

COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO – GEOSSINTÉTICO

FERNANDA BESSA FERREIRA

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

Professora Doutora Maria de Lurdes da Costa Lopes

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo para a vitória é o desejo de vencer

Gandhi

AGRADECIMENTOS

À Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes, pelo empenho e disponibilidade demonstrados ao longo da realização deste trabalho e ainda pela forma amiga como me orientou e transmitiu os seus valiosos conhecimentos.

À Dona Maria Teresa, funcionária da Secção de Materiais e Processos de Construção, pela boa vontade com que me ajudou naquilo que lhe solicitei.

Aos Engenheiros Miguel Paula e Rui Silvano e ao colega Miguel Morais, por me terem permitido colaborar em alguns ensaios laboratoriais de geossintéticos e por me terem transmitido experiências e conhecimentos importantes.

Ao Pedro Gil, pela companhia preciosa durante toda a realização deste trabalho e pela forma carinhosa com que sempre me apoiou.

Aos meus amigos da sala de 5.º Ano, pela boa disposição e amizade com que sempre me receberam e por todos os bons momentos ao longo deste percurso académico, em especial ao Marco Fernandes, José Eduardo, Miguel Cunha, Patrícia Alves e Vânia Pinheiro.

Aos amigos Pedro Miguel e Pedro Emanuel pelo apoio com que pude contar durante a realização do percurso académico, que me possibilitou chegar a esta fase final.

Aos meus pais, pelo apoio imprescindível e incondicional neste trabalho e em todas as etapas da minha vida.

RESUMO

Os geossintéticos são materiais poliméricos utilizados em obras geotécnicas, podendo exercer variadas funções, em associação ou em substituição de materiais naturais. As vantagens económicas e técnicas justificam o desenvolvimento notável da sua aplicação, a nível mundial, e que inúmeros cientistas e investigadores de todo o mundo se tenham vindo a ocupar do estudo do comportamento destes materiais no exercício das suas funções.

Se é verdade que a aplicação de geossintéticos no reforço de solos do tipo granular está já bem trabalhada e desenvolvida, no que se refere inclusivamente a métodos e técnicas de dimensionamento, o mesmo não se pode dizer relativamente aos solos coesivos, cujas características têm limitado a sua utilização em obras de terra. A utilização de solos coesivos reforçados com geossintéticos, incluindo os solos pobres e os sub-produtos valorizáveis na construção, pode trazer vantagens económicas e ambientais relevantes.

O trabalho que se apresenta consiste numa revisão do actual estado da arte acerca do comportamento das interfaces solo-geossintético, baseada em pesquisa bibliográfica, e encontra-se dividido em quatro capítulos.

No primeiro capítulo, denominado “Geossintéticos”, são abordados assuntos introdutórios e de ordem geral acerca destes materiais. O objectivo do capítulo é dar a conhecer o desenvolvimento da aplicação dos geossintéticos ao longo do tempo, bem como as suas principais propriedades, funções e aplicações, abordando-se por fim a questão da colocação em obra.

O segundo capítulo, designado “Reforço de Solos com Geossintéticos” começa pelo tema do reforço de solos em geral, passando de seguida ao reforço de solos com geossintéticos, onde são descritos os movimentos relativos das interfaces solo-geossintético, responsáveis pela mobilização de resistência (o movimento de corte directo e o movimento de arranque), bem como os mecanismos de interacção que se desenvolvem entre o solo e o reforço. No final são abordados os três ensaios laboratoriais mais relevantes para caracterização das propriedades das interfaces solo-geossintético: o ensaio de corte directo, o ensaio de corte em plano inclinado e o ensaio de arranque.

O terceiro capítulo, “Interacção Solo Granular-Geossintético” apresenta vários estudos realizados a nível internacional, acerca do comportamento das interfaces solo-geossintético, quando o material confinante é granular. São abordados os movimentos de corte directo, corte em plano inclinado e arranque, que têm lugar em diversas interfaces constituídas por diferentes tipos de geossintéticos e de solos granulares confinantes.

No quarto e último capítulo, “Interacção Solo Coesivo-Geossintético” podem ser encontrados diversos estudos realizados recentemente, referentes ao comportamento das interfaces solo-geossintético, quando o material de confinamento apresenta coesão, como é o caso dos solos argilosos e residuais. São abordados os movimentos de corte directo e de arranque para interfaces entre diferentes tipos de solos e diferentes tipos de geossintéticos de reforço.

Palavras-Chave: geossintético, interface, material confinante, interacção.

ABSTRACT

Geosynthetics are polymeric materials used in geotechnical construction which may perform different functions in combination or in place of natural materials. The economic and technical merits justify both the remarkable development of its application worldwide and the numerous scientists and researchers from around the world who have come to occupy themselves with the study of the behavior of these materials while performing their functions.

If it is true that the application of geosynthetics in the reinforcement of granular soils are well crafted and developed with regard to design methods and techniques, the same can't be said for cohesive soils whose characteristics have limited their use in earthworks. The use of geosynthetic reinforced cohesive soils, including poor soils and recoverable by-products in construction, can bring significant economic and environmental benefits.

The work presented is a current scientific state of the art review on behavior of soil-geosynthetic interfaces based on a literature reviews and is divided into four chapters.

In the first chapter, called "Geosynthetics", introductory and general subjects about these materials are discussed. The purpose of this chapter is to review the development and application of geosynthetics over time, their main properties, functions, applications and finally addressing the issue of their technical application.

The second chapter, entitled "Soil Reinforcement with Geosynthetics" begins with the theme of soil reinforcement in general and then after some issues related to soil reinforcement with geosynthetics are described, including the relative movements of the soil-geosynthetic interfaces responsible for mobilizing resistance (the direct shear and pullout displacements) and the mechanisms of interaction that take place between the soil and reinforcement. In the end, the three most important laboratory tests used to characterize the properties of soil-geosynthetic interfaces are focused: direct shear test, inclined plane test and pullout test.

The third chapter, "Granular Soil-Geosynthetic Interaction", presents several internationally developed studies regarding the behavior of soil-geosynthetic interfaces when the confining material is granular. Direct shear, inclined plane and pullout movements, which take place in several interfaces formed by different types of geosynthetics and granular confining soils, are analyzed.

In the fourth and final chapter, "Cohesive Soil-Geosynthetic Interaction", can be found several recent studies regarding the behavior of soil-geosynthetic interfaces when the confining material has cohesion, as is the case of clayey and residual soils. The direct shear and pullout movements are discussed in the study of interfaces between different cohesive soils and different types of geosynthetic reinforcement.

KEYWORDS: geosynthetic, interface, confining material, interaction.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Geossintéticos	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS	2
1.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	2
1.2.2. PROPRIEDADES FÍSICAS.....	3
1.2.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	3
1.2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	4
1.2.5. DURABILIDADE	4
1.2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	5
1.3. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	5
1.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	5
1.3.2. DRENAGEM.....	6
1.3.3. FILTRAGEM.....	6
1.3.4. PROTECÇÃO	8
1.3.5. REFORÇO.....	8
1.3.6. SEPARAÇÃO	9
1.3.7. CONTROLO DE EROÇÃO SUPERFICIAL	9
1.3.8. BARREIRA DE FLUIDOS.....	9
1.4. COLOCAÇÃO EM OBRA	10
1.4. NOTAS FINAIS	12
2. Reforço de Solos com Geossintéticos	13
2.1. INTRODUÇÃO	13
2.2. REFORÇO DE SOLOS	13
2.3. REFORÇO DE SOLOS ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS	16
2.4. INTERACÇÃO SOLO – GEOSSINTÉTICO	18
2.4.1. MOVIMENTOS RELATIVOS DA INTERFACE	18

2.4.2. MECANISMOS DE INTERACÇÃO	19
2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS INTERFACES SOLO- -GEOSSINTÉTICO	20
2.5.1. ENSAIO DE CORTE DIRECTO	21
2.5.1.1. Equipamento de ensaio	21
2.5.1.2. Procedimentos de ensaio	23
2.5.2. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO	24
2.5.2.1. Equipamento de ensaio	25
2.5.2.2. Procedimentos de ensaio	26
2.5.3. ENSAIO DE ARRANQUE	27
2.5.3.1. Equipamento de ensaio	28
2.5.3.2. Procedimentos de ensaio	29
2.6. NOTAS FINAIS	30
3. Interacção Solo Granular – Geossintético	31
3.1. INTRODUÇÃO	31
3.2. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR-GEOSSINTÉTICO: CORTE DIRECTO	32
3.2.1. ESTUDOS DE LIU <i>ET AL.</i> (2009)	32
3.2.1.1. Introdução / Objectivos do estudo	32
3.2.1.2. Materiais utilizados	32
3.2.1.3. Principais conclusões	33
3.2.2. ESTUDOS DE AFONSO (2009)	34
3.2.2.1. Introdução / Objectivos do estudo	34
3.2.2.2. Materiais utilizados	34
3.2.2.3. Principais conclusões	36
3.2.3. ESTUDOS DE VIEIRA (2008)	37
3.2.3.1. Introdução / Objectivos do estudo	37
3.2.3.2. Materiais utilizados	39
3.2.3.3. Principais conclusões	40
3.2.4. ESTUDOS DE FLEMING <i>ET AL.</i> (2006)	41
3.2.4.1. Introdução / Objectivos do estudo	41
3.2.4.2. Materiais utilizados	42
3.2.4.3. Principais conclusões	42

3.2.5. ESTUDOS DE SILVANO (2005)	43
3.2.5.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	43
3.2.5.2. Materiais utilizados.....	43
3.2.5.3. Principais conclusões.....	44
3.2.6. ESTUDOS DE BAKEER <i>ET AL.</i> (1998) ^a	45
3.2.6.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	45
3.2.6.2. Materiais utilizados.....	45
3.2.6.3. Principais conclusões.....	45
3.3. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR – GEOSSINTÉTICO: CORTE EM PLANO INCLINADO	46
3.3.1. ESTUDOS DE PITANGA <i>ET AL.</i> (2009)	46
3.3.1.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	46
3.3.1.2. Materiais utilizados.....	47
3.3.1.3. Principais conclusões.....	47
3.3.2. ESTUDOS DE COSTA LOPES (2000)	48
3.3.2.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	48
3.3.2.2. Materiais utilizados.....	49
3.3.2.3. Principais conclusões.....	51
3.3.3. ESTUDOS DE IZGIN E WASTI (1998)	52
3.3.3.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	52
3.3.3.2. Materiais utilizados.....	52
3.3.3.3. Principais conclusões.....	53
3.4. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR – GEOSSINTÉTICO: ARRANQUE	53
3.4.1. ESTUDOS DE KHEDKAR E MANDAL (2009).....	53
3.4.1.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	53
3.4.1.2. Materiais utilizados.....	54
3.4.1.3. Principais conclusões.....	55
3.4.2. ESTUDOS DE MORACI E CARDILE (2009).....	56
3.4.2.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	56
3.4.2.2. Materiais utilizados.....	56
3.4.2.3. Principais conclusões.....	57
3.4.3. ESTUDOS DE SUBAIDA <i>ET AL.</i> (2008)	57
3.4.3.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	57
3.4.3.2. Materiais utilizados.....	58

3.4.3.3. Principais conclusões	59
3.4.4. ESTUDOS DE MORACI E RECALCATI (2006)	60
3.4.4.1. Introdução / Objectivos do estudo	60
3.4.4.2. Materiais utilizados	60
3.4.4.3. Principais conclusões	61
3.4.5. ESTUDOS DE SILVANO (2005).....	62
3.4.5.1. Introdução / Objectivos do estudo	62
3.4.5.2. Materiais utilizados	62
3.4.5.3. Principais conclusões	63
3.4.6. ESTUDOS DE PALMEIRA (2004).....	64
3.4.6.1. Introdução / Objectivos do estudo	64
3.4.6.2. Materiais utilizados	65
3.4.6.3. Principais conclusões	66
3.4.7. ESTUDOS DE ALAGIYAWANNA ET AL. (2001)	67
3.4.7.1. Introdução / Objectivos do estudo	67
3.4.7.2. Materiais utilizados	67
3.4.7.3. Principais conclusões	69
3.4.8. ESTUDOS DE SUGIMOTO ET AL. (2001).....	70
3.4.8.1. Introdução / Objectivos do estudo	70
3.4.8.2. Materiais utilizados	71
3.4.8.3. Principais conclusões	71
3.5. NOTAS FINAIS	72

4. Interação Solo Coesivo – Geossintético

4.1. INTRODUÇÃO	73
4.2. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO COESIVO – GEOSSINTÉTICO: CORTE DIRECTO	74
4.2.1. ESTUDOS DE O’KELLY E NAUGHTON (2008)	74
4.2.1.1. Introdução / Objectivos do estudo	74
4.2.1.2. Materiais utilizados	74
4.2.1.3. Principais conclusões	75
4.2.2. ESTUDOS DE ZABIELSKA-ADAMSKA (2006).....	75
4.2.2.1. Introdução / Objectivos do estudo	75
4.2.2.2. Materiais utilizados	76

4.2.2.3. Principais conclusões.....	77
4.2.3. ESTUDOS DE BERGADO <i>ET AL.</i> (2006).....	78
4.2.3.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	78
4.2.3.2. Materiais utilizados.....	79
4.2.3.3. Principais conclusões.....	79
4.2.4. ESTUDOS DE SIEIRA (2003)	80
4.2.4.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	80
4.2.4.2. Materiais utilizados.....	81
4.2.4.3. Programa de ensaios	85
4.2.4.4. Apresentação e análise de resultados.....	86
4.3. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO COESIVO – GEOSSINTÉTICO: ARRANQUE.....	93
4.3.1. ESTUDOS DE SIEIRA <i>ET AL.</i> (2009).....	93
4.3.1.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	93
4.3.1.2. Materiais utilizados.....	94
4.3.1.3. Principais conclusões.....	95
4.3.2. ESTUDOS DE YIN <i>ET AL.</i> (2008)	95
4.3.2.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	95
4.3.2.2. Materiais utilizados.....	96
4.3.2.3. Principais conclusões.....	98
4.3.3. ESTUDOS DE SIEIRA (2003)	99
4.3.3.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	99
4.3.3.2. Materiais utilizados.....	99
4.3.3.3. Programa de ensaios	100
4.3.3.4. Apresentação e análise de resultados.....	101
4.3.4. ESTUDOS DE BAKEER <i>ET AL.</i> (1998) ^b	106
4.3.4.1. Introdução / Objectivos do estudo.....	106
4.3.4.2. Materiais utilizados.....	106
4.3.4.3. Principais conclusões.....	107
4.4. NOTAS FINAIS	107
 CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	 109
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Evolução do mercado mundial de geossintéticos (Ladeira, 1995)	2
Figura 1.2 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de drenagem em muros de suporte: a) sem dreno; b) com dreno (Lopes, 2005).	6
Figura 1.3 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – drenos em valas (Lopes, 2005).	7
Figura 1.4 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – protecção contra a erosão (Lopes, 2005).	7
Figura 1.5 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – barragens (Lopes, 2005).	7
Figura 1.6 – Exemplo da aplicação de geossintéticos com função de protecção em taludes de aterros de resíduos (Lopes, 2005).	8
Figura 1.7 – Exemplo da aplicação de geossintético para separação fundação/sub-base de vias: a) sem geossintético; b) com geossintético (Lopes, 2005).	9
Figura 1.8 – Exemplos de geomembranas (Lopes, 2005)	10
Figura 1.9 – Aterro de resíduos de bauxite: impermeabilização em construção.	10
Figura 1.10 – Métodos para efectuar ligações entre geomembranas (adaptado de Koerner, 1999). ..	11
Figura 2.1 – Elementos de solo com ou sem reforço (adaptado de Abramento, 1998).	14
Figura 2.2 – Ensaios de deformação plana de uma areia (adaptado de McGown <i>et al.</i> , 1978).	15
Figura 2.3 – Exemplo de aplicação de geossintéticos como reforço exercendo acção mecânica de membrana: a) numa fenda; b) numa via não pavimentada (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	17
Figura 2.4 – Muros de solo reforçado: a) adaptado de Koerner (2000); b) adaptado de Giroud <i>et al.</i> (1985).	17
Figura 2.5 – Reforço de aterros sobre solos moles: a) civil.fe.up.pt/pub/opcoes/geo/geo.htm ; b) adaptado de Giroud <i>et al.</i> (1985)	17
Figura 2.6 – Reforço de taludes com geossintéticos (adaptado de Lopes, 2005).	18
Figura 2.7 – Movimento de corte directo (Lopes, 2005).	19
Figura 2.8 – Movimento de arranque (adaptado de Lopes, 2005).	19
Figura 2.9 – Zonas A e B de uma estrutura de solo reforçado e ensaios que melhor reproduzem os mecanismos existentes (adaptado de Sieira, 2003).	20
Figura 2.10 – Esquema de um ensaio de corte directo (Sieira, 2003).	21
Figura 2.11 – Vista geral do equipamento de ensaio de corte directo do LGS-FEUP.	22
Figura 2.12 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de corte directo solo-geossintético (Silvano, 2005).	23
Figura 2.13 – Esquema de um ensaio de corte em plano inclinado (Sieira, 2003).	24
Figura 2.14 – Vista geral do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS-FEUP.	25

Figura 2.15 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de corte em plano inclinado solo-geossintético (Lopes, 2005).....	27
Figura 2.16 – Esquema de um ensaio de arranque (Sieira, 2003).....	28
Figura 2.17 – Vista geral do equipamento de ensaio de arranque do LGS-FEUP.....	29
Figura 2.18 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de arranque solo-geossintético (Lopes, 2005).....	30
Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados (adaptado de Liu <i>et al.</i> , 2009).....	33
Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia utilizada (Afonso, 2009).....	35
Figura 3.3 – Geossintético utilizado no estudo (Afonso, 2009).....	36
Figura 3.4 – Vista do equipamento desenvolvido, existente no LGS (Vieira, 2008).....	38
Figura 3.5 – Equipamento de corte simples do LNEC (Vieira, 2008).....	38
Figura 3.6 – Curvas granulométricas das areias SP 45 e SP 49 (Vieira, 2008).....	39
Figura 3.7 – Aspecto visual dos materiais utilizados: a) GC50; b) GC100; c) GC50/50 (Vieira, 2008).....	40
Figura 3.8 – Diferentes fases do movimento da caixa superior de corte (adaptado de Pitanga <i>et al.</i> , 2009).....	46
Figura 3.9 – Curva granulométrica do solo ensaiado (adaptado de Pitanga <i>et al.</i> , 2009).....	47
Figura 3.10 – Curva granulométrica do solo 1 (Costa Lopes, 2000).....	49
Figura 3.11 – Curva granulométrica do solo 2 (Costa Lopes, 2000).....	50
Figura 3.12 – Reforço celular típico de 20 mm de altura (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009).....	54
Figura 3.13 – Reforços utilizados (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009).....	54
Figura 3.14 – Geometria das três geogrelhas ensaiadas, com dimensões em mm (adaptado de Moraci e Cardile, 2009).....	56
Figura 3.15 – Fotografias dos geotêxteis utilizados no estudo (adaptado de Subaida <i>et al.</i> , 2008).....	58
Figura 3.16 – Aspecto visual dos dois tipos de geossintéticos utilizados: a) geocompósito de reforço; b) geogrelha extrudida (Silvano, 2005).....	63
Figura 3.17 – Distribuição granulométrica da areia (adaptado de Alagiyawanna <i>et al.</i> , 2001).....	68
Figura 3.18 – Configurações das geogrelhas ensaiadas (adaptado de Alagiyawanna <i>et al.</i> , 2001).....	69
Figura 4.1 – Aterro reforçado no troço Régua/Reconcos do IP3 (Lopes e Mendonça, 1998).....	73
Figura 4.2 – Esquema do aparelho de corte directo, equipado com a caixa cilíndrica para os ensaios das interfaces (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).....	76
Figura 4.3 – Curva granulométrica de uma amostra das cinzas volantes utilizadas (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).....	76
Figura 4.4 – Mecanismos de interacção solo-geogrelha (Sieira, 2003).....	80
Figura 4.5 – Curvas granulométricas dos solos arenoso e silto-argiloso (Sieira, 2003).....	81
Figura 4.6 – Curva de compactação (Proctor Normal) do solo silto-argiloso (Sieira, 2003).....	82

Figura 4.7 – Geogrelha PG (Sieira, 2003).....	83
Figura 4.8 – Geogrelha MG (Sieira, 2003).....	83
Figura 4.9 – Malha hexagonal de dupla torção (Sieira, 2003).....	84
Figura 4.10 – Resultados dos ensaios de corte directo com reforço horizontal em areia com $I_D=80\%$ (Sieira, 2003).....	87
Figura 4.11 – Resultados dos ensaios de corte directo com reforço horizontal em silte argiloso de $G_C=100\%$ (Sieira, 2003).....	88
Figura 4.12 – Envoltentes de resistência obtidas através dos ensaios de corte directo com reforço horizontal (adaptado de Sieira, 2003).....	89
Figura 4.13 – Variação da razão τ_{SG}/τ_S com o deslocamento na interface (adaptado de Sieira, 2003).....	90
Figura 4.14 – Variação dos parâmetros de resistência com a inclinação da geogrelha (Sieira, 2003).....	92
Figura 4.15 – Resistência ao corte em função da inclinação da geogrelha (Sieira, 2003).....	92
Figura 4.16 – Equipamento de corte directo: a) vista geral; b) pormenor da caixa de corte (Sieira <i>et al.</i> , 2006).....	93
Figura 4.17 – Amostras das duas geogrelhas: a) geogrelha MG; b) geogrelha PG (Sieira <i>et al.</i> , 2009).....	94
Figura 4.18 – Secção típica de uma barragem de resíduos reforçada com geossintéticos (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	96
Figura 4.19 – Equipamento de ensaio de arranque (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	96
Figura 4.20 – Geometria da geotira CAT15A (Yin <i>et al.</i> , 2008).....	97
Figura 4.21 – Geometria da geogrelha CATT30 (Yin <i>et al.</i> , 2008).....	97
Figura 4.22 – Curva granulométrica dos resíduos utilizados (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	98
Figura 4.23 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da grelha metálica (adaptado de Sieira, 2003).....	102
Figura 4.24 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da geogrelha PG (adaptado de Sieira, 2003).....	103
Figura 4.25 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da geogrelha MG (adaptado de Sieira, 2003).....	104
Figura 4.26 – Variação da resistência ao arranque com o diâmetro médio dos grãos de solo (adaptado de Sieira, 2003).....	105
Figura 4.27 – Configuração dos ensaios e instrumentação (adaptado de Bakeer <i>et al.</i> , 1998 ^b).....	106

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Relações entre funções e materiais (adaptado de Koerner, 1998).	5
Quadro 3.1 – Características dos geossintéticos (adaptado de Liu <i>et al.</i> , 2009).	32
Quadro 3.2 – Propriedades dos solos ensaiados (adaptado de Liu <i>et al.</i> , 2009).	32
Quadro 3.3 – Programa de ensaios de corte directo (adaptado de Afonso, 2009).	35
Quadro 3.4 – Índices físicos das areias SP 45 e SP 49 (Vieira, 2008).	40
Quadro 3.5 – Propriedades da areia de Ottawa, da areia bentonítica e da areia siltosa (adaptado de Fleming <i>et al.</i> , 2006).	42
Quadro 3.6 – Características granulométricas do solo em estudo (Silvano, 2005).	43
Quadro 3.7 – Características mecânicas do solo em estudo (Silvano, 2005).	44
Quadro 3.8 – Características do geocompósito de reforço utilizado (Silvano, 2005).	44
Quadro 3.9 – Principais características dos geossintéticos utilizados (adaptado de Pitanga <i>et al.</i> , 2009).	47
Quadro 3.10 – Características físicas e granulométricas dos solos utilizados (Costa Lopes, 2000). ...	50
Quadro 3.11 – Propriedades dos solos granulares utilizados (adaptado de Izgin e Wasti, 1998)	52
Quadro 3.12 – Características dos vários reforços utilizados (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009). ..	55
Quadro 3.13 – Características estruturais e mecânicas das geogrelhas utilizadas (adaptado de Moraci e Cardile, 2009).	57
Quadro 3.14 – Propriedades dos solos utilizados (adaptado de Subaida <i>et al.</i> , 2008).	59
Quadro 3.15 – Características estruturais das diferentes geogrelhas (adaptado de Moraci e Recalcati, 2006).	60
Quadro 3.16 – Síntese das características dos reforços utilizados no estudo (Silvano, 2005).	62
Quadro 3.17 – Características dos reforços ensaiados (adaptado de Palmeira, 2004).	65
Quadro 3.18 – Propriedades do solo (adaptado de Palmeira, 2004).	65
Quadro 3.19 – Propriedades da areia de sílica utilizada (adaptado de Alagiyawanna <i>et al.</i> , 2001).	68
Quadro 3.20 – Propriedades da geogrelha (adaptado de Alagiyawanna <i>et al.</i> , 2001).	68
Quadro 3.21 – Propriedades das geogrelhas utilizadas (adaptado de Sugimoto <i>et al.</i> , 2001).	71
Quadro 4.1 – Características granulométricas das cinzas volantes utilizadas (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).	77
Quadro 4.2 – Parâmetros das cinzas volantes no seu estado natural e com adição de cimento (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).	77
Quadro 4.3 – Caracterização dos solos (Sieira, 2003).	81
Quadro 4.4 – Pesos volúmicos e índices de vazios máximos e mínimos da areia (Sieira, 2003).	82
Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência dos solos (Sieira, 2003).	82

Quadro 4.6 – Características das grelhas ensaiadas (adaptado de Sieira, 2003).....	84
Quadro 4.7 – Programa de ensaios de corte directo para a areia (adaptado de Sieira, 2003).	85
Quadro 4.8 – Programa de ensaios de corte directo para o silte argiloso (adaptado de Sieira, 2003).	86
Quadro 4.9 – Parâmetros de interface obtidos através dos ensaios de corte directo (adaptado de Sieira, 2003).	90
Quadro 4.10 – Resultados dos ensaios de corte directo com a geogrelha MG inclinada (Sieira, 2003).	91
Quadro 4.11 – Características geotécnicas dos solos utilizados (adaptado de Sieira <i>et al.</i> , 2009).	94
Quadro 4.12 – Características físicas e mecânicas das geogrelhas (adaptado de Sieira <i>et al.</i> , 2009).	94
Quadro 4.13 – Características da geotira (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	97
Quadro 4.14 – Características da geogrelha (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	97
Quadro 4.15 – Composição granulométrica dos resíduos da mina de cobre de Dahongshan (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	98
Quadro 4.16 – Propriedades físicas dos resíduos da mina de cobre de Dahongshan (adaptado de Yin <i>et al.</i> , 2008).....	98
Quadro 4.17 – Programa de ensaios de arranque, MH (adaptado de Sieira, 2003).	100
Quadro 4.18 – Programa de ensaios de arranque, PG (adaptado de Sieira, 2003).....	100
Quadro 4.19 – Programa de ensaios de arranque, MG (adaptado de Sieira, 2003).	101

ABREVIATURAS

CEN – Comissão Europeia de Normalização

FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GC - Geocompósito

JWG – Joint Working Group

LGS – Laboratório de Geossintéticos da FEUP

PEAD – Polietileno de alta densidade

PET – Poliéster

PP – Polipropileno

PVC – Policloreto de vinil

1

GEOSSINTÉTICOS

1.1. INTRODUÇÃO

A estabilização e melhoramento dos solos com recurso à inclusão de fibras e telas são procedimentos que datam de há milhares de anos. Há cerca de três mil anos, ainda Antes de Cristo, os babilónios já inseriam materiais fibrosos na construção de Zigurates. Com a mesma finalidade, os chineses aplicavam madeira, raízes e bambu e os romanos juncos em madeira. Na Idade Média acrescentou-se ainda o uso de peles de animais.

No decorrer do século passado, devido essencialmente a preocupações de ordem económica e ambiental, por exemplo no que respeita à redução dos recursos naturais exploráveis, a engenharia sofreu uma evolução extraordinária no que se refere a novas técnicas e materiais. Foi neste contexto que surgiram os geotêxteis, cuja designação resultou do facto de serem produtos utilizados sobretudo no domínio da geotecnia e de serem fabricados com fibras têxteis (Koerner, 1986).

Segundo as referências existentes, foi nos Estados Unidos da América, no ano de 1926, que se utilizaram pela primeira vez estes materiais, com o objectivo de reforçar alguns pavimentos e estradas. Os geotêxteis utilizados continham propriedades muito diferentes das que apresentam os geotêxteis dos nossos dias.

A utilização sistemática de reforços sob a forma de telas surgiu após o aparecimento dos polímeros sintéticos, na década de 40, associado ao desenvolvimento das técnicas de fabrico de geotêxteis com estes materiais, quer tecidos (anos 50), quer não tecidos (anos 60).

A partir dos anos 70 (quando foram introduzidos os geotêxteis não tecidos agulhados) o uso de geotêxteis conheceu um notável incremento, devido às vantagens técnicas e económicas da sua utilização. Como curiosidade, foi em 1971 em França que se construiu pela primeira vez um muro reforçado com estes materiais.

O desenvolvimento e a expansão do mercado de geotêxteis conduziram ao aparecimento de novos produtos, de entre os quais se destacam as geogrelhas, que surgiram no início dos anos 80. O constante aparecimento de novos produtos levou à introdução de uma nova terminologia. Em 1983, J. E. Fluet Jr. introduziu o termo “geossintético” para designar todos os novos produtos com aplicações geotécnicas: os geotêxteis, as geomembranas e os produtos relacionados (geogrelhas, georedes, geomalhas, geotapetes, geocélulas, geocompósitos de drenagem, geocompósitos bentoníticos, etc.). Em 1994, no congresso de Singapura, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universalmente esta terminologia ao adoptar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos.

Os geossintéticos são então materiais obtidos a partir de polímeros sintéticos que se colocam à superfície ou no interior de solos, podendo exercer várias funções, entre elas a drenagem, a filtração, a separação, a protecção, o reforço, a estanqueidade e o controlo de erosão.

Para mais facilmente se perceber a evolução do mercado mundial dos geossintéticos, apresenta-se na Figura 1.1 um gráfico representativo do seu consumo, em milhões de m², entre 1968 e 1995.

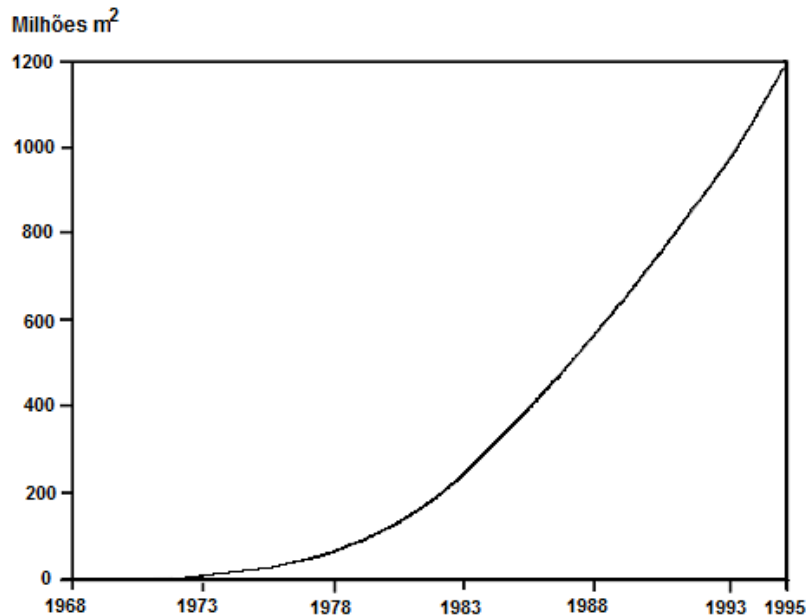


Figura 1.1 – Evolução do mercado mundial de geossintéticos (Ladeira, 1995).

O rápido desenvolvimento da utilização de geossintéticos a nível mundial pode ser justificado pelos benefícios que dela derivam para os empreiteiros, para os projectistas e mesmo para os donos de obra: uma construção mais rápida e menos dependente das condições meteorológicas, a possibilidade de movimentação de menores volumes de terra, a utilização de solos de qualidade inferior e a facilidade de colocação constituem algumas das vantagens para os empreiteiros; as garantias que advêm das propriedades uniformes dos geossintéticos, a capacidade dos geossintéticos para resolver problemas localizados no solo e a crescente evolução da normalização associada ao seu emprego (normas de ensaio e especificações com vista ao seu dimensionamento) são alguns dos benefícios para os projectistas; aos donos de obra a sua utilização proporciona uma construção e manutenção mais económicas.

1.2. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

1.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para que um geossintético desempenhe eficazmente uma dada função é necessário que possua determinadas propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas, que garantam a sua funcionalidade ao longo do período de vida útil da obra e que sobrevivam inclusive às operações de manuseamento, armazenagem e colocação em obra. Os principais factores que influenciam as propriedades de um geossintético são o tipo de polímero que o constitui, o processo de fabrico e o tempo.

Dado que os resultados dos ensaios de controlo das propriedades dos geossintéticos podem ser muito divergentes, dependendo das condições em que aqueles se realizam, houve a necessidade de elaborar normas Internacionais (Europeias, no caso de Portugal) de ensaios de geossintéticos. As normas Europeias, elaboradas pelas Comissões Técnicas (TC) TC 189 e JWG TC 189/TC 254, criadas pela Comissão Europeia de Normalização, têm por objectivo uniformizar a caracterização dos geossintéticos no que se refere às suas propriedades fundamentais e consequentemente reduzir a arbitrariedade da sua aplicação.

De seguida descrevem-se resumidamente as propriedades mais importantes dos geossintéticos.

1.2.2. PROPRIEDADES FÍSICAS

As propriedades físicas mais importantes dos geossintéticos são a massa por unidade de área, a espessura, a densidade relativa dos polímeros que os constituem e a distribuição e dimensão das aberturas.

Para um dado polímero e processo de fabrico, a massa por unidade de área, expressa em g/m^2 , pode ser relacionada com as propriedades mecânicas do geossintético e é ainda um indicador da homogeneidade e qualidade do mesmo.

A espessura, medida para uma dada pressão, define-se como a distância entre as extremidades inferior e superior de um geossintético. No caso da espessura nominal, a pressão correspondente é de 2kPa. Esta propriedade permite inferir acerca de outras propriedades mecânicas e hidráulicas de um geossintético e acerca da sua compressibilidade, ao relacionar-se a espessura e a pressão correspondente.

A densidade relativa dos polímeros é uma grandeza adimensional, definida como a razão entre o peso volúmico dos elementos constituintes do geossintético e o peso volúmico da água a 4°C. Pode ser usada para identificação e controlo de qualidade, já que é um indicador do tipo de polímero e permite saber se o geossintético flutua, característica importante em algumas aplicações.

A distribuição e dimensão das aberturas (esta última representada geralmente pelo diâmetro, em mm ou μm) variam consoante o tipo de geossintético: no caso de uma geogrelha as aberturas possuem as mesmas dimensões entre si; no caso de um geotêxtil as aberturas não são uniformes e estão compreendidas num intervalo de tamanhos, cuja representação se designa por porometria. A dimensão equivalente de abertura, O_n , representa a dimensão que é maior do que n% das aberturas de um geossintético, assumindo n, correntemente, o valor de 90%.

1.2.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

As propriedades hidráulicas mais importantes dos geossintéticos são a permeabilidade normal e a transmissividade.

A permeabilidade normal ao plano do geossintético depende da distribuição e dimensão das aberturas e é expressa em m/s. É uma propriedade particularmente importante quando um geossintético é colocado para servir de filtro.

A transmissividade é a capacidade de um geossintético permitir o escoamento de fluidos no próprio plano e define-se como o produto entre a condutividade hidráulica no plano e a espessura. A transmissividade, geralmente expressa em m^2/s , depende da espessura e da distribuição e dimensão das aberturas do geossintético e é proporcional ao caudal que este conduz no seu plano.

1.2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS

A resposta de um geossintético às solicitações a que está sujeito durante o período de vida útil da obra (esforços de tracção, compressão, punçoamento, rasgamento, entre outros) depende das suas propriedades mecânicas, das quais se destacam o comportamento à tracção, a resistência ao punçoamento e ao rasgamento e ainda o atrito nas interfaces.

O comportamento à tracção depende de vários factores relacionados com o tipo de polímero constituinte e com processo de fabrico do geossintético. É através de um gráfico que relaciona a força por unidade de largura (expressa em kN/m) e as deformações (expressas em %) que geralmente se analisa esta propriedade, podendo obter-se os valores da resistência à tracção, deformação na rotura e módulo de rigidez.

Um geossintético encontra-se comumente sujeito a acções de punçoamento, durante as fases de colocação e de funcionamento da obra. A resistência ao punçoamento é definida com base na vulnerabilidade de um geossintético às compressões diferenciais e aos choques e pode ser quantificada por um comprimento, uma força ou uma pressão, consoante o mecanismo responsável pelas solicitações a que está sujeito.

A resistência ao rasgamento é a oposição que um geossintético apresenta à rotura progressiva resultante de uma perfuração seguida de tracção. Geralmente usa-se a força de rasgamento, em kN, para avaliar a resistência dos geossintéticos à propagação de rasgões locais.

O atrito nas interfaces é uma propriedade particularmente importante quando os geossintéticos actuam como reforço, pois a transferência de esforços do solo para o reforço depende da interacção entre os mesmos. A caracterização dessa interacção é feita com base na resistência ao corte da interface solo-reforço (expressa em N/m^2) podendo ser representada por uma lei idêntica à lei de Mohr – Coulomb (através dos parâmetros coesão e ângulo de atrito). A resistência da interface solo-geossintético depende, entre outros factores, da mobilização do atrito lateral entre os dois materiais, o que por sua vez depende da granulometria do solo e da rugosidade do geossintético e assume geralmente valores iguais ou inferiores à resistência ao corte do próprio solo.

1.2.5. DURABILIDADE

Relativamente à durabilidade dos geossintéticos, o problema consiste na determinação do espaço de tempo durante o qual um geossintético tem a capacidade de manter as propriedades que lhe são exigidas dentro de certos valores mínimos. Algumas das causas da alteração das suas características são as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra, as próprias acções internas (resultantes da evolução da matéria-prima) e as acções externas (acções mecânicas, físico-químicas e bacteriológicas).

Para controlo da degradação resultante das operações de transporte, manuseamento e colocação em obra podem ser realizados ensaios durante a construção da obra, como os ensaios de campo de danificação e ensaios laboratoriais de simulação da danificação durante a instalação.

No que se refere às acções internas, os polímeros sintéticos apresentam alterações estruturais com o decorrer do tempo, mas tais alterações não indicam à partida a degradação do geossintético.

Relativamente às acções externas, mais especificamente às acções mecânicas, há dois fenómenos particularmente importantes para o comportamento a longo prazo dos geossintéticos: a fluência e a relaxação. A fluência, resultante do comportamento elasto-viscoplástico dos polímeros, conduz ao aumento da deformação sob tensão constante e depende essencialmente do tipo de polímero. A

relaxação é causada por acções alternadas, como as provocadas pelo tráfego de veículos numa via de circulação, sendo a estrutura do geossintético mais sensível a este fenómeno do que o próprio polímero.

1.2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As características associadas a cada tipo de geossintéticos levam à sua utilização preferencial em determinadas situações. Como exemplo, no caso de a função exigida a um geossintético ser a estanqueidade, as geomembranas e os geocompósitos bentoníticos são os mais adequados dado que são impermeáveis.

Desta forma, após a escolha do geossintético mais adequado ao exercício de uma dada função, é necessário definir valores limites para as propriedades mais importantes para a situação em questão. Como é de esperar, as propriedades a analisar dependem da função a que o geossintético se destina e os valores limites dessas propriedades advêm da análise das particularidades de cada aplicação, através de métodos de cálculo apropriados.

1.3. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

1.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem vindo a aumentar. Os geossintéticos possibilitam a substituição de materiais de construção tradicionais (solo, areia, brita, enrocamento, condutas, tiras e grelhas de aço) e o reforço de materiais naturais (Sieira, 2003). Quando se pretende utilizar geossintéticos em obras, o primeiro aspecto a considerar consiste na definição das funções que estes devem desempenhar. Por função entende-se uma acção específica que o geossintético deve exercer para que os objectivos da sua utilização sejam atingidos.

Quadro 1.1 - Relações entre funções e materiais (adaptado de Koerner, 1998).

Geossintéticos	Aplicação						
	Reforço	Filtragem	Drenagem	Protecção	Separação	Barreira de fluidos	Controlo de erosão
Geogrelhas	X						
Geomembranas					X	X	
Geocompósitos	X		X			X	
Geobarras	X						
Geoespaçadores			X				
Geotiras	X						
Georredes			X				
Geotubos			X				
Geomantas						X	X
Geocélulas	X						X
Geotêxteis	X	X	X	X	X		X

A Comissão Europeia de Normalização (CEN) destaca na norma NP EN ISO 10318 sete funções principais que os geossintéticos podem desempenhar, sendo elas a drenagem, filtragem, protecção, reforço, separação, controlo de erosão superficial e barreira de fluidos. Numa determinada aplicação, um geossintético desempenha muitas vezes várias funções em simultâneo.

No Quadro 1.1 resumem-se as principais aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos utilizados em obras geotécnicas.

1.3.2. DRENAGEM

A função de drenagem refere-se à capacidade do geossintético de permitir a passagem de fluidos como gases, água ou lixiviados ao longo do seu próprio plano. Assim sendo, as principais exigências que se colocam são as de assegurar a evacuação dos fluidos com uma pequena perda de carga evitando simultaneamente a entrada de partículas sólidas e o seu transporte ao longo do dreno.

Consequentemente, as propriedades que mais influenciam o eficaz funcionamento de um geossintético de drenagem são a transmissividade, a permeabilidade normal e a distribuição de poros. É necessário adequar ainda a espessura e a compressibilidade do dreno ao tempo de vida útil da obra em questão.

São aplicados geossintéticos de drenagem em pavimentos, atrás de muros ou outras estruturas de suporte de terras (Figura 1.2), na recolha de lixiviados e de biogás em aterros de resíduos, para alívio de pressões de água em estruturas enterradas e em mantas de drenagem horizontais.

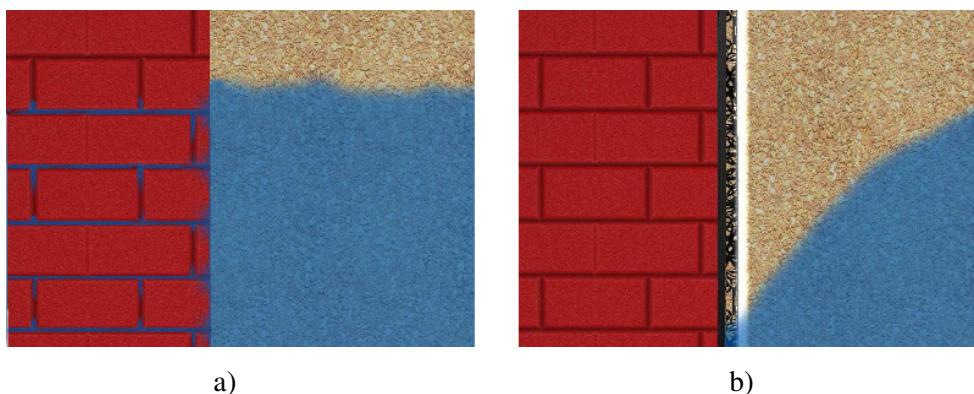


Figura 1.2 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de drenagem em muros de suporte: a) sem dreno; b) com dreno (Lopes, 2005).

1.3.3. FILTRAGEM

Filtragem é a capacidade dos geossintéticos de permitir a passagem de fluidos na direcção perpendicular ao seu plano, retendo a montante as partículas sólidas.

Como se depreende, propriedades como a permeabilidade normal, a porometria adequada e a flexibilidade (esta última necessária ao ajuste do material ao maciço, para que não se formem vazios entre o solo e o geossintético) são essenciais para que o material consiga desempenhar a função de filtro durante um longo período de tempo. A compatibilidade solo-geossintético é muito importante em termos de fluxo a longo prazo, para que não ocorra colmatção.

Geossintéticos com a função de filtragem são aplicados frequentemente como drenos em valas (como apresentado na Figura 1.3), drenos de muros, protecção contra a erosão (Figura 1.4), barragens de terra e enrocamento (Figura 1.5), drenos verticais de consolidação, barreiras a sedimentos, etc..

