



David Miranda Carlos **Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: solo granular *versus* fino**



David Miranda Carlos **Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: solo granular *versus* fino**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, em licença sem vencimento, e Lecturer da Faculty of Engineering and the Environment, University of Southampton (UK), e da Doutora Maria de Lurdes da Costa Lopes, Professora Catedrática do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dedico todo o esforço despendido para a realização deste estudo à minha família e amigos que nunca me deixaram desistir. Em especial à Elisabete, à Marta e ao Jhonny que, mesmo passando por dificuldades, nunca desistiram.

o júri
presidente

Prof. Doutor António Manuel Rosa Pereira Caetano
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
professor associado com agregação da Universidade de Aveiro

Prof^a. Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca
professora auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade da Beira Interior

Prof^a. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro (em licença sem vencimento) e lecturer of Faculty of Engineering and the Environment of University of Southampton, United Kingdom

Prof. Doutor Fernando Pardo de Santayna
director del Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)

Doutor António Agostinho Martins Mendonça
diretor de unidade da Soares da Costa, S. A.

agradecimentos

O meu sincero reconhecimento e agradecimento a todas as pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste estudo. Em especial:

- às professoras Margarida Lopes e Maria de Lurdes Lopes pela oportunidade concedida, por todos os conhecimentos e pela disponibilidade e atenção prestadas, imprescindíveis para a realização deste estudo;
- à Universidade de Aveiro e à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela disponibilização dos meios técnicos para a realização deste estudo;
- aos técnicos dos laboratórios dos departamentos de engenharia civil da Universidade de Aveiro e da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela ajuda prestada na realização dos ensaios laboratoriais;
- à gerência da empresa Omnimira Construções, Lda por disponibilizar os seus equipamentos para a recolha e transporte do solo fino considerado no estudo;
- aos meus colegas e amigos, companheiros de jornada, Ana, Andreia, Crina, Fernanda, Miguel, Mónica, Paulo e Ricardo, que sempre estiveram presentes nos bons e maus momentos;
- a toda a família pelo apoio incondicional;
- à Lénia por ser o meu suporte emocional.

A todos muito obrigado!

palavras-chave

Geossintéticos, estruturas de solo reforçado, solo granular, solo fino, ensaios triaxiais, ensaios CBR, dimensionamento, modelação numérica, estudos paramétricos, processo construtivo

resumo

As estruturas de solo reforçado com geossintéticos são normalmente constituídas por solos granulares com boas propriedades físicas e mecânicas. O uso de apenas este tipo de solos pode proporcionar o aumento, por vezes insustentável, do custo da execução das estruturas e o aumento do seu impacto ambiental. Deste modo, as estruturas de solo reforçado perdem a sua vantagem competitiva em relação a outros tipos de estruturas (muros de betão, muros de gravidade, muros de gabiões, etc.).

Para resolver este problema podem ser utilizados outros tipos de solos (solos locais, finos, com propriedades físicas e mecânicas piores mas, no entanto, mais baratos) para a execução deste tipo de estruturas.

De forma geral, com este estudo pretendeu-se contribuir para o incremento do conhecimento sobre a utilização de solos finos para a construção de estruturas de solo reforçado (muros e taludes). Para tal avaliaram-se as diferenças no comportamento mecânico dos materiais compósitos (solo granular reforçado *versus* solo fino reforçado) e das estruturas de solo reforçado constituídas com os dois tipos de solos. Assim, os objetivos deste estudo foram avaliar: a influência de vários parâmetros nas propriedades mecânicas e na capacidade de carga dos solos reforçados com geossintéticos; a influência de vários parâmetros no dimensionamento das estruturas de solo reforçado; e o comportamento das estruturas dimensionadas (incluindo a estabilidade global e a influência do processo construtivo) recorrendo a uma ferramenta numérica (PLAXIS).

Para cumprir os objetivos propostos foram realizadas análises experimentais em laboratório (análise do comportamento do solo reforçado através de ensaios triaxiais e de *California Bearing Ratio*) e análises numéricas (dimensionamento de estruturas de solo reforçado; modelação numérica do comportamento através de uma ferramenta numérica comercial com o método dos elementos finitos).

Os resultados dos ensaios experimentais mostraram que o comportamento mecânico e a capacidade de carga do solo foram incrementados com a inclusão das camadas de geossintético. Este efeito variou com os diversos parâmetros analisados mas, de forma geral, foi mais importante no solo fino (solo com propriedades mecânicas piores).

As análises numéricas mostraram que as estruturas de solo fino precisaram de maior densidade de reforços para serem estáveis. Além disso, as estruturas de solo fino foram mais deformáveis e o efeito do seu processo construtivo foi mais importante (principalmente para estruturas de solo fino saturado).

keywords

Geosynthetics, reinforced soil structures, granular soil, fine soil, triaxial tests, CBR tests, design, numerical modelling, parametric studies, construction process

abstract

The geosynthetic reinforced soil structures usually consist of granular soils with good physical and mechanical properties. The use of only this type of soils can provide an unsustainable increase in the execution cost of such structures and of their environmental impact. In addition, the benefit of the reinforced soil structures related to the other types of structures (concrete walls, gravity walls, gabions walls, etc.) could be missed.

For this reason, other types of soils, local soils, fine soils, cheaper, but also with worst physical and mechanical characteristics, can be used for the execution of these structures.