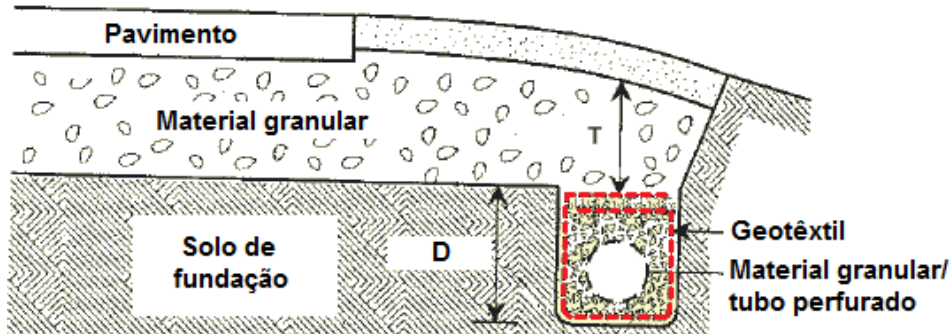


Figura 1.3 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – drenos em valas (Lopes, 2005).

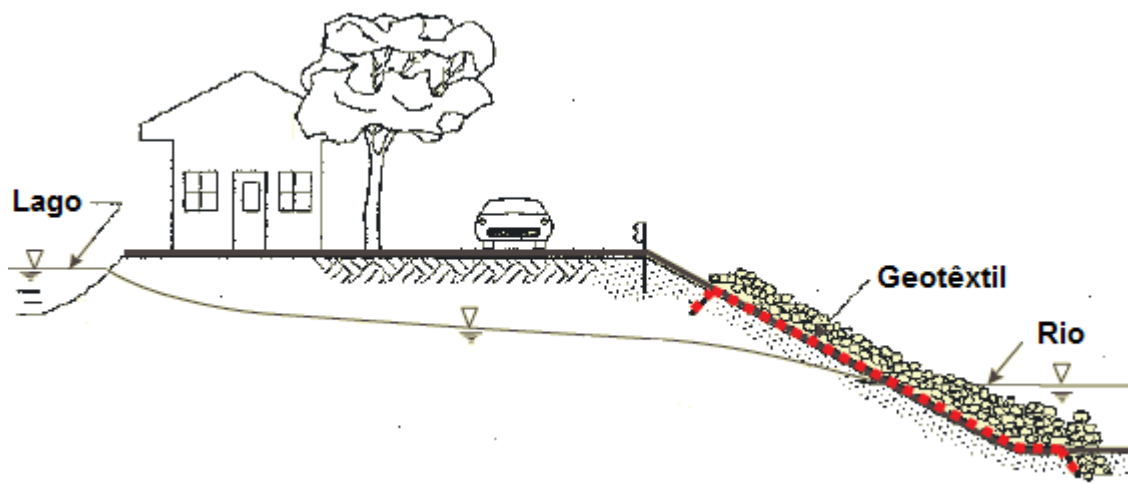


Figura 1.4 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – protecção contra a erosão (Lopes, 2005).

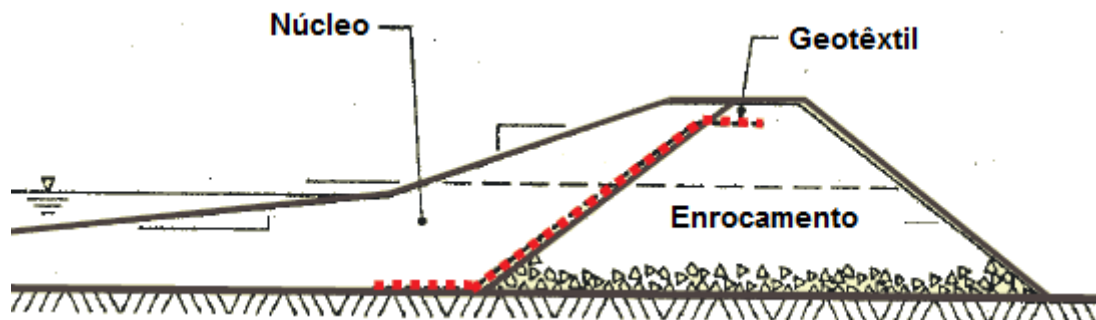


Figura 1.5 – Exemplo da aplicação de geossintético com função de filtragem – barragens (Lopes, 2005).

1.3.4. PROTECÇÃO

Protecção refere-se à capacidade dos geossintéticos de reduzirem solicitações localizadas, homogeneizando o nível de tensões que atingiriam o material a ser protegido. Assim, um geossintético pode desempenhar a função de protecção em duas situações distintas: quando colocado entre dois materiais para evitar ou limitar a danificação local do elemento a ser protegido, absorvendo e distribuindo as tensões e deformações a ele transmitidas e quando colocado sobre maciços para evitar que a acção de agentes atmosféricos ou do tráfego provoquem a sua erosão.

Para que um geossintético desempenhe eficazmente a função de protecção, é importante que exiba propriedades mecânicas e espessura adequadas. É ainda importante assegurar a continuidade do material.

Uma aplicação frequente desta função consiste na colocação de geotêxteis sobre as geomembranas para protecção das mesmas, em aterros de resíduos, como é visível na Figura 1.6.



Figura 1.6 – Exemplo da aplicação de geossintéticos com função de protecção em taludes de aterros de resíduos (Lopes, 2005).

1.3.5. REFORÇO

Sem se querer ser exaustivo, visto que a questão do reforço de solos é assunto destinado ao Capítulo 2 do presente trabalho, a função de reforço é no fundo a utilização do comportamento carga-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outro material de construção, proporcionando uma resistência ao corte superior à disponível na ausência do reforço. Os geossintéticos são materiais que resistem a esforços de tracção, logo podem ser utilizados para complementar materiais que não possuem essa capacidade.

Quando os geossintéticos desempenham a função de reforço é fundamental que exibam resistência à tracção, deformabilidade e flexibilidade adequadas assim como um bom comportamento a longo prazo, nomeadamente à fluência e à relaxação. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo-geossintético seja adequada pois é através dela que são transferidos os esforços de tracção do solo para o reforço.

Geossintéticos com função de reforço podem ser colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção ou entre duas camadas sujeitas a tensões diferentes para equilibrar a diferença de tensões entre elas, exercendo neste caso acção mecânica de membrana.

1.3.6. SEPARAÇÃO

Separação é a capacidade do geossintético de não permitir que solos e/ou materiais de aterro adjacentes com granulometrias diferentes se misturem ou interpenetrem sob a acção das cargas aplicadas, permitindo a manutenção da integridade dos dois materiais.

As propriedades mais importantes para os geossintéticos que vão desempenhar esta função são a resistência à tracção, flexibilidade, resistência ao punçoamento e rasgamento, retenção do solo e permeabilidade aos fluidos.

Aplicam-se correntemente geossintéticos com esta função nas interfaces fundação/sub-base de vias (como representado na Figura 1.7), entre o balastro e a fundação de vias-férreas, entre aterros e solos moles de fundação e em aterros de resíduos.

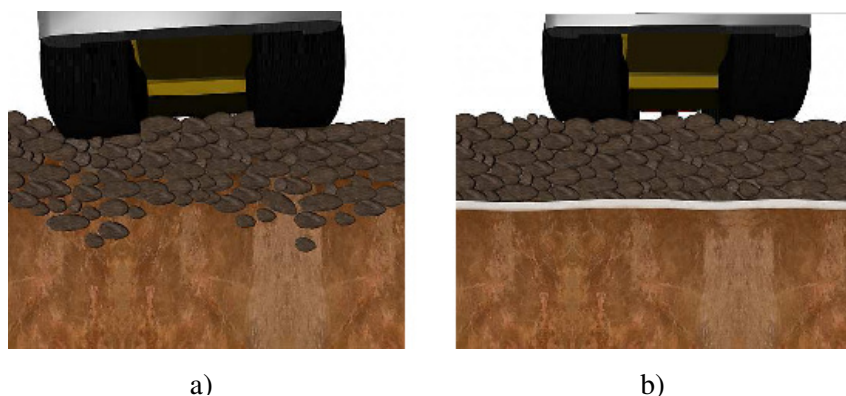


Figura 1.7 – Exemplo da aplicação de geossintético para separação fundação/sub-base de vias: a) sem geossintético; b) com geossintético (Lopes, 2005).

1.3.7. CONTROLO DE EROSÃO SUPERFICIAL

Controlo de erosão superficial é a função destinada a evitar ou limitar os movimentos de solo ou de outras partículas da superfície do terreno, protegendo-a da acção de agentes atmosféricos e/ou do tráfego (caso se trate da protecção superficial de taludes) ou da acção erosiva da água (caso se trate do revestimento do leito de um canal ou lago).

Este tipo de aplicação pode ter carácter provisório, caso se opte por geossintéticos biodegradáveis, ou permanente, e é frequente em sistemas de protecção de taludes e de protecção costeira.

1.3.8. BARREIRA DE FLUIDOS

Por função de barreira de fluidos entende-se a capacidade do geossintético de evitar a migração de líquidos ou gases. As geomembranas e os geocompósitos bentoníticos são os únicos materiais capazes de exercer esta função, podendo trabalhar isoladamente ou como parte integrante de um sistema de impermeabilização.

Quando os geossintéticos exercem a função de barreira de fluidos é essencial que seja garantida a continuidade do material ao longo das operações que antecedem o seu funcionamento na obra (transporte, manuseamento e colocação) e para tal devem apresentar resistências à tracção, ao rasgamento, ao punçoamento, à temperatura e às radiações ultravioletas adequadas. Para além disso, é

necessário garantir que apresentam resistência satisfatória às acções a que estarão submetidos durante o período de vida útil da obra, nomeadamente aos ataques químicos e biológicos, devendo ainda apresentar espessura, deformabilidade e flexibilidade apropriadas às acções a que estarão submetidos.

Neste tipo de aplicação, a ligação entre as faixas (elementos individuais) assume uma grande importância, pois é crucial para garantir a estanqueidade do material. Realizam-se ensaios destrutivos e não destrutivos para controlo da estanqueidade das juntas, como o ensaio de pressão de ar, ensaio de corte e de descasque.

Na Figura 1.8 encontram-se dois tipos de geomembranas: à esquerda uma geomembrana lisa, ao centro e à direita geomembranas rugosas. A Figura 1.9 mostra um aterro de resíduos em construção, um exemplo da aplicação de geomembranas para impermeabilização.



Figura 1.8 – Exemplos de geomembranas (Lopes, 2005).



Figura 1.9 – Aterro de resíduos de bauxite: impermeabilização em construção.

1.4. COLOCAÇÃO EM OBRA

Durante as fases de transporte, manuseamento, armazenamento e colocação em obra, os geossintéticos estão geralmente sujeitos a acções intensas, que podem pôr em risco a capacidade para desempenharem eficazmente as funções a que se destinam. Portanto, é necessário ter alguns cuidados básicos nessa fase crítica do período de vida dos geossintéticos. As operações a realizar na colocação em obra, embora adaptadas ao tipo de aplicação e de material, englobam fundamentalmente três passos:

- preparação do terreno;
- colocação e sobreposição dos elementos individuais;
- e ligação dos elementos individuais.

A preparação do terreno visa a uniformização das tensões aplicadas ao geossintético, para evitar rasgamentos e excessivas compressões ou distensões. Para tal, é necessário remover todos os materiais contundentes e em alguns casos intercalar um solo arenoso entre o terreno existente e o geossintético, criando uma camada mais homogénea para a colocação do mesmo.

Relativamente aos métodos de colocação e sobreposição dos elementos individuais, estes variam naturalmente consoante o tamanho e peso do rolo do geossintético, que pode variar entre os 25Kg e os 1000Kg, mas devem ser realizados de forma cuidadosa, colocando e sobrepondo as faixas na direcção dos maiores esforços.

Em algumas situações pode ser necessária uma sobreposição transversal das faixas, pelo que nesses casos será necessário ter o cuidado de evitar que no lançamento dos materiais de aterro aquelas deixem de estar em contacto. Quando se prevê a ocorrência de levantamentos das telas, por exemplo devido ao efeito do vento, devem fixar-se os bordos com pedras ou ganchos para de seguida ser lançado o aterro.

Quanto à forma de ligação dos elementos individuais, esta depende essencialmente do tipo de geossintéticos e das funções a que se destinam.

No caso dos geotêxteis, a ligação pode ser efectuada por sobreposição directa, grampeamento, colagem ou costura, sendo esta última realizada com uma máquina de cozer apropriada, garantindo uma sobreposição de 10 a 20 cm e mantendo as propriedades mecânicas e hidráulicas na zona da costura. A costura é a forma mais eficaz de ligação dos geotêxteis e é aplicável seja qual for a sua função, ao contrário das restantes formas de ligação.

A ligação entre as faixas de geogrelhas pode ser efectuada por sobreposição directa, unindo-se com fio entrançado as barras sobrepostas ou entrelaçando varões ou barras nas aberturas do material sobreposto. Este último método é mais eficaz mas não é aplicável a todos os tipos de geogrelhas, pelo que se tornou mais comum a ligação por sobreposição directa.

A operação de ligação das geomembranas deve ser realizada de forma delicada, pois uma ligação deficiente põe automaticamente em risco a eficácia da função de impermeabilização. O mecanismo de ligação consiste na reorganização temporária da estrutura do polímero e é efectuada fornecendo energia às duas faces opostas a ligar, originada por processos químicos ou térmicos. Após o fornecimento de energia, que pode envolver a adição de polímero na zona de ligação, a aplicação de pressão e a passagem do tempo resultam na união das duas faixas de geomembrana.

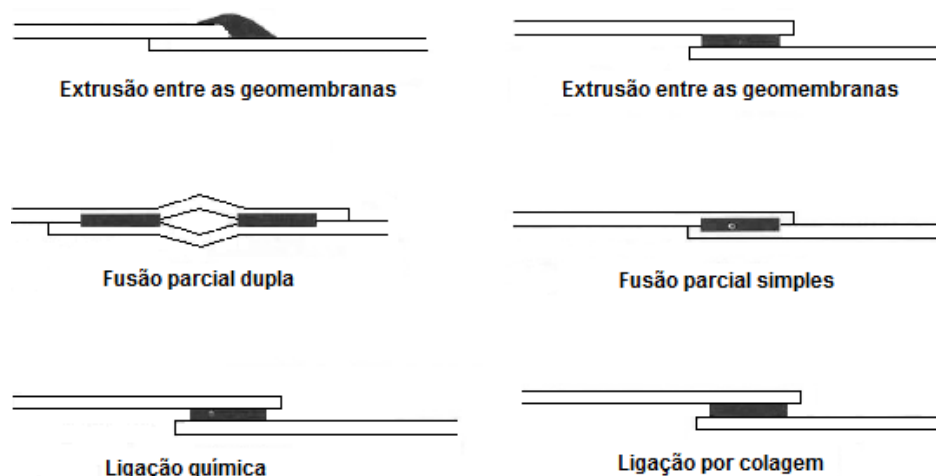


Figura 1.10 – Métodos para efectuar ligações entre geomembranas (adaptado de Koerner, 1999).

Koerner (1999) destaca os seguintes tipos de ligações de geomembranas, representados esquematicamente na Figura 1.10:

- ligação por extrusão, podendo ser colocada sobre a geomembrana superior ou entre as duas folhas a unir;
- ligação por fusão parcial simples ou dupla das geomembranas, nos locais a unir;
- ligação química, através do uso de solventes líquidos;
- e ligação por colagem.

Finalmente importa referir que logo após a sua colocação, os geossintéticos devem ser cobertos para evitar que se desloquem das suas posições e que sofram a acção degradativa dos raios solares e eventualmente de outros agentes atmosféricos.

1.5. NOTAS FINAIS

Neste capítulo teceram-se considerações de ordem geral sobre os geossintéticos, abordando a evolução da sua utilização ao longo do tempo, as funções que estes podem desempenhar bem como as propriedades relevantes para o exercício das mesmas, finalizando com uma referência aos principais cuidados a ter na colocação em obra.

O capítulo seguinte destina-se ao tema do reforço de solos com geossintéticos, onde serão abordadas as várias aplicações de geossintéticos com esta função, bem como estudados os mecanismos de interacção que se desenvolvem nas interfaces solo-geossintético. Por fim serão descritos, de forma resumida, os ensaios mais relevantes para caracterização da interacção solo-geossintético.

2

REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

2.1. INTRODUÇÃO

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

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

No entanto, nas últimas décadas têm sido introduzidas novas formas de reforço, utilizando outros tipos de materiais, destacando-se entre eles os geossintéticos. A aplicação de geossintéticos com a função de reforço de solos tem vindo a crescer por todo o mundo devido às vantagens económicas e à elevada área de interacção com o solo que proporcionam.

Muitas das construções humanas são realizadas em solos ou utilizando solos, que nem sempre apresentam à partida as características adequadas para tal. Visto que a disponibilidade de locais apropriados para construção tem diminuído, a utilização de solos de qualidade inferior para fundação e construção é hoje em dia uma necessidade crescente.

Existem várias técnicas de melhoramento das características do solo, como os métodos de compactação, consolidação, estabilização térmica, estabilização química, injeccção e reforço (Mitchell, 1981). Porém, o reforço de solos tem sido a técnica de melhoramento mais estudada e o recurso à utilização de geossintéticos a forma de reforço que maior evolução tem sofrido.

Neste capítulo aborda-se o tema do reforço de solos com geossintéticos, a questão da interacção solo-geossintético e os ensaios mais relevantes que permitem caracterizar a resistência das interfaces entre estes materiais: o ensaio de corte directo, o ensaio de corte em plano inclinado e o ensaio de arranque.

2.2. REFORÇO DE SOLOS

Um dos modos de melhorar as características de um maciço terroso consiste na aplicação de elementos resistentes convenientemente orientados, os quais, devido às suas características, aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço.

Note-se que em geral, a introdução de elementos de reforço não conduz a um melhoramento das características próprias do solo, mas a um melhoramento do comportamento global, que resulta da transferência de esforços do solo para os reforços.

Assim, o principal objectivo do reforço é inibir o desenvolvimento de deformações de tracção no solo e, conseqüentemente, das tensões de tracção, uma vez que os solos possuem em geral elevada resistência a esforços de compressão mas baixa resistência a esforços de tracção.

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tracção). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade dos reforços, restringindo essa que é obtida à custa do desenvolvimento de esforços de tracção nos mesmos, que absorvem as tensões de corte na interface e que ficando traccionados provocam uma redistribuição de tensões no solo (Sieira, 2003). A Figura 2.1 representa o princípio básico do comportamento do solo reforçado:

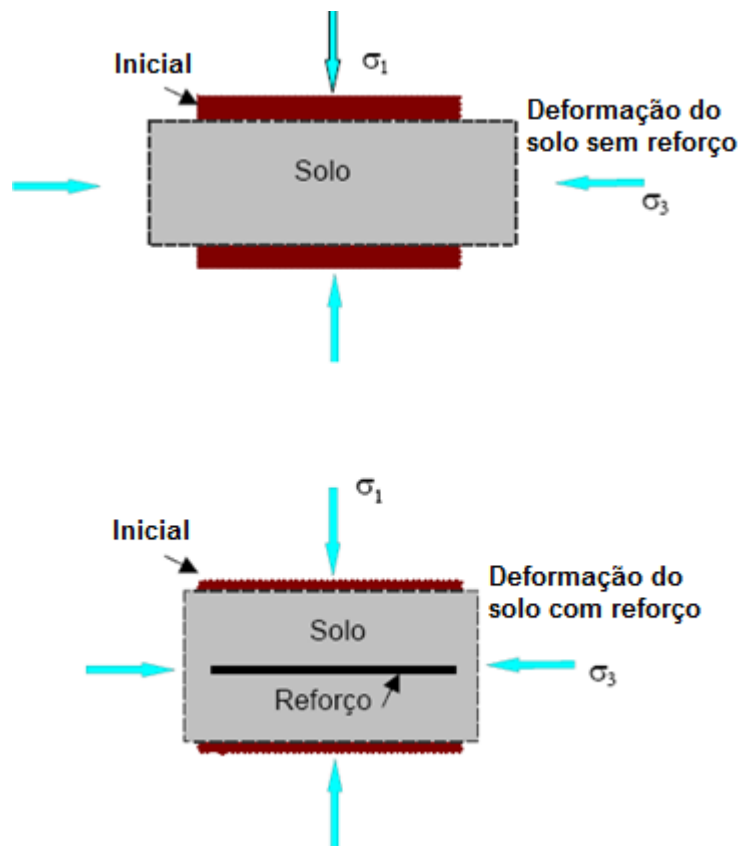


Figura 2.1 – Elementos de solo com ou sem reforço (adaptado de Abramento, 1998).

O acréscimo de resistência é máximo quando os reforços estão orientados na direcção em que se desenvolveriam as deformações principais de tracção no solo, se não lhe fosse aplicado qualquer tipo de reforço.

Existem fundamentalmente três grandes grupos nos quais se divide o reforço de solos: o micro-reforço, o macro-reforço e os sistemas híbridos.

- O micro-reforço consiste na introdução no solo de elementos de reforço de pequenas dimensões, nomeadamente fibras, filamentos, fios e mini-grelhas que, individualmente, influenciam um volume de solo reduzido, tornando necessário um grande número de elementos. Quando comparados com reforços orientados apresentam vantagens na medida em que promovem a isotropia de resistência do maciço reforçado e limitam planos potenciais de menor resistência, que se podem desenvolver paralelamente à orientação dos reforços (Yetimoglu e Salbas, 2003).
- O macro-reforço de solos consiste na introdução de elementos resistentes, convenientemente orientados, com dimensões significativamente maiores do que as partículas de solo, nomeadamente varões, barras, grelhas e membranas que individualmente influenciam um volume de solo considerável, reduzindo o número de elementos necessários.
- Os sistemas híbridos conciliam características de micro e macro-reforço.

Quanto à deformabilidade, um reforço pode ser classificado como extensível ou inextensível, tal como apresentado de seguida.

- Os reforços inextensíveis, como é o caso das armaduras metálicas, apresentam extensões na rotura próximas das extensões máximas de tracção que ocorrem no solo quando solicitado sem introdução de qualquer elemento de reforço. Visto serem menos deformáveis que os reforços extensíveis, conduzem a uma deformação inferior no solo (o que se traduz num maior efeito de confinamento) e levam à obtenção de uma resistência ao corte superior.
- Os reforços extensíveis, como é o caso dos geossintéticos, exibem valores de extensão na rotura substancialmente superiores, podendo exibir valores de deformação superiores a 100%. Um sistema reforçado com este tipo de elementos exibe geralmente um comportamento mais dúctil.

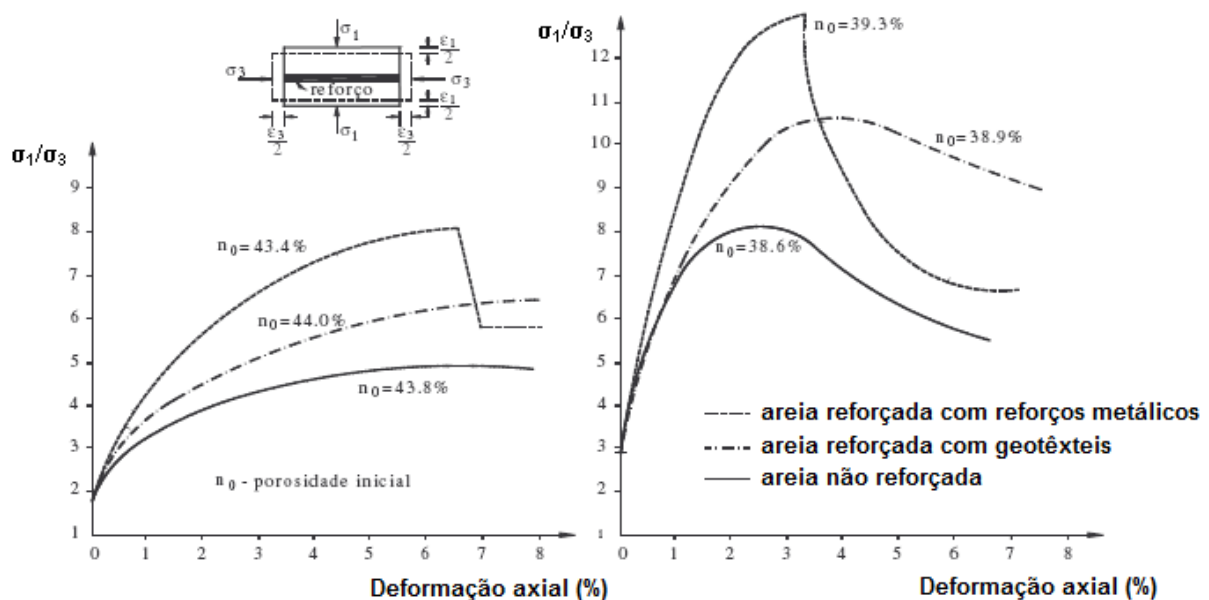


Figura 2.2 – Ensaio de deformação plana de uma areia (adaptado de McGown *et al.*, 1978).

Na Figura 2.2 é possível comparar o comportamento de duas areias, uma solta (gráfico da esquerda) e uma densa (gráfico da direita), em três situações distintas: sem reforço, com reforços extensíveis

(geotêxteis) e com reforços inextensíveis (armaduras metálicas). Tal como seria de esperar, a resistência máxima é obtida quando os reforços são metálicos e o sistema assim concebido exhibe um comportamento frágil, aproximando-se a resistência após a rotura da resistência da areia sem qualquer reforço.

O solo reforçado com elementos extensíveis apresenta uma elevada deformação na rotura e maior resistência para deformações superiores, relativamente ao solo não reforçado ou reforçado com elementos metálicos, exibindo um comportamento dúctil.

Para finalizar o tema do reforço de solos e antes de se abordar o assunto mais específico do reforço de solos com geossintéticos, convém sistematizar as características que as diferentes técnicas de reforço podem apresentar. De acordo com Pinho-Lopes (1998), estas podem variar relativamente aos seguintes aspectos:

- tipo ou carácter do reforço no sentido dimensional (1D, 2D ou 3D);
- características dos sistemas de reforço no que se refere à quantidade ou homogeneidade da disposição dos elementos de reforço (disposição múltipla, isolada ou aleatória);
- características de deformabilidade dos elementos de reforço (reforços rígidos, semi-rígidos ou deformáveis) e esforços principais que se desenvolvem naqueles nas aplicações mais frequentes (tracção, flexão ou corte);
- e características de interacção solo-reforço (mobilização do atrito lateral ao longo dos reforços e/ou do impulso passivo nos elementos transversais dos reforços).

2.3. REFORÇO DE SOLOS ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS

A utilização de geossintéticos em obras de construção civil e ambiente tem vindo a evoluir, podendo estes materiais funcionar quer como substitutos de materiais de construção tradicionais, quer como elementos de reforço, tema do presente capítulo. A razão para tal crescimento pode ser associada às principais vantagens da utilização dos geossintéticos: rapidez de construção, flexibilidade e durabilidade, possibilidade de utilização de solos locais disponíveis em vez de produtos importados de pedreiras e boa relação custo-eficácia (O'Kelly e Naughton, 2008).

De entre as várias funções que um geossintético pode desempenhar, a função de reforço merece especial destaque no âmbito do presente trabalho e consiste, conforme descrito pela norma NP EN ISO 10318, na utilização do comportamento carga-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas dos solos ou de outros materiais de construção, permitindo que estes suportem esforços de corte superiores aos que suportariam de outra forma.

A elevada resistência à tracção que estes materiais apresentam, bem como a eficiência do comportamento à tracção a longo prazo tornam possível esta função (Moraci e Cardile, 2009).

Os geossintéticos de reforço são comumente utilizados em obras geotécnicas tais como muros de solo reforçado, melhoramento de solos de baixa qualidade, construção de estradas, taludes de transporte ferroviário e barragens, estabilizações de encostas e encontros de pontes construídas inclusivamente em zonas sísmicas.

A função de reforço pode ser exercida em duas situações:

- quando os geossintéticos exercem acção mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre elas (ver Figura 2.3);

➤ e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção (ver Figuras 2.4, 2.5 e 2.6).

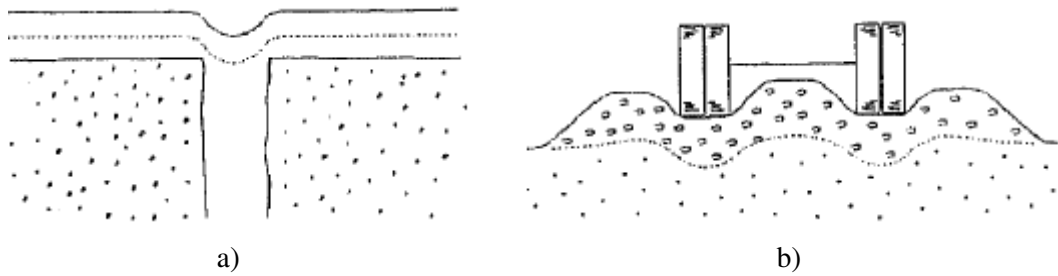


Figura 2.3 – Exemplo de aplicação de geossintéticos como reforço exercendo acção mecânica de membrana: a) numa fenda; b) numa via não pavimentada (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).



Figura 2.4 – Muros de solo reforçado: a) adaptado de Koerner (2000); b) adaptado de Giroud *et al.* (1985).

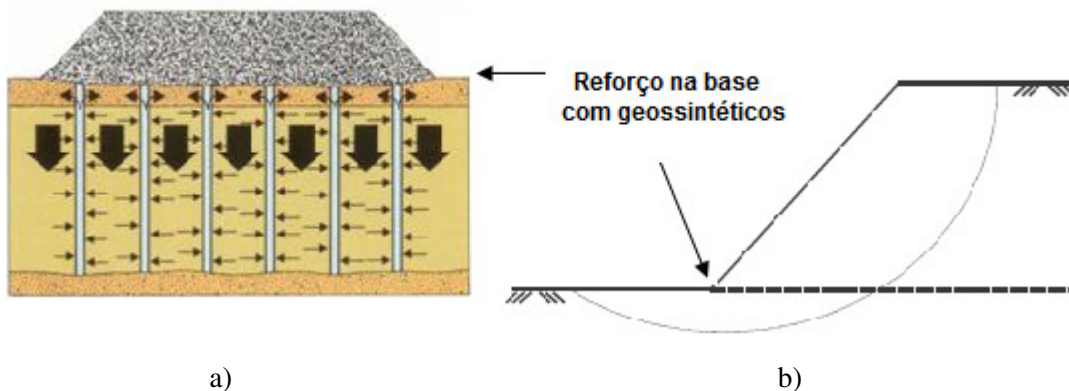


Figura 2.5 – Reforço de aterros sobre solos moles: a) civil.fe.up.pt/pub/opcoes/geo/geo.htm; b) adaptado de Giroud *et al.* (1985).

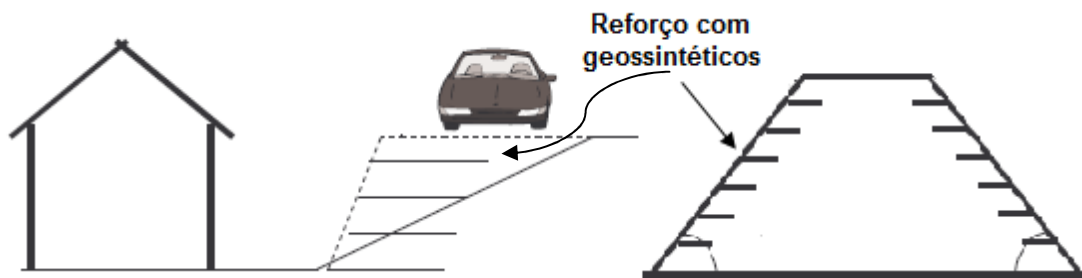


Figura 2.6 – Reforço de taludes com geossintéticos (adaptado de Lopes, 2005).

Para que um geossintético possa exercer correctamente a função de reforço é necessário que apresente resistência à tracção, rigidez e flexibilidade adequadas. Para além disso é necessário garantir que os valores das propriedades resistentes se mantêm dentro dos valores limites durante todo o período de vida útil previsto para a obra.

De entre as várias categorias de materiais poliméricos utilizáveis no reforço de solos (como os geotêxteis, os geocompósitos de reforço, as geogrelhas, entre outros), as geogrelhas são uma das mais utilizadas para exercer essa função. As características mecânicas do material (resistência à tracção e rigidez apropriadas) e a interacção solo-reforço eficaz justificam que as geogrelhas sejam um tipo de geossintéticos particularmente adequado para exercer a função de reforço.

2.4. INTERACÇÃO SOLO – GEOSINTÉTICO

O mecanismo de reforço de solos assenta fundamentalmente na interacção solo-reforço desenvolvida. Esta interacção merece especial destaque de entre os factores que afectam o comportamento do solo reforçado (como as características mecânicas do solo e do reforço, a geometria do sistema de reforço, a forma, número e localização dos reforços e o processo construtivo), pois dela depende a eficácia com que ocorre a transferência de esforços do solo para os elementos resistentes.

A interacção solo-geossintético depende de diversos parâmetros, dos quais se destacam as propriedades mecânicas e físicas do solo, as propriedades mecânicas e geométricas dos reforços, a geometria do sistema de reforço, o processo construtivo, entre outros.

As tensões de tracção absorvidas pelos reforços melhoram as propriedades mecânicas do solo, diminuindo as tensões de corte que este terá de suportar e aumentando a resistência ao corte disponível, dado que as tensões normais actuantes na superfície de cedência aumentam (Lopes, 2005).

O esforço de tracção a que um geossintético de reforço está sujeito depende não só da sua resistência máxima, mas também da resistência ao corte passível de ser mobilizada na interface com o solo confinante.

2.4.1. MOVIMENTOS RELATIVOS DA INTERFACE

Podem identificar-se dois movimentos relativos possíveis, capazes de mobilizar a resistência nas interfaces solo-geossintético: o movimento de corte directo e o movimento de arranque.

- Corte directo: este movimento ocorre quando as tensões de corte geradas no maciço devido ao respectivo 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 (ver Figura 2.7).

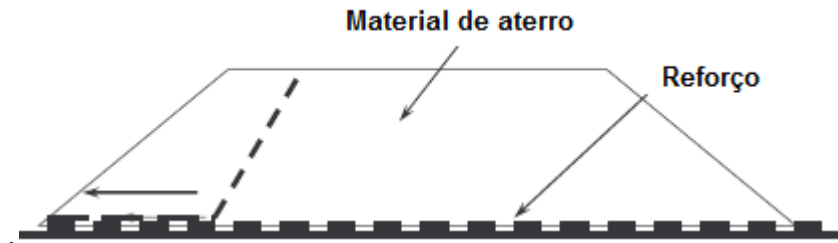


Figura 2.7 – Movimento de corte directo (Lopes, 2005).

- Arranque: este movimento desenvolve-se quando o esforço de tracção 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 (ver Figura 2.8).

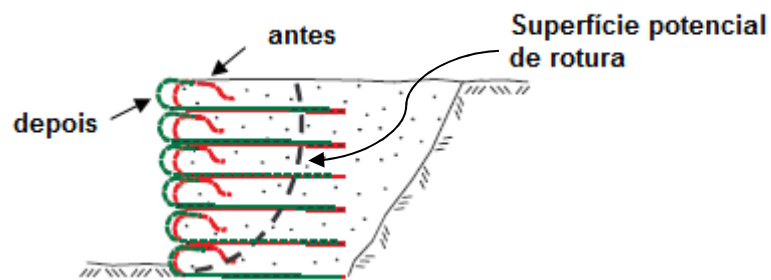


Figura 2.8 – Movimento de arranque (adaptado de Lopes, 2005).

Note-se que a rotura por corte directo ou por arranque ocorre quando é ultrapassada a resistência da interface entre o solo e o reforço. Geralmente, em muros e taludes reforçados, o movimento de arranque é o mais condicionante na zona superficial da estrutura e o movimento de corte directo preponderante para profundidades superiores. Noutro tipo de estruturas o movimento de corte directo pode ocorrer para pequenas profundidades.

2.4.2. MECANISMOS DE INTERACÇÃO

Num sistema de solo reforçado podem identificar-se três mecanismos de interacção entre o solo e o geossintético de reforço:

- atrito solo-geossintético ou atrito lateral ao longo do reforço;
- atrito solo-solo;
- e mobilização do impulso passivo nas barras transversais do reforço.

Os mecanismos que se desenvolvem variam consoante o tipo de geossintético aplicado (geotêxtil, geocompósito de reforço, geogrelha, etc.) e o tipo de movimento que ocorre na interface (arranque ou corte directo).

No caso do geossintético em questão ser uma geogrelha, quando o movimento relativo entre os dois materiais é o de corte directo existe atrito lateral ao longo do reforço e atrito solo-solo nas aberturas da geogrelha. No caso do movimento de arranque, os mecanismos mobilizados são o atrito lateral ao longo do reforço e o impulso passivo nas barras transversais.

Todavia, no caso do material de reforço ser um geotêxtil, uma geomembrana ou um geocompósito, independentemente de se tratar de movimento de arranque ou de corte directo, o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral ao longo do reforço.

2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DAS INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO

Como qualquer material de construção, os geossintéticos devem ser ensaiados de modo a ser possível avaliar as suas propriedades relevantes para o perfeito dimensionamento da obra.

Como referem Liu *et al.* (2009), a compreensão dos fenómenos envolvidos na mobilização da resistência ao corte das interfaces é essencial para o projecto e análise de estabilidade de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Existem essencialmente três tipos de ensaios apropriados para determinar os parâmetros de resistência das interfaces solo-geossintético numa estrutura de solo reforçado: o ensaio de arranque, o ensaio de corte directo e o ensaio de corte em plano inclinado.

Os ensaios de arranque e de corte directo são os mais frequentemente utilizados e de acordo com Farrag *et al.* (1993), as características da mesma interface definidas em cada um deles podem ser diferentes ou mesmo inconsistentes, já que são utilizados diferentes procedimentos de ensaio, trajectórias de tensão, mecanismos de rotura e condições de fronteira.

A adequação de cada um dos dois ensaios à obtenção dos parâmetros caracterizadores da interface baseia-se no movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência no caso a analisar. Assim, para o movimento de corte directo deve recorrer-se ao ensaio de corte directo e para o movimento de arranque, o ensaio de arranque é o mais apropriado.

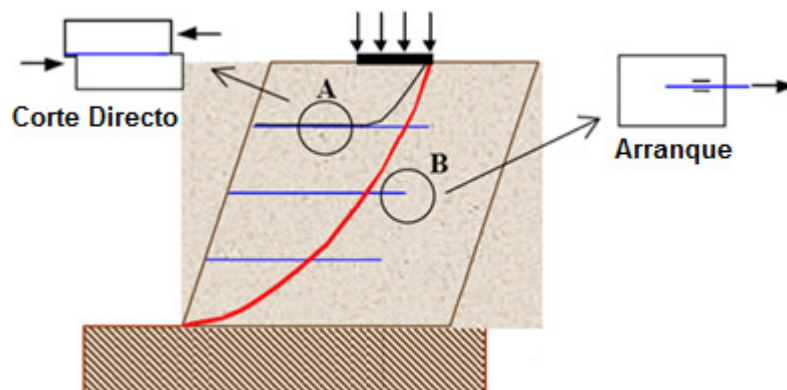


Figura 2.9 – Zonas A e B de uma estrutura de solo reforçado e ensaios que melhor reproduzem os mecanismos existentes (adaptado de Sieira, 2003).

Segundo Palmeira e Milligan (1989), numa obra de reforço, mais concretamente num talude reforçado, a cada zona corresponde um tipo de ensaio que melhor simula os mecanismos de interacção nela existentes. Assim sendo, o ensaio de corte directo simula os mecanismos existentes na zona A (ver Figura 2.9) e o ensaio de arranque os mecanismos mobilizados na zona B.

Quando os geossintéticos são colocados sobre taludes, a caracterização das interfaces através de ensaios de corte directo não é adequada, pois a utilização de tensões normais baixas pode conduzir a erros grosseiros 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 correctamente os mecanismos de interacção nas interfaces solo-geossintético.

Assim, é de grande interesse a realização de ensaios de corte em plano inclinado, sobretudo nas situações em que os geossintéticos são colocados sobre taludes (como acontece nos taludes laterais de aterros de resíduos), já que permitem a caracterização da interacção solo-geossintético nessas condições.

2.5.1. ENSAIO DE CORTE DIRECTO

O ensaio de corte directo é adequado para efectuar a caracterização da interface solo-geossintético quando o movimento relativo que ocorre na interface entre os dois materiais é o corte directo, isto é, quando o geossintético permanece solidário com parte do solo envolvente e a resistência da interface é mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo relativamente ao geossintético.

Um esquema do ensaio de corte directo apresenta-se na Figura 2.10.

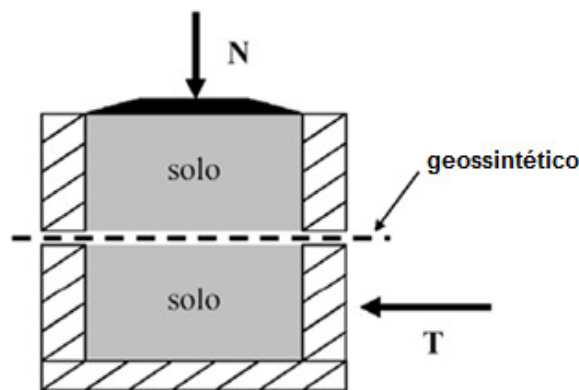


Figura 2.10 – Esquema de um ensaio de corte directo (Sieira, 2003).

Uma descrição exaustiva da configuração do equipamento de ensaio de corte directo existente na FEUP e dos procedimentos de ensaio de corte directo pode ser encontrada em Silvano (2005), a qual se seguirá de perto na exposição dos referidos assuntos, embora de forma menos pormenorizada.

2.5.1.1. Equipamento de ensaio

O equipamento de ensaio de corte directo, de grandes dimensões, existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Figura 2.11) foi desenvolvido com base nas recomendações das Normas Europeia prEN ISO 12957-1 e Americana ASTM D5321-92.



Figura 2.11 – Vista geral do equipamento de ensaio de corte directo do LGS-FEUP.

O referido equipamento foi concebido com vista à realização de ensaios de corte directo com área de corte constante e de modo a permitir a realização de ensaios cíclicos.

A caixa de corte é composta por uma meia caixa superior de 300mm×600mm×150mm (largura, comprimento e altura, respectivamente) e por uma meia caixa inferior de 340mm×800mm×100mm. A meia caixa superior pode ser ajustada verticalmente através de dois actuadores hidráulicos de duplo efeito colocados nos seus extremos, até se atingir a posição pretendida.

No que se refere à fixação do provete, foram previstas na meia caixa inferior duas barras de fixação, em cada uma das extremidades, permitindo a realização do ensaio em ambos os sentidos.

Para a modalidade de ensaio de corte directo sobre base rígida existe uma base metálica de dimensões compatíveis com a meia caixa inferior, de forma a poder ser inserida no seu interior, na qual se criou uma superfície rugosa através de uma lixa para fixação do provete na zona submetida a ensaio.

O movimento horizontal da bandeja é conseguido através de um servoactuador com pressão ajustável e realizado sobre guiamentos lineares de atrito reduzido. O registo do movimento é obtido por um transdutor de deslocamento interno do tipo magnetorestrictivo e a carga horizontal medida através de uma célula de carga.

A tensão vertical é aplicada por uma placa metálica rígida com uma área de carregamento de 600mm×300mm e pode atingir os 222kPa.

O software de controlo do equipamento é de fácil utilização e encontra-se preparado para comandar a placa de carregamento e a bandeja segundo procedimentos distintos, permitindo a aquisição de dados com períodos de tempo entre leituras desde a ordem dos segundos até aos centésimos de segundo.

2.5.1.2. Procedimentos de ensaio

Os procedimentos de ensaio de corte directo, tal como o tipo de equipamento, encontram-se descritos na norma NP EN ISO 12957-1 (Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de corte directo).

Para a realização do ensaio são necessários quatro provetes por cada direcção a ensaiar, embora no caso de geossintéticos com faces distintas sejam necessários oito provetes, quatro para cada face. O tamanho dos provetes utilizados no equipamento existente no LGS é usualmente de 330mm×850mm (largura e comprimento, respectivamente).

Começa-se por colocar e fixar o geossintético sobre o solo existente na meia caixa inferior (ou sobre a lixa da placa rígida, caso se utilize esta modalidade de ensaio). De seguida desce-se a meia caixa superior assegurando uma folga de 0,5 mm até à superfície do geossintético e coloca-se dentro da mesma uma camada de 50 mm de espessura de solo compactado para o índice de compacidade definido.

Após colocado o solo aplica-se uma das tensões verticais de ensaio (50kPa, 100kPa ou 150kPa), sem esquecer que o ensaio para a tensão vertical de 100kPa deve ser realizado duas vezes, e faz-se iniciar o movimento horizontal até que sejam atingidos os 100 mm de deslocamento horizontal relativo, o que determina o fim do ensaio.

Terminado o ensaio retira-se o solo com cuidado, de forma a poder analisar o estado do provete, e efectua-se o tratamento dos resultados (Figura 2.12).