Overall, this study aims to contribute to increasing the knowledge on the use of fine soil for the construction of reinforced soil structures (walls and embankments). For this purpose, the differences in the mechanical behaviour of composite materials (reinforced granular soil *versus* reinforced fine soil) and reinforced soil structures made with two types of soils were evaluated. Thus, the objectives of this study were to evaluate: the influence of several parameters on the mechanical properties and bearing capacity of the reinforced soil; the influence of several parameters on the design of reinforced soil structures; and the behaviour of the designed structures (including the verification of the global stability and the effect of the constructive process) using a numerical tool (PLAXIS).

In order to fulfil those goals, experimental laboratory analysis (analysis of reinforced soil behaviour through triaxial and California Bearing Ratio tests) and numerical analysis (design of reinforced soil structures and numerical modelling of the behaviour of reinforced soil structures using a commercial numerical tool with finite element method) were carried out.

The results of experimental tests showed that the mechanical behaviour and the soil bearing capacity were increased with the inclusion of the geosynthetic layers. This effect ranged with the several parameters analysed but, in general, was more important in the fine soil (soil with poor mechanical properties).

The numerical analysis showed that the fine soil structures needed a higher density of reinforcement to be stable. In addition, the fine soil structures were more deformable and the effect of their construction process was more important (especially for fine saturated soil structures).

Índice geral

Índice geral	i
Índice de figuras	vii
Índice de tabelas	xxiii
Lista de símbolos	xxix
Capítulo 1 - Considerações iniciais	1
1.1. Introdução	1
1.2. Resenha histórica e conceito de solo reforçado	3
1.3. Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos	4
1ª PARTE - ESTADO DA ARTE	7
Capítulo 2 - Caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos	9
2.1. Introdução	9
2.2. Ensaio triaxial	10
2.2.1. Generalidades	10
2.2.2. Procedimentos de ensaio	14
2.2.3. Procedimento para obtenção dos parâmetros resistentes do solo reforçado	16
2.2.4. Mecanismos que ocorrem durante ensaios triaxiais realizados a provetes de solo reforçado	22
2.3. Parâmetros que influenciam a resistência e a deformabilidade de solos reforçados	24
2.3.1. Introdução	24
2.3.2. Influência das dimensões do equipamento	24
2.3.3. Influência da forma, do tipo e do número de camadas do reforço	28
2.3.4. Influência do tipo de solo	38
2.3.5. Influência da tensão de confinamento	40

2.3.6. Influência do grau de compactação do solo	42
2.3.7. Influência do teor em água do solo e da permeabilidade do reforço	43
2.3.8. Considerações finais	46
Capítulo 3 - Caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR	49
3.1. Introdução	49
3.2. Ensaio CBR	49
3.3. Mecanismos que ocorrem durante os ensaios de CBR realizados a provetes de solo reforçado	51
3.4. Parâmetros que influenciam a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos	53
3.4.1. Influência do número de camadas e da posição do reforço	54
3.4.2. Influência do tipo de solo	58
3.4.3. Influência do tipo de geossintético	61
3.4.4. Influência do teor em água do solo	63
3.5. Limitações	66
3.6. Considerações finais	66
Capítulo 4 - Metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos	69
4.1. Introdução	69
4.2. Considerações iniciais: diferença entre muro de solo reforçado e talude de solo reforçado	70
4.3. Dimensionamento interno	71
4.3.1. Considerações gerais	71
4.3.2. Método de dimensionamento proposto pelo <i>Nordick Handbock</i>	72
4.3.3. Método de dimensionamento proposto por Jewell (1996)	77
4.3.4. Método de dimensionamento proposto pela BS 8006-1 (2010)	84
4.4. Verificação da estabilidade externa	90
4.4.1. Considerações gerais	90
4.4.2. Metodologia da BS 8006-1 (2010)	92

4.4.3. Metodologia do Eurocódigo 7 aplicada às formulações clássicas da estabilidade de muros e taludes	93
4.5. Considerações finais	98
Capítulo 5 – Metodologias para a modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos	99
5.1. Introdução	99
5.2. Considerações iniciais	99
5.3. Métodos de elementos finitos	100
5.4. Modelação numérica de ensaios laboratoriais	103
5.4.1. Modelação numérica de ensaios de caracterização da interação entre solo e geossintético – ensaios de arranque	104
5.4.2. Modelação numérica de ensaios de caracterização da resistência mecânica do solo reforçado – ensaios triaxiais	111
5.5. Modelação numérica de estruturas de teste	115
5.6. Modelação numérica de estruturas em funcionamento	117
5.7. Considerações finais	121
2ª PARTE – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	123
Capítulo 6 - Caracterização das propriedades dos materiais	125
6.1. Introdução	125
6.2. Materiais considerados	125
6.3. Propriedades dos solos	127
6.3.1. Propriedades para a classificação dos solos	128
6.3.2. Classificação dos solos	131
6.3.3. Propriedades físicas dos solos	132
6.3.4. Propriedades de compressibilidade e consolidação dos solos	133
6.3.5. Propriedades de compactação dos solos	134
6.3.6. Propriedades mecânicas dos solos	135
6.3.7. Capacidade de carga dos solos	140
6.4. Propriedades dos geossintéticos	142
6.4.1. Propriedades físicas	143

6.4.2. Propriedades mecânicas	143
6.5. Considerações finais	145
Capítulo 7 - Caracterização laboratorial do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos	
7.1. Introdução	147
7.2. Programa experimental	148
7.3. Equipamento de ensaio utilizado	149
7.4. Procedimento de ensaio	151
7.5. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios	155
7.5.1. Repetibilidade dos resultados	160
7.5.2. Influência da velocidade de ensaio	165
7.5.3. Influência dos geossintéticos	168
7.5.3.1. Solo <i>versus</i> solo reforçado	169
7.5.3.2. Número e posição das camadas de geossintético	174
7.5.3.3. Tipo de geossintético	178
7.5.4. Influência da tensão de confinamento	181
7.5.5. Influência da densidade do solo	183
7.5.6. Influência do teor em água do solo	187
7.5.7. Influência das dimensões dos provetes de ensaio	189
7.5.8. Influência do tipo de solo	192
7.6. Considerações finais	195
Capítulo 8 - Caracterização laboratorial da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos	
8.1. Introdução	197
8.2. Programa experimental	197
8.3. Procedimento e equipamento de ensaio de CBR	198
8.4. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios	201
8.4.1. Influência dos geossintéticos	205
8.4.1.1. Solo <i>versus</i> solo reforçado	205
8.4.1.2. Número e posição das camadas de geossintético	207
8.4.1.3. Tipo de geossintético	214

8.4.2. Influência do número de pancadas usadas na compactação dos provetes	216
8.4.3. Influência do teor em água do solo	218
8.5. Considerações finais	223
Capítulo 9 - Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos:	
estudo paramétrico	225
9.1. Introdução	225
9.2. Metodologia considerada no dimensionamento	226
9.3. Estudo paramétrico	229
9.3.1. Influência das propriedades mecânicas dos solos	230
9.3.2. Influência da resistência à tração de cálculo dos geossintéticos	233
9.3.3. Influência das propriedades de interação solo-reforço	235
9.3.4. Influência da geometria da estrutura	236
9.3.5. Influência da sobrecarga	242
9.4. Dimensionamento de um muro e de um talude de solo reforçado com geossintéticos	245
9.5. Dimensionamento de outros tipos de estruturas	253
9.6. Considerações finais	255
Capítulo 10 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos	
com geossintéticos	257
10.1. Introdução	257
10.2. Ferramenta numérica e modelos constitutivos	258
10.3. Modelação numérica dos ensaios triaxiais	260
10.3.1. Procedimento considerado na modelação numérica dos ensaios triaxiais	261
10.3.2. Modelação numérica dos ensaios triaxiais de Latha e Murthy (2007)	263
10.3.3. Definição dos modelos numéricos para os provetes de solo e de solo reforçado	266
10.3.4. Definição do refinamento da malha de elementos finitos e das dimensões dos modelos numéricos	270
10.3.5. Influência do coeficiente de interação solo-geossintético	273
10.3.6. Influência da anisotropia das propriedades mecânicas do geossintético	275
10.3.7. Tensão de confinamento	277

10.3.8. Índice de compacidade do solo	278
10.3.9. Teor em água do solo	280
10.3.10. Solo fino	282
10.4. Modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: estado limite último	284
10.4.1. Procedimento considerado na modelação numérica das estruturas de solo reforçado com geossintéticos	284
10.4.2. Resultados das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos	286
10.4.2.1. Tensões no solo	287
10.4.2.2. Deformação do solo	288
10.4.2.3. Esforços e deformações desenvolvidas nas camadas de geossintético	293
10.4.2.4. Fatores de segurança das superfícies de rotura críticas	296
10.5. Modelação numérica do processo construtivo das estruturas	301
10.6. Modelação numérica do processo construtivo e da consolidação do solo em estruturas de solo fino reforçado	306
10.7. Considerações finais	314
 3ª PARTE – CONSIDERAÇÕES FINAIS	 315
 Capítulo 11 - Conclusões e desenvolvimentos futuros	 317
11.1. Introdução	317
11.2. Principais conclusões do estudo	317
11.3. Limitações do estudo	325
11.4. Sugestões para desenvolvimentos futuros	327
 Bibliografia	 331

Índice de figuras

Capítulo 1 – Considerações iniciais

- Figura 1.1. Perfil transversal genérico de taludes e muros de solo reforçado com geossintéticos: a) talude; b) muro [adaptado de Berg *et al.* (2009)] 4

1ª PARTE - ESTADO DA ARTE

Capítulo 2 - Caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos

- Figura 2.1. Diagrama de tensões medidas num ensaio triaxial [adaptado de Maclver e Hale (1970)] 11
- Figura 2.2. Esquema representativo de um equipamento de ensaio triaxial convencional [adaptado de Atkinson (1993)] 12
- Figura 2.3. Detalhes da montagem do provete de solo reforçado para realização de ensaio de compressão triaxial: a) molde e compactador mecânico; b) colocação da membrana; c) provete preparado [adaptado de Sieira (2003)] 16
- Figura 2.4. Determinação dos parâmetros de resistência a partir dos resultados de ensaios triaxiais: a) circunferências de Mohr; b) diagrama s-t [adaptado de Matos-Fernandes (2006)] 17
- Figura 2.5. Envolvente de rotura bilinear [adaptado de Ruiken e Ziegler (2008)] 19
- Figura 2.6. Comportamento de solo reforçado em ensaios triaxiais [adaptado de Sawicki (2000)] 19
- Figura 2.7. Condições de rotura de um provete de solo reforçado [adaptado de Atmatzidis *et al.* (1994)] 21