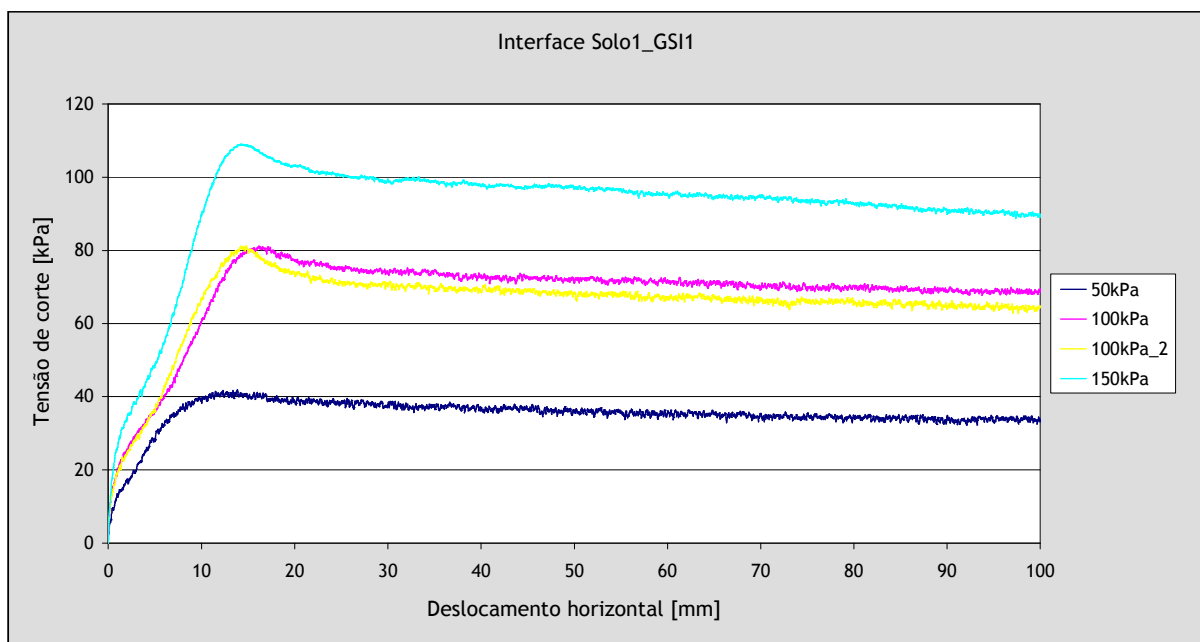


Figura 2.12 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de corte directo solo-geossintético (Silvano, 2005).

2.5.2. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

O ensaio de corte em plano inclinado caracteriza-se por ser um ensaio simples e rápido, adequado ao estudo da resistência de interfaces situadas em taludes. Quando interpretado de acordo com as Normas Europeias, o ensaio fornece o ângulo de atrito estático da interface, geralmente referente a um deslizamento de 50 mm da caixa de corte (Pitanga *et al.*, 2009).

Um esquema do ensaio de corte em plano inclinado apresenta-se na Figura 2.13.

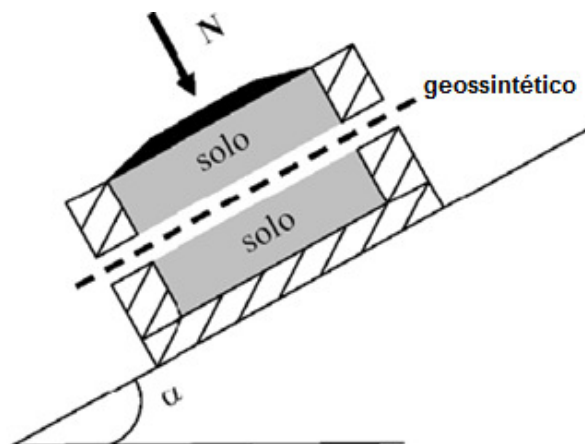


Figura 2.13 – Esquema de um ensaio de corte em plano inclinado (Sieira, 2003).

Este ensaio é frequentemente realizado para determinação do comportamento ao corte das interfaces entre vários materiais, na fase de construção de taludes, sob tensões normais reduzidas. Tem particular interesse no caso de os geossintéticos serem colocados como constituintes de sistemas de protecção contra erosão em taludes ou em sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos, situações em que a rotura ocorre geralmente por falta de resistência nas interfaces entre os vários materiais constituintes dos sistemas (Costa Lopes, 2000).

Relativamente ao ensaio de corte directo, a sua principal vantagem é o facto de possibilitar a materialização de tensões normais muito baixas, conduzindo a resultados mais realistas, quando se pretende estudar a aplicação de geossintéticos em taludes. É uma espécie de ensaio de tensão controlada ao contrário do ensaio de corte directo, que é habitualmente um ensaio de deslocamentos controlados (Pitanga *et al.*, 2009).

Segundo Costa Lopes (2000), a utilização de ensaios de corte directo para avaliar a resistência da interface solo-geossintético no caso de tensões de confinamento baixas é preocupante, pois quando se usam baixas tensões de confinamento no ensaio de corte directo, numa tentativa de igualar as tensões aplicadas nos ensaios de corte em plano inclinado, a discrepância entre os valores dos dois ensaios é ainda maior que a já existente para tensões de confinamento superiores, sendo os resultados obtidos pelos ensaios de corte directo uma sobrestimação da verdadeira resistência.

Os ensaios de corte em plano inclinado reproduzem de forma mais fiel as situações em que a tensão normal é baixa. Para além disso, o mecanismo de deslizamento no ensaio de corte em plano inclinado reproduz melhor o deslizamento que ocorre na realidade em taludes.

Uma descrição exaustiva da configuração do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado desenvolvido na FEUP e dos procedimentos de ensaio pode ser encontrada em Costa Lopes (2000), em que se baseiam os parágrafos seguintes.

2.5.2.1. Equipamento de ensaio

O equipamento de ensaio de corte em plano inclinado existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Figura 2.14) foi desenvolvido com base nas recomendações da pré-Norma pr NP EN ISO 12957-2 (Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 2: Ensaio em plano inclinado).

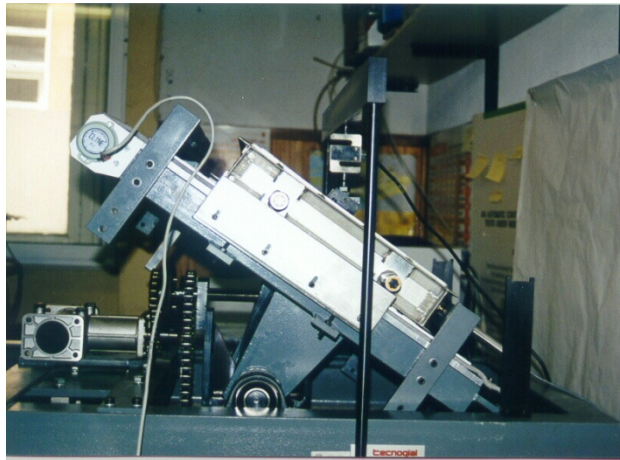


Figura 2.14 – Vista geral do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LGS-FEUP.

Com o referido equipamento existe a possibilidade de se realizar o ensaio de duas formas distintas.

- Tipo 1: O geossintético é colocado sobre uma base rígida e rugosa.
- Tipo 2: O geossintético é colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

Em ambos os tipos a superfície onde o geossintético assenta, inicialmente na direcção horizontal, vai aumentando de inclinação a velocidade constante, induzindo o solo contido na caixa superior a deslizar, ao longo da superfície de contacto com o geossintético. Assim torna-se possível avaliar a influência da rigidez da base de apoio do geossintético no comportamento da interface solo-geossintético.

O equipamento propriamente dito é constituído por uma estrutura desmontável composta pelos seguintes elementos.

- Base rígida e rugosa com 0,620 m de comprimento, 0,430 m de largura e 0,010 m de espessura, onde se coloca o geossintético no caso de o ensaio ser do tipo 1.
- Caixa inferior rígida com dimensões interiores de 0,510 m de comprimento, 0,350 m de largura e 0,080 m de altura, que se enche com o solo onde se coloca o geossintético, no caso de o ensaio ser do tipo 2, bastando aparafusar esta caixa à base rígida.
- Caixa superior rígida com dimensões interiores de 0,300 m de comprimento, 0,300 m de largura e 0,080 m de altura, que se enche com solo e que durante o ensaio desliza sobre o geossintético.

O equipamento possui um mecanismo que permite inclinar a base rígida a duas velocidades diferentes: 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 em que deve estar sempre que se inicia um novo ensaio.

O mecanismo que inclina a base rígida contém associados dispositivos que ao serem accionados impedem automaticamente que a base continue a inclinar. Para tal existem três dispositivos com diferentes funções:

- um deles actua quando o movimento da caixa superior, que se encontra cheia de solo, excede os 0,050 m, terminando assim o ensaio;
- os outros dois são dispositivos de segurança, um deles é accionado quando a base atinge a inclinação máxima permitida pelo aparelho e o outro quando a base atinge a posição horizontal.

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

A fixação do geossintético é realizada através de duas barras, fixas à base por meio de parafusos, colocadas nas extremidades anterior e posterior do material. No entanto, no caso da colocação do geossintético sobre a base rígida (ensaio de tipo 1) são usadas quatro barras laterais fixas à base de apoio, em vez de duas, para melhorar a fixação do material.

A caixa superior possui uma tampa rígida que cobre toda a sua área interior e que permite que a força normal, aplicada através de um sistema de pesos, seja distribuída uniformemente sobre a área do provete. A força normal aplicada deve ser tal que a tensão de confinamento (constante no decorrer do ensaio) seja a pretendida. Esta força é medida através de uma célula de carga de compressão.

Os valores medidos pelo transdutor, pelo inclinómetro e pela célula de carga são registados através de um sistema automático de aquisição de dados, ligado a um computador com software apropriado, permitindo o registo de valores em ordem ao tempo, ao deslocamento ou à força.

2.5.2.2. Procedimentos de ensaio

Antes de realizar o ensaio propriamente dito é necessário efectuar a preparação da(s) caixa(s), que consiste no(s) seu(s) enchimento(s) com o solo em causa e na colocação e fixação do provete de geossintético a ensaiar.

No ensaio de tipo 1 (em que o geossintético é colocado sobre uma base rígida e rugosa) começa-se por fixar o provete à base rígida; no caso do ensaio de tipo 2 (em que o geossintético é colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior) inicia-se a preparação do ensaio com o enchimento da caixa inferior com o solo, em camadas de 0,020 m de espessura após nivelamento e compactação com um martelo de compactação leve, seguindo-se a colocação e fixação do provete.

De seguida coloca-se a caixa superior na posição que deve ocupar no início do ensaio, ajustando-se o espaço entre a base da caixa superior e o geossintético, de modo que as paredes laterais da caixa superior não contactem com o mesmo, para não influenciarem os resultados dos ensaios e procede-se

ao seu enchimento de forma análoga ao enchimento da caixa inferior, tapando-se no final com a tampa rígida.

Para aplicação da força normal no solo, eleva-se o pendural onde está fixa a célula de carga, de forma a posicioná-lo sobre essa tampa e seleccionam-se os pesos a aplicar para que a tensão de confinamento seja a pretendida.

Por fim escolhe-se a velocidade de ensaio e verifica-se a horizontalidade da mesa de ensaio, levando-se a zero o transdutor e o inclinómetro. Durante o ensaio, a superfície onde o geossintético assenta vai aumentando de inclinação a velocidade constante, induzindo o deslizamento do solo contido na caixa superior, que é medido continuamente.

O ângulo de atrito da interface entre os dois materiais é a inclinação da mesa correspondente a um deslizamento da caixa superior de 50 mm, tal como exemplificado na Figura 2.15.

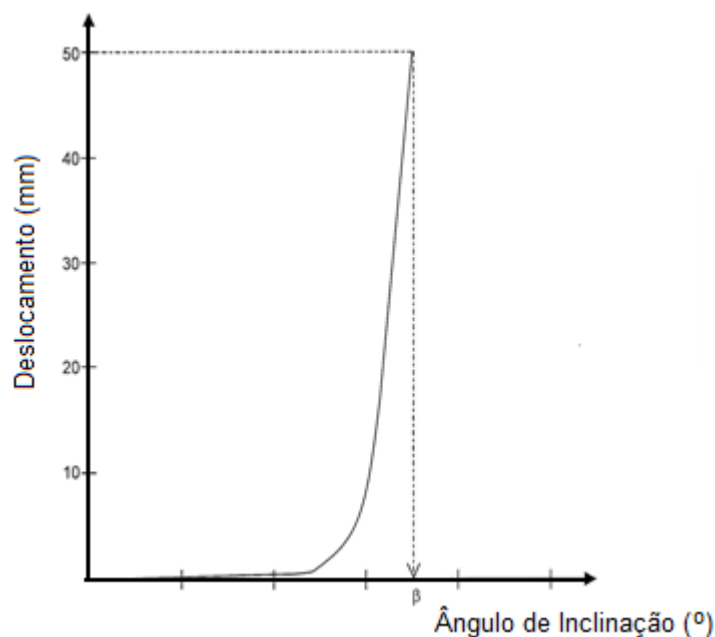


Figura 2.15 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de corte em plano inclinado solo-geossintético (Lopes, 2005).

2.5.3. ENSAIO DE ARRANQUE

O ensaio de arranque é um dos ensaios laboratoriais mais utilizados para a quantificação da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético. Como o próprio nome indica, este ensaio é adequado para o estudo das interfaces em que o movimento relativo com maior probabilidade de ocorrência é o movimento de arranque.

Neste ensaio, o geossintético a ensaiar é colocado entre duas camadas de solo e solicitado à tracção através de uma pega que lhe impõe deslocamentos horizontais de arranque. A extremidade que está fixa à pega é traccionada sob velocidade constante. Desta forma, o movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de corte nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento (Sieira, 2003).

Um esquema do ensaio de arranque apresenta-se na Figura 2.16.

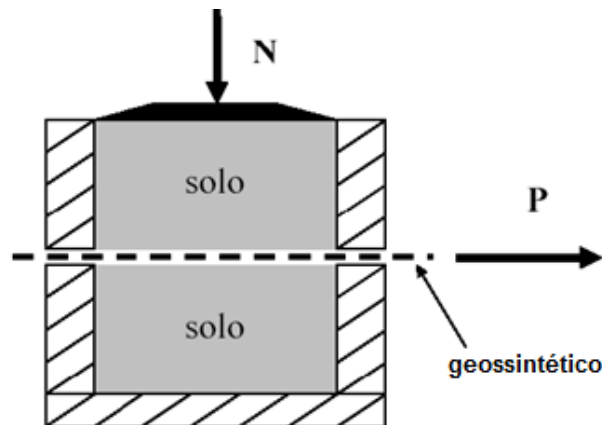


Figura 2.16 – Esquema de um ensaio de arranque (Sieira, 2003).

Segundo Amorim Jr. (1992), Palmeira e Milligan (1989) e Christopher e Berg (1990), o ensaio de arranque é o que melhor representa as situações reais de campo, quando são utilizadas geogrelhas como elementos de reforço.

Uma descrição pormenorizada da configuração do equipamento de ensaio de arranque existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP e dos procedimentos de ensaio pode ser encontrada em Ladeira (1995) e Pinho-Lopes (1998). Nas secções seguintes segue-se de perto o exposto por Ladeira (1995).

2.5.3.1. Equipamento de ensaio

Para o ensaio de arranque existe actualmente uma norma europeia (EN 13738) em que são definidas as dimensões mínimas do equipamento e os valores para os principais parâmetros de ensaio, para a qual contribuíram significativamente os estudos efectuados no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Silvano, 2005), onde se desenvolveu um equipamento de arranque de grandes dimensões.

A caixa de arranque projectada e construída (Figura 2.17) apresenta dimensões interiores de 1,53m×1,00m×0,80m (comprimento, largura e altura, respectivamente).

O equipamento é composto por uma estrutura desmontável constituída por módulos metálicos sobrepostos, de forma a permitir variações da altura de solo acima e abaixo do nível em que é colocado o geossintético.

A medição dos deslocamentos em vários pontos do reforço, particularmente importante quando se trata de um reforço extensível, como no caso dos geossintéticos, é obtida à custa de varetas inextensíveis ligadas numa das extremidades ao geossintético e na outra a potenciómetros lineares que se encontram no exterior da parte posterior da caixa. No exterior da parede frontal da caixa (parede do lado em que se procede ao arranque dos reforços) existe um potenciómetro que mede o deslocamento frontal da amostra.

A força de arranque é conseguida através de um sistema hidráulico que permite que o ensaio se realize a velocidade constante (definida pelo utilizador) e é medida através de uma célula de carga de tracção.

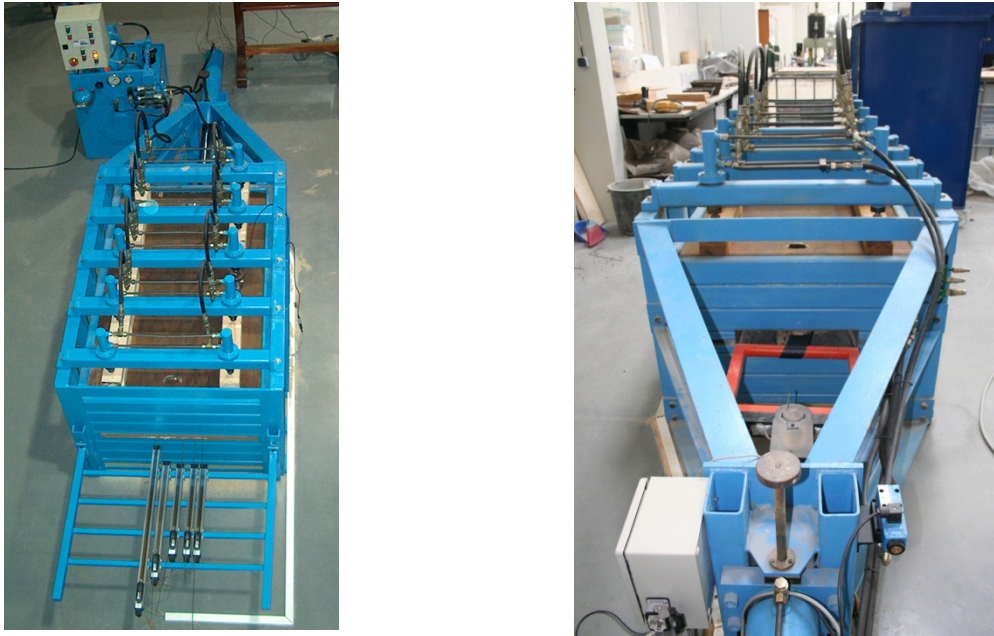


Figura 2.17 – Vista geral do equipamento de ensaio de arranque do LGS-FEUP.

As pressões de confinamento são aplicadas por meio de um conjunto de cilindros que permitem aplicar uma força de compressão à camada sobrejacente de solo, ou actuar como uma fronteira rígida, para impedir o deslocamento da camada do solo (para manter o volume constante). A pressão de confinamento a aplicar em cada ensaio é avaliada por uma célula de carga de compressão colocada entre um dos cilindros e a placa superior da caixa de arranque.

O registo dos valores medidos é conseguido por um sistema automático de aquisição de dados ligado a um computador com software especializado que permite adquirir valores em ordem a várias grandezas como o tempo, deslocamento, força e pressão.

2.5.3.2. Procedimentos de ensaio

Após a calibração de todos os dispositivos intervenientes na realização do ensaio (potenciómetros e células de carga) procede-se ao enchimento da caixa através da colocação de camadas de solo com 0,15 m de espessura após compactação.

O volume de solo necessário para cada camada é vertido de um balde de grua posicionado a uma altura de 0,40 m em relação à última camada de solo colocada, e de seguida nivelado e compactado através de um martelo vibratório eléctrico, sendo a densidade do solo controlada com um gamadensímetro.

Quando a superfície do solo atinge o nível da manga existente na parede frontal, coloca-se o reforço sobre o solo e introduz-se o reforço na manga. De seguida prende-se a extremidade anterior do reforço à pega. Esta é depois posicionada no extremo interior da manga.

Posteriormente são colocados e ligados aos potenciómetros lineares os arames inextensíveis que permitem medir os deslocamentos ao longo do reforço e é posicionado o potenciómetro que mede o deslocamento frontal da amostra.

Por fim são colocadas, niveladas e compactadas as restantes camadas de solo, ficando o reforço a meio de uma altura de solo de 0,6 m. São ainda colocadas as placas de neoprene macio e de contraplacado e as barras com os cilindros, dando-se início ao ensaio após seleccionadas a velocidade de ensaio e a tensão de confinamento a utilizar. Antes do início do ensaio é ainda necessário levar ao valor zero todos os dispositivos.

A Figura 2.18 mostra um exemplo da apresentação dos resultados de um ensaio de arranque solo-geossintético.

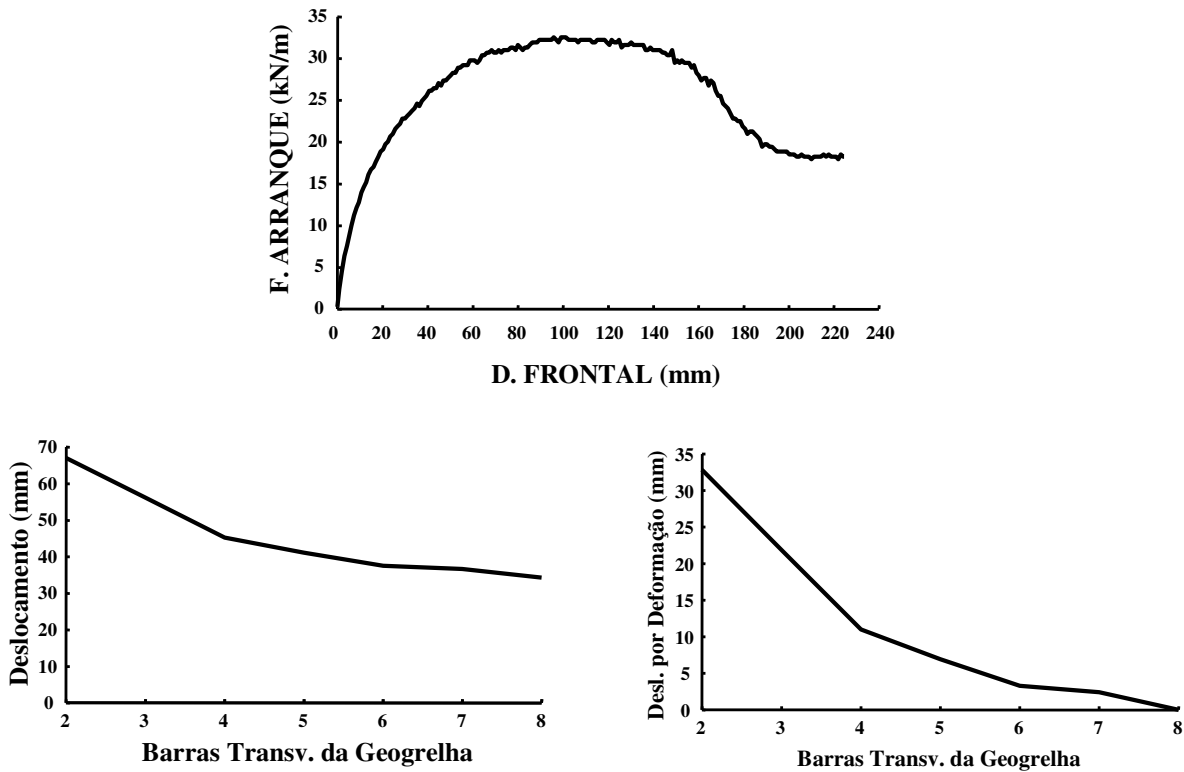


Figura 2.18 – Exemplo de apresentação de resultados de ensaios de arranque solo-geossintético (Lopes, 2005).

2.6. NOTAS FINAIS

No presente capítulo abordou-se o reforço de solos com geossintéticos e apresentou-se uma breve descrição dos três ensaios laboratoriais mais utilizados para a avaliação das propriedades das interfaces solo-geossintético.

No capítulo seguinte analisar-se-á o comportamento das interfaces solo-geossintético quando o solo confinante é granular. Serão referenciados vários estudos relativos à análise do comportamento de interfaces entre diversos tipos de geossintéticos e materiais de confinamento granulares e abordados os mecanismos de arranque, corte directo e corte em plano inclinado.

3

INTERACÇÃO SOLO GRANULAR- -GEOSSINTÉTICO

3.1. INTRODUÇÃO

Os solos granulares são muito utilizados nos estudos de interacção solo-geossintético, uma vez que grande parte dos aterros são executados com materiais deste tipo e porque as suas propriedades são determinantes na eficácia da interacção solo-geossintético.

O comportamento dos solos granulares, reforçados ou não, é influenciado por um conjunto de factores entre os quais se destaca o índice de compacidade, visto ser um factor determinante para a resistência e rigidez deste tipo de solos. Assim, os solos granulares no estado denso são mais resistentes e rígidos do que no estado solto, devido ao maior imbricamento dos grãos.

Outros factores condicionantes do comportamento dos solos granulares são a tensão de confinamento, a forma das partículas e a granulometria do solo. A dimensão dos grãos não assume um papel determinante no comportamento dos solos granulares, contudo é extremamente importante no que se refere aos mecanismos de interacção existentes no solo reforçado, especialmente quando o reforço é uma geogrelha.

A mobilização da resistência ao corte entre solos granulares e geotêxteis ou geomembranas é um fenómeno bidimensional, muito influenciado pela extensibilidade do material de reforço e onde a dilatação do solo é permitida. No caso das geogrelhas, o fenómeno é tridimensional, mobilizando-se atrito lateral para pequenos deslocamentos e à medida que estes aumentam é mobilizado o impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas.

Sendo as geogrelhas menos extensíveis que os geotêxteis, a utilização das primeiras como elemento de reforço proporciona um maior aumento da resistência do solo e da resistência mobilizada na interface solo-reforço do que quando são utilizados geotêxteis, justificando-se a utilização frequente de geogrelhas para o reforço de solos.

Com este capítulo pretende-se dar a conhecer alguns dos estudos mais recentes acerca do comportamento das interfaces solo-geossintético, quando o material confinante é do tipo granular (material tradicionalmente utilizado), recorrendo a pesquisa bibliográfica. Serão abordados os movimentos de corte directo, de corte em plano inclinado e de arranque na interface, abrangendo diferentes tipos de geossintéticos utilizados como reforço.

3.2. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR – GEOSSINTÉTICO: CORTE DIRECTO

3.2.1. ESTUDOS DE LIU *ET AL.* (2009)

3.2.1.1. Introdução / Objectivos do estudo

Liu *et al.* (2009) realizaram uma série de ensaios de corte directo com o objectivo de estudar a resistência ao corte de diversos tipos de interfaces solo-geossintético, utilizando quatro tipos de solos e sete tipos de geossintéticos, bem como a influência das dimensões da meia caixa inferior do aparelho de corte directo utilizado. As dimensões da meia caixa superior do aparelho eram 450×450×150mm³.

3.2.1.2. Materiais utilizados

Para a realização dos ensaios foram utilizadas seis geogrelhas, com diferentes resistências à tracção, percentagens de área aberta e padrões de abertura, e um geotêxtil tecido, tal como se indica no Quadro 3.1. Os geossintéticos utilizados foram fabricados a partir de fios de PET e revestidos com PVC.

Quadro 3.1 – Características dos geossintéticos (adaptado de Liu *et al.*, 2009).

Material	Espessura barras transversais ¹	Largura barras longitudinais ¹	Largura barras transversais ¹	Área aberta (%)	Resistência à tracção (kN/m ³) ²
GT	0,96	-	-	-	100×50
GG3	2,2	10,1	4,6	55	200×40
GG4	1,98	2,5	3,2	49	100×100
GG6	1,98	2,5	3,2	61	100×50
GG7	1,98	2,5	3,2	72	50×50
GG8	2,2	10,1	4,6	60	200×20
GG9	1,98	2,5	3,2	73	100×0

¹ (mm); ² longitudinal×transversal

Quadro 3.2 – Propriedades dos solos ensaiados (adaptado de Liu *et al.*, 2009).

Propriedade	Areia	Cascalho fino	Cascalho grosseiro	Argila
Densidade relativa	2,64	2,7	2,71	2,54
D ₁₀ (mm)	0,25	2,6	5,3	0,01
D ₃₀ (mm)	0,3	2,9	6,2	0,05
D ₅₀ (mm)	0,36	3,2	7,4	0,07
D ₆₀ (mm)	0,38	3,6	7,9	0,095
Coeficiente de uniformidade	1,52	1,38	1,49	9,5
Coeficiente de curvatura	0,95	0,9	0,92	2,63
Limite de liquidez	-	-	-	53
Limite de plasticidade	-	-	-	29
Símbolo USCS	SP	GP	GP	CH

Foram utilizados quatro solos de características diferentes: areia de Ottawa, cascalho grosseiro, cascalho mais fino e uma argila. O Quadro 3.2 apresenta as principais características físicas dos solos e a Figura 3.1 mostra as curvas granulométricas dos mesmos materiais. De referir que o solo argiloso não é considerado neste capítulo, visto tratar-se de um solo coesivo.

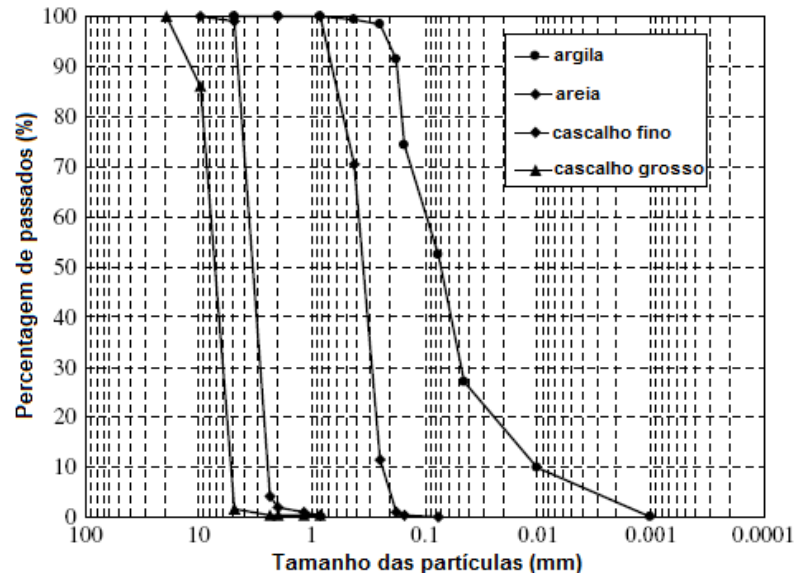


Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados (adaptado de Liu *et al.*, 2009).

3.2.1.3. Principais conclusões

Do estudo efectuado pelos autores, salientam-se as seguintes conclusões.

- A caixa inferior de corte, preenchida com o solo a ensaiar, deve possuir as mesmas dimensões da caixa superior, sendo desta forma mais apropriada para o estudo das interfaces solo-geogrelha. Se a área da caixa inferior de corte for superior à área carregada, o solo fora da área carregada não se encontra suficientemente confinado para promover resistência lateral.
- O uso de uma placa rígida em detrimento do preenchimento da meia caixa inferior com solo não é adequado ao estudo das interfaces solo-geogrelha, pois não permite o imbricamento dos grãos de solo nas aberturas da geogrelha. Assim, segundo os autores, a caixa inferior de corte deve ser preenchida com o solo a ensaiar.
- A resistência ao corte da interface solo-geogrelha é superior à resistência ao corte da interface solo-geotêxtil e esta por sua vez é inferior à resistência ao corte do próprio solo, sendo a razão entre as resistências ao corte da interface solo-geotêxtil e do solo por si só de 0,7 a 0,8 para a areia (e para a argila) e de 0,85 a 0,95 para o cascalho. Esta observação indica que um geotêxtil colocado no interior do solo geralmente actua como uma superfície de baixa resistência em termos de deslizamento por corte directo.
- A resistência ao corte da interface solo-geogrelha está correlacionada positivamente com a resistência à tracção transversal da geogrelha e negativamente com o comprimento da abertura e percentagem de área aberta.
- A resistência ao corte da interface solo-geogrelha, em movimento de corte directo, é composta pelas seguintes parcelas:

- a) resistência ao corte provocada pelo atrito entre o solo e a superfície lateral das barras da geogrelha;
- b) resistência ao corte interna do solo nas aberturas da geogrelha;
- c) e resistência passiva proporcionada pelas barras transversais.

Esta afirmação contrapõem o defendido por alguns autores, que consideram apenas a contribuição dos mecanismos de interação descritos em a) e em b) para a resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha, em movimento de corte directo.

- A resistência passiva é induzida quando ocorre um movimento relativo entre as barras transversais e as partículas de solo nas aberturas da geogrelha durante o movimento de corte directo.
- Geralmente as barras transversais das geogrelhas contribuem cerca de 0-10% para a resistência total ao corte da interface, embora possam ter uma contribuição superior quando o solo em questão é areia (ou argila) ao contrário do que acontece quando o solo é do tipo cascalho.
- No final do estudo os autores propõem um modelo capaz de estimar a razão entre a resistência passiva mobilizada nas barras transversais da geogrelha e a resistência ao corte global da interface solo-geogrelha.

3.2.2. ESTUDOS DE AFONSO (2009)

3.2.2.1. Introdução / Objectivos do estudo

O estudo de Afonso (2009) teve por fundamento a análise da influência de diversos factores na resistência ao corte de uma interface solo-geossintético, mais especificamente uma interface entre um geocompósito de reforço e um solo arenoso, através da realização de ensaios de corte directo no equipamento de ensaio de corte directo existente no LGS da FEUP.

De entre os factores a analisar encontram-se a altura de solo a colocar na meia-caixa superior, o efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento, o índice de compactidade do solo e a variação cíclica da tensão vertical de confinamento.

Tendo em vista a comparação dos resultados para diferentes condições de ensaio, foram adoptadas quatro alturas de solo distintas na meia-caixa superior (2,5 cm; 5 cm; 7,5 cm e 10 cm), com ou sem a colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento, dois índices de compactidade para a areia (60% e 85%) e três valores distintos para a tensão de confinamento vertical (50kPa, 100kPa e 150kPa), para posteriormente ser avaliada a influência dos diferentes parâmetros no comportamento da interface a estudar.

3.2.2.2. Materiais utilizados

Neste trabalho experimental foi utilizada uma areia mal graduada, com a curva granulométrica que se apresenta na Figura 3.2. Os índices de vazios mínimo e máximo são de 0,580 e 0,878, e os pesos volúmicos secos correspondentes de 16,58kN/m³ e 13,95kN/m³, respectivamente.

Dado que um dos objectivos do estudo consistia na avaliação do efeito da compactidade da areia na resistência ao corte da interface, optou-se por realizar ensaios com dois índices de compactidade distintos, 60% e 85%, que correspondem a areia medianamente compacta a compacta e a areia muito compacta, respectivamente.

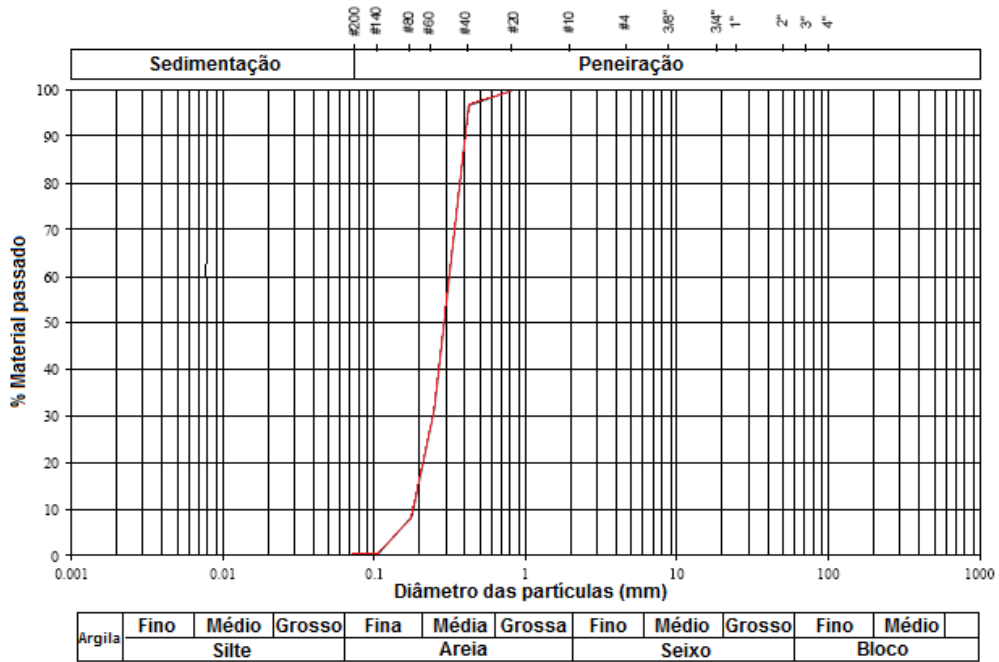


Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia utilizada (Afonso, 2009).

Quadro 3.3 – Programa de ensaios de corte directo (adaptado de Afonso, 2009).

Ensaio	h areia (cm)	σ (kPa)	Elemento compressível	I_D (%)	Tensão vertical		
					Variação (kPa)	Frequência (Hz)	
1	5	100	sem	60	-	-	
2	7,5	100	sem	60	-	-	
3	10	100	sem	60	-	-	
4	2,5	100	sem	60	-	-	
σ (kPa)	5	100	com	60	-	-	
	6	7,5	com	60	-	-	
	7	10	com	60	-	-	
constante	8	2,5	com	60	-	-	
	9	5	sem	60	-	-	
	10	5	150	sem	60	-	-
	11	5	50	sem	85	-	-
	12	5	100	sem	85	-	-
	13	5	150	sem	85	-	-
Com variações cíclicas de σ (kPa)	14	5	100	sem	60	+/- 20	0,1
	15	5	100	sem	60	+/- 20	0,01
	16	5	100	sem	60	+/- 50	0,01
	17	5	100	sem	85	+/- 20	0,1
	18	5	100	sem	85	+/- 20	0,01

h areia – altura de areia na meia-caixa superior; σ – tensão vertical; I_D – índice de compactidade da areia.

O geossintético utilizado neste estudo e representado na Figura 3.3, é um geocompósito com filamentos de reforço nas duas direcções que consiste num geotêxtil não tecido de polipropileno reforçado por filamentos de poliéster de elevada resistência.

Os valores apresentados na ficha do produtor para a resistência à tracção nas direcções de fabrico e perpendicular são de 63kN/m e 52kN/m, respectivamente. Dada a permeabilidade elevada tanto ao longo dos planos como na perpendicular aos planos do geocompósito de reforço, este pode exercer ainda funções de filtragem, drenagem e separação.

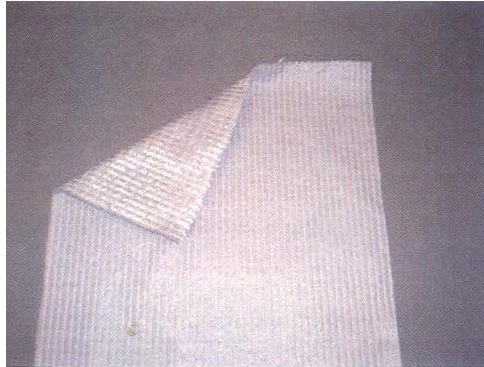


Figura 3.3 – Geossintético utilizado no estudo (Afonso, 2009).

O programa de ensaios de corte directo encontra-se no Quadro 3.3, onde se esclarecem as condições adoptadas em cada um dos 18 ensaios efectuados.

3.2.1.3. Principais conclusões

Do estudo realizado por Afonso (2009) retiram-se as seguintes conclusões principais.

- Relativamente à influência da altura de solo colocado e compactado no interior da meia-caixa superior, verificou-se que a resistência ao corte máxima, mobilizada na interface, tende a aumentar com a altura de solo na caixa, o que se encontra em concordância com os trabalhos publicados por Gourc *et al.* (1996) e Bembem e Schulze (1998).
- Para o mesmo valor da tensão de confinamento, quanto maior a altura de solo na meia-caixa superior, maiores são as deformações verticais.
- Da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento (carregamento flexível) resultaram maiores deslocamentos verticais na placa de carregamento, como se esperava, e menor dilatância positiva da areia, devido à deformabilidade do referido elemento.
- Dos ensaios realizados resultaram valores inferiores da resistência ao corte da interface para carregamentos flexíveis, quando comparados com os obtidos pelos ensaios com carregamento rígido, o que vem contrariar os resultados de Gourc *et al.* (1996) e de Palmeira (1987, 1988), que obtiveram resistências superiores para ensaios com carregamentos flexíveis, e confirmar os de Hsieh e Hsieh (2003), que afirmam que a resistência é superior para ensaios com carregamento rígido.

- Verificou-se ainda que uma altura de solo na meia-caixa superior de 2,5 cm é insuficiente para a colocação de um elemento compressível e que quanto maior a altura de solo menor a influência da colocação do mesmo.
- O índice de compactação influencia a resistência ao corte de pico da interface, pois quanto mais compacta se encontra a areia, maiores as resistências de pico verificadas. Para além disso, verificou-se que índices de compactação mais elevados conduzem a resistências residuais mais elevadas, sendo esta dependência mais notória com o aumento da tensão vertical.
- Os ensaios de variação cíclica da tensão vertical mostraram que a resistência ao corte da interface solo-geossintético se reduz com a aplicação cíclica da tensão vertical e que quanto menor a frequência de aplicação da mesma, maior a amplitude de variação da resistência ao corte, relativamente a um valor médio.
- Os carregamentos cíclicos provocam assentamentos iniciais do solo superiores aos obtidos em carregamentos verticais estáticos e tanto maiores quanto mais elevada a frequência de variação da carga vertical.
- Constatou-se ainda que os carregamentos cíclicos induzem uma menor dilatância do solo, relativamente aos carregamentos estáticos. Para além disso, quanto maior a amplitude de variação da tensão vertical, mais significativa é a diminuição da resistência ao corte da interface e menor a dilatância do solo verificada, em termos de valores médios.
- A resistência residual média para carregamentos cíclicos foi mais baixa para a menor amplitude de variação da tensão normal aplicada (+/- 20kPa), ao contrário do que seria de esperar.
- Por fim, quanto maior o índice de compactação da areia, maior a resistência de pico da interface, tal como acontece nos carregamentos estáticos. Para índices de compactação menores, a resistência residual ao corte da interface revelou-se menos dependente da natureza da solicitação vertical (estático ou dinâmica).

3.2.3. ESTUDOS DE VIEIRA (2008)

3.2.3.1. Introdução / Objectivos do estudo

No estudo experimental realizado por Vieira (2008) pretendeu-se caracterizar a resistência ao corte de várias interfaces solo-geossintético, sob carregamentos monotónicos e cíclicos, desenvolvendo-se para o efeito um protótipo laboratorial de um equipamento de corte directo de grandes dimensões, com capacidade para realização de ensaios de corte directo cíclicos, que se utilizou nos ensaios de caracterização da resistência ao corte dos solos (duas areias mal graduadas) e das diversas interfaces.

O equipamento de ensaio (exposto anteriormente no ponto 2.5.1.1. do presente trabalho) foi desenvolvido em colaboração com o Instituto de Engenharia Mecânica da FEUP, seguindo as recomendações da pré-Norma Europeia prEN ISO 12957-1 e da Norma Americana ASTM D 5321-92, essencialmente no que refere aos procedimentos de ensaio e às dimensões mínimas exigidas. Uma vista do referido equipamento encontra-se na Figura 3.4.

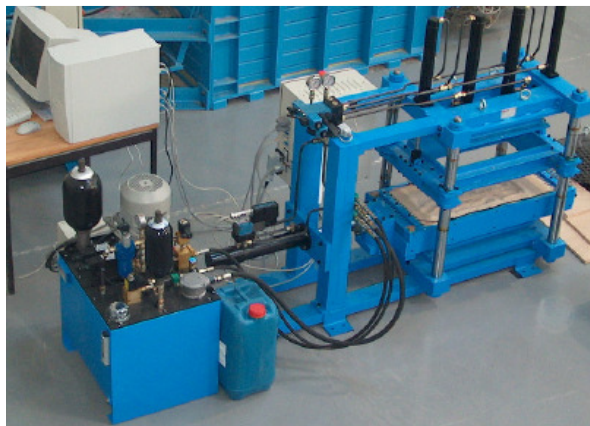


Figura 3.4 – Vista do equipamento desenvolvido, existente no LGS (Vieira, 2008).

Para além dos ensaios com o novo equipamento foram também realizados ensaios com o equipamento de corte directo tradicional, no qual se realizaram algumas alterações para que fosse possível a caracterização de interfaces solo-geocompósito.

O estudo experimental consistiu na realização de ensaios de corte directo monotónicos, ensaios de corte simples das areias, sob carregamento monotónico e sob carregamentos cíclicos (com ou sem reforço incorporado) e ainda ensaios de corte directo cíclicos de uma interface areia-geossintético.

Os ensaios de corte directo monotónicos foram realizados sob as duas areias e sob as seis interfaces, resultantes da combinação das duas areias e dos três geocompósitos, para as tensões normais de 50kPa, 100kPa e 150kPa, tanto no equipamento convencional de corte directo como no novo equipamento de grandes dimensões.

Os ensaios de corte simples foram realizados no equipamento de corte simples linear do LNEC, que se pode visualizar na Figura 3.5. Este equipamento permite a realização de ensaios de corte simples monotónicos e cíclicos, mediante o acoplamento de algumas unidades adicionais. Este tipo de ensaios foi realizado quer sobre as areias (sem reforço), quer sobre as areias reforçadas com um nível de geossintético, o que permitiu obter a resistência ao corte do material anisotrópico.



Figura 3.5 – Equipamento de corte simples do LNEC (Vieira, 2008).

Os ensaios de corte directo cíclicos foram realizados para uma tensão vertical constante e de 100kPa, nas duas modalidades de ensaio (com controlo de força ou com controlo de deslocamento), com recurso ao novo equipamento de corte directo desenvolvido, tendo em vista a caracterização da interface entre a areia SP 49 e o geossintético GC 50, que se descrevem no ponto seguinte.

3.2.3.2. Materiais utilizados

No estudo laboratorial de Vieira (2008) foram utilizadas duas areias limpas, mal graduadas, com elevada percentagem de sílica (acima de 99%), designadas por SP 45 e SP 49 pela empresa fornecedora. A curva granulométrica das areias utilizadas encontra-se na Figura 3.6, e os principais índices físicos das mesmas podem ser encontrados no Quadro 3.4.

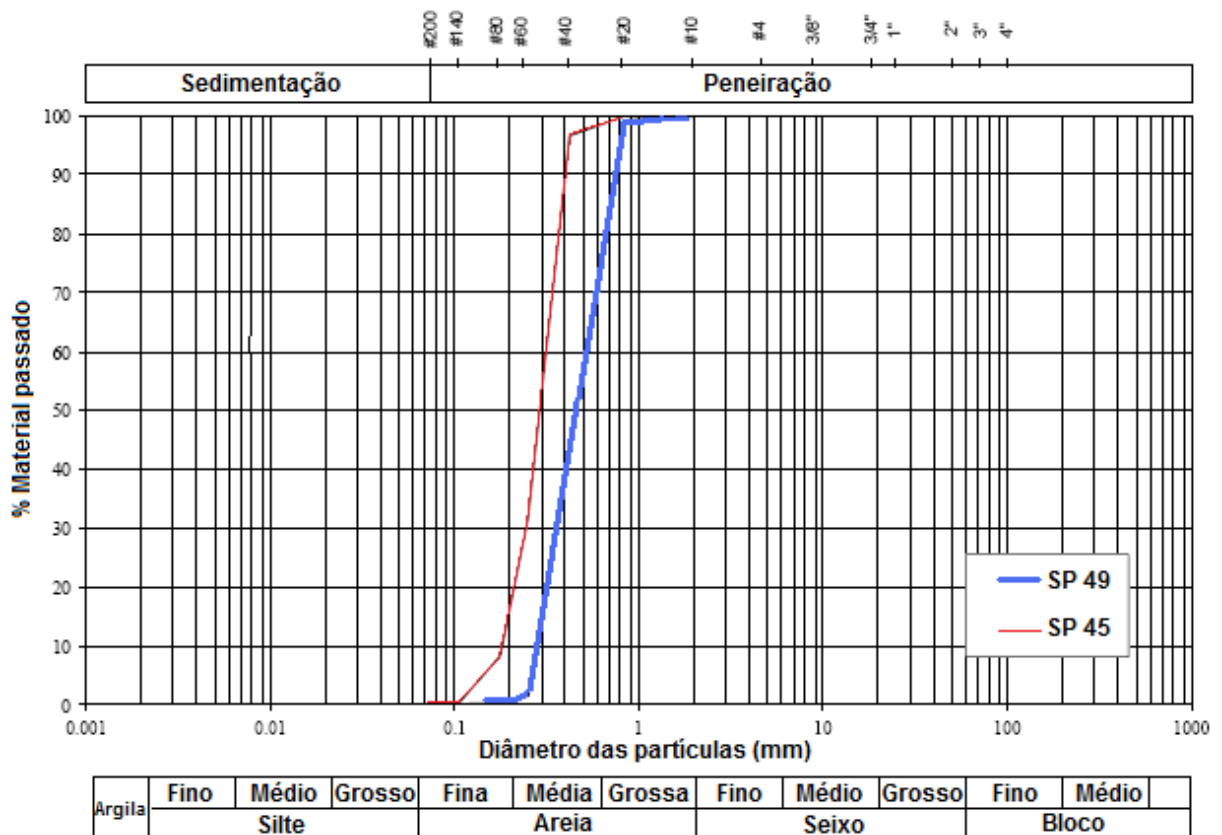


Figura 3.6 – Curvas granulométricas das areias SP 45 e SP 49 (Vieira, 2008).

Para a caracterização laboratorial do solo reforçado foram utilizados três geocompósitos de reforço (GC50, GC100 e GC50/50), que consistiam em geotêxteis não tecidos de polipropileno reforçados por filamentos de poliéster de elevada resistência. Dois dos geocompósitos utilizados possuíam filamentos de reforço de PET numa das direcções (reforço unidireccional) e resistências à tracção nominais de 50kN/m (GC50) e de 100kN/m (GC100). O outro geocompósito (GC50/50) possuía filamentos de reforço de PET em ambas as direcções, e uma resistência nominal de 50kN/m. Na Figura 3.7 apresenta-se o aspecto visual dos geossintéticos utilizados.

Quadro 3.4 – Índices físicos das areias SP 45 e SP 49 (Vieira, 2008).

Índice físico	SP 45	SP 49
D ₁₀ (mm)	0,18	0,27
D ₃₀ (mm)	0,24	0,36
D ₅₀ (mm)	0,29	0,45
D ₆₀ (mm)	0,32	0,52
Coeficiente de uniformidade, C _U	1,7	1,9
Coeficiente de curvatura, C _C	1	0,9
Densidade das partículas sólidas, G _s	2,67	2,65
Peso volúmico seco máximo, γ_{dmax} (kN/m ³)	16,58	17,1
Peso volúmico seco mínimo, γ_{dmin} (kN/m ³)	13,95	14,52
Índice de vazios mínimo, e _{min}	0,58	0,52
Índice de vazios máximo, e _{max}	0,878	0,791

D_x (mm) – percentil x da distribuição granulométrica (mm).

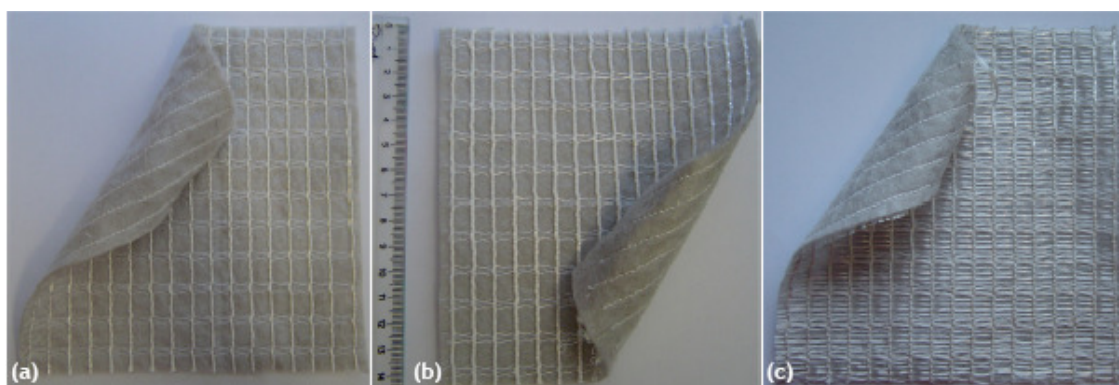


Figura 3.7 – Aspecto visual dos materiais utilizados: a) GC50; b) GC100; c) GC50/50 (Vieira, 2008).

3.2.3.3. Principais conclusões

Do amplo estudo experimental levado a cabo por Vieira (2008), retiram-se, de entre outras, as seguintes conclusões gerais.

- Relativamente aos ensaios de corte directo monotónicos, o equipamento de corte directo de grandes dimensões, desenvolvido no âmbito do trabalho apresentado (Figura 3.4), sobrestima ligeiramente a resistência ao corte das areias e das interfaces solo-geossintético, relativamente ao equipamento de corte directo convencional, embora as diferenças de resultados não sejam significativas. No entanto, existem dúvidas no que se refere aos resultados que se encontram mais próximos da realidade.
- A resistência ao corte do material anisotrópico (areia com reforço incorporado), obtida através dos ensaios de corte simples não diferiu significativamente da resistência da interface solo-reforço obtida através dos ensaios de corte directo.

- Os ensaios de corte directo cíclicos, realizados com controlo de força ou com controlo de deslocamento, permitiram concluir que a rigidez da interface tende a aumentar nos 10 primeiros ciclos de carregamento (sofrendo variações pouco significativas para um número de ciclos superior) e a diminuir com a amplitude de deslocamento.
- Nos ensaios de corte directo cíclicos com controlo de deslocamento, a rigidez e a dissipação de energia não parecem ser muito sensíveis à frequência da solicitação.
- A rigidez do primeiro carregamento induzido à interface foi praticamente coincidente nos ensaios com controlo de força ou com controlo de deslocamento. No entanto, a rigidez da interface para a mesma amplitude de deslocamento, determinada com base nos ensaios com controlo de deslocamento, tende a ser superior à obtida pelos ensaios com controlo da força aplicada na interface.
- Nos ensaios cíclicos (quer com controlo do deslocamento ou da força aplicada à interface), foram obtidos valores da tensão de corte ligeiramente superiores aos obtidos nos ensaios de corte directo com carregamento monotónico e não se verificou degradação da resistência ao corte da interface.
- Os ensaios de corte simples cíclicos permitiram detectar que a areia “reforçada” apresenta um módulo de distorção inferior ao da areia sem o geocompósito de reforço, para a mesma amplitude de distorção, o que se pensa ser causado pelo facto de a presença do geossintético ter provocado que a camada de areia imediatamente acima do elemento de reforço tenha permanecido mais solta, provocando uma certa ductilidade da amostra.

3.2.4. ESTUDOS DE FLEMING *ET AL.* (2006)

3.2.4.1. Introdução / Objectivos do estudo

No estudo de Fleming *et al.* (2006) foram executados ensaios de corte directo para avaliar a resistência ao corte das interfaces entre três tipos de solos e uma geomembrana lisa, usando para tal um aparelho de corte directo modificado, de dimensões 100mm×100mm, onde foi instalado um transdutor de pressões intersticiais em miniatura. Este equipamento permitiu a medição da pressão da água nos poros nas proximidades da interface durante o corte, o que não é habitual, tornando assim possível a análise dos resultados dos ensaios em termos de tensões efectivas. No estudo foram simuladas condições saturadas e não saturadas na interface.

As geomembranas são um dos tipos de geossintéticos mais utilizados em várias aplicações geotécnicas. Segundo Koerner (1998) existem mais do que 30 aplicações distintas deste material. A função primordial das geomembranas é de actuar como barreira à passagem de fluidos e para realizarem eficazmente esta função são muitas vezes usadas em combinação com revestimentos de areia bentonítica ou de argila compacta. Embora esta combinação seja bastante eficaz no que toca à impermeabilização de aterros de resíduos, nem sempre é fácil assegurar a sua estabilidade devido à possibilidade de ocorrência de deslizamentos nas interfaces solo-geomembrana, principalmente quando estas estão sujeitas a inclinações elevadas.

Uma forma fácil de melhorar a resistência ao corte de uma interface solo-geomembrana é usar uma geomembrana rugosa em vez de uma lisa, no entanto a instalação daquela é mais difícil. Dado que as geomembranas lisas têm em média uma rugosidade superficial inferior a 0,002 mm, é bastante desafiante assegurar uma adequada resistência ao corte da sua interface com o solo, havendo casos bem documentados de roturas das interfaces entre estes materiais.

Desta forma, vários autores têm vindo a ocupar-se do estudo da resistência ao corte das interfaces entre solos e geomembranas lisas. No estudo de Fleming *et al.* (2006) são simuladas condições saturadas e não saturadas na interface solo-geomembrana lisa, utilizando apenas solos arenosos, por dificuldades técnicas. A extensão das danificações na superfície da geomembrana foi estudada através da medição da rugosidade da superfície, antes e depois de cada ensaio de corte directo.

3.2.4.2. Materiais utilizados

Para a realização dos ensaios de corte directo foi utilizada uma geomembrana lisa em PEAD de 1,5 mm de espessura e três tipos de solos: areia de Ottawa, uma areia bentonítica resultante da mistura de areia de Ottawa e bentonite e uma areia siltosa (solo coesivo, que não situa no âmbito do presente capítulo) resultante da combinação de seis solos diferentes. No Quadro 3.5 encontram-se algumas propriedades dos três tipos de solos utilizados.

Quadro 3.5 – Propriedades da areia de Ottawa, da areia bentonítica e da areia siltosa (adaptado de Fleming *et al.*, 2006).

Solo	Índice de plasticidade (%)	D ₁₀ (mm)	C _U
Areia de Ottawa	Não plástico	0,2	3
Areia-bentonítica	Não plástico	0,15	4
Areia siltosa	4,5	0,002	125

D₁₀ (mm) – diâmetro efectivo do solo correspondente a 10% de passados; C_U – coeficiente de uniformidade.

Embora na prática se utilizem interfaces solo-geomembrana envolvendo solos argilosos, neste estudo optou-se por utilizar apenas solos arenosos, dado que o transdutor de pressões intersticiais utilizado apenas media pressões neutras negativas abaixo de 30kPa, o que seria ultrapassado na maior parte dos solos argilosos não saturados.

3.2.4.3. Principais conclusões

- Os resultados dos ensaios de corte directo, relativamente às envolventes de resistência ao corte da interface, obtidas em termos de tensões totais, são coerentes com os publicados na literatura mas a representação das envolventes em termos de tensões efectivas mostrou ser difícil.
- Foi possível prever os valores da resistência ao corte das interfaces usando conceitos da mecânica de solos não saturados e os valores das pressões intersticiais medidos nas vizinhanças das interfaces, para os ensaios realizados com tensões normais baixas. Para tensões normais elevadas, o uso dos conceitos da mecânica de solos não saturados resultou em valores da resistência ao corte significativamente mais baixos do que os valores medidos.
- A verificação das alterações de rugosidade na superfície das geomembranas revelou que para tensões normais elevadas, o mecanismo de rotura passa de um puro deslizamento a uma combinação de deslizamento e formação de sulcos. De facto, as partículas de solo ficam parcialmente imersas na superfície da geomembrana e escavam pequenas trincheiras na superfície durante o movimento de corte directo, o que constitui um ganho de resistência ao corte na interface, a acrescentar à resistência ao corte promovida pelo atrito de deslizamento.

Como consequência, a consideração de um mecanismo de rotura sem ter em consideração o fenómeno de formação de sulcos pode ser conservativa.

- Existe a necessidade de investigar o mecanismo de formação de sulcos para poder ser incorporado nos procedimentos de projecto e, dado que o referido fenómeno varia consoante o tipo de geomembrana e de solo, devem sempre ser realizados ensaios específicos para o projecto em questão, utilizando os materiais a empregar.

3.2.5. ESTUDOS DE SILVANO (2005)

3.2.5.1. Introdução / Objectivos do estudo

Foi com o objectivo de exemplificar o tipo de análise laboratorial que deverá ser seguida em apoio ao dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, em que o movimento predominante na interface é o de corte directo, que Silvano (2005) desenvolveu o programa experimental que aqui se expõe de forma resumida.

De modo a poder ser aplicada a metodologia apresentada por Dixon *et al.* (2002), foram realizados quatro ensaios de corte directo para cada uma das três tensões de confinamento a estudar (50kPa, 100kPa e 150kPa), utilizando o equipamento de ensaio de corte directo do LGS da FEUP (Figuras 2.11 e 3.4).

Adoptou-se uma taxa de deslocamento e altura de solo compactado acima do geossintético constantes em todos os ensaios de, respectivamente, 1 mm/min e 50 mm e obtiveram-se os parâmetros característicos da interface, constatando uma boa repetibilidade dos resultados.

Uma descrição mais pormenorizada do programa e resultados dos ensaios pode ser encontrada em Silvano (2005).

3.2.5.2. Materiais utilizados

Neste trabalho de investigação foram estudados os parâmetros caracterizadores do comportamento de um geocompósito de reforço quando submetido ao movimento de corte directo, num solo residual do granito, material de aplicação frequente em obras de aterro nas regiões do Norte e Centro de Portugal, cujas características principais se encontram-se nos Quadros 3.6 e 3.7.

Quadro 3.6 – Características granulométricas do solo em estudo (Silvano, 2005).

Propriedade	Valor
D_{30}	0,19
D_{50}	0,39
D_{60}	0,55
$D_{máx}$	38,1
γ_{min}	17,2
$\gamma_{máx}$	13,59
$\gamma_{(ID=50\%)}$	15,18

D_x (mm) – percentil x da distribuição granulométrica (mm); γ_{min} – peso volúmico mínimo; $\gamma_{máx}$ – peso volúmico máximo; $\gamma_{(ID=50\%)}$ – peso volúmico correspondente a um índice de compactidade de 50%.

Quadro 3.7 – Características mecânicas do solo em estudo (Silvano, 2005).

$I_D=50\%$	Tensão vertical de consolidação			ϕ' ($^\circ$)	c' kPa
	50	100	150		
	(kPa)				
Pico	53,11/45,35	109,10/92,84	163,86/144,96	46,1	0
Residual	56,73/39,71	114,78/90,22	174,36/128,21	36,6	0

I_D – índice de compactidade; ϕ' – ângulo de atrito efectivo; c' – coesão efectiva; σ'_v – tensão efectiva vertical; τ – tensão de corte.

O geocompósito ensaiado consiste num geotêxtil não tecido de PP reforçado por filamentos de alta resistência de PET, cujas características essenciais se encontram no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Características do geocompósito de reforço utilizado (Silvano, 2005).

Geocompósito de reforço		
Polímero constituinte	PP+PET	
Massa por unidade de área (g/m^2)	370	
Resistência à tracção (KN/m)	última	115
	2%	13,9
	5%	40,4
	10%	86,6
Deformação na rotura (%)	13	

3.2.5.3. Principais conclusões

Relativamente aos ensaios de corte directo realizados, destacam-se as seguintes conclusões.

- A implementação de procedimentos de ensaio adequados permite melhorar a repetibilidade dos resultados.
- A folga entre o geossintético e a meia caixa superior deve ser função da tensão vertical do ensaio.
- Quanto maior a tensão vertical do ensaio, maior o deslocamento horizontal para a tensão de corte máxima da interface solo-geossintético.
- Com o aumento da tensão vertical de ensaio, a razão entre a tensão de corte máxima da interface e a respectiva tensão vertical diminui.
- A resistência ao corte da interface é mobilizada de forma progressiva.
- Para a determinação das propriedades da interface solo-reforço, é preferível a adopção de metodologias com base estatística em vez do processo sugerido na NP EN ISO 12957-1.

3.2.6. ESTUDOS DE BAKEER *ET AL.* (1998)^a

3.2.6.1. Introdução / Objectivos do estudo

Este estudo foi realizado com vista à determinação do comportamento da interface entre uma geogrelha e um agregado leve, quando submetida ao movimento de corte directo. Para tal realizaram-se ensaios de corte directo num equipamento de grandes dimensões, concebido especialmente para o ensaio de solos reforçados com geossintéticos. Cada meia caixa de corte possuía as seguintes dimensões: 610mm×610mm×152mm (comprimento×largura×altura).

Os agregados leves são partículas de solo manufacturadas, com forma, angulosidade e dimensões semelhantes às dos solos granulares naturais. Ao contrário dos agregados naturais, estas partículas contêm um volume substancial de poros que resulta num menor peso por unidade de volume.

Os agregados leves são geralmente duráveis, estáveis, quimicamente inertes, altamente permeáveis e insensíveis a muitas mudanças ambientais (Childs *et al.*, 1983). São utilizados na produção de betões leves e alvenarias e podem ser extremamente úteis se utilizados como material de enchimento em aterros, estruturas de retenção e outras obras situadas em zonas de solos moles.

Apesar de o peso de uma estrutura de solo, por exemplo um aterro, poder ser consideravelmente reduzido com o uso destes materiais, a resistência do solo de fundação pode não ser adequada para suportar o peso da estrutura. A utilização de um geotêxtil ou de uma geogrelha para o reforço da massa de solo pode promover o apoio necessário para que a estrutura resista às cargas de construção e serviço a que estará sujeita.

Nos ensaios de corte directo realizados a velocidade adoptada foi de 2,9 mm/min. Escolheram-se três tensões verticais distintas, correspondentes a diferentes alturas de confinamento: 1,5 m, 3 m e 6,1 m de solo acima da interface deste com a geogrelha.

3.2.6.2. Materiais utilizados

Os ensaios foram executados utilizando um agregado leve como material de confinamento, classificado de acordo com a Classificação Unificada como cascalho mal graduado com areia (GP). O agregado era não friável e possuía uma dureza moderada, um teor médio de água de 7,2% e uma densidade relativa de 2,09 no estado saturado, de 1,59 após seco ao ar e de 1,52 depois de seco em estufa, valores que são bastantes inferiores aos dos materiais naturais. Os pesos volúmicos máximo e mínimo eram de 8,08kN/m³ e 7,45kN/m³, respectivamente.

O geossintético utilizado foi uma geogrelha uniaxial de polietileno, cujas barras longitudinais foram colocadas na direcção do movimento da caixa de corte. Todas as amostras foram obtidas do mesmo rolo de geogrelha.

3.2.6.3. Principais conclusões

- O ângulo médio de atrito interno do agregado utilizado foi de 52°, enquanto o ângulo de atrito da interface do mesmo com a geogrelha foi, em média, de aproximadamente 48°, o que significa que a eficiência média da mobilização do ângulo de atrito foi cerca de 87%.
- Os coeficientes de interacção da geogrelha foram 0,56, 0,45, e 0,33 para as tensões de confinamento correspondentes a 1,5 m, 3,0 m e 6,1 m, respectivamente.
- O esmagamento do material, provocado pelo ensaio de corte directo, foi bastante reduzido.

3.3. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR – GEOSSINTÉTICO: CORTE EM PLANO INCLINADO

3.3.1. ESTUDOS DE PITANGA *ET AL.* (2009)

3.3.1.1. Introdução / Objectivos do estudo

Pitanga *et al.* (2009) realizaram ensaios de corte em plano inclinado para estudar a resistência ao corte da interface entre alguns materiais geralmente presentes em sistemas de cobertura de aterros de resíduos e um solo compacto.

O estudo veio dar continuidade ao trabalho desenvolvido por Gourc e Reyes-Ramírez (2004), acerca do comportamento de interfaces entre diferentes geossintéticos, contemplando agora a análise do comportamento de interfaces entre solos compactos e geossintéticos e analisando com maior detalhe os resultados referentes às diferentes fases do processo de deslizamento, particularmente os da fase dinâmica.

De acordo com Gourc e Reyes-Ramírez (2004) existem 3 fases distintas durante o ensaio de corte em plano inclinado, as quais se representam na Figura 3.8:

- a fase estática, na qual a caixa superior está praticamente imóvel, até um determinado ângulo de inclinação da caixa de corte ($\beta = \beta_0$);
- a fase transitória, em que para um valor superior a β_0 da inclinação, a caixa superior se move com uma aceleração (γ) crescente;
- e a fase de deslizamento não estabilizado, ou fase “dinâmica”, em que a caixa superior continua a deslizar a uma velocidade crescente e com uma aceleração constante, mesmo que a inclinação da caixa se mantenha ($\beta = \beta_{lim}$).

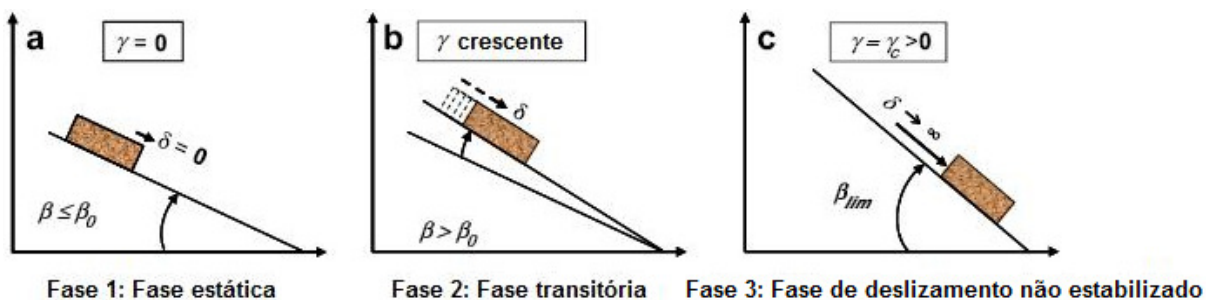


Figura 3.8 – Diferentes fases do movimento da caixa superior de corte (adaptado de Pitanga *et al.*, 2009).

Assim, na fase transitória o deslizamento é considerado gradual enquanto na fase “dinâmica” o deslizamento é considerado rápido.

Os resultados dos ensaios foram analisados para as fases estática e “dinâmica” do deslizamento e posteriormente interpretados com base nos valores dos ângulos de atrito estático inicial (correspondente ao início do deslizamento, em condições estáticas) e ângulo de atrito limite (medido durante o movimento uniformemente acelerado).

3.3.1.2. Materiais utilizados

Neste estudo foram utilizados 3 tipos de geossintéticos: geotêxteis, geocompósitos (compostos por um geotêxtil e um geotapete) e uma geomembrana. As principais características dos materiais ensaiados constam no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Principais características dos geossintéticos utilizados (adaptado de Pitanga *et al.*, 2009).

Tipo de geossintético	Material	Espessura
Geomembrana	Polietileno de alta densidade	1,5 mm
Geotêxtil	Geotêxtil não tecido agulhado	1 mm
	Geotêxtil não tecido termicamente ligado	1 mm
	Geotêxtil tecido de polipropileno	1 mm
Geocompósito	geotêxtil + geotapete	10 mm
		5 mm

O solo utilizado foi uma areia siltosa com a curva granulométrica apresentada na Figura 3.9. Este foi colocado na caixa superior e compactado a um peso volúmico de $14,2\text{kN/m}^3$ e um teor de água de 6,5%, de acordo com a compactação habitualmente adoptada nos taludes de cobertura de aterros de resíduos.

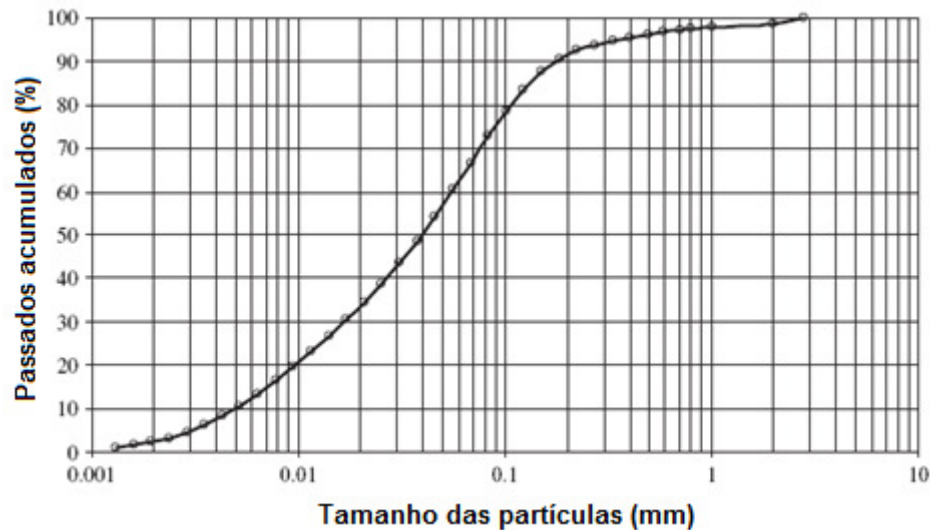


Figura 3.9 – Curva granulométrica do solo ensaiado (adaptado de Pitanga *et al.*, 2009).

3.3.1.3. Principais conclusões

O estudo conduziu às seguintes conclusões fundamentais.

- A utilização do ensaio de corte em plano inclinado permite distinguir o comportamento de diferentes interfaces solo compacto-geossintético sujeitas a baixas tensões normais.

- A forma dos gráficos ângulo vs deslocamento é instrutiva e a diferença entre o deslocamento rápido e o deslocamento gradual é facilmente relacionável com o ângulo de atrito inicial e o ângulo de atrito limite. Geralmente, a consideração de um deslocamento gradual é mais conservativa do que de um deslocamento rápido, para um talude no limite de estabilidade.
- Durante a fase de deslocamento gradual observou-se que o ângulo de atrito correspondente a um deslocamento de 50 mm (δ_{50}) é bastante superior ao ângulo de atrito estático inicial (δ_0) e ao ângulo de atrito limite (δ_{lim}), ou seja, o ângulo geralmente considerado nas análises de estabilidade (δ_{50}) sobrestima ambos. No entanto, este procedimento pode não ser conservativo, no caso de deslizamento gradual.
- O ensaio de corte em plano inclinado é adequado para o estudo do atrito nas interfaces no caso de tensões normais baixas, como é o caso dos sistemas de cobertura de aterros de resíduos mas embora o ensaio pareça bastante simples, é de difícil interpretação. A análise estática usada para determinar o parâmetro δ_{50} de acordo com a Norma Europeia não é rigorosa. Sugere-se a utilização de δ_0 , correspondente ao início do deslizamento da caixa superior (condições estáticas), e δ_{lim} , correspondente ao deslizamento com aceleração constante (condições dinâmicas). Contudo, a definição de um dos dois ângulos para procedimentos de projecto necessita de mais estudos.
- Para todos os tipos de geossintéticos ensaiados, o ângulo de atrito diminui com o aumento da tensão normal.
- O geotêxtil não tecido agulhado mostrou uma resistência ao corte semelhante à dos geocompósitos. O ensaio de corte em plano inclinado tem uma contribuição relevante dado que permite realçar a verdadeira eficiência dos geotapetes reforçados.
- Os ensaios evidenciaram que em muitas situações a resistência ao corte do solo pode comandar a rotura dos sistemas compósitos de cobertura. Contudo, esta conclusão necessita de comprovação através de investigações futuras.

3.3.2. ESTUDOS DE COSTA LOPES (2000)

3.3.2.1. Introdução / Objectivos do estudo

Este estudo experimental teve por objectivo a análise da influência de diferentes parâmetros (estrutura do geossintético, granulometria do solo, tensão de confinamento e metodologia de ensaio adoptada) na resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, quando o movimento relativo na interface é de corte em plano inclinado, como acontece em sistemas de cobertura de aterros de resíduos e noutras situações em que os geossintéticos são colocados sobre taludes com uma determinada inclinação.

Costa Lopes (2000) pretendeu ainda contribuir para a divulgação dos geossintéticos em Portugal e especialmente dos ensaios de corte em plano inclinado, como forma de caracterização da interacção solo-geossintético em taludes, com vista ao dimensionamento de obras geotécnicas com maior economia e segurança.

Para tal foram realizados ensaios de corte em plano inclinado no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado desenvolvido no LGS da FEUP (Figura 2.14), num ambiente com temperatura de $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $65\%\pm 2\%$, utilizando diferentes tipos de geossintéticos e dois solos granulares de granulometrias distintas.

Utilizaram-se diferentes tensões de confinamento (5, 10 e 25kPa) e realizaram-se ensaios segundo as duas metodologias possíveis: com o geossintético colocado sobre o solo que preenche a caixa inferior do equipamento e com o geossintético colocado sobre uma base rígida e lisa.

3.3.2.2. Materiais utilizados

Neste estudo foram utilizados dois solos granulares de granulometrias diferentes para poder ser analisada a influência da granulometria do solo na interacção solo-geossintético. O índice de compactidade adoptado foi de 50% para os dois materiais.

O Solo 1, constituído por partículas de dimensões compreendidas entre 0,0074 mm e 2,00 mm (Figura 3.10) tem um peso volúmico mínimo de 15,0kN/m³ e máximo de 17,9kN/m³.

O Solo 2 é constituído por partículas de dimensões compreendidas entre 0,0074 mm e 9,54 mm (ver Figura 3.11) e os seus pesos volúnicos mínimo e máximo são de 15,6kN/m³ e 18,7kN/m³, respectivamente.

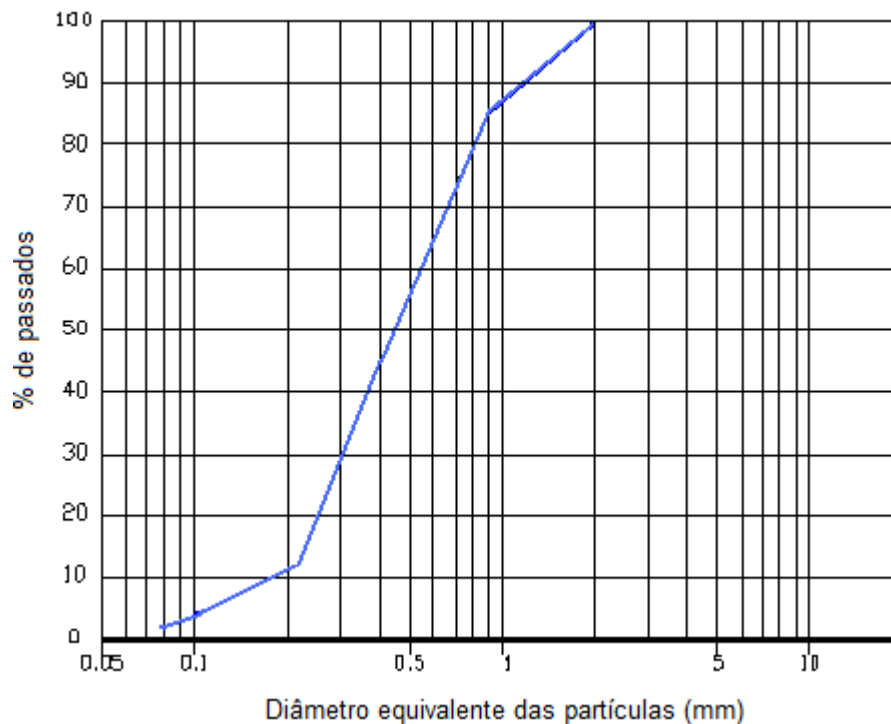


Figura 3.10 – Curva granulométrica do solo 1 (Costa Lopes, 2000).

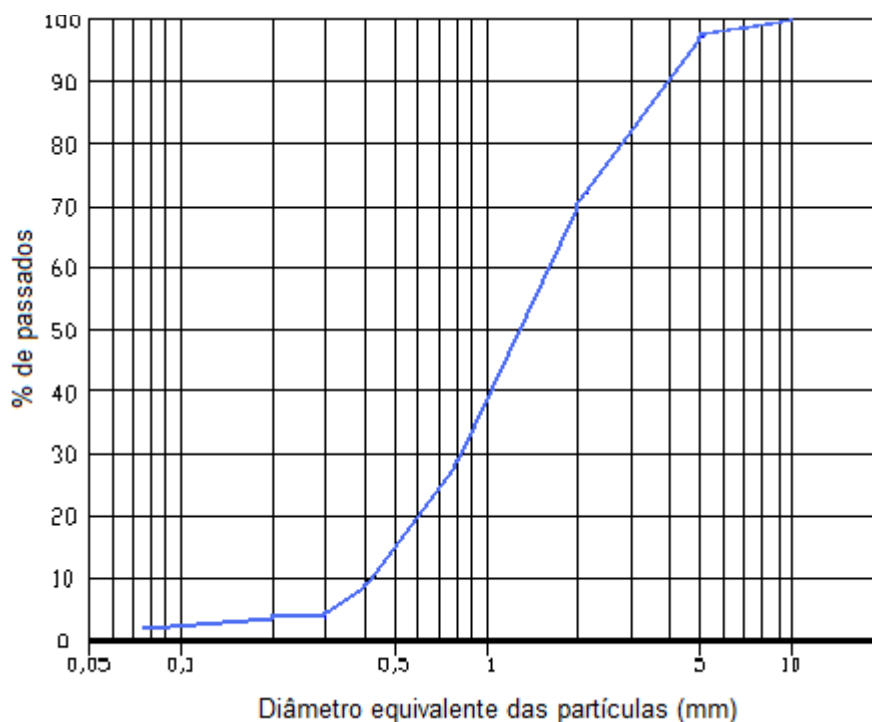


Figura 3.11 – Curva granulométrica do solo 2 (Costa Lopes, 2000).

No Quadro 3.10 apresentam-se as características principais dos dois tipos de solos granulares utilizados, nomeadamente os diâmetros mínimo e máximo, os diâmetros correspondentes a 10, 30, 50 e 60% de passados, os coeficientes de uniformidade e curvatura, C_U e C_C , os pesos volúmicos mínimo, γ_{\min} , máximo, γ_{\max} e correspondente ao índice de compactidade de 50%, $\gamma_{(ID=50\%)}$, e os respectivos ângulos de atrito (ϕ°) para o mesmo índice de compactidade.

Quadro 3.10 – Características físicas e granulométricas dos solos utilizados (Costa Lopes, 2000).

Propriedade	Solo 1	Solo2
D_{\min}	0,074	0,074
D_{10}	0,18	0,44
D_{30}	0,30	0,84
D_{50}	0,43	1,30
D_{60}	0,53	1,60
D_{\max}	2,00	9,54
C_U	2,94	3,64
C_C	0,94	1,00
γ_{\min}	15,00	15,60
γ_{\max}	17,90	18,70
$\gamma_{(ID=50\%)}$	16,32	17,01
$\phi_{(ID=50\%)}$	36,2	49,5

Foram ensaiados vários tipos de geossintéticos: um geotêxtil tecido, um geotêxtil não tecido agulhado, um geotêxtil não tecido termossoldado, uma geomembrana lisa, uma geomembrana rugosa, uma geogrelha biaxial e uma geogrelha uniaxial. Assim, foi possível analisar a influência da estrutura do geossintético na resistência da interface deste com o solo.

As geomembranas utilizadas, uma lisa e uma rugosa pitonada, eram ambas de PEAD e tinham 2 mm de espessura. A geomembrana lisa apresentou na rotura uma resistência à tracção média de 31,84N/mm² e uma deformação média de 473,14%.

Os três geotêxteis ensaiados eram de polipropileno e tinham as seguintes características: o geotêxtil não tecido agulhado tinha uma massa por unidade de área de 800g/m², uma resistência à tracção média de 42677,44N/m e uma deformação média na rotura de 102,54%; o geotêxtil tecido apresentava uma massa por unidade de área de 600g/m² e valores médios da resistência à tracção e deformação na rotura de 71494,28N/m e 11,78%, respectivamente. Por último, o geotêxtil não tecido termossoldado tinha uma massa por unidade de área de 195g/m² e valores médios da resistência à tracção e deformação na rotura, respectivamente, de 12824,68N/m e 65,22%.

As duas geogrelhas ensaiadas, uma uniaxial em polietileno de alta densidade e outra biaxial em polipropileno apresentaram valores médios de resistência à tracção de 44053,65N/m e 47308,26N/m, e deformações médias na rotura de 11,3% e 13,65%, respectivamente.

3.3.2.3. Principais conclusões

Dos resultados obtidos é possível retirar as seguintes conclusões.

- A estrutura do geossintético é condicionante no que toca à resistência ao corte das interfaces, 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.
- A granulometria do solo influencia de forma significativa o comportamento da interface solo-geossintético: solos com granulometrias mais extensas e com maior diâmetro médio conduzem a uma maior resistência da interface, sendo essa contribuição mais notória quanto mais lisa for a superfície lateral do geossintético.
- Quanto maior a tensão de confinamento menor é a resistência ao corte em plano inclinado da interface solo-geossintético, visto que o aumento da tensão de confinamento conduz ao aumento da tensão tangencial instabilizadora.
- Pode considerar-se desprezável a influência da metodologia de ensaio adoptada, no caso de geossintéticos com superfície lateral “contínua” (como é o caso das geomembranas e dos geotêxteis).
- Para a determinação da resistência ao corte das interfaces solo-geogrelha através dos ensaios de corte em plano inclinado, sugere-se a adopção da metodologia de ensaio que consiste na colocação de solo na caixa inferior em vez da utilização da placa rígida, dado que nesse caso a validade da definição da resistência ao corte depende de pormenores estruturais do geossintético.

3.3.3. ESTUDOS DE IZGIN E WASTI (1998)

3.3.3.1. Introdução / Objectivos do estudo

No estudo de Izgin e Wasti (1998) foram realizados ensaios de corte directo e ensaios de corte em plano inclinado com vista à determinação dos parâmetros caracterizadores da resistência ao corte das interfaces solo-geomembrana e à comparação dos resultados obtidos através dos dois ensaios. Para tal utilizaram-se dois tipos de solos, uma areia de Ottawa e uma brita, e várias geomembranas, lisas e rugosas. Os ensaios de corte directo foram executados a tensões normais compreendidas entre 14 e 200kPa enquanto os ensaios de corte em plano inclinado foram realizados com diferentes áreas de interface e com tensões normais variáveis entre 5 e 50kPa.

3.3.3.2. Materiais utilizados

Nos ensaios de corte directo e de corte em plano inclinado foram utilizados dois tipos de solos: uma areia de Ottawa de partículas arredondadas e uma brita angular de dimensões e granulometria semelhantes. As propriedades dos dois solos encontram-se no Quadro 3.11.

Quadro 3.11 – Propriedades dos solos granulares utilizados (adaptado de Izgin e Wasti, 1998).

Propriedades	Areia de Ottawa	Brita
D ₁₀ (mm)	0,4	0,4
D ₁₅ (mm)	0,43	0,43
D ₃₀ (mm)	0,48	0,52
D ₆₀ (mm)	0,55	0,77
D ₈₅ (mm)	0,67	0,88
Coefficiente de uniformidade, C _U	1,375	1,75
Coefficiente de curvatura, C _C	1,05	0,97
Classificação Unificada do Solo	SP	SP
Densidade das partículas sólidas, G _s	2,65	2,94
Índice de vazios mínimo, e _{min}	0,594	1,1
Índice de vazios máximo, e _{máx}	0,82	1,226

D_x (mm) – percentil x da distribuição granulométrica (mm).

A areia de Ottawa, após compactada na sua máxima densidade, apresentou um ângulo de atrito de 38°, enquanto a brita, nas mesmas condições, apresentou um ângulo de atrito de 46°. Em condições de densidade mínima, o ângulo de atrito da areia foi de 33° e o da brita de 42°.

As geomembranas de polietileno de alta densidade ensaiadas eram de três marcas diferentes, designadas por marca A (lisas e rugosas), marca B (apenas lisas) e marca C (apenas rugosas). As geomembranas rugosas da marca C eram visivelmente menos rugosas que as da marca A.

O aparelho de corte em plano inclinado possuía uma placa de inclinação de dimensões 600×490×25mm³, e permitiu estudar interfaces de diferentes áreas (60×60mm², 200×200mm² e 300×300mm²). O aparelho de corte directo possuía dimensões em planta de 60×60mm².

3.3.3.3. Principais conclusões

Dos ensaios de corte em plano inclinado realizados numa gama de tensões normais de 5kPa a 50kPa e dos ensaios de corte directo realizados no aparelho de corte directo normalizado (60mm×60mm) com a aplicação de tensões normais entre 14kPa e 200kPa, foi possível retirar as seguintes conclusões.

- A resistência ao corte das interfaces, obtida através dos ensaios de corte em plano inclinado e representada graficamente em função da tensão normal, aproxima-se de uma linha recta que passa na origem, ao passo que através dos ensaios de corte directo as envolventes obtidas apresentam coesão e ângulo de atrito superiores.
- Dado que o mecanismo de deslizamento que ocorre nos ensaios de corte em plano inclinado parece ser mais realista, para simular o que ocorre em interfaces situadas em taludes inclinados, os ensaios de corte directo provavelmente oferecem avaliações não conservativas da resistência ao corte das interfaces.
- Quando são aplicadas tensões normais mais baixas no ensaio de corte directo, realizado com o aparelho de pequenas dimensões normalizado, com o objectivo de igualar as aplicadas nos ensaios de corte em plano inclinado, a discrepância de valores é ainda mais acentuada.
- O atrito na interface solo-geomembrana com a areia de partículas arredondadas é mais sensível ao grau de rugosidade das geomembranas a até mesmo às diferentes marcas do mesmo tipo de geomembranas, do que no caso da interface solo-geomembrana com a brita de partículas angulosas.