Figura 2.8.	Mecanismos observados em ensaios triaxiais de solos reforçados com geossintéticos: a) Mecanismo 1: tração no reforço; b) Mecanismo 2: deslocamento solo-reforço [adaptado de Sieira (2003)]	22
Figura 2.9.	Efeito da dimensão do provete nas envolventes de rotura de provetes de areia e areia reforçada [adaptado de Haeri <i>et al.</i> (2000)]	26
Figura 2.10.	Representação esquemática dos provetes de solo reforçado com diferentes formas de reforço: a) 8 camadas horizontais; b) fibras; c) geocélulas [adaptado de Latha e Murthy (2007)]	29
Figura 2.11.	Comportamento do solo reforçado com diferentes formas de reforço de poliéster ($\sigma_c = 100$ kPa) [adaptado de Latha e Murthy (2007)]	30
Figura 2.12.	Comportamento tensão-deformação do solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes geossintéticos ($\sigma_c = 100$ kPa) [adaptado de Latha e Murthy (2007)]	31
Figura 2.13.	Diferentes configurações das células utilizadas nos ensaios triaxiais: a) 1 célula; b) 2 células; c) 3 células; d) 4 células [adaptado de Rajagopal <i>et al.</i> (1999)]	32
Figura 2.14.	Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_c = 100$ kPa) [adaptado de Rajagopal <i>et al.</i> (1999)]	33
Figura 2.15.	Comportamento do solo reforçado com diferentes configurações de células ($\sigma_c = 100$ kPa) [adaptado de Rajagopal <i>et al.</i> (1999)]	34
Figura 2.16.	Configuração dos elementos dos reforços 3D: a) elemento simples; b) elemento duplo [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2006)]	34
Figura 2.17.	Diagrama s-t de provetes reforçados com diferentes tipos de reforço [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2006)]	36
Figura 2.18.	Ensaio triaxiais: areia não reforçada <i>versus</i> areia reforçada com diferentes números de camadas de geogrelha [adaptado de Sieira (2003)]	36
Figura 2.19.	Ensaio triaxiais: silte argiloso não reforçado <i>versus</i> silte argiloso reforçado com diferentes números de camadas de geogrelha [adaptado de Sieira (2003)]	37
Figura 2.20.	Deformação axial na rotura: ensaios triaxiais em areia reforçada com diferentes números de camadas [adaptado de Sieira (2003)]	37

Figura 2.21.	Variação da deformação axial média ao longo da altura do provete com o número de camadas de reforço [adaptado de Ruiken <i>et al.</i> (2010)]	38
Figura 2.22.	Variação da resistência do solo reforçado com a tensão de confinamento: a) areia; b) silte argiloso [adaptado de Sieira (2003)]	41
Figura 2.23.	Variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]	42
Figura 2.24.	Variação da tensão de desvio com o grau de compactação do solo do Tipo 2 (2% abaixo do $w_{óti.}$) e o número de camadas de reforço do tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]	43
Figura 2.25.	Variação da deformação axial na rotura com o grau de compactação do solo do Tipo 1 (2% abaixo do $w_{óti.}$) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]	43
Figura 2.26.	Variação da tensão de desvio máxima com o teor em água do solo do Tipo 1 e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]	44
Figura 2.27.	Variação da deformação axial na rotura com o teor em água do solo e o número de camadas de reforço [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]	44

Capítulo 3 - Caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR

Figura 3.1.	Curvas força-penetração do ensaio CBR: a) correção devido à concavidade da curva; b) valores força-penetração do provete padrão [adaptado de E198 (1967)]	50
Figura 3.2.	Mecanismos de reforço que podem ocorrer em pavimentos reforçados com geossintéticos: a) aumento da capacidade de carga do sistema; b) efeito de membrana sob as cargas provocadas pelos rodados; c) confinamento lateral [adaptado de Holtz <i>et al.</i> (1998)]	52
Figura 3.3.	Distribuição granulométrica das partículas dos solos granulares usados no estudo de Naeini e Mirzakhani (2008)	54
Figura 3.4.	Variação do rácio do incremento do CBR ($R_{\Delta, CBR}$) para os geotêxteis tecido e não-tecido [adaptado de Kumar e Rajkumar (2012)]	62

Figura 3.5.	Ganhos imediatos no CBR em função do teor em água numa argila magra [adaptado de Little (1995)]	63
Figura 3.6.	Comportamento tensão-penetração do solo (Sussex (X)) [adaptado de Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)]	65
Figura 3.7.	CBR para diferentes índices de plasticidade [adaptado de Naeini e Ziaie-Moayed (2009)]	65

Capítulo 4 - Metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Figura 4.1.	Modelo para o dimensionamento de muros reforçados com face vertical [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	74
Figura 4.2.	Diferentes zonas de um talude reforçado [adaptado de Jewell (1996)]	79
Figura 4.3.	Tensões máximas requeridas e tensões disponíveis nos reforços [adaptado de Lopes (2000)]	79
Figura 4.4.	Coefficiente de impulsos de terras requerido (K_{req}) para $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]	80
Figura 4.5.	Correção do diagrama de pressões a considerar no dimensionamento [adaptado de Jewell (1996)]	82
Figura 4.6.	Relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para a estabilidade global e a altura da estrutura $(L_R/H_m)_{glo}$; $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]	83
Figura 4.7.	Relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para o mecanismo de corte direto e a altura da estrutura $(L_R/H_m)_{cd}$; $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]	83
Figura 4.8.	Método da superfície de rotura biplanar para a análise de estabilidade interna de taludes de solo reforçado [adaptado de BS 8006-1 (2010)]	85
Figura 4.9.	Definição das cunhas potenciais de rotura segundo a norma BS 8006-1 (2010): a) tipo de cunhas; b) forças a considerar para o estudo do equilíbrio das cunhas de rotura	89
Figura 4.10.	Definição do comprimento do reforço e da altura enterrada segundo a norma BS 8006-1 (2010): a) estrutura de suporte; b) encontros de pontes	90