3.4. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO GRANULAR – GEOSSINTÉTICO: ARRANQUE

3.4.1. ESTUDOS DE KHEDKAR E MANDAL (2009)

3.4.1.1. Introdução / Objectivos do estudo

Na construção de muros de contenção de solo reforçado podem utilizar-se reforços celulares tridimensionais em detrimento de reforços convencionais planos, pois a nova dimensão (sob a forma de altura) torna o reforço celular mais rígido (menos flexível). As barras longitudinais são ligadas perpendicularmente às barras transversais de igual altura e os materiais utilizados no seu fabrico podem ser o aço, o polipropileno, o polietileno de alta densidade, entre outros.

O objectivo principal do estudo de Khedkar e Mandal (2009) foi a análise da interacção entre o solo e os reforços celulares de diferentes alturas, quando submetidos a tensões de confinamento provocadas pelas sobrecargas de utilização. Para a análise do comportamento das interfaces solo-reforço celular realizaram-se ensaios laboratoriais de arranque num aparelho de arranque modificado, sob as tensões normais de 75kPa e 100kPa, tensões a que se encontram frequentemente sujeitos os muros de solo reforçado de altura superior a 6 m.

Foram ensaiados sete reforços distintos, um reforço plano e seis reforços celulares de alturas diferentes, o que permitiu realizar uma análise de optimização no que respeita à razão entre o espaçamento longitudinal das barras e a altura dos reforços. Um reforço celular típico de 20 mm de altura encontra-se na Figura 3.12, onde são ainda indicadas as dimensões típicas dos espaçamentos longitudinal e transversal e da espessura das barras, para um reforço com aquela altura.

Os resultados dos ensaios foram comparados com os obtidos através do método dos elementos finitos e foi efectuada ainda uma análise teórica, no que respeita à resistência última ao arranque, e

introduzido um coeficiente de redução, k , que relaciona os valores da resistência ao arranque obtidos teórica e experimentalmente.

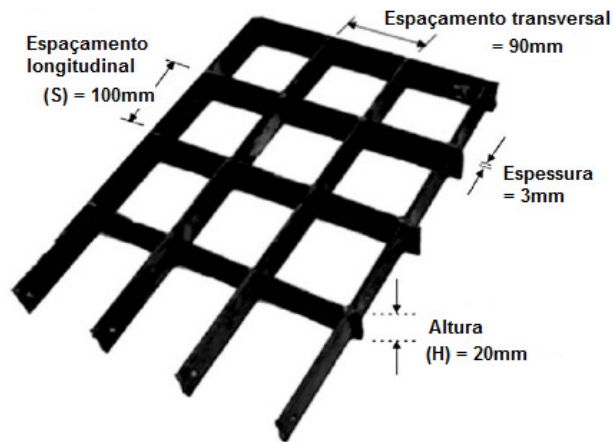


Figura 3.12 – Reforço celular típico de 20 mm de altura (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009).

3.4.1.2. Materiais utilizados

O solo utilizado para a realização do estudo experimental foi uma areia de quartzo de cor branca, seca em estufa, com tamanho médio das partículas de 0,85 mm e uma densidade relativa de 2,5. Os pesos volúmicos secos mínimo e máximo eram de 16kN/m^3 e 18kN/m^3 , respectivamente, e o coeficiente de uniformidade era de 1,38. Através de ensaios de corte directo determinou-se o ângulo de atrito interno do solo, de 31° , correspondente ao índice de compactidade de 37,7%.

Foram utilizados no estudo sete tipos distintos de reforços, um plano (2D) e seis do tipo celular (3D), de diferentes alturas, como se pode visualizar na Figura 3.13.

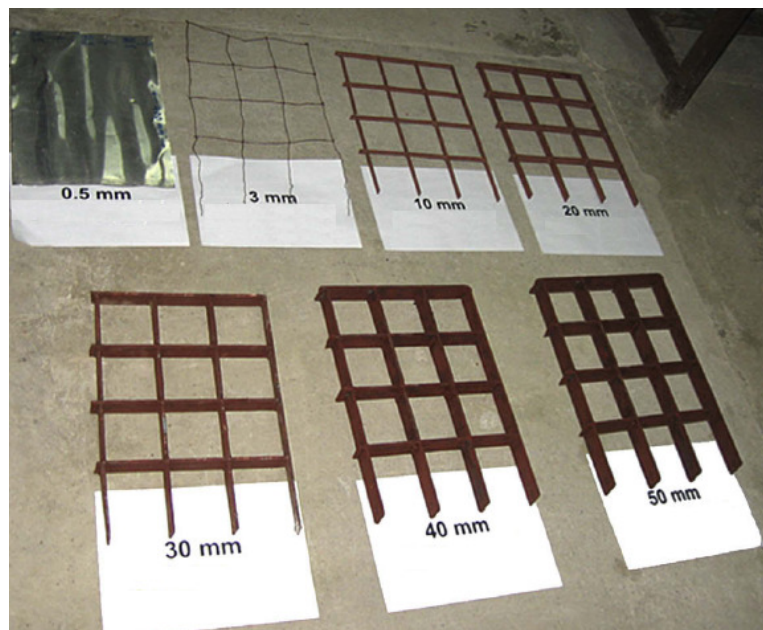


Figura 3.13 – Reforços utilizados (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009).

As barras dos reforços celulares possuíam uma espessura de 3 mm e os espaçamentos entre duas barras longitudinais e transversais consecutivas eram de 90 mm e 100 mm, respectivamente.

Para cada um dos reforços utilizados encontra-se no Quadro 3.12 a carga máxima de tracção por metro de largura.

Quadro 3.12 – Características dos vários reforços utilizados (adaptado de Khedkar e Mandal, 2009).

Nomenclatura	Tipo de reforço	Carga máxima por metro de largura (kN/m)*
Sh	Reforço plano de 0,5 mm de espessura	152
C ₃	Reforço celular de 3 mm de altura	36,771
C ₁₀	Reforço celular de 10 mm de altura	133,76
C ₂₀	Reforço celular de 20 mm de altura	234,42
C ₃₀	Reforço celular de 30 mm de altura	357,19
C ₄₀	Reforço celular de 40 mm de altura	479,84
C ₅₀	Reforço celular de 50 mm de altura	613,72

*ensaios realizados de acordo com ASTM D-6637-01 (Método A).

3.4.1.3. Principais conclusões

Após a realização de ensaios de arranque com reforços celulares de diferentes alturas e um tipo de reforço planar, utilizando uma areia de quartzo seca, os autores retiraram as seguintes conclusões.

- Os reforços celulares exibem melhor comportamento ao arranque do que os reforços planares, sob as tensões normais estudadas de 75 e 100kPa, e os resultados “carga vs deslocamento” obtidos através do método de elementos finitos estão em concordância com os resultados experimentais obtidos.
- Sob as condições de ensaio adoptadas, a carga última de arranque aumenta com o aumento da altura dos reforços até que esta atinge os 30 mm e para alturas superiores diminui.
- A análise teórica efectuada mostrou estar em concordância com os resultados experimentais obtidos e o coeficiente de redução “*k*” adoptado empiricamente (que consiste na razão entre a resistência última ao arranque obtida experimentalmente e a resistência ao arranque obtida pela análise teórica) mostrou ser decrescente com o aumento da altura dos reforços celulares.
- A interferência entre as barras transversais dos reforços celulares aumenta com o aumento da altura dos reforços celulares.
- Para os reforços celulares, a optimização da razão espaçamento longitudinal/altura, conduziu ao valor de 3,3, pois foi com esta relação que se obteve a máxima resistência ao arranque. Todavia, para relações espaçamento longitudinal/altura superiores verificou-se um aumento da resistência última ao arranque com o aumento da altura dos reforços.

3.4.2. ESTUDOS DE MORACI E CARDILE (2009)

3.4.2.1. Introdução / Objectivos do estudo

Este estudo teve por fundamento a análise da influência de cargas cíclicas de tracção na resistência ao arranque de geogrelhas, quando incorporadas em solos granulares compactos.

As tensões de tracção a que um geossintético está submetido podem resultar de carregamentos permanentes (peso próprio do solo e eventuais sobrecargas), solicitações repetitivas (como as resultantes do tráfego de veículos), acidentais (como as sísmicas) e ainda cargas resultantes do processo construtivo (como as resultantes da compactação de solos).

Embora fossem já conhecidas as vantagens do reforço de estruturas de solo com geossintéticos, relativamente às estruturas tradicionais reforçadas, mais rígidas, no que se refere a solicitações sísmicas, não existiam ainda estudos teóricos e experimentais sistemáticos que comprovassem o comportamento sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Assim desenvolveu-se um estudo experimental envolvendo uma nova modalidade de ensaio, o ensaio de arranque cíclico, com o objectivo de analisar a influência de diversos factores (amplitude e frequência da carga cíclica, tensão de confinamento vertical, estrutura e resistência da geogrelha ao arranque) nos valores da força máxima de arranque e do ângulo de atrito da interface, através da comparação dos resultados dos ensaios de arranque a velocidade constante e dos ensaios de arranque cíclicos.

3.4.2.2. Materiais utilizados

Os ensaios foram realizados em três diferentes tipos de geogrelhas, duas extrudidas uniaxiais de PEAD de diferentes rigidezes (denominadas GGE1 e GGE2) e uma geogrelha tecida de PET (GGW) com resistência à tracção semelhante à da geogrelha GGE2. As propriedades mecânicas e geométricas dos três tipos de geogrelhas apresentam-se na Figura 3.14 e Quadro 3.13.

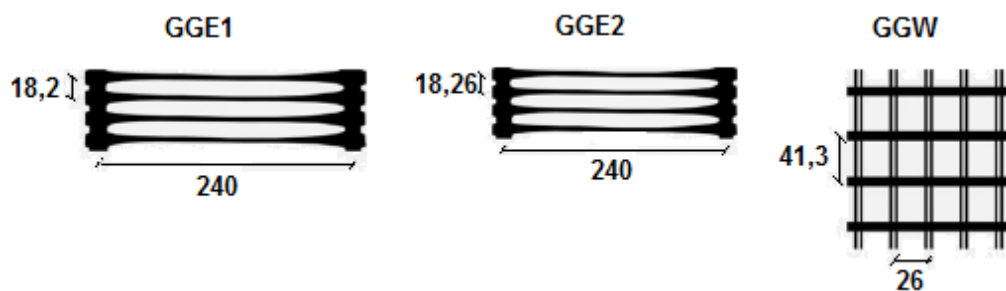


Figura 3.14 – Geometria das três geogrelhas ensaiadas, com dimensões em mm (adaptado de Moraci e Cardile, 2009).

O solo granular utilizado consistia numa areia média, com um coeficiente de uniformidade de 1,5 e dimensão média das partículas $D_{50}=0,22$ mm. O ensaio de compactação Proctor forneceu um peso volúmico seco máximo $\gamma_{dmax}=16,24\text{kN/m}^3$ e um teor em água óptimo $w_{opt}=13,5\%$.

Os ensaios de corte directo do solo, realizados a um peso volúmico seco de 95% de γ_{dmax} (teor em água de 9%), forneceram resultados elevados para o ângulo de atrito de pico: 48° para uma tensão efectiva de confinamento de 10kPa e 42° para uma tensão de confinamento de 100kPa. O ângulo de atrito a volume constante foi de 34° .

Quadro 3.1.3 – Características estruturais e mecânicas das geogrelhas utilizadas (adaptado de Moraci e Cardile, 2009).

Geogrelha	GGE1	GGE2	GGW
Resistência à tracção (kN/m)	90	120	150
Rigidez a 2% de deformação (KN/m)	1300	1800	1630
Rigidez a 5% de deformação (KN/m)	1000	1440	1078
Espaçamento entre barras transversais (mm)	240	240	26
Largura das barras entre nós (mm)	5,14	4,54	33,84
Espessura das barras entre nós (mm)	3,24	3,88	1,18
Largura do nó (mm)	13,06	13,72	7,46
Espessura do nó (mm)	2,34	3,02	0

3.4.2.3. Principais conclusões

Dos resultados dos ensaios de arranque a velocidade constante e dos ensaios de arranque cíclicos destacam-se as seguintes conclusões.

- A aplicação de cargas cíclicas de tracção produziu uma redução nos valores da resistência máxima ao arranque e do coeficiente de atrito aparente da interface quando comparados com os valores obtidos, nas mesmas condições, nos resultados dos ensaios de arranque a velocidade constante. A máxima redução obtida nos dois parâmetros foi de 30%.
- A influência da frequência da carga cíclica de tracção para os valores estudados é desprezável.
- A amplitude da carga cíclica afecta a resistência ao arranque para tensões de confinamento da ordem dos 50kPa, mas para tensões inferiores (10 e 25kPa) esse efeito é desprezável. As condições mais críticas foram atingidas para os valores superiores da amplitude, combinados com a tensão vertical de confinamento mais elevada na interface (50kPa).
- O coeficiente de atrito (de pico) aparente da interface, obtido nos ensaios de arranque a velocidade constante, aumenta com o aumento da rigidez da geogrelha e reduz com o aumento da tensão vertical aplicada (devido à dilatância do solo na interface).
- Para as geogrelhas extrudidas, a redução da força máxima de arranque devido às condições de carregamento cíclico parece não ser afectada pela tensão de confinamento; pelo contrário, para as geogrelhas tecidas, as maiores reduções foram obtidas para a tensão de confinamento mais baixa (10kPa), tendo-se obtido para as restantes tensões de confinamento valores mais elevados da força máxima de arranque.

3.4.3. ESTUDOS DE SUBAIDA *ET AL.* (2008)

3.4.3.1. Introdução / Objectivos do estudo

Neste estudo experimental, Subaida *et al.* (2008) pretenderam estudar a resistência à tracção de geotêxteis de fibra de coco e o comportamento das interfaces entre estes e solos de várias granulometrias, quanto submetidas a movimentos de arranque e de corte directo.

O aumento das preocupações ambientais e de sustentabilidade juntamente com o aumento dos custos dos geossintéticos fabricados a partir do petróleo têm levado os investigadores a procurar a sua substituição por materiais naturais (Sarsby, 2007).

A fibra de coco proveniente da casca de coco está entre as fibras naturais mais duráveis e resistentes, devido ao seu alto conteúdo de lignina (Girish e Ramanatha Ayyar, 2000; Rao e Balan, 2000). Os geotapetes de fibras de coco são usados hoje em dia para controlo de erosão ao longo de taludes íngremes (Lekha, 2004), e os geotêxteis de fibra de coco têm vasta aplicabilidade em outras obras geotécnicas, como instalações de drenagem sob a forma de drenos verticais ou mantas de drenagem em aterros, tendo-se verificado um bom desempenho dos mesmos (Rao e Balan, 2000). Os geotêxteis de fibra de coco desempenham ainda funções de reforço em estruturas temporárias de solo argiloso em zonas húmidas (Lekha e Kavitha, 2006).

Subaida *et al.* (2008) levaram a cabo vários ensaios de tracção em fibras e fios de coco e em geotêxteis do mesmo material, com diferentes comprimentos e diversas velocidades de ensaio e expressaram os resultados em função da resistência das fibras, das propriedades dos fios e do padrão de tecelagem dos geotêxteis.

Realizaram ainda ensaios de arranque e ensaios de corte directo modificados em geotêxteis de fibra de coco incorporados em solos granulares de diferentes granulometrias, para estudar o comportamento das interfaces entre estes materiais.

Os ensaios de corte directo foram realizados numa caixa de corte directo convencional, sob tensões de confinamento de 100, 200 e 300kPa, a uma velocidade constante de corte de 1,25 mm/min.

Os ensaios de arranque foram levados a cabo numa caixa de arranque de 450mm×450mm×600mm (comprimento×largura×altura), sob tensões baixas de confinamento de 10, 20 e 30kPa, para assegurar uma rotura por arranque e não por tracção. À semelhança dos ensaios de corte directo, a velocidade de arranque adoptada foi de 1,25 mm/min.

3.4.3.2. Materiais utilizados

Neste estudo foram utilizados cinco tipos de geotêxteis tecidos de fibras de coco, provenientes de diferentes origens e fabricados em indústrias diferentes, os quais se podem observar na Figura 3.15.

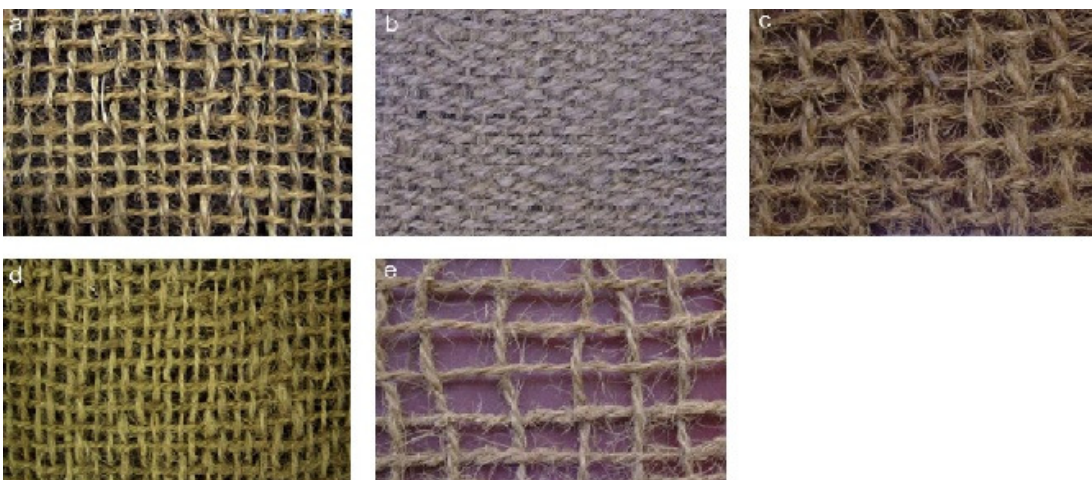


Figura 3.15 – Fotografias dos geotêxteis utilizados no estudo (adaptado de Subaida *et al.*, 2008).

O solo utilizado para a realização dos ensaios de corte directo e de arranque foi uma areia seca disponível no local, com uma densidade relativa de 2,65, a qual se utilizou para a obtenção de amostras de areia fina, média e grossa, necessárias ao estudo da interacção dos geotêxteis com os solos de diferentes granulometrias.

O Quadro 3.14 mostra as características dos solos utilizados no estudo.

Quadro 3.14 – Propriedades dos solos utilizados (adaptado de Subaida *et al.*, 2008).

Tipo de areia	Fina	Média	Grossa
Coefficiente de uniformidade	1,4	2,4	1
Tamanho médio das partículas (mm)	0,145	0,75	3,375
Densidade relativa (%)	90	90	90
Ângulo de atrito (°)	41	42	49

3.4.3.3. Principais conclusões

Após a análise dos resultados dos ensaios retiram-se as seguintes conclusões fundamentais.

- A resistência à tracção das fibras de coco depende significativamente da sua origem.
- A resistência à tracção dos geotêxteis tecidos de fibra de coco depende do tipo de fibra, da espessura do fio e do padrão de tecelagem. Quando se pretende utilizar geotêxteis de fibra de coco para reforço temporário de solos, deve-se utilizar aqueles que possuem malha mais apertada e elevada resistência à tracção.
- A resistência ao corte directo das interfaces solo granular-geotêxtil é superior à resistência ao corte do próprio solo, para tensões normais baixas. Os valores obtidos através dos ensaios de corte directo modificados, para tensões normais mais elevadas, não foram coerentes.
- Os factores preponderantes para a resistência ao arranque de geotêxteis tecidos de fibra de coco são a resistência à tracção do geotêxtil e a relação entre a abertura da malha do reforço e o tamanho das partículas de solo onde este se encontra inserido.
- Os geotêxteis de malha fechada oferecem uma boa resistência ao arranque em qualquer dos solos arenosos testados (areia fina, média e grossa) devido ao forte atrito que geram na interface, enquanto os geotêxteis de malha aberta oferecem melhor resistência em areia fina do que em areia grossa devido ao imbricamento dos grãos e à resistência passiva mobilizada.

Como nota final chama-se a atenção para o facto de o coco ser um material biodegradável que vai perdendo a sua resistência à tracção com a deterioração “in situ”. Contudo, ao transformar-se em matéria orgânica provoca uma certa agregação das partículas de solo que tende a reter por um certo período, geralmente suficiente para que a construção já se encontre estável nessa altura.

No caso de se pretender uma aplicação de reforço para longo prazo será necessário sugerir coeficientes de segurança adequados, o que deverá ser alvo de estudos futuros.

3.4.4. ESTUDOS DE MORACI E RECALCATI (2006)

3.4.4.1. Introdução / Objectivos do estudo

Moraci e Recalcati (2006) levaram a cabo mais de 40 ensaios de arranque para avaliar o comportamento de geogrelhas confinadas por solo granular compacto quando submetidas ao movimento de arranque, fazendo variar o tipo de geogrelha, o comprimento das amostras e a pressão efectiva vertical aplicada.

Os ensaios foram realizados num aparelho de ensaio de dimensões 1,7m×0,6m×0,68m (comprimento, largura e altura da caixa de arranque, respectivamente).

O estudo concentrou-se, portanto, na análise da interferência de diversos parâmetros no comportamento das interfaces solo-geogrelha quando submetidas ao movimento de arranque, em solo granular compacto, nomeadamente a rigidez e a estrutura do reforço, o comprimento confinado e a tensão efectiva vertical de confinamento.

3.4.4.2. Materiais utilizados

Os ensaios de arranque foram executados em três tipos de geogrelhas extrudidas de polietileno de alta densidade, uniaxiais e designadas por: GG1, GG2 e GG3. As três geogrelhas apresentavam características geométricas semelhantes em planta: o mesmo número de barras longitudinais por unidade de largura e o mesmo afastamento entre as mesmas e ainda aberturas elípticas semelhantes. Contudo, a espessura das barras transversais era diferente nas três geogrelhas.

Uma análise mais detalhada da geometria das barras transversais permitiu detectar que a espessura era maior nas zonas de intersecção das barras do que nas zonas entre nós. Dado que a mobilização do impulso passivo acontece nos nós e nas barras transversais, a geometria destes foi cuidadosamente determinada. As características estruturais das diferentes geogrelhas encontram-se no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 - Características estruturais das diferentes geogrelhas (adaptado de Moraci e Recalcati, 2006).

Geogrelha	Wr (mm)	Wt (mm)	Br (mm)	Bt (mm)	Ab (mm ²)
GG1	11,26	6,6	3,8	3,57	66,35
GG2	11,86	6	4,65	4,48	85,35
GG3	12,36	5,5	5,16	4,85	90,45

Wr – largura do nó; Wt – largura das barras entre nós;

Br – espessura do nó; B – espessura das barras entre nós;

Ab – área efectiva de cada elemento de barra (composto por um nó e uma porção de barra entre nós).

O solo granular utilizado (o mesmo que nos estudos de Moraci e Cardile, 2009) era numa areia média, com um coeficiente de uniformidade de 1,5 e dimensão média das partículas $D_{50}=0,22$ mm. O ensaio de compactação Proctor forneceu um peso volúmico seco máximo $\gamma_{dmax}=16,24\text{kN/m}^3$ e um teor em água óptimo $w_{opt}=13,5\%$.

Os ensaios de corte directo do solo, realizados a um peso volúmico seco de 95% de γ_{dmax} (teor em água de 9%), forneceram resultados elevados para o ângulo de atrito de pico: 48° para uma tensão efectiva de confinamento de 10kPa e 42° para uma tensão de confinamento de 100kPa. O ângulo de atrito a volume constante foi de 34°.

3.4.4.3. Principais conclusões

Os resultados dos ensaios mostraram claramente a influência dos diversos parâmetros estudados (rigidez e estrutura do reforço, comprimento confinado e tensão efectiva vertical) no comportamento das três geogrelhas uniaxiais utilizadas, quando submetidas ao arranque em solo granular compacto.

Da análise dos resultados retiram-se as seguintes conclusões.

- A influência do confinamento do solo é desprezável na resistência à tracção do reforço, visto que este parâmetro obtido quer por ensaios de arranque, quer por ensaios de tracção, não variou significativamente.
- O comportamento das geogrelhas, ao sofrerem movimento de arranque, depende do respectivo comprimento e da tensão vertical aplicada, tendo-se observado endurecimento nos ensaios realizados com amostras longas (1,15 m) e tensão de confinamento superior a 25kPa. Neste caso, os mecanismos de interacção desenvolvem-se progressivamente ao longo do reforço, com um aumento progressivo da resistência ao arranque com o aumento do deslocamento. Já no caso dos ensaios realizados em amostras curtas (0,4 m), ou em amostras longas mas com baixa tensão de confinamento, os autores verificaram a ocorrência de amolecimento, com uma redução progressiva da resistência ao arranque após ter sido atingida a carga máxima, sendo que nesta situação os mecanismos de interacção desenvolvem-se quase simultaneamente ao longo de todo o comprimento do reforço.
- O parâmetro com maior influência na resistência ao arranque e no coeficiente de atrito aparente da interface, tanto em condições de carga máxima como residual, é a dilatância do solo na interface. Devido aos efeitos da dilatância, o coeficiente de atrito aparente mobilizado na interface é maior quando a tensão de confinamento vertical é baixa (10kPa) e menor quando esta tensão atinge os 50 ou 100kPa.
- A extensibilidade dos reforços tem influência na carga máxima suportada e os efeitos da extensibilidade são mais evidentes em reforços longos e sob elevada tensão de confinamento (maior que 50kPa). Relativamente à resistência residual, esta característica do reforço não tem um contributo significativo.
- A diminuição da resistência ao arranque após o pico está relacionada com o comprimento do reforço e com a tensão de confinamento.
- O coeficiente de atrito residual aparente da interface depende apenas da carga vertical aplicada e da geometria da geogrelha, sendo o comprimento do reforço um factor desprezável.
- O aumento da área efectiva de cada elemento de barra (A_b), onde é mobilizado o impulso passivo, provoca o aumento das resistências ao arranque de pico e residual e consequentemente do coeficiente de atrito aparente mobilizado na interface. Este valor varia até 49% (variando em média 34%) com a estrutura das geogrelhas (forma e características geométricas). Estes valores são muito próximos das percentagens das diferentes áreas A_b das geogrelhas ensaiadas, o que mostra existir uma relação próxima entre as áreas A_b das geogrelhas e o coeficiente de atrito aparente mobilizado na interface.

3.4.5. ESTUDOS DE SILVANO (2005)

3.4.5.1. Introdução / Objectivos do estudo

No trabalho experimental de Silvano (2005) foram realizados ensaios de arranque com vista à caracterização das interfaces entre um solo residual do granito e dois tipos de materiais de reforço (uma geogrelha e um geocompósito de reforço) quando solicitadas em movimento de arranque.

Os ensaios foram executados no equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP (Figura 2.17), embora com algumas alterações relativamente ao equipamento utilizado anteriormente por Ladeira (1995) e Pinho-Lopes (1998). As inovações consistiram em criar uma interface com o utilizador em ambiente Windows, o que melhorou a facilidade de acesso aos resultados dos ensaios e em reduzir o comprimento não confinado inicial por introdução de alterações ao nível da pega, que permitiram que o geossintético fosse preso à pega no interior da manga metálica, evitando situações de rotura por tracção no comprimento livre do geossintético.

A taxa de deslocamento utilizada foi de 2 mm/min. e as tensões de confinamento estudadas foram 25 e 50kPa, sendo que para cada combinação de parâmetros foram efectuados ensaios em três provetes, de acordo com a norma NP EN 13738.

3.4.5.2. Materiais utilizados

Neste estudo foram utilizados dois geossintéticos de características distintas: um geocompósito de reforço (constituído por um geotêxtil não tecido de polipropileno reforçado por filamentos de alta resistência de PET) e uma geogrelha extrudida em PEAD. Um resumo das principais características dos geossintéticos encontra-se no Quadro 3.16. A Figura 3.16 mostra o aspecto dos dois tipos de geossintéticos ensaiados.

Quadro 3.16 – Síntese das características dos reforços utilizados no estudo (Silvano, 2005).

Geossintético	Geocompósito	Geogrelha
Polímero constituinte	PP+PET	PEAD
Massa por unidade de área (g/m ²)	370	600
	última	88
Resistência à tracção (KN/m)	2%	13,9
	5%	40,4
	10%	86,6
Deformação na rotura (%)	13	11,5

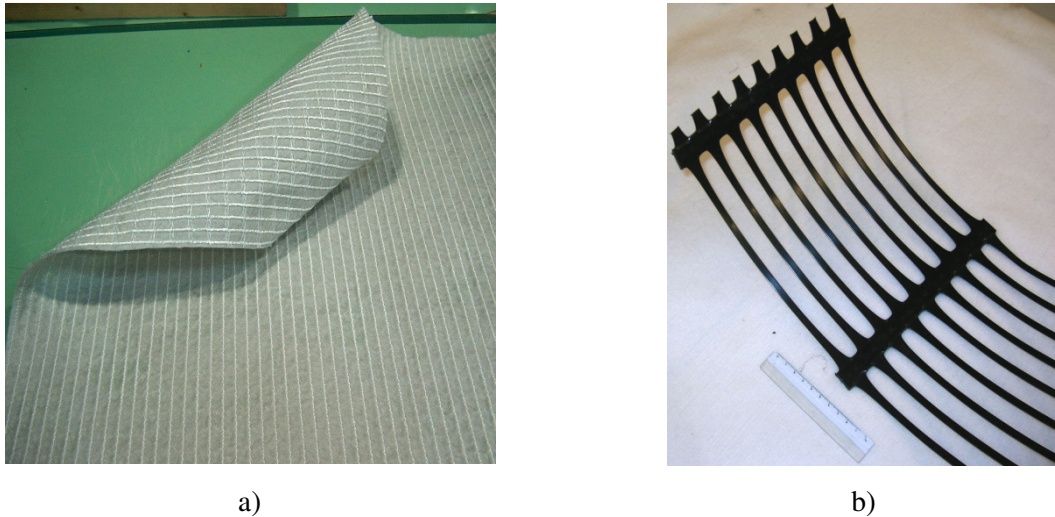


Figura 3.16 – Aspecto visual dos dois tipos de geossintéticos utilizados: a) geocompósito de reforço; b) geogrelha extrudada (Silvano, 2005).

Relativamente ao solo residual do granito utilizado, material de aplicação comum em obras de aterro no Norte e Centro de Portugal, as principais características podem ser consultadas nos Quadros 3.6 e 3.7 do presente capítulo.

3.4.5.3. Principais conclusões

Da realização dos ensaios de arranque, foi possível retirar as seguintes conclusões.

- A resistência máxima da interface solo-reforço foi obtida por arranque dos geossintéticos em todos os ensaios.
- A resistência ao arranque da geogrelha foi sempre inferior à do geocompósito de reforço.
- A tensão vertical de ensaio influencia significativamente a resistência ao arranque da interface solo-geossintético e o seu aumento tem maior influência na geogrelha do que no geocompósito de reforço.
- Quanto maior a tensão vertical de ensaio, maior o deslocamento frontal do provete.
- Os modos de mobilização da resistência da interface na geogrelha e no geocompósito de reforço são distintos.
- Nos ensaios da geogrelha verificou-se uma influência considerável da resistência ao arranque mobilizada por impulso passivo nas barras transversais.
- A resistência ao arranque da interface solo-reforço depende da granulometria do solo utilizado.
- No instante em que ocorre a mobilização da resistência máxima ao arranque da interface solo-geossintético, a distribuição de deslocamentos nos provetes inseridos na massa de solo é distinta para os dois geossintéticos ensaiados.

Comparando os resultados dos ensaios realizados por Silvano (2005) com os resultados obtidos por Pinho-Lopes (1998), verifica-se que:

- os valores da resistência ao arranque obtidos por Silvano (2005) para ambos os geossintéticos são significativamente inferiores aos de Pinho-Lopes (1998);
- a resistência ao arranque da interface geogrelha-solo residual do granito obtida por Silvano (2005) foi cerca de metade da obtida por Pinho-Lopes (1998);
- e a influência das barras transversais das geogrelhas nos ensaios levados a cabo por Silvano (2005) é consideravelmente superior à obtida por Pinho-Lopes (1998).

Esta divergência de resultados deve-se aos diferentes tipos de solo usados pelos autores. Silvano (2005) utilizou um solo residual do granito e Pinho-Lopes (1998) usou uma areia, e pode também resultar, em parte, das duas alterações introduzidas por Silvano (2005) no equipamento utilizado para o ensaio de arranque.

Segundo Silvano (2005), existe uma diferença notável entre os resultados obtidos quando se esvazia totalmente a caixa de arranque e quando se retira apenas o solo que confina superiormente o geossintético, sendo os resultados associados ao esvaziamento total do equipamento bastante mais conservativos. Assim sendo, concluiu ser fundamental esvaziar a caixa de arranque na sua totalidade antes de se realizar um novo ensaio.

3.4.6. ESTUDOS DE PALMEIRA (2004)

3.4.6.1. Introdução / Objectivos do estudo

O trabalho de Palmeira (2004) consiste num estudo teórico e experimental da resposta de geogrelhas ao arranque. É apresentado um modelo que tem em consideração a interferência entre as barras transversais das geogrelhas, quando estas se encontram sujeitas ao movimento de arranque.

A interacção entre uma geogrelha e o solo é um fenómeno complexo, e a resposta da mesma quando submetida ao arranque engloba os efeitos da resistência passiva e do atrito e depende de diversos factores como o tipo e a densidade do solo, a geometria, as propriedades mecânicas e a rugosidade da geogrelha, o nível de carga e a velocidade com que é aplicada.

Na avaliação da resistência ao arranque de geogrelhas, a carga total de arranque é geralmente calculada como a soma da resistência passiva das barras transversais da geogrelha e do atrito entre a superfície lateral da geogrelha e o solo, como se estes actuassem separadamente (Jewell, 1996).

No entanto, como seria de esperar, os mecanismos de interacção têm interferência entre si e relacionam-se de forma ainda não totalmente conhecida, principalmente quando se trata de geogrelhas com pequenas aberturas.

A interferência entre as barras transversais das geogrelhas é outro factor que afecta o seu comportamento, no caso das barras se encontrarem relativamente próximas (Palmeira e Milligan, 1989) e, segundo Palmeira (2004), tem um efeito bem marcado na resistência global da geogrelha ao arranque.

3.4.6.2. Materiais utilizados

O estudo experimental consistiu na realização de ensaios de arranque num aparelho de grandes dimensões (1m×1m×m) construído na Universidade de Oxford, em Inglaterra. A velocidade de ensaio adoptada foi de 0,5 mm/min. e a tensão de confinamento ao nível do reforço variou de 25kPa a 75kPa.

Foram ensaiados sete tipos de geogrelhas, seis grelhas metálicas e uma polimérica. As suas características geométricas e mecânicas encontram-se no Quadro 3.17.

As grelhas metálicas possuem diferentes valores de rigidez e as suas aberturas têm formas retangulares ou quadradas para simplificar a interpretação dos resultados dos ensaios. A grelha polimérica de PEAD possui uma forma hexagonal e as suas aberturas são ovais.

Quadro 3.17 – Características dos reforços ensaiados (adaptado de Palmeira, 2004).

Geogrelha ^a	Material	B (mm)	S (mm)	S _l (mm)	a _s (%)	a _b (%)	S/B	B/D ₅₀	J (kN/m)
MG1	Aço galvanizado	1,63	12,5	12,5	20,4	100	7,7	2	6844
MG2	Aço galvanizado	1,63	19,1	19,1	14,5	100	11,7	2	4479
MG3	Aço galvanizado	1,63	12,5	25,4	16,2	100	7,7	2	3368
MG4	Aço macio	4,78	76,2	76,2	11,1	100	15,9	6	49455
MG5	Aço macio	3,15	50,8	50,8	11	100	16,1	3,9	32216
MG8	Aço macio	4,78	152,4	76,2	8,6	100	31,9	6	49455
PG	PEAD	4,4	111	22,2	46	72	25,2	5,5	550 ^b

^a MG1-MG8 – geogrelhas metálicas, PG – geogrelha polimérica;

B – espessura das barras transversais das geogrelhas;

S – espaçamento entre as barras transversais; S_l – espaçamento entre as barras longitudinais; a_s – percentagem da área total da geogrelha que contribui para a mobilização do atrito; a_b – percentagem da área frontal total das barras transversais que contribui para a mobilização do impulso passivo; D₅₀ – diâmetro correspondente a 50% (em peso) de passados; J – módulo de rigidez.

^b depende do ritmo de aplicação da força no ensaio de tracção: o valor corresponde ao módulo de rigidez secante obtido para uma deformação de 10% e à velocidade de aplicação da força de 1,16%/min.

Quando 3.18 – Propriedades do solo (adaptado de Palmeira, 2004).

Propriedade do solo	Valor
Gama de diâmetros das partículas (mm)	0,6-1,18
Diâmetro médio das partículas, D ₅₀ (mm)	0,8
Coeficiente de uniformidade, C _U	1,3
Densidade das partículas sólidas, G _s	2,66
Índice de vazios máximo, e _{máx}	0,79
Índice de vazios mínimo, e _{mín}	0,49
Índice de vazios após a preparação da amostra	0,53±0,005
Densidade relativa após a preparação da amostra (%)	87
Ângulo de atrito obtido para uma tensão normal de 25kPa, φ (°)	51

O solo utilizado nos ensaios foi uma areia com partículas angulosas, bastante uniforme, com coeficiente de uniformidade de 1,3. Os diâmetros variam entre 0,6 e 1,18 mm e o diâmetro médio é de 0,8 mm, como se pode verificar no Quadro 3.18.

3.4.6.3. Principais conclusões

Apresentam-se de seguida as principais conclusões do estudo.

- O modelo teórico apresentado tem em consideração a interferência entre as barras transversais das geogrelhas e provou ser uma ferramenta importante para a interpretação dos resultados dos ensaios de arranque. O uso do modelo mostrou a influência de certos factores, como o comprimento livre da geogrelha e a velocidade de ensaio, na resposta ao arranque de geogrelhas extensíveis.
- Os resultados dos ensaios e as previsões do modelo mostraram que a interferência entre as barras transversais da geogrelha tem um efeito pronunciado na resistência global da geogrelha ao arranque. Numa das geogrelhas ensaiadas a força passiva mobilizada na geogrelha foi de apenas 22% daquela que seria mobilizada por uma única barra transversal se esta fosse ensaiada de forma isolada e sob a mesma tensão de confinamento vertical.
- O estudo teórico permitiu concluir que os mecanismos de degradação da resistência passiva provocados pela interferência entre as barras transversais da geogrelha têm de ser considerados se se pretendem previsões mais correctas acerca do seu comportamento ao arranque. Uma boa concordância entre as previsões teóricas e os resultados experimentais dos ensaios de arranque é condição necessária, mas não suficiente, para avaliações correctas das deformações de tracção, o que salienta a necessidade da medição das mesmas nos ensaios de arranque e a importância da realização de futuras investigações acerca dos factores que afectam a interferência entre as barras transversais das geogrelhas.
- A distribuição das forças passivas entre as barras transversais de uma geogrelha extensível não é linear e depende da combinação de vários factores: da geometria da geogrelha, do módulo de deformabilidade e do nível de tensão a que está submetida. Isto significa que a aproximação tradicional de se considerar uma geogrelha como uma camada plana com atrito equivalente, com a mesma resistência ao arranque, para efeitos de projecto ou simulações pelo método de elementos finitos, embora seja prática não reproduz o verdadeiro mecanismo de interacção solo-geogrelha.
- A grande variedade de geogrelhas, em termos de tipo de polímero e de propriedades físicas e mecânicas, dificulta ainda mais as estimativas da resistência ao arranque e do comportamento deste tipo de material, pelo que o autor sugere aos fabricantes destes materiais que conduzam ou apoiem investigações específicas acerca do comportamento ao arranque dos seus próprios materiais, o que permitirá o desenvolvimento de geogrelhas mais eficientes e económicas e melhores práticas de projecto.
- Embora os comprimentos de ancoragem requeridos em taludes e muros de solo reforçado sejam bastante curtos para materiais de confinamento de boa qualidade, o comprimento de reforço adoptado irá afectar não só a estabilidade geral da massa reforçada, como as suas deformações e custo final. Outras aplicações de reforço de solos podem exigir comprimentos de ancoragem consideravelmente maiores. Portanto, o entendimento da interacção solo-geogrelha é essencial para melhores práticas de projecto e economia de custos em estruturas reforçadas com geogrelhas.

3.4.7. ESTUDOS DE ALAGIYAWANNA *ET AL.* (2001)

3.4.7.1. Introdução / Objectivos do estudo

Alagiyawanna *et al.* (2001) estudaram a influência das barras transversais e longitudinais de geogrelhas muito extensíveis quando sujeitas ao arranque, durante a sua deformação. Levaram a cabo uma série de ensaios de arranque utilizando provetes de um tipo de geogrelha muito extensível, com diferentes razões entre barras longitudinais e transversais, para investigar a sua influência no comportamento ao arranque das geogrelhas, quando confinadas por areias densas e soltas.

Geralmente considera-se que a resistência ao arranque de uma geogrelha é fornecida pelo atrito mobilizado na superfície lateral das barras longitudinais e transversais e pela resistência passiva mobilizada nas barras transversais (Jewell *et al.*, 1985) e, sendo assim, para o estudo dos mecanismos de arranque de geogrelhas, é importante conhecer o seu comportamento.

Têm sido apresentadas várias expressões empíricas para estimar a resistência ao arranque de geogrelhas baseadas nos resultados de ensaios de arranque com geogrelhas relativamente inextensíveis (Jewell *et al.*, 1985; Bergado *et al.*, 1996), que geralmente consideram a influência das dimensões físicas do reforço, da tensão normal aplicada e do ângulo de atrito interno do solo. Para além disso, tem-se considerado que todas as barras transversais ao longo do comprimento do reforço contribuem igualmente para a resistência ao arranque. Estas estimativas podem fornecer valores razoáveis da resistência ao arranque para geogrelhas quase inextensíveis, visto que os deslocamentos se distribuem por todo o comprimento dos reforços.

Contudo, no caso de geogrelhas muito extensíveis, a estimativa da resistência ao arranque através daquelas expressões torna-se bastante complicada, visto que a deformação ao longo do seu comprimento varia significativamente, sendo a deformação da geogrelha junto à pega bastante superior à da extremidade oposta (Ochai *et al.*, 1996; Sugimoto *et al.*, 2001).

Este estudo pretende contribuir para a aquisição de conhecimentos relativos à contribuição das barras longitudinais e transversais no comportamento de uma geogrelha ao arranque, através da realização de ensaios de arranque de geogrelhas com diferentes percentagens de barras transversais e longitudinais, aliados à metodologia de raio-X que permitiu a visualização dos movimentos da areia em redor da geogrelha durante o arranque da mesma.

Os ensaios foram realizados com uma tensão de confinamento constante ao nível da interface de 49kN/m^2 e a uma velocidade de 1 mm/min , até ser atingida a rotura da geogrelha ou um deslocamento máximo de 100 mm .

3.4.7.2. Materiais utilizados

O solo utilizado foi uma areia de sílica disponível no Japão (No. 5), com a granulometria apresentada na Figura 3.17 e com as propriedades que constam no Quadro 3.19.

As amostras de areia densa foram preparadas a um índice de compacidade de $70,6\%$ e as amostras de areia solta a um índice de compacidade de $41,1\%$.

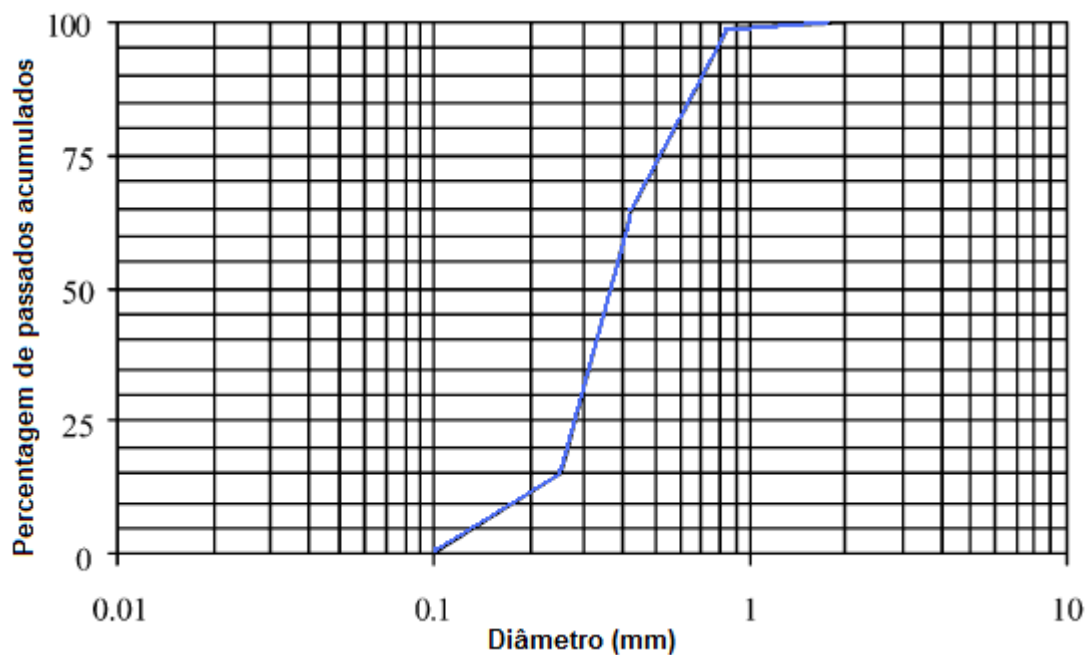


Figura 3.17 – Distribuição granulométrica da areia (adaptado de Alagiyawanna *et al.*, 2001).

Quadro 3.19 – Propriedades da areia de sílica utilizada (adaptado de Alagiyawanna *et al.*, 2001).

Propriedades	Valores
Coefficiente de uniformidade, C_U	2,09
Densidade das partículas sólidas, G_s	2,64
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	17,26
Peso volúmico seco mínimo, γ_{dmin} (kN/m ³)	14,46
Teor em água, w (%)	0,1
Ângulo de atrito para $D_r = 40\%$ (°)	24,2
Ângulo de atrito para $D_r = 70\%$ (°)	29,9

D_r – Densidade relativa da areia.

As características da geogrelha muito extensível utilizada no estudo são apresentadas no Quadro 3.20.

Quadro 3.20 – Propriedades da geogrelha (adaptado de Alagiyawanna *et al.*, 2001).

Dimensões ¹ (mm)		Tamanho da amostra (mm)		N.º de barras		Resistência ² (kN/m)		E ³ a 3%	Rigidez
Long.	Trans.	Comp.	Larg.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	(kN/m ²)	(kN/m)
28	38	500	300	8	19	11,8	17,7	$3,14 \times 10^6$	285,6

¹ Dimensões de cada fracção de barra; ² resistência à tracção; ³ módulo de elasticidade a 3% de deformação.

O ensaio para o provete de geogrelha com a quantidade original de barras considera-se o caso de base. Foram também realizados ensaios com 50% e 25% de barras longitudinais, mantendo a totalidade das barras transversais, para investigar o efeito das barras longitudinais. Da mesma forma, foram ensaiadas amostras com 25% e 50% de barras transversais e 100% de barras longitudinais para estudar a influência das barras transversais. A Figura 3.18 apresenta as diferentes configurações das geogrelhas ensaiadas.

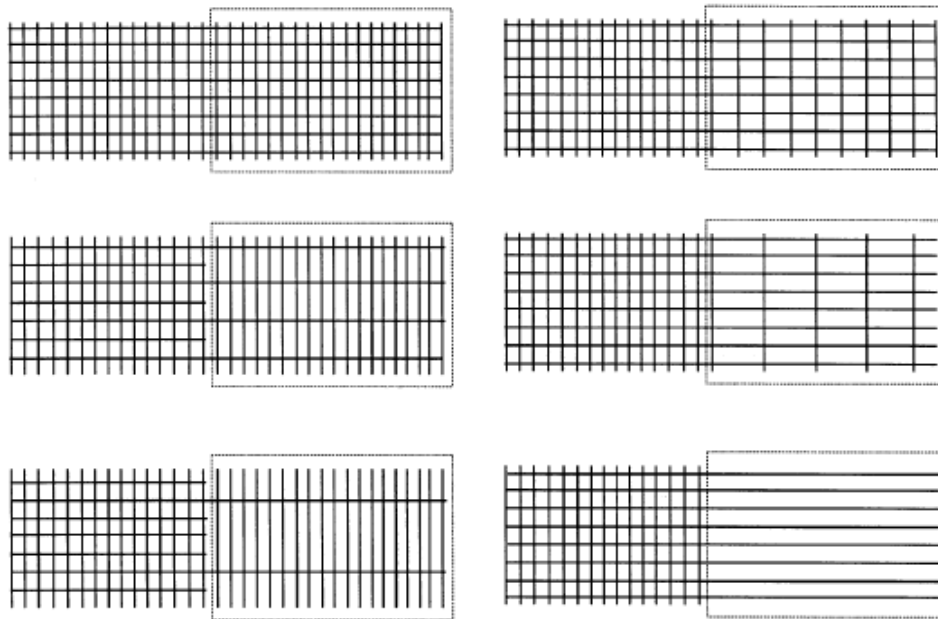


Figura 3.18 – Configurações das geogrelhas ensaiadas (adaptado de Alagiyawanna *et al.*, 2001).

3.4.7.3. Principais conclusões

Dos resultados do estudo tiraram-se várias conclusões, como se expõe de seguida.

- A mobilização da resistência na interface depende da deformação da geogrelha, crescendo linearmente até um nível de deformação de 3-4% e depois decrescendo a um ritmo relativamente lento até à rotura, pois, a partir de um certo nível de tensão, ocorrem derrapagens e elevados deslocamentos relativos entre a areia e a geogrelha.
- As zonas de influência das barras longitudinais tornam-se isoladas com o aumento do espaçamento entre as mesmas, devido à baixa rigidez à flexão das barras transversais, que lhes permite deformarem-se durante o arranque, no caso de as barras longitudinais se apresentarem mais afastadas.
- A mobilização da resistência passiva de uma barra transversal depende do deslocamento da geogrelha na zona dessa barra e o efeito de uma barra transversal pode considerar-se independente, já que a soma das contribuições de cada barra transversal está em concordância com a resistência passiva total mobilizada na interface.
- Acerca dos mecanismos de mobilização dos efeitos das barras transversais e longitudinais concluiu-se o seguinte:

- 1) para um pequeno deslocamento frontal da geogrelha, a resistência passiva das barras transversais aumenta rapidamente;
 - 2) de seguida, a resistência ao corte na superfície das barras longitudinais e a resistência passiva mobilizada nos nós devido ao aumento de espessura cresce continuamente, enquanto o incremento da resistência passiva das barras transversais é pequeno;
 - 3) a partir do momento em que começa a ocorrer a extensão da geogrelha, os incrementos da resistência ao corte das barras longitudinais e da resistência passiva mobilizada nos nós são diminutos, enquanto a resistência passiva das barras transversais aumenta gradualmente até à rotura.
- No caso de geogrelhas muito extensíveis, durante a fase de deformação, o contributo das barras longitudinais para a resistência ao arranque é mais preponderante do que o das barras transversais, visto que a ocorrência de um grande alongamento da geogrelha restringe a mobilização do efeito total das barras transversais.

3.4.8. ESTUDOS DE SUGIMOTO *ET AL.* (2001)

3.4.8.1. Introdução / Objectivos do estudo

Na investigação levada a cabo por Sugimoto *et al.* (2001) foram realizados ensaios de arranque de fronteira rígida (deslocamento zero na face frontal do aparelho) e de fronteira flexível (pressão constante na face frontal do aparelho) em geogrelhas confinadas em solo arenoso, aplicando a metodologia de raio-X para examinar o comportamento da areia durante o arranque da geogrelha.

O objectivo essencial do estudo foi a determinação da influência das condições de fronteira do equipamento de arranque (face frontal rígida ou flexível), através da medição de vários parâmetros, como a distribuição de deslocamentos ao longo da geogrelha, a força de arranque, a pressão na face frontal rígida e o deslocamento da face frontal flexível.

Como já foi referido, a resistência ao arranque de uma geogrelha resulta da combinação da resistência ao corte mobilizada na superfície lateral das barras longitudinais e transversais e da resistência passiva mobilizada nas barras transversais (Jewell *et al.*, 1985). A mobilização da resistência ao arranque não é uniforme ao longo de todo o comprimento da geogrelha devido à sua extensibilidade, o que dificulta a interpretação dos ensaios de arranque. Para além disso, alguns factores como as propriedades físicas dos materiais utilizados, as cargas externas e o próprio aparelho de ensaio influenciam o comportamento da geogrelha durante o arranque.

Um factor crucial associado ao aparelho de ensaio é a condição de fronteira da face frontal do mesmo. A maior parte dos ensaios de arranque de laboratório têm sido realizados com um aparelho de arranque convencional, em que a geogrelha é puxada sem que a face frontal do aparelho sofra deslocamentos. Contudo, tal situação não ocorre em todas as estruturas de solo reforçado, o que justifica a necessidade de realização de ensaios de arranque com face frontal flexível e análise dos resultados desse tipo de ensaios.

3.4.8.2. Materiais utilizados

O solo utilizado em todos os ensaios de arranque foi uma areia de sílica (No. 5) disponível no Japão, descrita no ponto 3.4.7.2 (ver Figura 3.17 e Quadro 3.19).

As duas geogrelhas, uma biaxial (SS-1) e outra uniaxial (SR-55), encontram-se caracterizadas no Quadro 3.21.

Quadro 3.21 – Propriedades das geogrelhas utilizadas (adaptado de Sugimoto *et al.*, 2001).

Tipo	Dimensões ¹ (mm)		Tamanho da amostra (mm)		N.º de barras		Resistência ² (kN/m)		E ³ a 3% (kN/m ²)
	Long.	Trans.	Comp.	Larg.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	
SS-1	28	38	500	300	8	19	11,8	17,7	3,14×10 ⁶
SR-55	156	23	540	300	13	4	54	-	3,73×10 ⁶

¹ Dimensões de cada fracção de barra; ² resistência à tracção; ³ módulo de elasticidade a 3% de deformação.

3.4.8.3. Principais conclusões

Do estudo realizado podem retirar-se as seguintes conclusões.

- Os ensaios com a face frontal rígida mobilizam a resistência na interface desde a pega até uma curta distância a partir da mesma, especialmente no caso de geogrelhas muito extensíveis, visto que a areia perto da face frontal rígida se torna mais densa durante o processo de arranque; no caso de ensaios de face frontal flexível, a resistência mobilizada espalha-se mais em direcção ao limite livre da geogrelha, visto que a densificação aparente da massa de areia não é significativa.
- O pico da mobilização da resistência corresponde ao nível de tensão a partir do qual o alongamento da geogrelha se torna significativo.
- Nos ensaios de fronteira rígida, a pressão lateral na face frontal rígida é directamente proporcional à força de arranque, enquanto nos ensaios de face frontal flexível verifica-se um deslocamento da face frontal, devido ao movimento da areia e da geogrelha em direcção à mesma.
- A força máxima de arranque obtida através dos dois tipos de ensaios não é muito diferente, mas a resistência mobilizada estende-se mais ao longo do reforço nos ensaios de face frontal flexível do que nos ensaios de face frontal rígida. Assim, a realização de ensaios de face frontal rígida pode conduzir a uma subestimação da zona resistente de estruturas reforçadas com pressão constante na fronteira.
- O atrito nas paredes laterais da caixa de arranque não é desprezável mesmo quando as paredes são de vidro rígido.
- A mobilização da resistência é mais localizada no caso de aumentarem a sobrecarga e o índice de compactação da areia, e de reduzir a rigidez da geogrelha.
- O ângulo de atrito equivalente médio, mobilizado nos ensaios, depende das condições de ensaio e da rigidez da geogrelha, devido à sua extensibilidade, mesmo no caso de uma geogrelha rígida.

3.5. NOTAS FINAIS

Neste capítulo foram abordados diferentes estudos que tiveram como objectivo fundamental a análise do comportamento das interfaces solo-geossintético, quando o material confinante é do tipo granular, englobando os movimentos de corte directo, corte em plano inclinado e arranque que podem ocorrer nas referidas interfaces.

Embora existam outros estudos sobre o tema (por exemplo: Ladeira (1995) e Pinho-Lopes (1998)) optou-se por apresentar, para cada tipo de movimento, os trabalhos mais recentes de forma a que o estado da arte sobre o assunto seja o mais actual possível.

No próximo capítulo serão apresentados os estudos relativos à interacção solo coesivo-geossintético, onde serão abordados diferentes tipos de solos com coesão e sensíveis à água, como é o caso das argilas, areias siltosas e siltes argilosos e alguns sub-produtos valorizáveis na construção.

4

**INTERACÇÃO SOLO COESIVO-
-GEOSSINTÉTICO****4.1. INTRODUÇÃO**

A maior parte da investigação já realizada no âmbito do reforço de solos com geossintéticos, centrou-se na obtenção dos parâmetros de caracterização da interface entre geossintéticos e solos granulares, existindo ainda poucos estudos de caracterização dos parâmetros de interacção entre solos coesivos e geossintéticos (Almohd *et al.*, 2006; Longe *et al.*, 2007).

As razões para a utilização limitada de solos coesivos são várias, sendo uma delas o facto de a ligação entre estes solos e o reforço ser baixa e estar sujeita a reduções, no caso de se desenvolverem pressões intersticiais positivas, por vezes difíceis de prever e controlar (Ladeira, 1995).

Dado que nem sempre é fácil e económico dispor de um material de aterro com as características adequadas, em muitas situações será vantajosa a utilização de solos coesivos e residuais na construção de estruturas de solo reforçado, particularmente se estes se encontrarem próximos do local da obra.

Segundo Athanasopoulos (1996), é possível utilizar solos coesivos existentes nos locais de construção como materiais de aterro, desde que sejam adequadamente seleccionados geossintéticos com dupla função de reforço e de drenagem.

Assim se justificam os esforços desenvolvidos em torno da investigação acerca de reforços, técnicas construtivas e teorias adequados à construção de estruturas de solo coesivo reforçado. Diversos autores têm vindo a realizar ensaios laboratoriais para a compreensão dos fenómenos envolvidos na mobilização da resistência das interfaces solo coesivo-geossintético e obtido resultados favoráveis (Bergado *et al.*, 1993; Hausmann e Clarke, 1994; Athanasopoulos, 1996; Chang *et al.*, 1996; Sieira, 2003; O’Kelly e Naughton, 2008).



Figura 4.1 – Aterro reforçado no troço Régua/Reconcos do IP3 (Lopes e Mendonça, 1998).

Por curiosidade, em Portugal, no ano de 1998, foi construído com sucesso, num troço do IP3, um aterro com cerca de 20 m de altura máxima, utilizando solos residuais do granito (Figura 4.1) em que os taludes laterais foram reforçados com geogrelhas (Lopes e Mendonça, 1998).

4.2. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO COESIVO – GEOSSINTÉTICO: CORTE DIRECTO

Para além dos estudos apresentados de seguida, acerca do comportamento das interfaces solo coesivo-geossintético, em corte directo, convém referir que existem outros estudos em que são analisados solos coesivos submetidos ao movimento de corte directo, como os de Liu *et al.* (2009), que incluíram uma argila, e os de Fleming *et al.* (2006), que envolveram uma areia siltosa, descritos no ponto 3.2 do presente trabalho, referente ao comportamento das interfaces solo granular-geossintético, em corte directo. Como tratam maioritariamente de solos granulares, optou-se por não incluir os referidos estudos no presente capítulo.

4.2.1. ESTUDOS DE O'KELLY E NAUGHTON (2008)

4.2.1.1. Introdução / Objectivos do estudo

Com este trabalho, O'Kelly e Naughton (2008) pretenderam estudar a resistência ao corte da interface entre um tipo de geogrelha inovador, com dupla funcionalidade (reforço e drenagem no próprio plano) e um solo coesivo, com vista à análise da possibilidade de construção de taludes com estes materiais.

O solo utilizado consiste numa mistura de material granular com uma elevada percentagem de silte e/ou argila (mais de 15% de passados no peneiro de 0,063 mm, em peso seco), atingindo-se geralmente 90-95% da sua compactidade máxima através da compactação normalizada de Proctor e muitas vezes possui um elevado teor em água. A utilização deste tipo de solo pode envolver poupanças consideráveis (Lorenzo *et al.*, 2004).

Recentemente têm sido desenvolvidos geossintéticos de dupla função, que combinam reforço e drenagem (Kempton *et al.*, 2000; Bergado *et al.*, 2002; Lorenzo *et al.*, 2004; Zornberg e Kang, 2005) e que podem facilitar o uso de solos do tipo considerado na construção de estruturas de solo reforçado. A utilização deste tipo inovador de geossintéticos pode aumentar o coeficiente de segurança contra a instabilidade dos taludes, visto que aliam à função de reforço o estabelecimento de canais preferenciais de drenagem.

O programa de ensaios consistiu na realização de cinco ensaios de corte do próprio solo, cinco ensaios de corte directo utilizando uma geogrelha convencional e o solo coesivo em estudo, cinco ensaios de corte directo com a geogrelha especial e o solo coesivo e cinco ensaios de corte directo utilizando uma placa lisa de alumínio. A caixa de corte utilizada na realização do programa experimental possuía dimensões de 300mm×300mm, em planta, e 150 mm de altura.

4.2.1.2. Materiais utilizados

O solo ensaiado consiste numa argila com cascalho proveniente de Dublin, de cor castanha, de baixa plasticidade (limite de liquidez típico de 31%, limite de plasticidade de 16% e índice de plasticidade de 15%), com um teor de água de cerca de 11% e uma densidade das partículas sólidas de 2,7.

Através do ensaio de Proctor normalizado obtiveram-se valores de 17,95kN/m³ e 13%, para o peso volúmico seco máximo e para o teor de água óptimo, respectivamente. As amostras de solo utilizadas

nos ensaios foram compactadas a 92% da sua máxima compactidade e o correspondente teor em água excedia em 3,5% o teor em água óptimo.

A nova geogrelha testada era constituída por 2 elementos: barras flexíveis de reforço desenhadas de forma a permitir a formação de canais de drenagem no próprio plano e um geotêxtil não tecido ligado aos rebordos desses canais. Foi também utilizada e ensaiada na caixa de corte uma geogrelha convencional, lisa e biaxial, com as mesmas propriedades físicas e com a mesma resistência à tracção da nova geogrelha de dupla funcionalidade, para servir de base de comparação.

4.2.1.3. Principais conclusões

Após a realização do programa de ensaios retiraram-se as seguintes conclusões.

- A geogrelha inovadora teve um desempenho bastante melhor do que a geogrelha convencional para o material coesivo testado.
- A resistência ao corte da interface mobilizada pela geogrelha inovadora foi próxima do valor da resistência não drenada do solo, ao contrário do que foi verificado para a geogrelha convencional, que apresentou valores da resistência ao corte na interface de apenas 82-85% da resistência não drenada do solo. Isto pode ser explicado pelo facto de o excesso de pressão de água nos poros nas vizinhanças do plano de corte se dissipar rapidamente ao longo dos canais de drenagem, atingindo-se no plano de corte a resistência máxima, quando se utiliza a geogrelha com dupla funcionalidade.
- De um modo geral, a resistência ao corte não drenada mobilizada ao longo da interface solo-geogrelha foi 20 a 30% superior para a nova geogrelha do que para a geogrelha convencional.

4.2.2. ESTUDOS DE ZABIELSKA-ADAMSKA (2006)

4.2.2.1. Introdução / Objectivos do estudo

O objectivo deste trabalho consistiu no estudo da resistência ao corte de interfaces entre geomembranas de PEAD com diferentes rugosidades, (lisas, texturadas e cruzadas), utilizadas como meio de impermeabilização artificial de locais de deposição de resíduos, e cinzas volantes compactadas ou com diferentes percentagens de cimento adicionado.

Nos últimos anos vários investigadores têm conduzido estudos para analisar a possibilidade da utilização de cinzas volantes como material de impermeabilização, o que se justifica pelas suas propriedades químicas, físicas e mecânicas. As cinzas volantes são um material caracterizado pela sua capacidade de absorver e reduzir os vazamentos, devido à sua alta capacidade de absorção de água (mais de 80%) e reduzida capacidade de filtração (2 a 16%).

As geomembranas de PEAD são frequentemente utilizadas na impermeabilização das estruturas de engenharia geotécnica. Quando apresentam superfície lisa têm a desvantagem de possuírem um baixo valor da resistência ao corte na interface com outros materiais, em sistemas multi-camadas. Hoje em dia, são produzidas geomembranas com superfícies rugosas, para prevenir deslizamentos ao longo das superfícies de contacto com outros materiais constituintes dos sistemas de impermeabilização.

Os ensaios de resistência ao corte das cinzas e os ensaios de interacção entre as cinzas e as geomembranas foram realizados num aparelho de corte directo clássico, equipado com uma caixa de corte cilíndrica bipartida, de 65 mm de diâmetro interno e 20 mm de altura, como se apresenta na

Figura 4.2, que permitiu testar a interação entre os resíduos compactados e as geomembranas de PEAD de diferentes texturas.

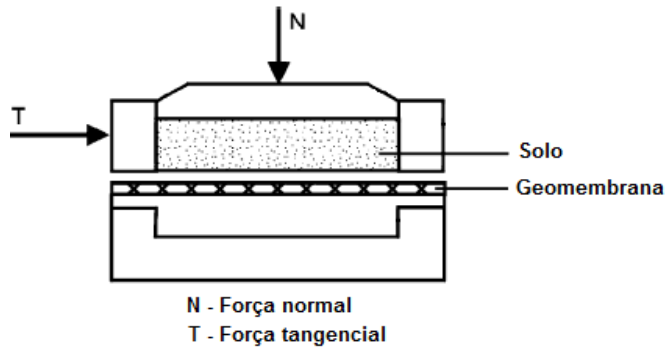


Figura 4.2 – Esquema do aparelho de corte directo, equipado com a caixa cilíndrica para os ensaios das interfaces (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).

4.2.2.2. Materiais utilizados

As cinzas volantes utilizadas correspondem, em termos de granulometria, a um silte arenoso. A curva granulométrica do referido material encontra-se na Figura 4.3.

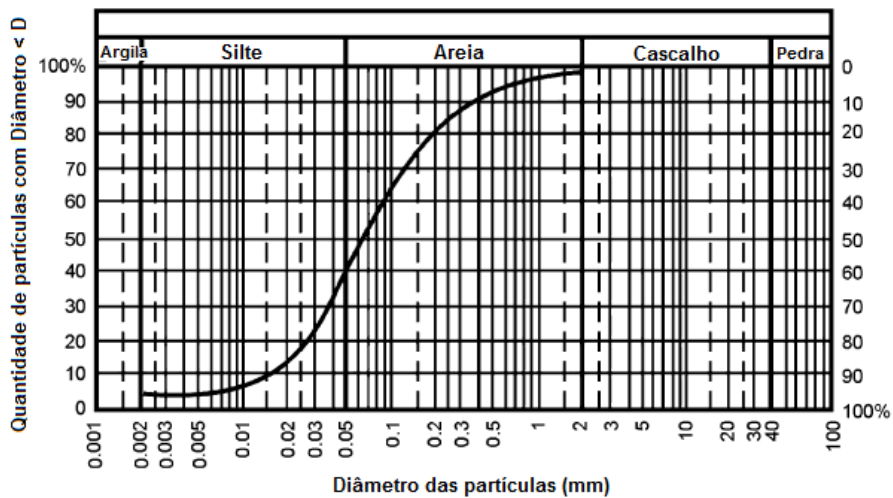


Figura 4.3 – Curva granulométrica de uma amostra das cinzas volantes utilizadas (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).

Algumas das características granulométricas das cinzas volantes encontram-se no Quadro 4.1. O Quadro 4.2 apresenta alguns parâmetros das cinzas volantes no seu estado natural e com várias percentagens de cimento adicionado (2%, 5% e 10%), utilizadas nos ensaios.

As amostras de solo foram previamente compactadas a valores correspondentes aos máximos obtidos pelos métodos Proctor Normal e Modificado, com teores em água muito próximos dos respectivos teores em água óptimos obtidos pelos dois métodos e, de seguida, submetidas aos ensaios de resistência ao corte sob tensões normais de 50, 100, 150, 200 e 300kPa.

Quadro 4.1 – Características granulométricas das cinzas volantes utilizadas (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).

Propriedade	Valor
D ₁₀ (mm)	0,015
D ₃₀ (mm)	0,03
D ₅₀ (mm)	0,045
D ₆₀ (mm)	0,06
C _U	4
C _C	1

D_x – percentil x da distribuição granulométrica; C_U – coeficiente de uniformidade; C_C – coeficiente de curvatura.

Quadro 4.2 – Parâmetros das cinzas volantes no seu estado natural e com adição de cimento (adaptado de Zabielska-Adamska, 2006).

Adição de cimento (%)	G _s	Parâmetros de compactação			
		Proctor Normal		Proctor Modificado	
		γ_{dmax} (t/m ³)	w _{opt} (%)	γ_{dmax} (t/m ³)	w _{opt} (%)
0	2,15	0,945	49,5	1,035	42,5
2	2,17	0,977	48,5	1,053	41,0
5	2,19	0,986	46,5	1,076	40,0
10	2,25	1,008	45,0	1,095	38,5

G_s – densidade das partículas sólidas; γ_{dmax} – peso volúmico seco máximo; w_{opt} – teor de água ótimo.

Para os ensaios de determinação da resistência ao corte das interfaces foram utilizadas geomembranas de PEAD com diferentes rugosidades (lisa, texturada e cruzada). A geomembrana lisa tinha 1,5 mm de espessura enquanto as geomembranas rugosas apresentavam a mesma espessura de núcleo mas diferentes rugosidades da superfície exterior: 0,35 mm para a geomembrana texturada e 1,2 mm para a geomembrana cruzada.

4.2.2.3. Principais conclusões

- O ângulo de atrito da interface, δ , aumenta com a rugosidade superficial das geomembranas enquanto a adesão, c_a , claramente reduz. Para as geomembranas rugosas obtiveram-se os maiores valores dos ângulos de atrito da interface, enquanto para a geomembrana lisa foram encontrados os maiores valores da adesão.
- A resistência ao corte da interface, tanto residual como de pico, foi aproximadamente duas vezes superior para as geomembranas rugosas do que para a geomembrana lisa.
- Na maioria dos ensaios, a adição de 10% de cimento reduziu a força de atrito na interface, especialmente para amostras compactadas através do método Proctor Modificado. Em geral, uma menor resistência da interface foi associada à compactação pelo Proctor Modificado, tanto para cinzas volantes no estado natural, como para cinzas volantes com cimento adicionado.

- Foi observada uma dependência entre os parâmetros de resistência da interface e a quantidade de cimento adicionado. A adição de cimento às cinzas causou uma variação insignificante nos valores dos ângulos de atrito das interfaces, mas os valores da adesão reduziram consideravelmente.
- A resistência ao corte residual da interface não foi muito menor do que a resistência de pico para as geomembranas ensaiadas, o que contrasta com a resistência ao corte das cinzas volantes propriamente ditas, onde a diferença entre as resistências ao corte de pico e residual foi de 30%.
- Concluindo, a resistência ao corte da interface não depende significativamente da compactação da amostra nem da quantidade de cimento adicionado, mas mais da rugosidade da geomembrana.

4.2.3. ESTUDOS DE BERGADO *ET AL.* (2006)

4.2.3.1. Introdução / Objectivos do estudo

No estudo que a seguir se apresenta foram realizados mais de 70 ensaios de corte directo, num equipamento de ensaio de corte directo de grandes dimensões, para avaliar a resistência ao corte das interfaces dos sistemas de impermeabilização de aterros de resíduos perigosos e não perigosos, situados na Província de Sa Kaeo, na Tailândia, simulando as condições específicas do local e utilizando os materiais de projecto.

Os sistemas de impermeabilização e drenagem são os elementos mais importantes de um aterro de resíduos. Nos últimos 35 anos têm-se desenvolvido vários tipos de sistemas compósitos de impermeabilização para funcionarem como uma barreira à migração de lixiviados contaminados para o subsolo. Têm sido utilizados vários materiais de impermeabilização, como revestimentos de argila compacta, geomembranas e geocompósitos bentoníticos e para exercerem a função de drenagem são geralmente utilizados geotêxteis associados a georredes.

Embora estes sistemas compósitos actuem como uma excelente barreira à passagem dos fluidos, há várias interfaces que, devido à sua baixa resistência, podem constituir superfícies potenciais de rotura. Os factores que mais influenciam a estabilidade de um sistema de impermeabilização de um aterro de resíduos são:

- resistência ao corte das interfaces entre os vários geossintéticos utilizados;
- resistência ao corte das interfaces entre os geossintéticos e os solos;
- resistência ao corte interna dos geocompósitos bentoníticos (GCLs);
- resistência interna ao corte dos resíduos sólidos;
- e inclinação e altura do aterro.

Foram realizados ensaios laboratoriais para determinar as propriedades mecânicas dos geossintéticos, a resistência ao corte dos solos e a resistência ao corte das interfaces geossintético-geossintético e solo-geossintético encontradas nos aterros de resíduos não perigosos e perigosos. No aterro de resíduos urbanos (não perigosos), o sistema de impermeabilização é constituído pelas seguintes interfaces:

- camada granular protectora-geotêxtil;
- geotêxtil-georrede;
- georrede-geotêxtil;
- geotêxtil-geomembrana lisa de PEAD;
- e geomembrana lisa de PEAD-argila compacta.

No aterro de resíduos perigosos encontram-se as seguintes interfaces:

- camada granular protectora-geotêxtil;
- geotêxtil-georrede;
- georrede-geotêxtil;
- geotêxtil-geomembrana lisa de PEAD;
- geomembrana lisa de PEAD-geocompósito bentonítico (GCL);
- GCL-geotêxtil;
- geotêxtil-georrede;
- georrede-geomembrana lisa de PEAD;
- e geomembrana lisa de PEAD-argila compacta.

Porém, serão apenas abordados os ensaios de corte directo da interface entre a geomembrana lisa de PEAD e a barreira de argila compacta, por se situarem no âmbito do presente capítulo.

4.2.3.2. Materiais utilizados

O solo argiloso compacto utilizado possuía uma densidade de 2,7, limites de liquidez e de plasticidade de 67% e 31%, respectivamente, massa volúmica seca máxima de 1,75 g/cm³ e um teor em água óptimo de 14,5%, obtido pelo método de Proctor Normal. Para tensões normais inferiores a 200kPa, a argila compacta apresentou um ângulo de atrito interno de 33°, e para tensões normais acima de 200kPa, o ângulo de atrito foi de apenas 19,24°.

A geomembrana lisa de PEAD utilizada possuía uma espessura média de 1,5 mm.

Os ensaios de corte directo da interface solo argiloso-geomembrana foram realizados para condições secas e saturadas, tal como para todas as restantes interfaces. A caixa de corte utilizada possuía dimensões interiores de 300mm×300mm, em planta, e 100 mm de altura.

4.2.3.3. Principais conclusões

Relativamente à resistência ao corte da interface argila compacta-geomembrana, concluiu-se o seguinte.

- O ângulo de atrito de pico da interface, obtido em condições secas, foi de 10,5°, o que se encontra em conformidade com os valores apresentados por Orman (1994), Fishman e Pal (1994) e Manassero *et al.* (1996), mas é superior aos obtidos por Koutsourais *et al.* (1991) e um pouco mais baixo do que os encontrados por Mitchell *et al.* (1990).
- Em condições saturadas, os ângulos de atrito de pico e residual foram 2,3° e 1,1° menores que os obtidos em condições secas, respectivamente. Estes valores estão de acordo com Simpson (2000), que apontou o facto de as interfaces argila-geomembrana lisa apresentarem frequentemente ângulos de atrito inferiores a 10°, em condições saturadas.
- No aterro de resíduos não perigosos, as interfaces geotêxtil-geomembrana e geomembrana-argila foram as duas interfaces mais críticas relativamente à resistência ao corte, apresentando ângulos de atrito de 7,4° e 8,2°, respectivamente. De acordo com Mitchell *et al.* (1990), Fishman e Pal (1994), Long *et al.* (1995) e Liu (2001), estas interfaces são os locais habituais de potencial rotura por deslizamento.

4.2.4. ESTUDOS DE SIEIRA (2003)

4.2.4.1. Introdução / Objectivos do estudo

Sieira (2003) realizou um programa experimental onde estudou 3 tipos distintos de grelhas (duas poliméricas e uma metálica) e 2 tipos de solos, com granulometrias diferentes. Os materiais envolvidos no estudo foram seleccionados criteriosamente, de forma a facilitar o conhecimento do efeito das diferentes variáveis num problema de reforço.

A granulometria do solo é um dos factores que afecta o comportamento das interfaces solo-geossintético (Gomes *et al.*, 1994; Lopes e Lopes, 1999; Díaz, 2000), sendo esta influência ainda mais significativa quando o geossintético é uma geogrelha. A dimensão das aberturas das geogrelhas (dimensão da malha) e o tipo de polímero constituinte também condicionam a resistência da interface. Assim se justifica a necessidade de comparação de resultados para diferentes tipos de geogrelhas confinadas por diferentes tipos de solos.

O programa experimental consistiu na realização de diversos ensaios, entre os quais ensaios de caracterização da interacção solo-geogrelha: ensaios de corte directo e ensaios de arranque, estes últimos abordados no ponto 4.3.3.

Os ensaios de corte directo levados a cabo no programa experimental tiveram por finalidade simular dois fenómenos que ocorrem na interface solo-geogrelha: mobilização do atrito na interface e mobilização da resistência à tracção da geogrelha. A Figura 4.4 ilustra as duas situações referidas, no caso de um muro reforçado.

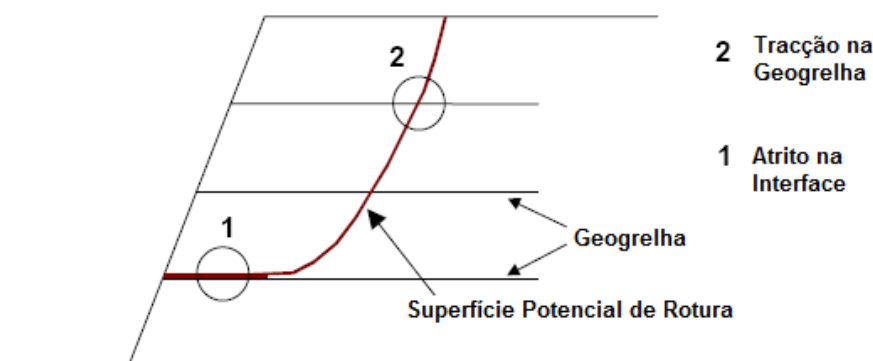


Figura 4.4 – Mecanismos de interacção solo-geogrelha (Sieira, 2003).

Observa-se que no primeiro caso (mobilização do atrito na interface), a geogrelha mantém-se solidária com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da outra parte do solo em relação à geogrelha. Os parâmetros de resistência da interface (adesão e ângulo de atrito) podem ser obtidos a partir de ensaios de corte directo com reforço horizontal. A segunda situação, em que a superfície de rotura intercepta a geogrelha, pode ser laboratorialmente simulada através de ensaios de corte directo com reforço inclinado. Neste caso, as tensões de corte na interface solo-reforço são absorvidas pela geogrelha, que fica submetida à tracção, sendo o ponto de tracção máxima aquele em que geogrelha é interceptada pela superfície de rotura.

Segundo Sieira (2003), a resistência da interface solo-reforço consiste na soma de duas parcelas: atrito solo-geogrelha e atrito solo-solo, não se podendo considerar a contribuição da mobilização da resistência passiva nas barras transversais das geogrelhas, o que se opõe ao apresentado por Liu *et al.*

(2009), que considera a influência desta última parcela na resistência ao corte das interfaces solo-reforço estudadas.

4.2.4.2. Materiais utilizados

Sieira (2003) utilizou no estudo dois tipos de solos com granulometrias diferentes, com o objectivo de avaliar a influência da granulometria do solo nos mecanismos de interacção solo-grelha. Os solos utilizados eram uma areia pouco siltosa bem graduada e um solo silto-argiloso. A areia era constituída predominantemente por quartzo e feldspato e apresentava traços de ilite e clorite. A análise mineralógica mostrou a presença de argilas neutras aderentes à superfície dos feldspatos. O solo silto-argiloso era composto por 40% de quartzo e feldspato e 60% de esmectite, clorite e caolinite. Apresentam-se de seguida as curvas granulométricas dos 2 tipos de solo e as principais características geotécnicas dos mesmos (Figura 4.5 e Quadro 4.3).

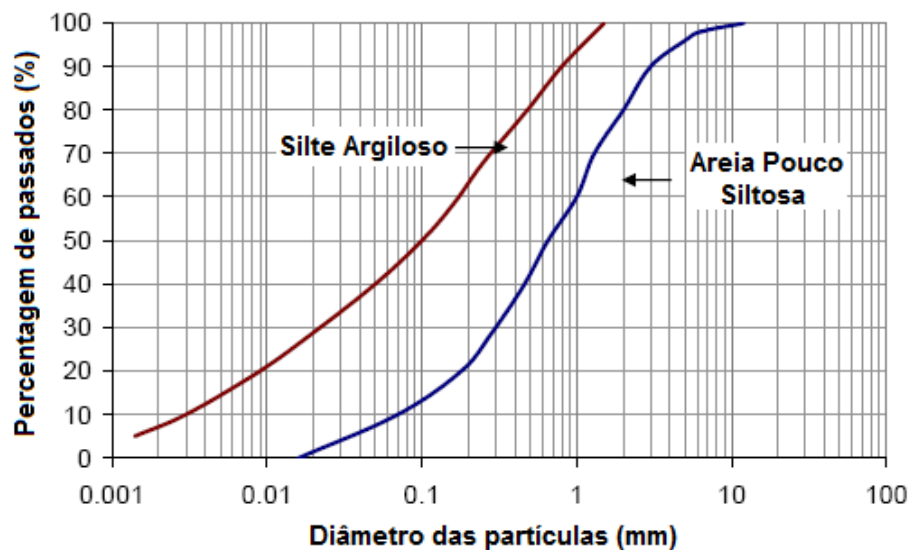


Figura 4.5 – Curvas granulométricas dos solos arenoso e silto-argiloso (Sieira, 2003).

Quadro 4.3 – Caracterização dos solos (Sieira, 2003).

Tipo de solo	Caracterização						
	G_s	L_L (%)	L_P (%)	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	C_U	C_C
Areia	2,71	-	-	0,07	0,7	14,2	1,28
Silte Argiloso	2,69	29,7	19	0,003	0,1	60	0,74

G_s – densidade das partículas sólidas; L_L – limite de liquidez; L_P – limite de plasticidade; D_x – percentil x da distribuição granulométrica; C_U – coeficiente de uniformidade; C_C – coeficiente de curvatura.

Pela observação da Figura 4.5 conclui-se que as curvas granulométricas dos dois tipos de solo são aproximadamente paralelas. O diâmetro médio das partículas de areia, D_{50} (mm), é sete vezes superior ao diâmetro médio das partículas de silte argiloso. A areia, ao apresentar um coeficiente de uniformidade (C_U) de 14,2, indica ser um solo bem graduado. A argila, ao apresentar um limite de liquidez (L_L) de 29,7% e um limite de plasticidade (L_P) de 19%, resultando num índice de plasticidade de 10,7%, classifica-se como uma argila de baixa compressibilidade (CL), de acordo com o Sistema

Unificado de Classificação (utilizando o Gráfico de Casagrande). Os resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal realizados com o solo silto-argiloso são apresentados na Figura 4.6.

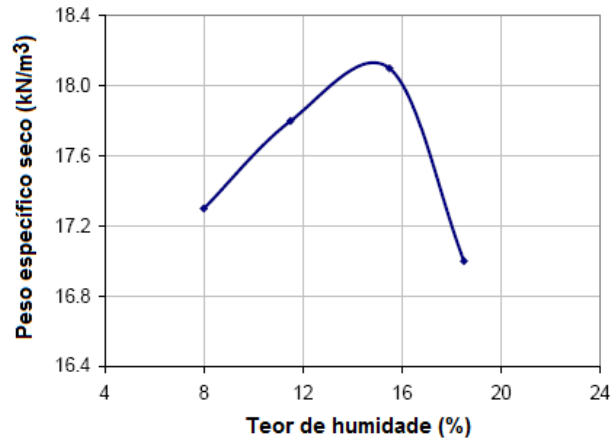


Figura 4.6 – Curva de compactação (Proctor Normal) do solo silto-argiloso (Sieira, 2003).

O solo argiloso apresenta um peso volúmico seco máximo de $18,1 \text{ kN/m}^3$ e um teor em água óptimo de 15,5%. Foram também executados ensaios para determinação dos pesos volúmcicos secos máximos e mínimos da areia, de forma a permitir a obtenção de amostras com o índice de compactidade especificado para os ensaios. A areia apresenta índices de vazios máximo de 1,37 e mínimo de 0,58, correspondendo a valores de pesos volúmcicos mínimo e máximo de $11,4 \text{ kN/m}^3$ e $17,1 \text{ kN/m}^3$, respectivamente (ver Quadro 4.4).

Quadro 4.4 – Pesos volúmcicos e índices de vazios máximos e mínimos da areia (Sieira, 2003).

Pesos Volúmcicos Secos (kN/m^3)		Índices de Vazios	
γ_{dmin}	γ_{dmax}	e_{min}	$e_{máx}$
11,4	17,1	0,58	1,37

Relativamente aos parâmetros de resistência dos solos (ver Quadro 4.5), foram realizados ensaios de corte directo com provetes de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ e de $(1 \times 1) \text{ m}^2$, em condições drenadas, com teor em água de $10 \pm 0,2\%$ para a areia e de $16 \pm 0,2\%$ para o silte argiloso, visando simular as condições do programa de ensaios com grelhas.

Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência dos solos (Sieira, 2003).

Tipo de Solo	Parâmetros de Resistência			
	$(1 \times 1) \text{ m}^2$		$(30 \times 30) \text{ cm}^2$	
	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$
Areia	16	37	15	38
Silte Argiloso	30	21	31	20

c' – coesão efectiva; ϕ' - ângulo de atrito efectivo.

A areia pouco siltosa apresenta uma coesão da ordem de 15kPa e um ângulo de atrito de cerca de 37°, enquanto o solo silto-argiloso apresenta uma coesão de cerca de 30kPa e um ângulo de atrito da ordem dos 21°.

Foram utilizados três tipos de grelhas de reforço.

- Geogrelha PG (Figura 4.7) – apresenta uma malha regular mono-orientada, constituída por geotiras soldadas de 33 mm de largura, compostas por filamentos de poliéster revestidos em polietileno. Possui uma resistência à tracção de 200 kN/m no sentido longitudinal e 15 kN/m no sentido transversal. Apresenta uma percentagem de área sólida superficial de 58% e as suas grandes aberturas ($225 \times 75 \text{ mm}^2$) favorecem a penetração dos grãos de solo nos orifícios da malha.

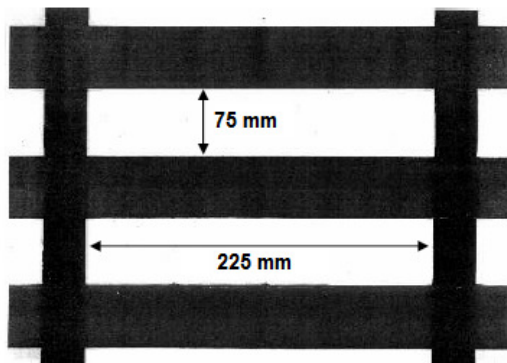


Figura 4.7 – Geogrelha PG (Sieira, 2003).

- Geogrelha MG (Figura 4.8) – apresenta malha regular, constituída por geotiras tecidas, compostas por filamentos de poliéster de deformabilidade reduzida e baixa susceptibilidade à fluência, revestidos com PVC (policloreto de vinil). A resistência à tracção no sentido longitudinal é de 97kN/m e no sentido transversal de 29,4kN/m. A percentagem de área sólida disponível para mobilização do atrito solo-geogrelha é de 30%. Apresenta orifícios quadrados de 20 mm de lado, sendo a elevada percentagem total de área aberta responsável pela mobilização do atrito solo-solo durante o corte directo e do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha, quando a solicitação é de arranque.

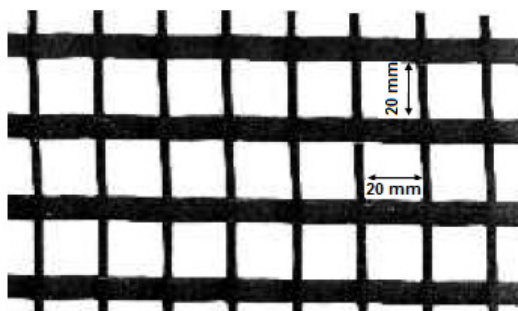


Figura 4.8 – Geogrelha MG (Sieira, 2003).

- Malha hexagonal de dupla torção, MH (Figura 4.9) – esta grelha é fabricada pelo entrelaçamento dos arames à dupla torção, formando-se a malha hexagonal. A dupla torção impede a propagação de desfiamentos no caso de rotura acidental de um fio da malha. A malha é constituída por arames de aço de baixo teor de carbono zincado, protegidos contra a corrosão por um processo de zincagem. De seguida, o arame recebe uma cobertura de PVC que impede a condutividade eléctrica e fornece uma segurança adicional contra a corrosão. A resistência à tracção na direcção longitudinal é de 47kN/m. As aberturas têm formato hexagonal e possuem 80 mm de distância entre duas torções paralelas, medida desde o interior de uma torção ao exterior da outra, como indicado na Figura 4.9. A área superficial disponível para mobilização do atrito solo-grelha é de cerca de 10% da área total da grelha.