Capítulo 5 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Figura 5.1.	Malha normalmente utilizada nos programas de elementos finitos [adaptado de Burd (2006)]	101
Figura 5.2.	Resultados obtidos através do modelo de interface EPDI modificado (linha) e dos ensaios reais (símbolos) – condições estáticas: resistência ao arranque <i>versus</i> deslocamento de arranque [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2010)]	105
Figura 5.3.	Resultados obtidos através do modelo de interface EPDI modificado (linha) e dos ensaios reais (símbolos) – condições estáticas: deslocamento normal à interface <i>versus</i> deslocamento de arranque [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2010)]	105
Figura 5.4.	Relação entre a resistência ao arranque e a tensão normal obtida através da modelação numérica e dos ensaios de arranque reais [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2010)]	106
Figura 5.5.	Influência do módulo de elasticidade na resposta ao arranque do geotêxtil ($\sigma_C = 50$ kPa): a) resistência de corte média <i>versus</i> deslocamento de arranque; b) deslocamento normal à interface <i>versus</i> deslocamento de arranque [adaptado de Zhang <i>et al.</i> (2010)]	107
Figura 5.6.	Resultados obtidos através da modelação numérica e dos ensaios reais ($\sigma_C = 5$ kPa) – força de arranque <i>versus</i> deslocamento de arranque: a) geogrelha; b) geotêxtil [adaptado de Perkins e Edens (2004)]	110
Figura 5.7.	Comportamento tensão-deformação de um provete de solo reforçado com uma camada de geotêxtil não-tecido ($\sigma_C = 200$ kPa): a) tensão de corte <i>versus</i> deformação axial e radial; b) deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial [adaptado de Varadarajan <i>et al.</i> (1999b)]	113
Figura 5.8.	Resultados dos ensaios triaxiais e das modelações numéricas realizadas a colunas de areia reforçada com quatro camadas de geotêxtil [adaptado de Hong e Wu (2013)]	114
Figura 5.9.	Perfil transversal da estrutura de solo reforçado considerada por Ling e Leshchinsky (2003)	116

Figura 5.10.	Resultados da modelação numérica de Cancelli e Recalcati (2008): deslocamentos e força máxima atuante nos reforços quando a estrutura é sujeita a carregamentos estáticos	118
Figura 5.11.	Esquema representativo do corte transversal da estrutura estudada por Lee <i>et al.</i> (2006)	119
Figura 5.12.	Resultados da modelação numérica do estudo de Lee <i>et al.</i> (2006): a) deslocamentos horizontais (variação entre -0,04 m e 0,22 m) ; b) deslocamentos verticais (variação entre -0,40 m e 0,04 m)	120

2ª PARTE – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Capítulo 6 - Caracterização das propriedades dos materiais

Figura 6.1.	Solos usados no estudo: a) solo granular; b) solo fino	126
Figura 6.2.	Processo de recolha do solo fino: a) poço de recolha; b) equipamento usado para a recolha e armazenamento do solo	127
Figura 6.3.	Geossintéticos considerados no estudo: a) GG1; b) GG2; c) GC; d) GT	127
Figura 6.4.	Distribuição granulométrica dos solos	129
Figura 6.5.	Representação dos solos considerados no Triângulo de <i>Feret</i>	131
Figura 6.6.	Variação do índice de vazios (e), do coeficiente de consolidação vertical (c_v) e da permeabilidade vertical (k_v) do solo fino com a tensão vertical	134
Figura 6.7.	Curvas de compactação dos solos	135
Figura 6.8.	Envolventes de rotura obtidas para o solo fino (solo saturado; $G_C = 93\%$): a) tensões efetivas; b) tensões totais	137
Figura 6.9.	Definição gráfica dos módulos de deformabilidade secante E_{50} e $E_{\varepsilon=5\%}$	137
Figura 6.10.	Repetibilidade dos ensaios de CBR: a) solo granular (provetes imersos; $w = 11,5$ e $13,5\%$; 25 pancadas); b) solo fino (provetes imersos; $w = 11,9$ e $13,9\%$; 25 pancadas)	141
Figura 6.11.	Comportamento tração-extensão dos geossintéticos (curvas médias): a) GG1; b) GG2; c) GC; d) GT	144

Capítulo 7 - Caracterização laboratorial do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos

Figura 7.1.	Representação esquemática do equipamento de ensaios triaxiais	150
Figura 7.2.	Provete de solo granular usado nos ensaios triaxiais ($D = 70$ mm) antes do ensaio	153
Figura 7.3.	Variação da pressão intersticial durante os processos de saturação e consolidação dos provetes usados nos ensaios triaxiais	154
Figura 7.4.	Tipos de roturas provocadas pela incorreta preparação e montagem dos provetes: a) e b) rotura localizada numa porção do provete; c) e d) rotura determinada pelo desaprumo do provetes	161
Figura 7.5.	Repetibilidade dos resultados dos ensaios triaxiais ($D = 70$ mm; solo granular; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa; $v = 0,5$ %/min; provetes de solo (S) ensaios nº 1 a 3 e 13 a 18; provetes de solo reforçado com uma camada de GC (SR) ensaios nº 55 a 57 e 67 a 72): a) q_{max} ; b) parâmetros de resistência; c) $E_{\varepsilon=5\%}$	163
Figura 7.6.	Repetibilidade da $\Delta V/V$ obtida nos ensaios triaxiais (solo granular; $D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa): a) provetes de solo (ensaios nº 2, 14, 17); b) provetes de solo reforçado com 1 camada de GC (ensaios nº 56, 68, 71)	165
Figura 7.7.	Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular ensaiados com diferentes velocidades de deformação axial ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ e 100 kPa; $v = 0,5$ e $2,0$ %/min): a) provetes de solo (ensaios nº 1, 2, 4 e 5); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 55, 56, 58 e 59)	167
Figura 7.8.	Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio nº 14) e reforçado com uma camada de GC (ensaio nº 68) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa)	170

Figura 7.9.	Envolventes de rotura lineares dos provetes de solo (ensaios nº 1 a 3 e 13 a 18) e de solo reforçado (ensaios nº 55 a 57 e 67 a 71) considerados para analisar a influência da inclusão do reforço nos parâmetros de resistência do solo ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$)	171
Figura 7.10.	Envolvente de rotura bilinear dos provetes de solo reforçado (ensaios nº 55 a 57 e 67 a 71) considerados para analisar a influência da inclusão do reforço nos parâmetros de resistência do solo ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$)	172
Figura 7.11.	Tipos de rotura e localização predominante das superfícies de rotura observadas nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) e b) 0 reforços; c) e d) 1 reforço	173
Figura 7.12.	Número e posição das camadas de geossintético utilizadas nos provetes reforçados dos ensaios triaxiais: a) 1 camada (posição $1/2H$); b) 2 camadas (posição $1/3H$ e $2/3H$); c) 2 camadas (posição $1/4H$ e $3/4H$); d) 3 camadas (posição $1/4H$, $2/4H$ e $3/4H$)	174
Figura 7.13.	Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio nº14) e reforçado com diferentes configurações de camadas de GC (ensaios nº 68, 75, 77 e 80) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa)	175
Figura 7.14.	Tipos de rotura e localização predominante das superfícies de rotura observadas nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) e b) 2 reforços colocados a $1/4 H$; $3/4 H$; c) e d) 2 reforços colocados a $1/3 H$ e $2/3 H$; e) e f) 3 reforços	177
Figura 7.15.	Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio nº37) e reforçados com geossintéticos diferentes (GC e GG2) (ensaios nº 100, 103, 106 e 109) ($D = 150$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ kPa)	179
Figura 7.16.	Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de σ_C (ensaios nº 70, 71, 72) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa)	182

- Figura 7.17. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular seco reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de I_D (ensaios nº 57 e 63) ($D = 70$ mm; $I_D = 53$ e 83% ; $w = 0\%$; $\sigma_C = 150$ kPa) 184
- Figura 7.18. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular saturado reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de I_D (ensaios nº 93, 96, 99) ($D = 70$ mm; $I_D = 53, 83$ e 97% ; $S = 1$; $\sigma_C = 150$ kPa) 185
- Figura 7.19. Envoltentes de rotura lineares consideradas na análise da influência da densidade dos provetes nos seus parâmetros de resistência (solo granular; $D = 70$ mm; $I_D = 53$ e 83% ; $w = 0\%$; $v = 0,7$ mm/min); a) provetes de solo (ensaios nº 1 a 3 e 7 a 9); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 55 a 57 e 61 a 63) 186
- Figura 7.20. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular ensaiados com diferentes teores em água ($D = 70$ mm; $I_D = 53\%$; $\sigma_C = 50$ e 100 kPa; $w = 0\%$ ou $S = 1$): a) provetes de solo (ensaios nº 7, 8, 34 e 35); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 61, 62, 97 e 98) 188
- Figura 7.21. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular preparados com diferentes dimensões ($D = 70$ e 150 mm; $I_D = 83\%$; $\sigma_C = 150$ kPa; $w = 0\%$): a) provetes de solo (ensaios nº 15 e 39); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 69 e 102); c) provetes de solo reforçado com 3 camadas de GC (ensaios nº 81 e 105) 191
- Figura 7.22. Tipos de rotura observadas em provetes de solo granular ($D = 150$ mm; $H = 300$ mm) sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) 0 reforços; b) 1 reforço; c) 3 reforços 192
- Figura 7.23. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo fino (amostra 1) não reforçados (ensaios nº 40 e 41) e reforçados com uma camada de GC (ensaios nº 112 e 113) ($D = 70$ mm; $G_C = 77\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ e 100 kPa) 193

- Figura 7.24. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo fino (amostra 1) reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes GC (ensaios nº 41, 44 e 47) ($D = 70$ mm; $G_C = 71, 74$ e 77% ; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa) 194

Capítulo 8 - Caracterização laboratorial da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos

- Figura 8.1. Equipamentos usados para preparação e ensaio de provetes de CBR: a) compactador automático; b) prensa eletromecânica; c) tanque de embebição 199
- Figura 8.2. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de GG2: a) solo granular (provetes imersos; $w = 11,5\%$; 25 pancadas); b) solo fino (provetes imersos; $w = 11,9\%$; 25 pancadas) 206
- Figura 8.3. Representação esquemática da configuração dos provetes de solo e de solo reforçado antes e após os ensaios de CBR: a) aspeto exterior (proвете de solo granular real); b) aspeto interior (representação em perfil) 207
- Figura 8.4. Número e posição das camadas de geossintético utilizadas nos provetes reforçados dos ensaios de CBR: a) 1 camada (posição 2/5H); b) 2 camadas (posição 2/5H e 3/5H); c) 4 camadas (posição 1/5H, 2/5H, 3/5H e 4/5H) 208
- Figura 8.5. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com diferentes configurações de camadas de geossintético (solo granular - provetes imersos, $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - provetes imersos, $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) e b) solo reforçado com GC; c) e d) solo reforçado com GG2; e) e f) solo reforçado com GG2+GT 209
- Figura 8.6. Variação do CBR com o número de camadas de reforço (solo granular - $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) solo granular (provetes imersos); b) solo granular (provetes não imersos); c) solo fino (provetes imersos); d) solo fino (provetes não imersos) 210