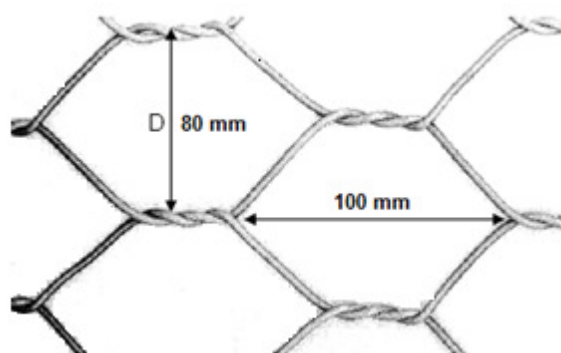


Figura 4.9 – Malha hexagonal de dupla torção (Sieira, 2003).

As principais características nominais das três grelhas encontram-se resumidas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Características das grelhas ensaiadas (adaptado de Sieira, 2003).

Denominação do Produto	PG	MG	MH
Tipo de Polímero	PET com polietileno	PET revestido com PVC	Aço zincado
Processo de Fabrico	Termossoldada	Tecida	Trançada
Resistência ¹ long. (kN/m)	200	97	47
Resistência ¹ trans. (kN/m)	15	29,4	-
Extensão máxima (%)	12	12,8	12
Peso por m ² (g)	775	330	1300
Espessura do elemento (mm)	1,6	1,2	2,6
Largura do rolo (m)	3,9	5	2
Comprimento do rolo (m)	50	50	50
Abertura longitudinal (mm)	75	20	100
Abertura transversal (m)	225	20	80
Largura ² dos elementos long.	33	8	2,6
Largura ² dos elementos trans.	24	3	2,6

¹Resistência à tracção; ² dimensões em mm.

Sieira (2003) realizou vários ensaios para caracterização das três grelhas utilizadas nos estudos. As grelhas poliméricas (PG e MG) foram submetidas a ensaios de resistência à tracção em ambas as direcções (longitudinal e transversal). A malha metálica hexagonal foi submetida a ensaios de determinação do diâmetro dos arames e do peso por metro quadrado de malha, e a ensaios de tracção dos arames e de tracção longitudinal da malha. Os resultados dos referidos ensaios podem ser encontrados em Sieira (2003).

4.2.4.3. Programa de ensaios

Os ensaios de corte directo foram executados num aparelho de grandes dimensões, devido às grandes aberturas das grelhas a ensaiar, pois o tamanho mínimo recomendado, segundo a ASTM D5321, para a menor dimensão da caixa de corte, é de 5 vezes a abertura máxima da grelha. A caixa de corte directo utilizada, quadrada, é constituída por duas metades e possui dimensões internas de 1 m de lado e 0,6 m de altura.

Foram realizados ensaios de corte directo com reforço horizontal para se obterem os parâmetros de resistência da interface solo-grelha e ensaios com reforço inclinado para obter a variação da resistência ao corte com a inclinação do reforço, simulando a situação em que a superfície de rotura intercepta o reforço.

Quadro 4.7 – Programa de ensaios de corte directo para a areia (adaptado de Sieira, 2003).

		Grelha	σ_n (kPa)	θ°	
Areia $I_D=80\%$	MH		50	0	
			100		
			200		
	PG		50	0	
			100		
			200		
	MG			50	0
				100	
				200	
				50	30
				100	
				200	
				50	60
				100	
				200	
		50	90		
		100			
		200			

I_D – índice de compacidade; θ – inclinação do reforço com o plano horizontal; σ_n – tensão normal.

Quadro 4.8 – Programa de ensaios de corte directo para o silte argiloso (adaptado de Sieira, 2003).

	Grelha	σ_n (kPa)	θ°
	Silte Argiloso $G_c=100\%$	MH	50
100			
200			
PG		50	0
		100	
		200	
MG		50	0
		100	
		200	

G_c – grau de compactação; θ – inclinação do reforço com o plano horizontal; σ_n – tensão normal.

Foram executados ensaios com reforço horizontal ($\theta=0^\circ$) para os 3 tipos de grelhas confinadas em areia de índice de compactidade de 80% (Quadro 4.7) e em silte argiloso de grau de compactação de 100% (Quadro 4.8). Os ensaios de corte com o reforço inclinado foram executados apenas com a geogrelha MG confinada em solo arenoso.

4.2.4.4. Apresentação e análise de resultados

As curvas tensão-deslocamento obtidas nos ensaios de corte directo de cada uma das três grelhas confinadas em areia e em silte argiloso encontram-se, respectivamente, nas Figuras 4.10 e 4.11.

As envolventes de resistência obtidas através dos ensaios de corte directo com reforço horizontal encontram-se na Figura 4.12. Verifica-se que a envolvente de resistência da geogrelha MG aparece em ambos os tipos de solo acima das envolventes das restantes grelhas, ou seja, esta geogrelha mobiliza valores mais elevados da resistência ao corte nas interfaces com os solos.

No caso do solo arenoso é baixa a variação do ângulo de atrito na interface, pois as curvas apresentam sensivelmente a mesma inclinação, embora haja uma variação da adesão na interface.

No caso do solo silto-argiloso, existem duas envolventes praticamente coincidentes, as das grelhas MG e MH, que apenas apresentam uma ligeira variação no ângulo de atrito da interface. A geogrelha PG apresenta uma variação acentuada em ambos os parâmetros, relativamente às restantes.

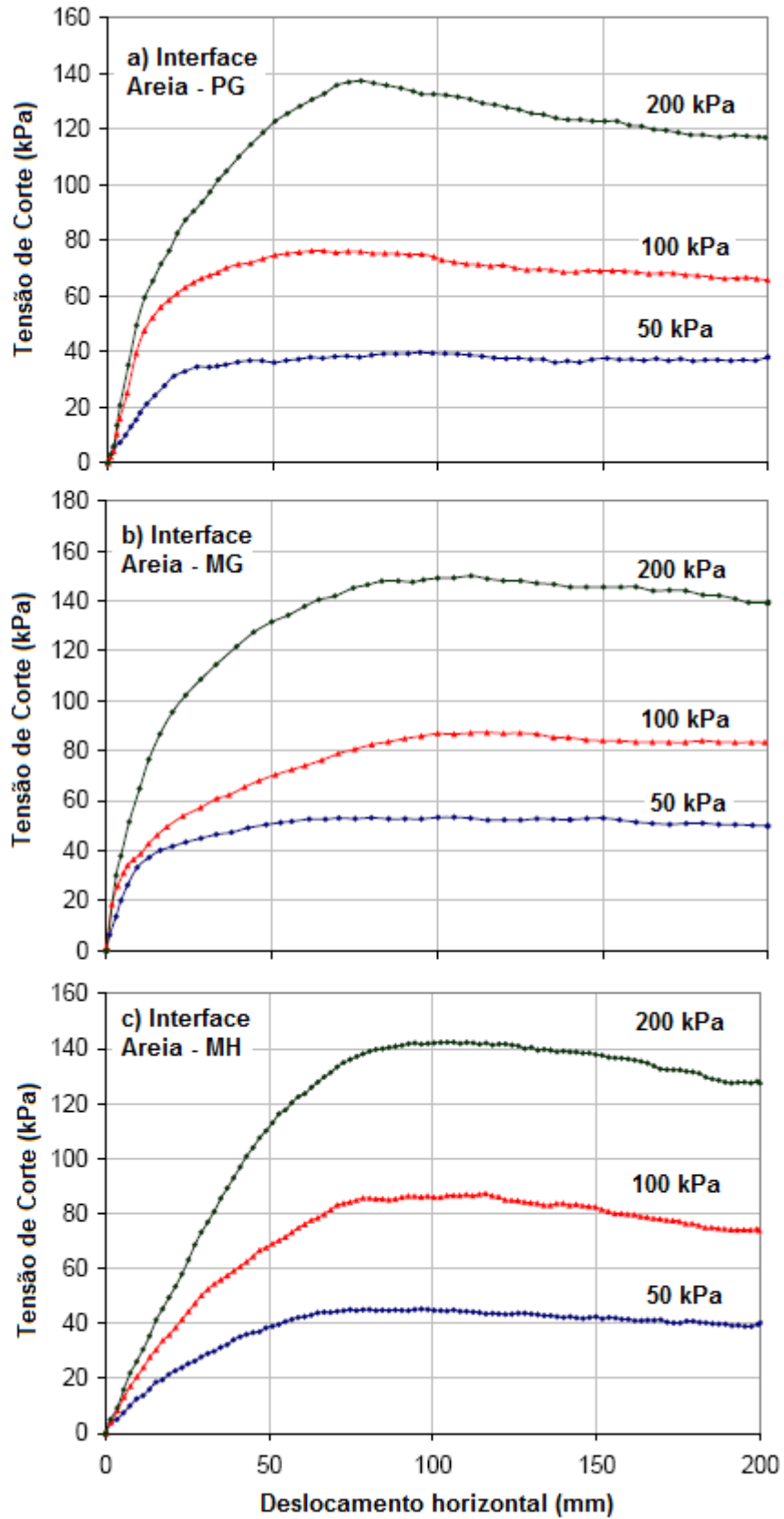


Figura 4.10 – Resultados dos ensaios de corte directo com reforço horizontal em areia com $I_D=80\%$ (Sieira, 2003).

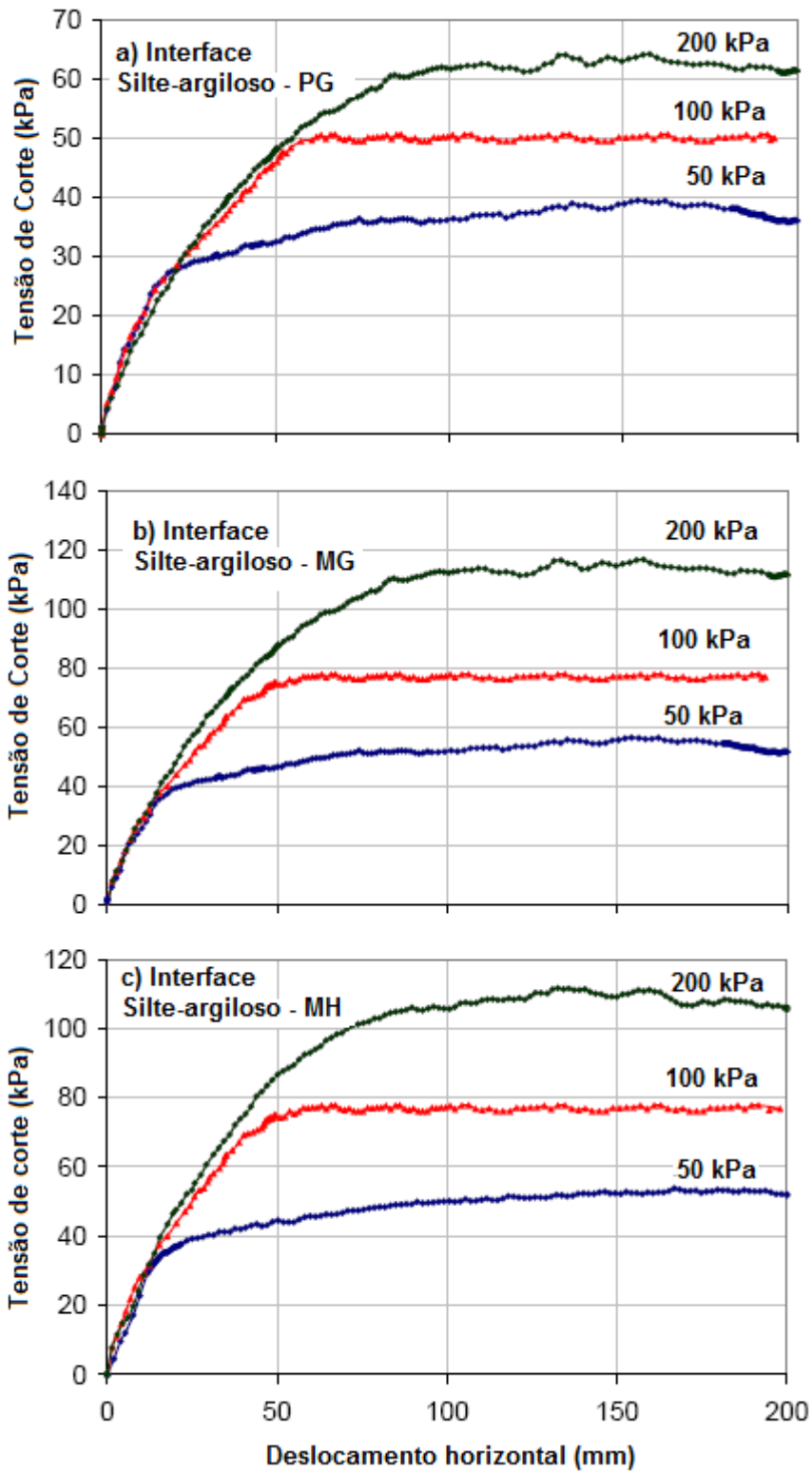


Figura 4.11 – Resultados dos ensaios de corte directo com reforço horizontal em silte argiloso de $G_c=100\%$ (Sieira, 2003).

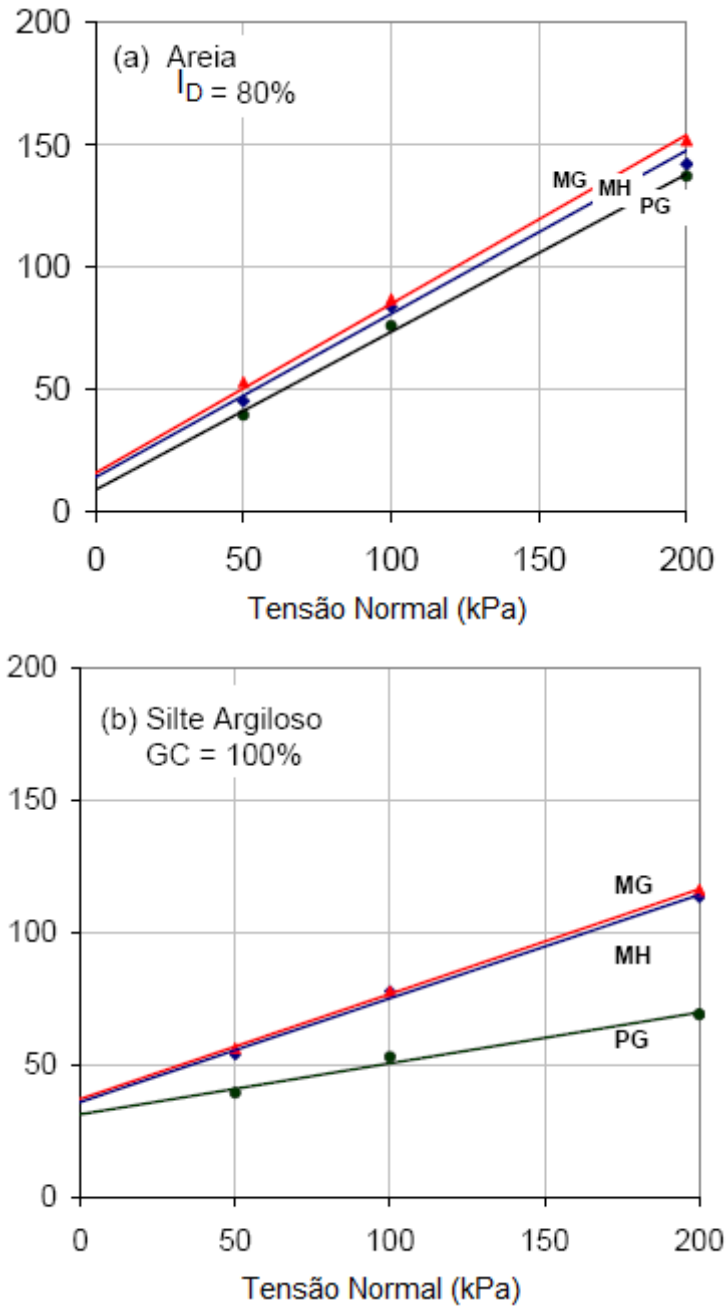


Figura 4.12 – Envoltórias de resistência obtidas através dos ensaios de corte directo com reforço horizontal (adaptado de Sieira, 2003).

Os parâmetros de interação obtidos através dos ensaios de corte directo podem ser consultados no Quadro 4.9. Realça-se o facto de a geogrelha MG apresentar os maiores valores da adesão (c_a) e ângulo de atrito (δ) quando confinada por ambos os tipos de solo e de a geogrelha PG apresentar um reduzido valor do ângulo de atrito na interface quando confinada no solo silto-argiloso. Sieira (2003) destacou ainda o facto de no caso do solo silto-argiloso se terem obtido valores da adesão na interface superiores aos valores da coesão do próprio solo, explicando o sucedido por eventuais diferenças entre as amostras utilizadas nos ensaios de solo reforçado e não reforçado.

Quadro 4.9 – Parâmetros de interface obtidos através dos ensaios de corte directo (adaptado de Sieira, 2003).

Interface		c' (kPa)	ϕ (°)	c _a (kPa)	δ (°)	λ	f	f _{s/g}	f _{s/s}
Areia I _D =80%	MH	15,00	37,00	14,20	33,70	0,95	0,88	0,00	0,88
	MG	15,00	37,00	15,70	34,60	1,04	0,92	0,22	0,70
	PG	15,00	37,00	10,00	32,70	0,63	0,85	0,43	0,42
Silte Argiloso G _C =100%	MH	30,00	21,00	35,00	20,60	1,16	0,98	0,08	0,90
	MG	30,00	21,00	36,70	20,80	1,20	0,99	0,29	0,70
	PG	30,00	21,00	30,00	11,00	1,05	0,50	0,09	0,42

c' – coesão do solo; ϕ – ângulo de atrito do solo; c_a – adesão solo-grelha; δ – ângulo de atrito da interface solo-grelha; λ – coeficiente de aderência solo-grelha; f – coeficiente de atrito na interface solo-grelha; f_{s/g} – parcela de f correspondente ao atrito superficial; f_{s/s} – parcela de f correspondente ao atrito solo-solo.

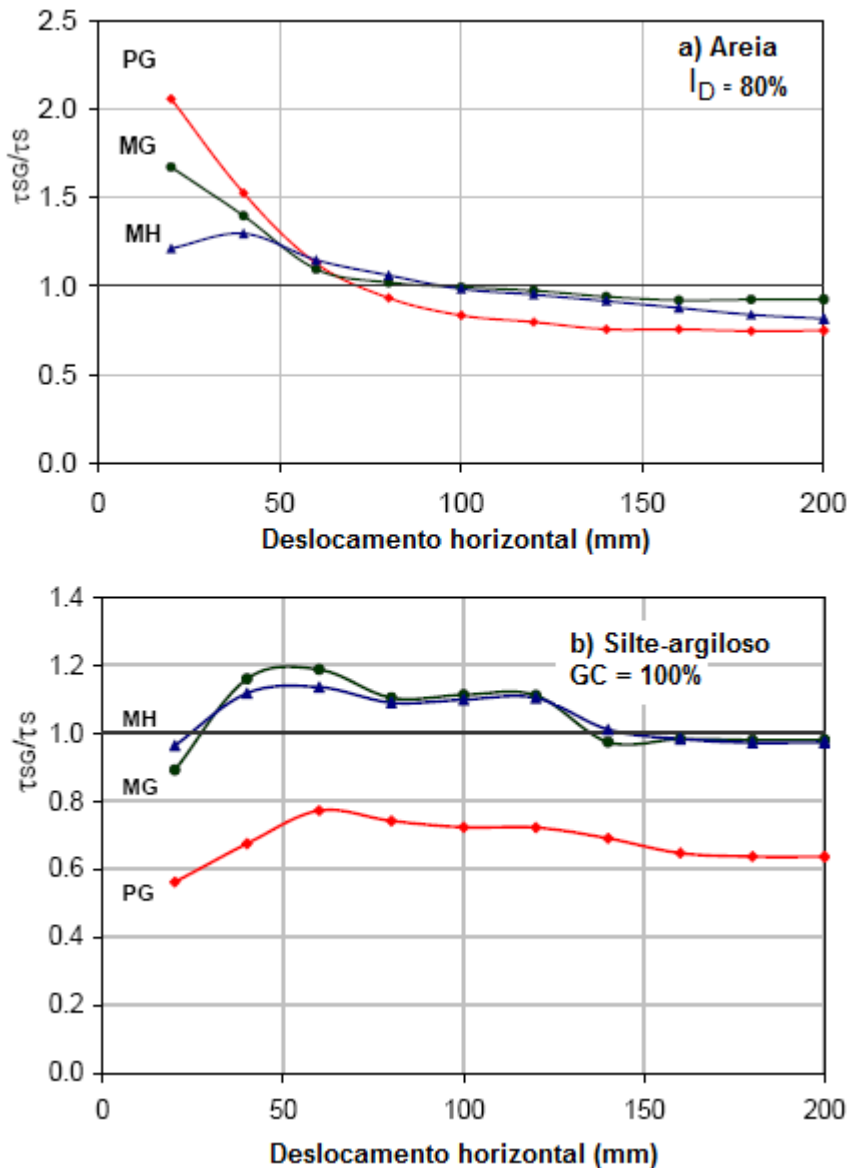


Figura 4.13 – Variação da razão τ_{SG}/τ_S com o deslocamento na interface (adaptado de Sieira, 2003).

A Figura 4.13 permite visualizar a evolução da razão τ_{SG}/τ_S , (em que τ_{SG} representa a resistência ao corte na interface solo-grelha e τ_S a resistência ao corte do solo), à medida que o deslocamento relativo solo-grelha se processa. No caso do solo arenoso há uma nítida tendência para que a parcela de resistência mobilizada seja cada vez menor, com o avançar do deslocamento, o que não acontece no caso do solo silto-argiloso.

Tal como referido anteriormente foram realizados ensaios de corte directo com reforço inclinado para obter a variação da resistência ao corte com a inclinação do reforço, simulando a situação em que a superfície de rotura intercepta o reforço. O programa experimental constou de nove ensaios realizados com a geogrelha MG confinada em solo arenoso, em condições drenadas, colocando-a em diferentes inclinações (θ) em relação ao plano de rotura (30, 60 e 90°) e sob diferentes tensões de confinamento (50, 100 e 200kPa). Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Resultados dos ensaios de corte directo com a geogrelha MG inclinada (Sieira, 2003).

θ (°)	σ_v (kPa)	τ (kPa)	c'_a (kPa)	δ' (°)
30	50	68,1	26,8	36
	100	110,2		
	200	192,8		
60	50	76,6	36,2	39
	100	118,4		
	200	199		
90	50	52,8	19,2	35
	100	89,3		
	200	156,7		

θ – inclinação da geogrelha em relação ao plano de rotura; σ_v – tensão vertical; τ – tensão de corte; c'_a – adesão da interface; δ' – ângulo de atrito da interface.

A variação dos parâmetros de resistência c'_a e δ' (adesão e ângulo de atrito da interface) com a inclinação do reforço relativamente ao plano de rotura encontra-se na Figura 4.14. O valor máximo dos parâmetros, obtido para uma inclinação de 60°, indica que a resistência ao corte máxima da interface é atingida quando o reforço se encontra inclinado de 60° em relação ao plano de rotura, o que corresponde a colocar o reforço na posição horizontal.

Os resultados sugerem, portanto, que em projectos de estruturas de solo reforçado, as camadas de reforço devem ser posicionadas na direcção horizontal, para ser obtida a máxima resistência ao corte, pois, desta forma, o ângulo entre a geogrelha e a superfície potencial de rotura será de aproximadamente 60°.

Por fim, apresenta-se na Figura 4.15 a variação da resistência ao corte em função da inclinação do reforço, para os três níveis de tensão de confinamento estudados, onde mais uma vez se verifica a ocorrência de um máximo correspondente à inclinação de 60° do reforço.

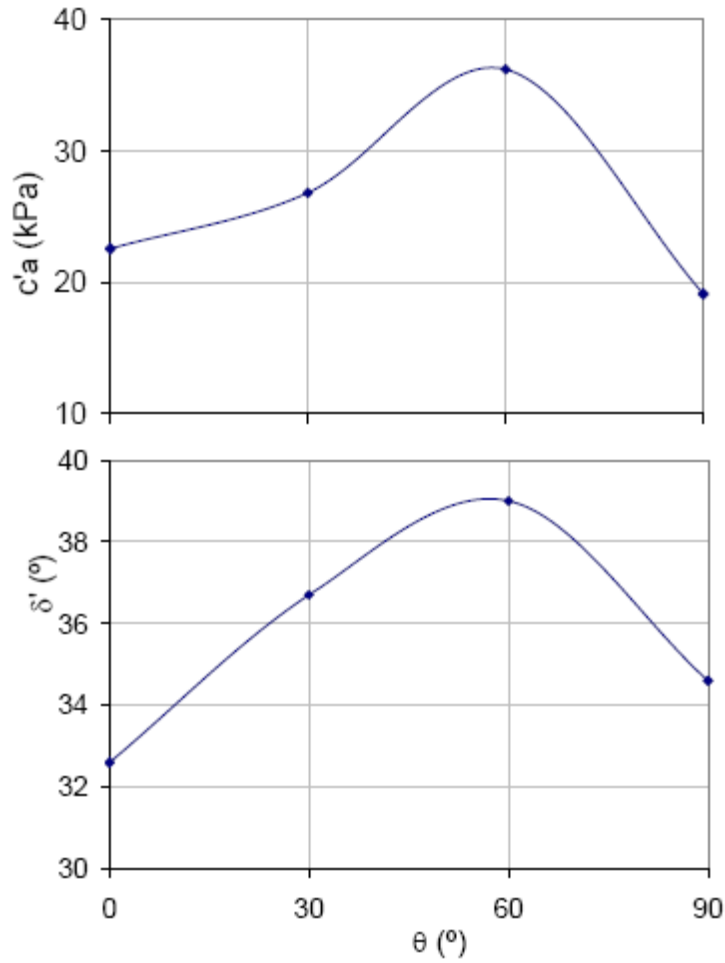


Figura 4.14 – Variação dos parâmetros de resistência com a inclinação da geogrelha (Sieira, 2003).

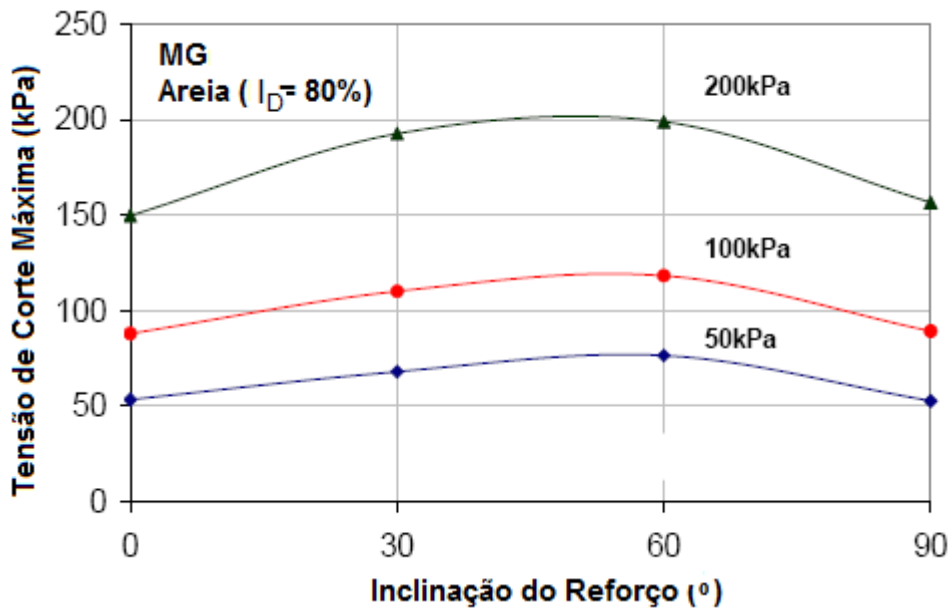


Figura 4.15 – Resistência ao corte em função da inclinação da geogrelha (Sieira, 2003).

4.3. COMPORTAMENTO DAS INTERFACES SOLO COESIVO – GEOSSINTÉTICO: ARRANQUE

4.3.1. ESTUDOS DE SIEIRA *ET AL.* (2009)

4.3.1.1. Introdução / Objectivos do estudo

Como se sabe, elementos de reforço incorporados numa massa de solo melhoram a sua estabilidade através de um mecanismo de transferência de esforços do solo para reforço. As geogrelhas são um tipo de geossintéticos frequentemente utilizado no reforço de solos e consistem num conjunto de barras longitudinais e transversais igualmente espaçadas. Sob condições de arranque, as barras longitudinais são responsáveis pela mobilização da resistência à tracção, enquanto as barras transversais contribuem para a mobilização da resistência passiva.

O estudo de Sieira *et al.* (2009) teve por objectivo o desenvolvimento de um novo modelo analítico, capaz de reproduzir os mecanismos de transferência de carga do solo para a geogrelha e de deslocamento ao longo do comprimento da mesma, quando submetida a condições de arranque.

Os parâmetros necessários à aplicação do modelo são determinados através da realização de ensaios de resistência à tracção das geogrelhas e ensaios de corte convencionais em amostras de solo, não se considerando necessária a realização de ensaios de arranque instrumentados.

Neste estudo foram realizados ensaios de corte em amostras de solo, ensaios de arranque e ensaios de determinação da resistência à tracção das geogrelhas. Os ensaios de corte directo e os ensaios de arranque foram ambos realizados no mesmo equipamento, que se apresenta na Figura 4.16.

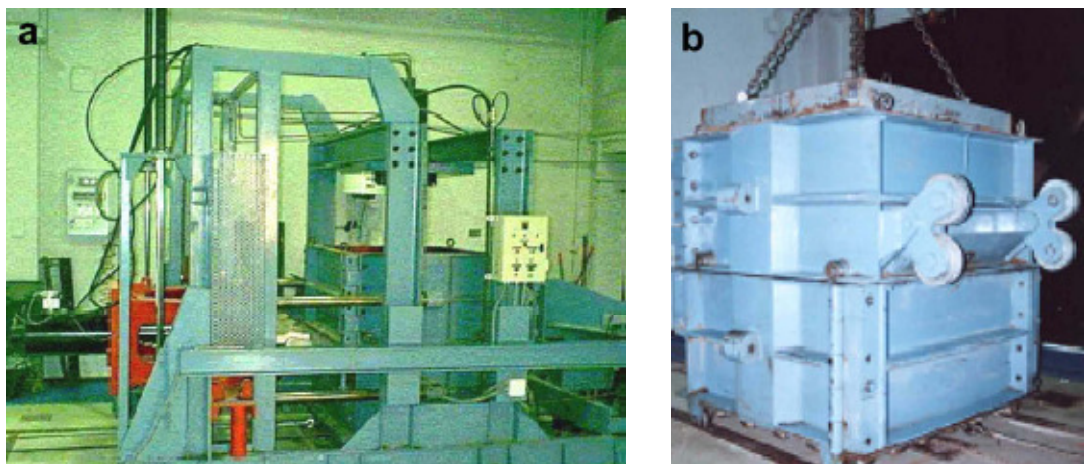


Figura 4.16 – Equipamento de corte directo: a) vista geral; b) pormenor da caixa de corte (Sieira *et al.*, 2006).

Após a análise comparativa entre os resultados previstos pelo novo modelo e os resultados obtidos através de ensaios de arranque em dois tipos de geogrelhas e sob diferentes níveis de tensão de confinamento (5kPa; 12,5kPa; 25kPa e 50kPa), verificou-se que o modelo é capaz de prever razoavelmente as distribuições de carga e de deslocamentos ao longo da geogrelha, quando solicitada pelo movimento de arranque.

4.3.1.2. Materiais utilizados

Os ensaios foram executados com dois tipos de solos: uma areia siltosa e um silte argiloso, cujas características geotécnicas se encontram no Quadro 4.11.

As amostras de areia siltosa foram preparadas a um índice de compactidade de 80%, enquanto o silte argiloso foi compactado de modo a atingir um grau de compactação de 95%.

Quadro 4.11 – Características geotécnicas dos solos utilizados (adaptado de Sieira *et al.*, 2009).

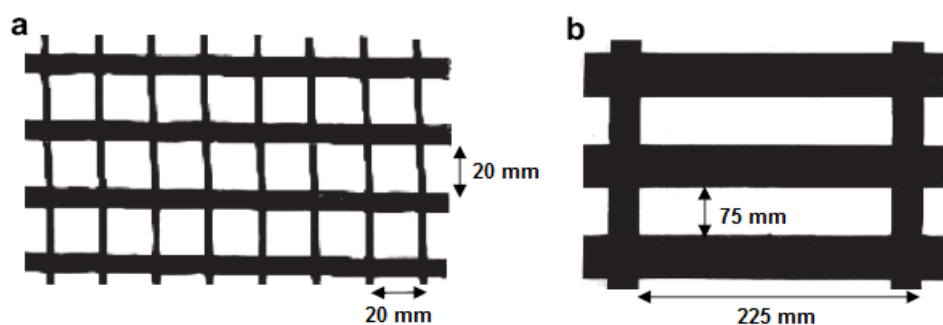
Solo	w (%)	I _D (%)	G _C (%)	G _s	D ₅₀ (mm)	c' (kPa)	φ' (°)
Areia siltosa	10	80	-	2,71	0,7	15	37
Silte argiloso	15	-	95	2,69	0,1	30	21

w – teor em água; I_D – índice de compactidade; G_C – grau de compactação; G_s – densidade das partículas sólidas; D₅₀ – dimensão média das partículas; φ' – ângulo de atrito efectivo do solo.

As geogrelhas utilizadas no estudo foram a geogrelha MG, biaxial, composta por fibras de poliéster revestidas com PVC e com uma área aberta de 30% e a geogrelha PG, orientada axialmente, com uma área aberta de 58%, constituída por fibras de poliéster revestidas a polietileno e termicamente ligada. Estas e outras características das duas geogrelhas encontram-se no Quadro 4.12 e na Figura 4.17.

Quadro 4.12 – Características físicas e mecânicas das geogrelhas (adaptado de Sieira *et al.*, 2009).

		Geogrelha MG	Geogrelha PG
	Tipo de polímero	PET/PVC	PET/Polietileno
Físicas	Abertura (mm)	20	225
	Largura das barras longitudinais (mm)	8	33
	Largura das barras transversais (mm)	3	24
	Espessura das barras transversais (mm)	1,2	1,6
Mecânicas	Resistência à tracção na direcção longitudinal (kN/m)	97	200
	Resistência à tracção na direcção transversal (kN/m)	29,4	15
	Máxima extensão (%)	12,8	12

Figura 4.17 – Amostras das duas geogrelhas: a) geogrelha MG; b) geogrelha PG (Sieira *et al.*, 2009).

4.3.1.3. Principais conclusões

O projecto de estruturas de solo reforçado requer uma avaliação da estabilidade interna relativamente à resistência à tracção e ao arranque. A rotura por tracção ocorre quando a carga aplicada excede a resistência à tracção da geogrelha e a rotura por arranque ocorre quando a resistência ao corte da interface solo-geogrelha, juntamente com a resistência passiva mobilizada nas barras transversais do reforço, não são suficientes para evitar o deslizamento da geogrelha.

A interacção entre a geogrelha e o solo circundante depende da mobilização de tensões e portanto dos deslocamentos da geogrelha ao longo do seu comprimento. Uma menor mobilização de deslocamentos representa uma menor resistência total da geogrelha, o que não é tido em consideração no projecto de estruturas de solo reforçado. Os engenheiros projectistas consideram as cargas de rotura e adoptam um coeficiente de segurança para compensar a falta de conhecimento da resposta real dos sistemas de reforço.

O modelo proposto por Sieira *et al.* (2009) é uma alternativa valiosa para reduzir incertezas e melhorar a concepção de soluções na prática geotécnica. Os principais aspectos do novo modelo referem-se de seguida.

- A calibração é feita através de ensaios de arranque, com medição dos deslocamentos em vários pontos do reforço.
- A aplicação do modelo requer informação dos ensaios de corte em amostras do solo em questão e ensaios de tracção da geogrelha. Os comportamentos não lineares do solo e da geogrelha são modelados por uma formulação hiperbólica.
- O modelo proposto requer ainda o conhecimento da força de arranque e do deslocamento frontal do reforço e em contrapartida prevê os deslocamentos e as forças ao longo do comprimento da geogrelha.
- Os mecanismos de corte na interface solo-geogrelha e a mobilização da resistência nas barras transversais do reforço variam com o nível de deformação da geogrelha.
- O factor de resistência passiva (k) é definido pela razão entre a força passiva e a correspondente deformação da geogrelha. As tensões e as deformações ao longo da geogrelha são visivelmente não lineares, mas a relação entre a força passiva e a deformação da geogrelha é praticamente linear, sendo função do tipo de solo e independente da tensão de confinamento.

4.3.2. ESTUDOS DE YIN *ET AL.* (2008)

4.3.2.1. Introdução / Objectivos do estudo

Com este estudo, Yin *et al.* (2008) pretenderam analisar a interacção entre geossintéticos (geotiras e geogrelhas) e resíduos finos de exploração mineira, através da realização de ensaios laboratoriais de arranque, que permitiram analisar a influência da densidade e teor em água do solo e da tensão vertical na interface, por meio da variação destes mesmos parâmetros.

As novas tecnologias de exploração mineira produzem um volume avultado de resíduos cujo armazenamento é um desafio constante. Geralmente constroem-se barragens de resíduos (Figura 4.18) para o armazenamento seguro dos mesmos, mas visto que a altura e geometria das barragens estão constantemente em mudança devido à deposição de novos resíduos, assegurar a sua estabilidade nem sempre é fácil.

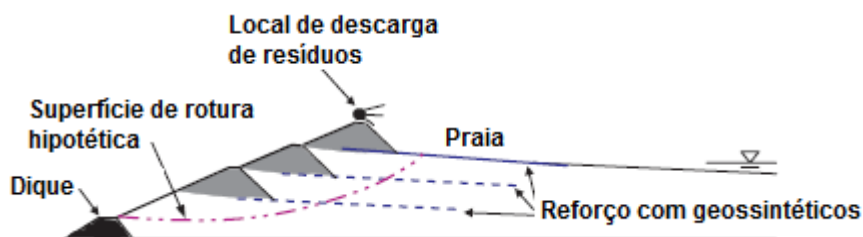


Figura 4.18 – Secção típica de uma barragem de resíduos reforçada com geossintéticos (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Os geossintéticos têm sido largamente utilizados na construção de muros e taludes reforçados, mas a sua aplicação na construção de barragens de resíduos carece de investigação. A eficácia do uso de geossintéticos depende sobretudo da interacção entre estes materiais e os resíduos finos.

A interacção solo-geossintético tem sido estudada para diversos tipos de solos, incluindo areias de fundação (Goodhue *et al.*, 2001), areias densas (Sugimoto e Alagiyawanna 2003; Alfaro e Pathak, 2005), argilas e cinzas volantes (Wu *et al.*, 2001) e solos residuais (Tan *et al.*, 2001). Os resultados têm vindo a demonstrar que a interacção varia com o tipo de solo, com o tamanho das partículas e com as propriedades físicas do solo. Os ensaios de arranque têm evidenciado a influência considerável que o tamanho das partículas exerce no comportamento das interfaces solo-geossintético (Lopes e Lopes, 1999; Perkins e Cuelho, 1999).

4.3.2.2. Materiais utilizados

Os ensaios de arranque foram realizados num equipamento de ensaios de arranque que possui uma caixa com dimensões internas de 0,7m×0,5m×0,4m (comprimento×largura×altura) e com uma abertura na parede frontal de 0,3 m de largura e 0,01 m de altura, para permitir o arranque da amostra de geossintético. O aparelho em questão pode ser visualizado na Figura 4.19.

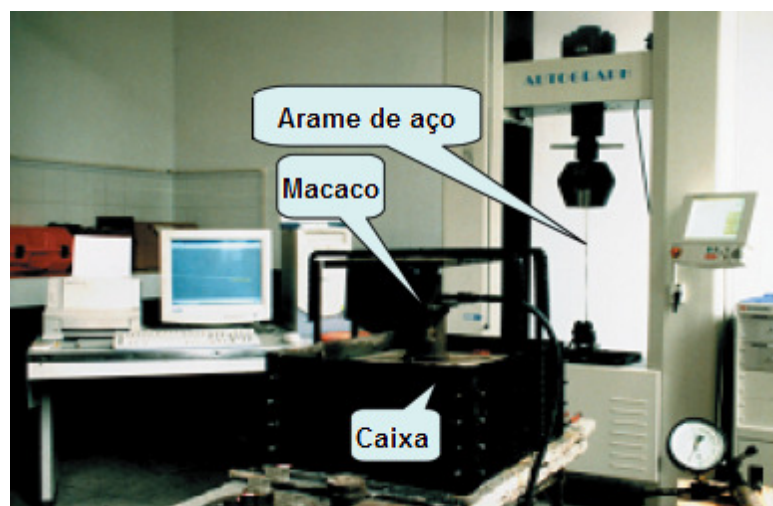


Figura 4.19 – Equipamento de ensaio de arranque (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Foram utilizados dois tipos de geossintéticos: uma geotira (CAT15A) de PEAD com arames de aço de alta resistência (Figura 4.20) e uma geogrelha (CATT30) com uma massa por unidade de área de 466g/m^2 (Figura 4.21). As características geométricas e mecânicas da geotira e da geogrelha apresentam-se, respectivamente, nos Quadros 4.13 e 4.14.

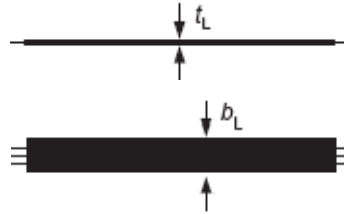


Figura 4.20 – Geometria da geotira CAT15A (Yin *et al.*, 2008).

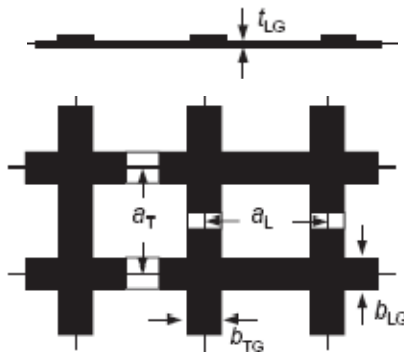


Figura 4.21 – Geometria da geogrelha CATT30 (Yin *et al.*, 2008).

Quadro 4.13 – Características da geotira (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Geotira	Dimensões		Resistência à tração (kN/m)	Comprimento ¹ (m/Kg)	Polímero
	b_L (mm)	t_L (mm)			
CAT15A	30	2	≤ 50	15	PEAD

¹por unidade de massa; b_L e t_L – ver Figura 4.20.

Quadro 4.14 – Características da geogrelha (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Geogrelha	Dimensões					Resistência à tração ¹		
	a_L (mm)	a_T (mm)	b_{LG} (mm)	b_{TG} (mm)	t_{LG} (mm)	t_{TG} (mm)	DM	DPM
CATT30	120	120	25	20	2	2	50	47

¹kN/m; a_L , a_T , b_{LG} , b_{TG} , t_{LG} , t_{TG} – ver Figura 4.21; DM – direcção da máquina; DPM – direcção perpendicular à máquina.

De acordo com as normas Chinesas, resíduos finos de exploração mineira são materiais com uma dimensão média das partículas menor do que $0,037$ mm. Neste estudo foram utilizados resíduos finos

provenientes da mina de cobre de Dahongshan, da província Chinesa de Yunnan. A Figura 4.22 mostra a curva granulométrica do solo utilizado e algumas das características físicas deste material podem ser consultadas nos Quadros 4.15 e 4.16.

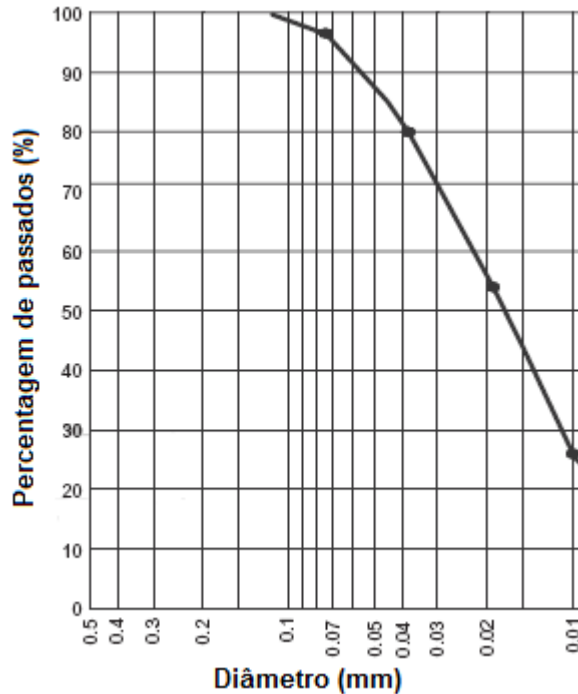


Figura 4.22 – Curva granulométrica dos resíduos utilizados (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Quadro 4.15 – Composição granulométrica dos resíduos da mina de cobre de Dahongshan (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

Dimensão (mm)	D<0,01	0,01≤ D<0,018	0,018≤ D<0,037	0,037≤ D<0,074	D≥ 0,074
Percentagem retida (%)	26	28	26	16,5	3,5

Quadro 4.16 – Propriedades físicas dos resíduos da mina de cobre de Dahongshan (adaptado de Yin *et al.*, 2008).

D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _U	C _C	ρ _n (g/cm ³)
0,007	0,012	0,018	0,023	3,38	0,924	1,65

D_x – percentil x da distribuição granulométrica; C_U – coeficiente de uniformidade;

C_C – coeficiente de curvatura; ρ_n – densidade dos resíduos no estado natural.

4.3.2.3. Principais conclusões

Após a realização de uma série de ensaios de arranque em que se analisou a influência da densidade e teor em água do solo e da tensão vertical na interação solo-geossintético, podem retirar-se as seguintes conclusões.

- A interacção entre os resíduos e a geotira é relativamente simples. A curva força de arranque/deslocamento tem geralmente três fases que correspondem à mobilização do atrito estático, do atrito dinâmico e do atrito dinâmico residual.
- A densidade dos resíduos tem uma influência significativa nas características da interacção resíduos de exploração mineira – geotira. Resíduos mais densos conduzem a uma força máxima de arranque e a um coeficiente de atrito superiores. O teor em água é outro factor importante pois quanto maior for o teor em água dos resíduos, menor é o coeficiente de atrito correspondente. Concluindo, o coeficiente de atrito aumenta com a compacidade dos resíduos e com a redução do teor em água.
- A interacção entre o solo e a geogrelha é bastante complicada. Durante o arranque, a geogrelha mobiliza resistência passiva nas barras transversais e atrito na superfície lateral das barras longitudinais. A resistência está intimamente relacionada com o deslocamento, com a tensão normal e com as propriedades dos resíduos.
- Em comparação com dados experimentais relativos a cinzas volantes e areia, as características de interacção dos resíduos de exploração mineira apresentam algumas semelhanças e diferenças. O coeficiente de atrito máximo obtido entre os geossintéticos utilizados e os resíduos finos foi menor do que 0,22, o que é inferior aos valores até à data publicados para solos naturais. Contudo, as curvas força/deslocamento apresentam os mesmos padrões tanto para a geogrelha como para a geotira.
- Os resultados obtidos neste estudo fornecem apenas informação básica para cálculos preliminares de projecto para o reforço de barragens de resíduos com geossintéticos.

4.3.3. ESTUDOS DE SIEIRA (2003)

4.3.3.1. Introdução / Objectivos do estudo

Sieira (2003) realizou uma série de ensaios de arranque com vista ao estudo das interfaces entre três tipos distintos de grelhas e dois tipos de solos, com granulometrias diferentes. Os materiais envolvidos no estudo foram seleccionados criteriosamente, de forma a facilitar o entendimento do efeito das diferentes variáveis num problema de reforço.

Os ensaios de arranque foram realizados com o mesmo equipamento utilizado para os ensaios de corte directo (abordados em 4.2.4.), adaptado com uma garra especial para provocar o deslocamento horizontal da grelha. Nestes ensaios, ambas as metades da caixa permaneciam imóveis, enquanto a garra impunha os deslocamentos horizontais de arranque, distribuindo uniformemente a força de tracção em toda a largura da amostra.

4.3.3.2. Materiais utilizados

Neste estudo foram utilizados dois tipos de solos com granulometrias diferentes e três tipos de grelhas, com o objectivo de avaliar a influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interacção solo-grelha.

Os solos utilizados consistiam numa areia pouco siltosa bem graduada e num solo silto-argiloso. A areia foi ensaiada com um teor em água de aproximadamente 10% e com um índice de compacidade de 80%. O solo silto-argiloso, compactado previamente para a humidade óptima, atingiu um grau de compactação de 100%. Pode dizer-se que ambos os solos foram ensaiados em estado denso.

Quanto às grelhas de reforço, foram utilizados três tipos: a geogrelha PG, a geogrelha MG e a grelha metálica MH.

Quer os solos, quer as grelhas encontram-se caracterizados no ponto 4.2.4.2. deste trabalho.

4.3.3.3. Programa de ensaios

O programa experimental consistiu na realização de trinta ensaios de arranque, utilizando os três tipos de grelhas e os dois tipos de solos, com diferentes tensões de confinamento e com diferentes compacidades. Nos Quadros 4.17, 4.18 e 4.19 encontra-se detalhado o programa de ensaios de arranque para as grelhas MH, PG e MG, respectivamente.

Quadro 4.17 – Programa de ensaios de arranque, MH (adaptado de Sieira, 2003).

Grelha	Solo	N.º	σ_v (kPa)	I_D ou G_C (%)
MH	Areia	1,0	5,0	80
		2,0	12,5	80
		3,0	25,0	80
		4,0	50,0	80
		5,0	5,0	60
		6,0	12,5	60
		7,0	25,0	60
		8,0	12,5	30
		9,0	25,0	30
	Silte	10	12,5	100
		11	25,0	100

Quadro 4.18 – Programa de ensaios de arranque, PG (adaptado de Sieira, 2003).

Grelha	Solo	N.º	σ_v (kPa)	I_D ou G_C (%)
PG	Areia	18	5,0	80
		19	12,5	80
		20	25,0	80
		21	50,0	80
		22	12,5	60
		23	25,0	60
		24	50,0	60
		25	75,0	60
		26	100,0	60
		Silte	27	5,0
	28		12,5	100
	29		25,0	100
	30		50,0	100

Quadro 4.19 – Programa de ensaios de arranque, MG (adaptado de Sieira, 2003).

Grelha	Solo	N. ^o	σ_v (kPa)	I_D ou G_C (%)
MG	Areia	12	12,5	80
		13	25,0	80
		14	50,0	80
	Silte	15	12,5	100
		16	25,0	100
		17	50,0	100

σ_v – tensão vertical; I_D – índice de compacidade (areia); G_C – grau de compactação (silte).

4.3.3.4. Apresentação e análise de resultados

O comportamento ao arranque das interfaces entre os dois tipos de solos e os três tipos de grelhas considerados apresenta-se nas Figuras 4.23 a 4.25. Cada uma das figuras refere-se a um tipo de grelha ensaiada para dois valores de tensão de confinamento quando confinada pelo solo arenoso e pelo solo silto-argiloso.

No caso da grelha metálica MH submetida a uma tensão de confinamento de 12,5kPa (Figura 4.23, gráfico superior), observa-se um aumento da resistência ao arranque na interface solo-grelha de cerca de 16% quando esta se encontra confinada em solo arenoso, quando comparada com a mesma resistência da grelha confinada em solo silto-argiloso.

No caso de a tensão de confinamento aumentar para 25kPa, a grelha MH rompe por tracção no caso de o solo confinante ser a areia, o que não acontece quando o solo confinante é silto-argiloso. Neste último caso, o arranque dá-se após um aumento do deslocamento de aproximadamente 50%.

No caso dos ensaios executados com a geogrelha PG (Figura 4.24), obtém-se um ganho de resistência quando se utiliza solo arenoso, para ambas as tensões de confinamento. O ganho de resistência registado foi de aproximadamente 60% para a tensão de confinamento de 12,5kPa e de 70% nos ensaios executados sob uma tensão de confinamento de 25kPa. Durante os ensaios executados com o silte argiloso, observou-se que esta geogrelha deslizava com facilidade, apresentando altos valores de deslocamentos e baixa resistência ao arranque.

A Figura 4.25 ilustra o efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento na resistência ao arranque da geogrelha MG. Verifica-se, mais uma vez, um aumento da resistência quando se utiliza solo arenoso e, neste caso, o arranque da geogrelha em silte argiloso ocorre para deslocamentos frontais menores, o que evidencia a menor aderência que existe entre este solo e a geogrelha MG.

Os resultados obtidos mostram que a resistência ao arranque é superior no caso do solo utilizado ser a areia, independentemente do tipo de grelha utilizada (grelha metálica, PG e MG) e do nível de confinamento aplicado (12,5 ou 25kPa), podendo-se concluir que a dimensão dos grãos de solo influencia a resistência ao arranque.

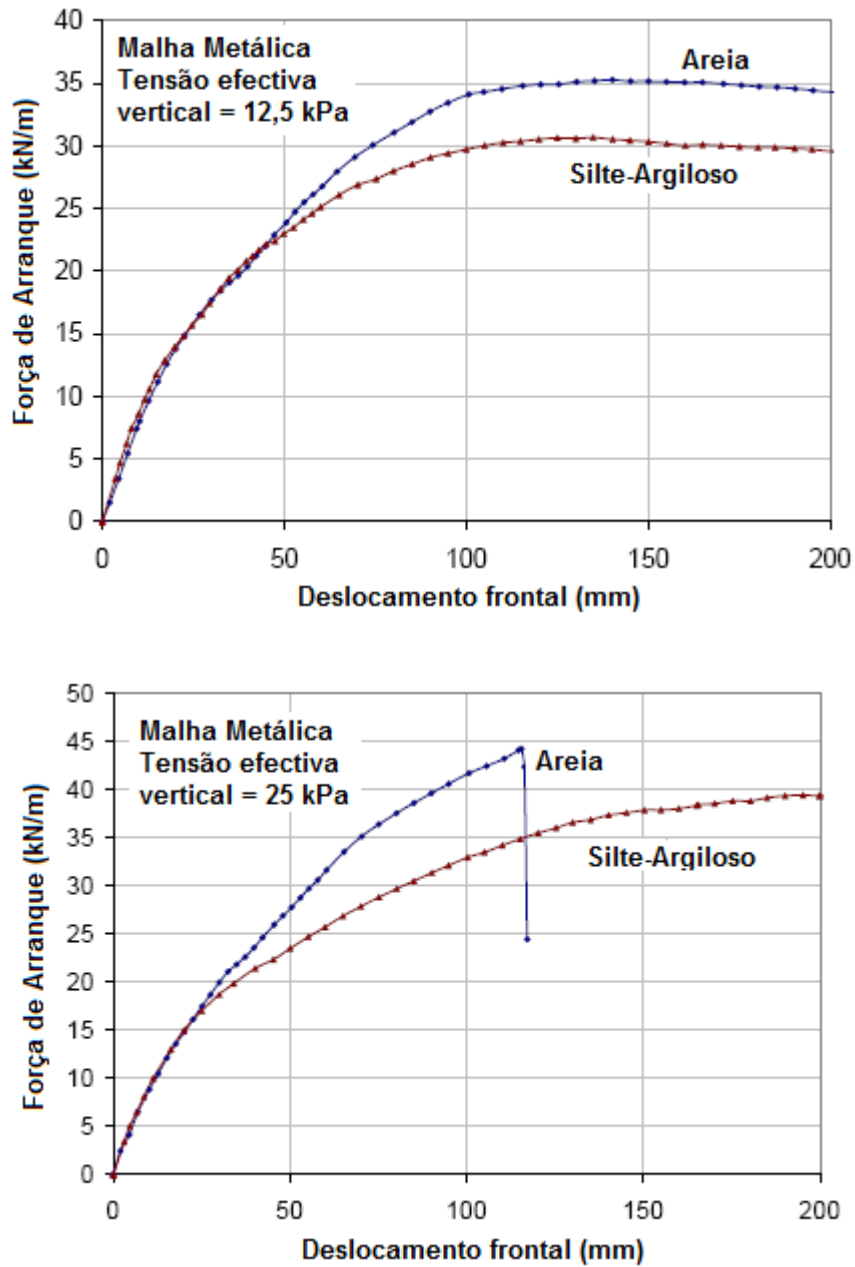


Figura 4.23 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da grelha metálica (adaptado de Sieira, 2003).

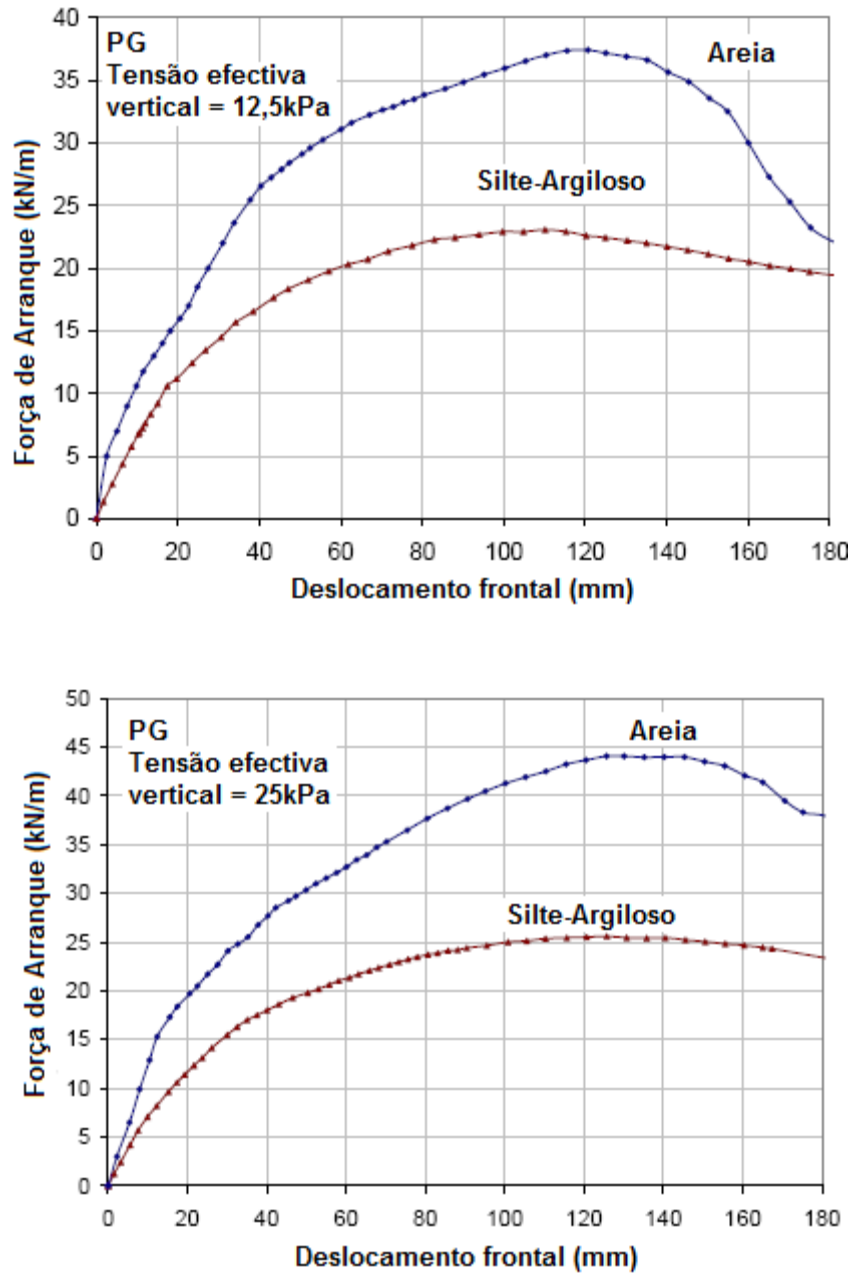


Figura 4.24 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da geogrelha PG (adaptado de Sieira, 2003).

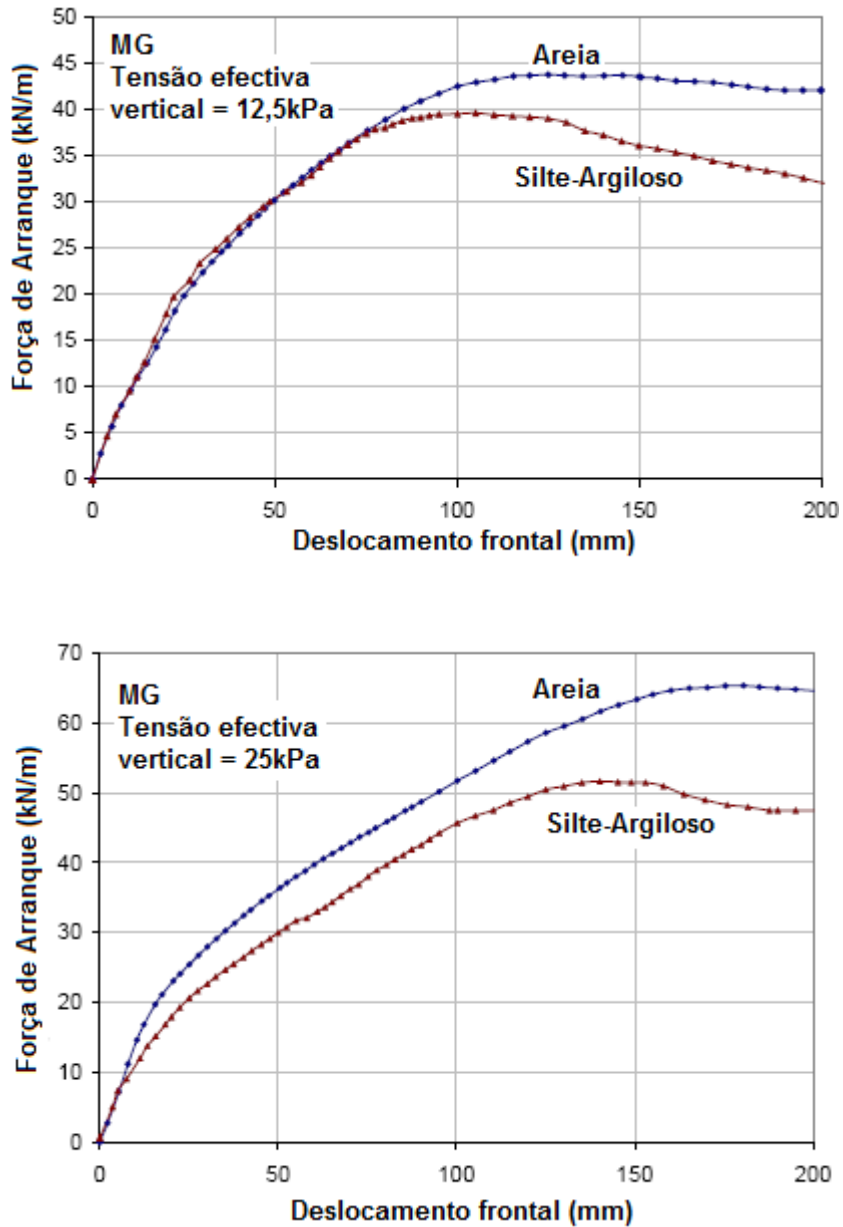


Figura 4.25 – Efeito do tipo de solo e da tensão de confinamento no arranque da geogrelha MG (adaptado de Sieira, 2003).

A Figura 4.26 apresenta a variação da resistência ao arranque em função do diâmetro médio das partículas de solo (D_{50}) para as 2 geogrelhas, PG e MG, sob diferentes níveis de confinamento.

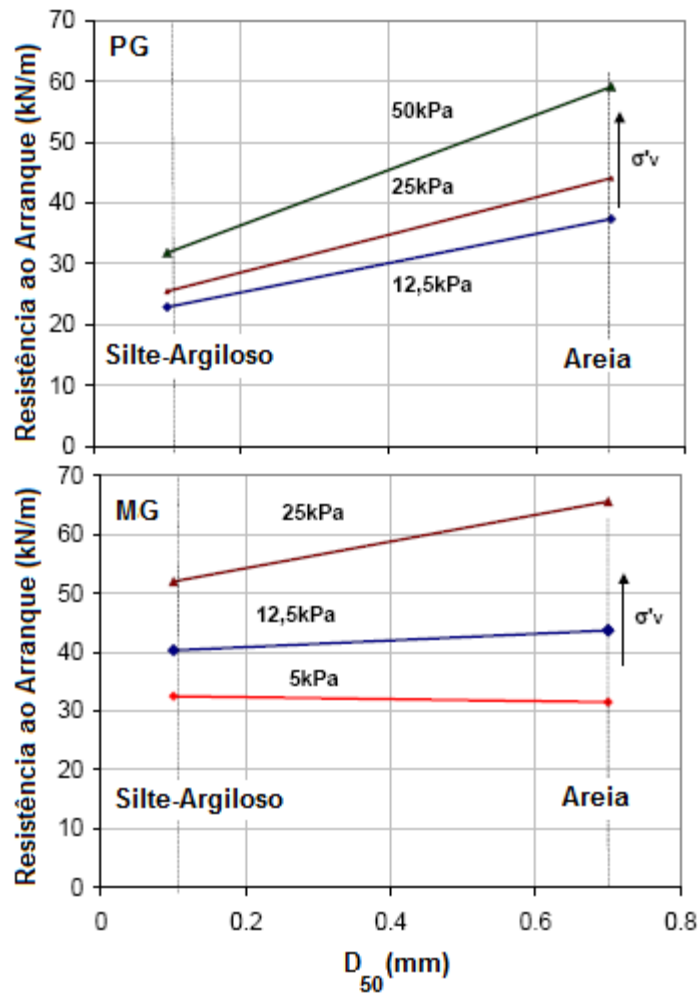


Figura 4.26 – Variação da resistência ao arranque com o diâmetro médio dos grãos de solo (adaptado de Sieira, 2003).

Os resultados sugerem que a resistência ao arranque aumenta com o aumento da dimensão média dos grãos. Para baixas tensões de confinamento, o aumento da resistência é proporcional ao aumento da tensão de confinamento vertical e as curvas obtidas são aproximadamente paralelas. À medida que a tensão de confinamento aumenta, verifica-se um aumento mais acentuado da resistência ao arranque, quando a dimensão média dos grãos é maior.

Conclui-se ainda, através deste estudo, que há uma maior dificuldade na ocorrência do arranque da geogrelha quando se utilizam solos de maior granulometria, sob tensões de confinamento superiores. Por último, a dimensão das aberturas das geogrelhas (dimensão da malha) e o tipo de polímero constituinte influenciam a resposta ao arranque, já que dependendo do tipo de geogrelha, o aumento da resistência em função da dimensão dos grãos de solo é mais ou menos acentuado.

4.3.4. ESTUDOS DE BAKEER *ET AL.* (1998)^b

4.3.4.1. Introdução / Objectivos do estudo

Como mencionaram Bakeer *et al.* (1998)^b, os ensaios de laboratório em equipamentos de pequenas dimensões podem não produzir valores fiáveis para as propriedades das interfaces solo-geotêxtil, devido ao efeito de escala. Em contrapartida, os ensaios de campo podem constituir uma boa alternativa para ultrapassar este problema, embora estejam geralmente associados a altos custos monetários e dificuldades de execução, o que justifica que sejam limitados os estudos deste tipo publicados na literatura.

Neste estudo foram realizados ensaios de arranque “in situ”, num aterro construído sobre um geotêxtil tecido de poliéster com elevada resistência à tracção. Os ensaios foram realizados com diferentes alturas de solo argiloso compactado sobre o geotêxtil e possibilitaram a análise do desempenho do mesmo para dois materiais de fundação diferentes.

No primeiro caso, os solos existentes acima e abaixo do geotêxtil eram do mesmo tipo, uma argila dura de alta plasticidade e foram realizados ensaios para três alturas de confinamento distintas. No segundo caso, o solo abaixo do geotêxtil era uma areia de rio compacta, e a mesma argila de alta plasticidade foi utilizada sobre o geotêxtil, testando-se apenas uma altura de confinamento.

A secção de ensaio foi instrumentada para possibilitar a monitorização do movimento do geotêxtil ao longo do seu comprimento e da força de arranque aplicada durante o ensaio. Na Figura 4.27 apresenta-se um esquema da configuração dos ensaios de arranque efectuados. Os pontos 1 a 6 representam os locais de medição de deslocamentos do geotêxtil. A força de arranque foi aplicada por um bulldozer.

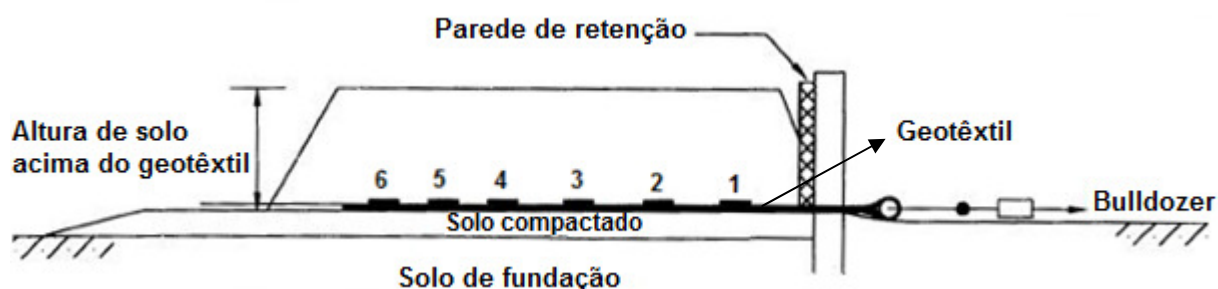


Figura 4.27 – Configuração dos ensaios e instrumentação (adaptado de Bakeer *et al.*, 1998^b).

4.3.4.2. Materiais utilizados

A argila utilizada possuía alta plasticidade, um teor de água médio de 27%, um peso volúmico de 18,39kN/m³ e uma resistência à compressão de 52,7kN/m².

A areia utilizada como solo de fundação em parte dos ensaios era uma areia limpa de rio, sem coesão. Esta areia foi utilizada para possibilitar a análise do efeito do tipo de solo de fundação nos resultados dos ensaios, pois como mencionou Tavassoli (1991), as propriedades do solo de fundação têm um papel importante na interacção solo-geossintético.

O geotêxtil tecido de poliéster de alta resistência possuía uma resistência última à tracção de 508kN/m, uma espessura de 3 mm e um peso por unidade de área de 19,96N/m². As dimensões da amostra de geotêxtil utilizado nos ensaios foram 7,32 m de comprimento e 2,06 m de largura.

4.3.4.3. Principais conclusões

Dos ensaios de arranque realizados “in situ” e à escala real para estudar a resistência da interface solo-geotêxtil, retiram-se várias conclusões.

- Em todos os ensaios, o geotêxtil experimentou deslocamentos sucessivos durante os estados de carga iniciais, os quais diminuíram com a distância ao local de aplicação da carga; este comportamento continuou até que ocorreu uma translação global do geotêxtil, momento a partir do qual a força de arranque deixou de aumentar.
- Nos ensaios de arranque da interface argila-geotêxtil (primeiro caso, em que o solo de fundação era a argila), a resistência ao corte última da interface foi directamente proporcional à tensão normal aplicada.
- A força de arranque máxima foi superior nos ensaios de arranque em que o solo de fundação era areia do que naqueles em que o solo de fundação era argila, para a mesma tensão de confinamento (altura de 1,37 m acima da interface, correspondente a 4,5 ft).
- A força de arranque máxima verificada nos ensaios geotêxtil-argila foi directamente proporcional à altura de solo acima da interface.

4.4. NOTAS FINAIS

Neste capítulo abordou-se a interacção solo coesivo-geossintético para movimentos na interface de corte directo e de arranque.

Embora o objectivo inicial fosse de, tal como no Capítulo 3, em que foi considerada a interacção solo granular-geossintético, incluir, para além destes dois movimentos, o movimento de corte em plano inclinado, constatou-se não existir qualquer trabalho publicado em que sejam consideradas interfaces solo coesivo-geossintético em movimento de corte em plano inclinado, razão que levou à não consideração deste movimento no presente capítulo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No final do estado da arte acerca do comportamento das interfaces solo-geossintético, considera-se que existe um grande número de estudos acerca da interação entre solos granulares e geossintéticos de variados tipos mas, relativamente à interação entre solos coesivos e geossintéticos, a investigação está ainda pouco desenvolvida e necessita de aprofundamento.

Contudo, é possível retirar conclusões importantes dos estudos do comportamento das interfaces solo coesivo-geossintético analisados, algumas das quais se destacam:

- A geogrelha inovadora, utilizada nos estudos de O’Kelly e Naughton (2008), que concilia as funções de reforço e drenagem no próprio plano, mostrou um desempenho favorável relativamente à geogrelha convencional.
- De acordo com os estudos de Zabielska-Adamska (2006), a resistência ao corte das interfaces entre geomembranas de PEAD de diferentes rugosidades e cinzas volantes compactadas ou com diferentes percentagens de cimento adicionado, não depende significativamente da compactação da amostra nem da quantidade de cimento adicionado mas mais da rugosidade da geomembrana.
- Num aterro de resíduos, uma das interfaces mais críticas é a interface geomembrana lisa-argila compacta, como concluíram Bergado *et al.* (2006).
- A resistência ao corte das interfaces solo coesivo-geossintético em condições saturadas é bastante inferior à obtida em condições secas, de acordo com Bergado *et al.* (2006).
- De acordo com Sieira (2003), a geogrelha MG (caracterizada no ponto 4.2.4.2.) mobiliza valores mais elevados da resistência ao corte nas interfaces com ambos os solos utilizados (silte argiloso e areia pouco siltosa), relativamente aos valores obtidos com a geogrelha PG e grelha MH.
- Existe um modelo analítico, desenvolvido por Sieira *et al.* (2009), capaz de prever razoavelmente as distribuições de carga e de deslocamentos ao longo de uma geogrelha, quando solicitada pelo movimento de arranque.
- Segundo Sieira (2003), a resistência ao arranque é superior no caso do solo utilizado ser a areia, independentemente do tipo de grelha utilizada (grelha metálica, PG e MG, caracterizadas no ponto 4.2.4.2) e do nível de confinamento aplicado (12,5kPa ou 25kPa).
- A dimensão das aberturas das geogrelhas, a granulometria do solo e a tensão de confinamento têm uma influência preponderante na resistência ao arranque das interfaces solo coesivo-geossintético, de acordo com os estudos de Sieira (2003).

No que respeita a perspectivas de desenvolvimentos futuros, constata-se ser de todo o interesse a realização de estudos experimentais e numéricos, quer estáticos, quer dinâmicos, acerca da interação entre vários tipos de geossintéticos e solos com coesão e sensíveis à água, incluindo os solos pobres e os sub-produtos valorizáveis na construção, que possibilitem o uso eficiente destes materiais nas obras geotécnicas, o que poderá trazer benefícios económicos e ambientais importantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramento, M. (1998). *Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes*. Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente, No. 1, São Paulo.
- Afonso, M. (2009). *Ensaio de Corte Directo na caracterização da Interface Solo-Geossintético. Efeito da variação da tensão normal*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP, 62p.
- Alagiyawanna, A.M.N., Sugimoto, M., Sato S., Toyota, H. (2001). *Influence of longitudinal and transverse members on geogrid pullout behavior during deformation*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, No. 8, pp. 483-507, Elsevier.
- Alfaro, M.C., Pathak, Y.P. (2005). *Dilatant stresses at the interface of granular fills and geogrid strip reinforcements*. Geosynthetics International, Vol. 12, No. 5, pp. 239-252.
- Almohd, I., Abu-Farsakh, M., Khalid, F. (2006). *Geosynthetic reinforcement-cohesive soil interface during pullout*. Hani, H.T. (Ed.), Proceedings of the 13th Great Lakes Geotechnical and Geoenvironmental Conference, Milwaukee, pp. 40-49.
- Amorim Jr., W.M. (1992). *Mecanismos de interação solo-geogrelha*. Geossintéticos' 92, Brasília, pp. 121-139.
- Athanasopoulos, G.A. (1996). *Experimental investigation of shearing behaviour at cohesive soil-geotextile*. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, pp. 9-12.
- Bakeer, R.M., Sayed, S.M., Cates, P., Subramanian, R. (1998)^a. *Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, No. 2, pp. 119-133, Elsevier.
- Bakeer, R.M., Abdel-Rahman, A.H., Napolitano, P. J. (1998)^b. *Geotextile friction mobilization during field pullout test*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, No. 2, pp. 73-85, Elsevier.
- Bemben, S.M., Schulze, D.A. (1998). *The Influence of Equipment Style and Setup Dimensions on Sand/Geomembrane Direct Shear Test Measurement*. 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 453-458.
- Bergado, D.T., Horpibulsok, S., Ngouchaurieng, P. (2002). *Innovative use of geosynthetics for repair of slope failures along irrigation/drainage canals on soft ground*. Proceedings of the Seventh International Geosynthetic Conference (IGS-2002), Nice, France.
- Bergado, D.T., Macatol, K.C., Amin, N.U., Chai, J.C., Alfaro, M.C. (1993). *Interaction of lateritic soil and steel grid reinforcement*. Canadian Geot. Journal, Vol. 30, No. 2, pp. 376-384.
- Bergado, D.T., Balasubramaniam, A.S., Alfaro, M.C. (1994). *Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment*. Balkema, Rotterdam.
- Bergado, D., Chai, J.C., Miura, N. (1996). *Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for in-extensible grid reinforcements*. Soils Foundation, Vol. 36, No.4, pp. 11-22.
- Bergado, D.T., Ramana, G.V., Sia, H.I., Varun (2006). *Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 6, pp. 371-393, Elsevier.

- Chang, D. T-T, Hung, F-Y, Sun, T-S (1996). *Laboratory study and numerical analysis for pull-out behaviours of geogrids confined by weathered mudstone and sandy soil*. Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, pp. 217-224.
- Childs, K., Porter, D.L., Holm, T.A. (1983). *Lightweight fill helps Albany Port expand*. Civil Engineering, ASCE, April, pp. 54-57.
- Christopher, B.R., Berg, R.R. (1990). *Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils*. Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2, pp. 673-676, Den Hoedt –A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Costa Lopes, C. (2000). *Estudo da interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 194p.
- Díaz, M.E.E. (2000). *Estudio del Comportamiento Tenso-Deformacional de Geosintéticos en Ensayos de Arrancamiento com Relación al Diseño de Terrenos Reforzados*. Tese de Doutoramento, Universidade Politécnica de Madrid, 350p.
- Dixon, N., Blümel, W., Stoewahse, C., Kamugisha, P. (2002). *Geosynthetic interface shear behavior: Part2 - Characteristic values for use in design*. Ground Engineering, Vol. 35, No. 3, pp. 49-53.
- Farrag, K., Acar, Y.B., Juran, I. (1993). *Pull-out resistance of Geogrid Reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, No. 2, pp. 133-159, Elsevier.
- Fishman, K.L., Pal, S. (1994). *Further study of geomembrane/cohesive soil interface shear behavior*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13, No. 9, pp. 571-590, Elsevier.
- Fleming, I.R., Sharma, J.S., Jogi, M.B. (2006). *Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 5, pp. 274-284, Elsevier.
- Girard, H., Fischer, S., Alonso, E. (1990). *Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes – Examples and measurements*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, No. 2, pp. 129-143, Elsevier.
- Girish, M.S., Ramanatha Ayyar, T.S. (2000). *Improvement of durability of coir Geotextiles*. Proceedings for the Indian Geotextiles Conference, Bombay, India, pp. 309-310.
- Giroud, J.P., Arman, A., Bell, J.R., Koerner, R.M., Milligan, V. (1985). *Geotextiles in geotechnical engineering practice and research*. Report of the ISSMFE Technical Committee on Geotextiles, Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, No. 3, pp. 179-242.
- Giroud, J.P., Swan, R.H., Richer, P.J., Spooner, P.R. (1990). *Geosynthetics landfill cap: Laboratory and fill tests, design and construction*. Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam, pp. 493-498.
- Gomes, R.C., Palmeira, E.M., Vidal, D. (1994). *Soil/Reinforcement Interaction by In-Soil Tensile Tests and Direct Shear Tests*. V International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapura, Vol. 1, pp. 395-400.
- Goodhue, M.J., Edil, T.B., Benson, C.H. (2001). *Interaction of foundry sands with geosynthetics*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 353-362.
- Gourc, J.P., Lalarakotoson, S., Müller-Rochholtz, H., Bronstein, Z. (1996). *Friction measurement by direct shearing or tilting process – Development of a European Standard*. Geosynthetics:

- Applications, Design and Construction, Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, pp. 1039-1046.
- Gourc, J.P., Reyes-Ramírez, R. (2004). *Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane*. Geosynthetics International, Vol.11, No. 6, pp. 439-454.
- Hausmann, M.R., Clarke, J. (1994). *Fly-Ash-Geosynthetic Interaction*. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 433-436.
- Hsieh, C., Hsieh, M.W. (2003). *Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 21, No. 1, pp. 25-47, Elsevier.
- Izgin, M., Wasti, Y. (1998). *Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear board tests*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, No. 4, pp. 207-209, Elsevier.
- Jewell, R.A. (1996). *Soil reinforcement with Geotextiles*. Ciria Special Publication 123, Thomas Telford Ltd., UK, 332 p.
- Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., Dubois, D. (1985). *Interaction between soil and geogrids*. Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London, pp. 18-29.
- Kempton, G.T., Jones, C.J.F.P., Jewell, R.A., Naughton, P.J. (2000). *Construction of slopes using cohesive fills and a new innovative geosynthetic material*. Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference, pp. 825-828.
- Khedkar, M.S., Mandal, J.N. (2009). *Pullout behavior of cellular reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, No. 4, pp. 262-271, Elsevier.
- Koerner, R.M. (1986). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 424 p.
- Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall, New Jersey, 761p.
- Koerner, R.M. (1999). *Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetic Applications*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp. 291-306.
- Koutsourais, M.M., Sprague, C.J., Pucetas, R.C. (1991). *Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 10, No. 5-6, pp. 531-548, Elsevier.
- Ladeira, M.A. (1995). *Análise experimental das características da interação solo-reforço em maciços reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 107p.
- Lekha, K.R. (2004). *Field instrumentation and monitoring of soil erosion in coir geotextile stabilized slopes – a case study*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 22, No. 5, pp. 399-413, Elsevier.
- Lekha, K.R., Kavitha, V. (2006). *Coir geotextile reinforced clay dykes for drainage of low-lying areas*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 1, pp. 38-51, Elsevier.
- Liu, C.N. (2001). *Tension of geosynthetics material regarding soils on landfill liner slopes*. Proceedings, National Science Council ROC(A), Vol. 25, No. 4, pp. 211-218.
- Liu, C.N., Ho, Y.H., Huang, J.W. (2009). *Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, No. 1, pp. 19-30, Elsevier.

- Long, J.H., Gilbert, R.B., Daly, J.J. (1995)^a. *Geosynthetics loads in landfill slopes: displacement compatibility*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 11, pp. 2009-2025.
- Long, J.H., Gilbert, R.B., Daly, J.J. (1995)^b. *Effect of waste settlement on sloped lining system*. Geosynthetics '95 Conference Proceedings, Nashville, TN, USA, 2, pp. 729-744.
- Long, P.V., Bergado, D.T., Abuel-Naga, H.M. (2007). *Geosynthetics reinforcement application for tsunami reconstruction: evaluation of interface parameters with silty sand and weathered clay*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, No. 4-5, pp. 311-323, Elsevier.
- Lopes, M.L. (2005). *Geossintéticos*. Apontamentos de apoio às aulas de Geossintéticos (2009/2010), FEUP.
- Lopes, M.J., Lopes, M.L. (2000). *Interacção Solo-Geossintético – Análise teórica e experimental da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Lopes, M.L., Lopes, M.J. (1999). *Soil – geosynthetic interaction: influence of soil particle size and geosynthetic structure*. Geosynthetics International, Vol. 6, No. 4, pp. 261-282.
- Lopes, M.L., Mendonça, A. (1998). *Aterro reforçado com geossintéticos – Construção e comportamento*. Revista Engenharia, FEUP, Porto.
- Lorenzo, G.A., Bergado, D.T., Bunthai, W., Hormdee, D., Phothiraksanon, P. (2004). *Innovations and performances of PVD and dual function geosynthetic applications*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 22, No. 1-2, pp. 75-99, Elsevier.
- Manassero, M., Van Impe, W.F., Bouazza, A. (1996). *Waste disposal and containment: state of the art report*. Proceedings of the Second ICEG, Osaka. A.A., Balkema, Rotterdam.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP Edições, 451p.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Eal-Hasani, M.M. (1978). *Effect of inclusion properties on the behaviour of sand*. Géotechnique, Vol. 28, No. 3, pp. 327-346.
- Mitchell J.K. (1981). *Soil Improvement*. Proc. 10th ICSMFE, Estocolmo, 1981.
- Mitchell J.K., Seed, R.B., Seed, H.B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure I: Liner-system properties*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 4, pp. 647-668.
- Moraci, N., Recalcati, P. (2006). *Factors affecting the pullout behavior of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 4, pp. 220-242, Elsevier.
- Moraci, N., Cardile, G. (2009). *Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, No. 6, pp. 475-487, Elsevier.
- Ochai, H., Otani, J., Hayashi, S., Hirai, T. (1996). *The pullout resistance of geogrids in reinforced soil*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 1, pp. 19-42, Elsevier.
- O'Kelly, B.C., Naughton, P.J. (2008). *On the interface shear resistance of a novel geogrid with in-plane drainage capability*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 26, No. 4, pp. 357-362, Elsevier.
- Orman, M.E. (1994). *Interface Shear-Strength Properties of Roughened HDPE*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 4, pp. 758-761.

- Palmeira, E.M. (1987). *The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests*. PhD Thesis, University of Oxford, 236 p.
- Palmeira, E.M. (1988). *Discussion on Direct shear tests on reinforced sand*. *Géotechnique*, Vol. 38, No. 1, pp. 146-148.
- Palmeira, E.M., Milligan, G.W.E. (1989). *Large scale laboratory tests on reinforced sand*. *Journal Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society, Vol. 36, No. 29, pp. 18-30.
- Palmeira, E.M. (2004). *Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 22, No. 6, pp. 481-509, Elsevier.
- Perkins, S.W., Cuelho, E.V. (1999). *Soil – geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests*. *Geosynthetics International*, Vol. 6, No.5, pp. 321-346.
- 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.
- Pitanga, H.N., Gourc, J.P., Vilar, O.M. (2009). *Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, No. 6, pp. 435-446, Elsevier.
- Rao, G.V., Balan, K. (2000). *Coir Geotextiles – Emerging Trends*. The Kerala State Coir Corporation Ltd., Alappuzha, Kerala, India.
- Sarsby, R.W. (2007). *Use of 'Limited Life Geotextiles' (LLGs) for basal reinforcement of embankments built on soft clay*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, No. 4-5, pp. 302-310.
- Seira, A.C.C.F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Dissertação de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 360p.
- Seira, A.C., Gerscovich, D., Sayão, A. (2009). *Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, No. 4, pp. 241-253, Elsevier.
- Silvano, R.P. (2005). *Solo reforçado com Geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento*. Dissertação de Mestrado, FCTUC, 197p.
- Simpson, B.E. (2000). *Five Factors Influencing the Clay/Geomembrane Interface*. *Proceedings, Geoenvironment 2000*, Vol. II, New Orleans, LA, pp. 995-1004.
- Subaida, E.A., Chandrakaran, S., Sankar, N. (2008). *Experimental investigations on tensile and pullout behavior of woven coir geotextiles*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26, No. 5, pp. 384-392, Elsevier.
- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N. (2003). *Pullout behaviour of geogrid by test and numerical analysis*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 4, pp. 361-371.
- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N., Kadoguchi, K. (2001). *Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, No. 5, pp. 257-277, Elsevier.
- Tan, S.A., Chew, S.H., Ng, C., Loh, S.L. (2001). *Large-scale drainage behaviour of composite geotextile and geogrid in residual soil*. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, No. 3, pp. 163-176, Elsevier.

Tavassoli, M. (1991). *Finite element modeling of reinforced earth embankments*. PhD thesis, Tulane University, New Orleans, LA.

Vieira, C.F.S. (2008). *Muros e Taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. Dissertação de Doutorado, FEUP, 575p.

Wu, J.H., Chen, H., Wang, L.J. (2001). *Study on interaction characteristics between geosynthetics and soil*. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 23, No. 1, pp. 89-93.

Yetimoglu, T., Salbas, O. (2003). *A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 21, No. 2, pp. 103-110, Elsevier.

Yin, G., Wei, Z., Wang, J.G., Wan, L., Shean, L. (2008). *Interaction characteristics of geosynthetics with fine tailings in pullout test*. Geosynthetics International, Vol. 15, No. 6, pp. 428-436, Thomas Telford.

Zabielska-Adamska, K. (2006). *Shear strength parameters of compacted fly ash-HDPE geomembrane interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 2, pp. 91-102, Elsevier.

Zornberg, J.G., Kang, Y. (2005). *Pullout of geosynthetic reinforcement with in-plane drainage capability*. Proceedings of ASCE Geo-Frontiers Conference, Austin, TX.