Figura 8.7.	Variação da espessura dos geossintéticos com a tensão	211
Figura 8.8.	Representação esquemática da configuração dos provetes de solo reforçado antes e após os ensaios de CBR: a) 1 camada de reforço; b) 2 camadas de reforço; c) 4 camadas de reforço (esquemas em perfil)	213
Figura 8.9.	Variação da baridade húmida de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético com o número de pancadas usadas na sua compactação (solo granular; provetes imersos, $w = 11,5\%$; 25 ou 55 pancadas)	217
Figura 8.10.	Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (solo granular; provetes imersos, $w = 11,5\%$; 25 ou 55 pancadas): a) solo não reforçado; b) solo reforçado com GC; c) solo reforçado com GG2; d) solo reforçado com GG2+GT	218
Figura 8.11.	Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (solo granular - $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) solo granular não reforçado; b) solo granular reforçado com uma camada de GG2+GT; c) solo fino não reforçado; d) solo fino reforçado com uma camada de GG2+GT	220
Figura 8.12.	Variação do CBR com o teor em água de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (provetes imersos; 25 pancadas): a) solo granular; b) solo fino	221
Figura 8.13.	Variação da baridade húmida com o teor em água de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (provetes imersos; 25 pancadas): a) solo granular; b) solo fino	222

Capítulo 9 - Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: estudo paramétrico

Figura 9.1.	Perfil transversal genérico das estruturas dimensionadas	230
Figura 9.2.	Variação da configuração das zonas ativa e passiva com o ângulo de atrito: a) método do <i>Nordic Handbock</i> ; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)	232

Figura 9.3.	Efeito da profundidade das camadas de reforço superiores no LR calculado com o método do <i>Nordic Handbock</i> : a) reforço com $RT_d = 10$ kN/m; b) reforço com $RT_d = 20$ kN/m (estrutura constituída com solo granular)	235
Figura 9.4.	Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a altura da estrutura: a) método do <i>Nordic Handbock</i> ; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)	238
Figura 9.5.	Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a inclinação da face da estrutura: a) $\beta = 80^\circ$; b) $\beta = 80^\circ$ (abordagem do SLOPE/W); c) $\beta = 70^\circ$; d) $\beta = 60^\circ$ (estrutura constituída com solo granular e dimensionada com o <i>Nordic Handbock</i>)	240
Figura 9.6.	Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a inclinação da face da estrutura: a) $\beta = 80^\circ$; b) $\beta = 70^\circ$; c) $\beta = 60^\circ$ (estrutura constituída com solo fino e dimensionada com o método da BS 8006-1 (2010))	241
Figura 9.7.	Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a sobrecarga: a) método do <i>Nordic Handbock</i> ; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)	244
Figura 9.8.	Perfis transversais das estruturas dimensionadas: a) muro; b) talude	245
Figura 9.9.	Superfícies de rotura críticas típicas nas estruturas de solo não reforçado e de solo reforçado dimensionadas	251
Figura 9.10.	Superfícies de rotura críticas superficiais típicas em estruturas de solo reforçado com e_v elevado	252

Capítulo 10 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Figura 10.1.	Relação tensão-extensão hiperbólica para modelação numérica de ensaios triaxiais drenados [adaptado de Brinkgreve (2002)]	260
Figura 10.2.	Perfil dos modelos numéricos considerados na modelação dos provetes de solo e de solo reforçado dos ensaios triaxiais	261
Figura 10.3.	Refinamento das malhas de elementos finitos consideradas para os provetes de solo e de solo reforçado com uma camada de geossintético: a) e b) muito grossa; c) e d) grossa; e) e f) média; g) e h) fina; i) e j) muito fina (* número de elementos)	262

Figura 10.4.	Modelação numérica dos resultados de Latha e Murthy (2007) (comportamento tensão-extensão de provetes de areia e de areia reforçada com oito camadas de geotêxtil)	264
Figura 10.5.	Modelação numérica dos resultados de Latha e Murthy (2007) (comportamento interno do provete de areia reforçada no momento da rotura; modelação realizada com os parâmetros da areia não reforçada): a) pontos plastificados; b) tensão de corte relativa	265
Figura 10.6.	Influência da configuração do modelo numérico no comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56)	268
Figura 10.7.	Comportamento interno do provete de solo reforçado no momento da rotura (MN – reforçado G+U): a) tensão de corte relativa; b) pontos de plasticidade; c) deslocamentos horizontais; d) tensão de corte no solo; e) esforços de tração no geossintético; f) tensão de corte na interface solo-geossintético	269
Figura 10.8.	Comportamento interno do provete de solo no momento da rotura (MN – não reforçado U): a) tensão de corte relativa; b) pontos de plasticidade; c) deslocamentos horizontais; d) tensão de corte no solo	270
Figura 10.9.	Influência do refinamento da malha de elementos finitos no comportamento tensão-extensão de provetes de solo e de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56): a) solo; b) solo reforçado	271
Figura 10.10.	Influência das dimensões dos modelos numéricos no comportamento tensão-extensão de provetes de solo e de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56): a) solo; b) solo reforçado	272
Figura 10.11.	Influência do coeficiente de interação solo-geossintético na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaio nº 56)	274
Figura 10.12.	Influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaio nº 56)	276
Figura 10.13.	Influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos nas tensões de corte relativas obtidas nas modelações numéricas de provetes de solo reforçado (ensaio nº 56): a) MD; b) CMD	276

- Figura 10.14. Influência da tensão de confinamento na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua – ensaio de laboratório; linha tracejada – modelação numérica): a) solo (ensaios nº 1 e 2); b) solo reforçado (ensaios nº 55 e 56) 278
- Figura 10.15. Influência do índice de compacidade do solo na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua – ensaio de laboratório; linha tracejada – modelação numérica): a) solo (ensaios nº 2 e 8); b) solo reforçado (ensaios nº 56 e 62) 279
- Figura 10.16. Influência do teor em água do solo na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua - ensaio de laboratório; linha tracejada - modelação numérica): a) solo (ensaios nº 2 e 32); b) solo reforçado (ensaios nº 56 e 95) 281
- Figura 10.17. Modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo fino: a) solo (ensaios nº 41); b) solo reforçado (ensaios nº 113) 283
- Figura 10.18. Perfil dos modelos numéricos considerados nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos 285
- Figura 10.19. Tensões efetivas no solo obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) verticais; b) horizontais 288
- Figura 10.20. Deslocamentos no solo obtidos na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) verticais; b) horizontais 289
- Figura 10.21. Deformações de corte no solo obtidas na modelação numérica das estruturas de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) muro; b) talude 291
- Figura 10.22. Localização dos esforços de tração máximos das camadas de geossintético: a) em muros de solo granular reforçado com GC, GG1 e GG2; b) em muros de solo granular e de solo fino reforçados com GC 292

Figura 10.23. Esforços de tração e deslocamentos horizontais das camadas de reforço obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) e b) camada nº 6 ($z = 3,7$ m); c) e d) camada nº 12 ($z = 2,1$ m); e) e f) camada nº 18 ($z = 0,6$ m)	293
Figura 10.24. Variação do FS da superfície de rotura crítica do muro de solo granular reforçado com GC durante a 2ª fase de cálculo do modelo numérico	296
Figura 10.25. Superfície de rotura crítica obtida na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (2ª fase de cálculo): a) deslocamentos horizontais do solo; b) deformações de corte do solo	297
Figura 10.26. Superfícies de rotura crítica obtidas na modelação numérica dos muros (2ª fase de cálculo): a) solo granular e solo fino reforçados com GG2; b) solo granular reforçado com GC, GG1 e GG2	298
Figura 10.27. Superfícies de rotura crítica superficiais obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GG2 dimensionado com o método de Jewell (1996) (2ª fase de cálculo): a) deslocamentos horizontais do solo; b) deformações de corte do solo	301
Figura 10.28. Evolução do fator de segurança global durante o processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC	304
Figura 10.29. Evolução das deformações de corte no solo, dos deslocamentos horizontais no solo e das superfícies de rotura críticas durante o processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC: a) e b) camada 1 ($z = 4,79$ m); c) e d) camada 6 ($z = 3,74$ m); e) e f) camada 12 ($z = 2,48$ m); g) e h) camada 18 ($z = 1,22$ m); i) e j) camada 24 ($z = 0$ m)	305
Figura 10.30. Perfil transversal da estrutura estudada por Carlos et al. (2012b)	307
Figura 10.31. Relação entre os Δu e o tempo necessário para a sua dissipação: a) efeito da sobrecarga; b) efeito da fase em que foi realizada a consolidação; c) efeito do valor do Δu máximo após o período de consolidação	310
Figura 10.32. Variação do deslocamento total máximo no solo observado durante a construção da estrutura (valores acumulados): a) efeito da sobrecarga; b) efeito da fase em que foi realizada a consolidação; c) efeito do valor do Δu máximo após o período de consolidação	312

Figura 10.33. Valores máximos obtidos nas diferentes modelações numéricas: a) tempo necessário para a dissipação dos Δu ; b) deslocamento total máximo no solo 313

Índice de tabelas

1ª PARTE - ESTADO DA ARTE

Capítulo 2 - Caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos

Tabela 2.1.	Parâmetros estudados no âmbito da comprovação da fiabilidade das formulações teóricas apresentadas	20
Tabela 2.2.	Características dos solos utilizados nos estudos realizados por Sieira (2003)	23
Tabela 2.3.	Dimensões de provetes de ensaios triaxiais realizados em vários estudos	25
Tabela 2.4.	Propriedades do geotêxtil não-tecido (tipo I) considerado por Haeri <i>et al.</i> (2000)	26
Tabela 2.5.	Propriedades dos geossintéticos considerados por Unnikrishnan <i>et al.</i> (2002)	27
Tabela 2.6.	Propriedades dos geossintéticos usados por Latha e Murthy (2007)	30
Tabela 2.7.	Propriedades dos geossintéticos usados no programa de ensaios de Rajagopal <i>et al.</i> (1999)	31
Tabela 2.8.	Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios triaxiais por Rajagopal <i>et al.</i> (1999)	32
Tabela 2.9.	Parâmetros resistentes do solo reforçado obtidos através de ensaios triaxiais por Zhang <i>et al.</i> (2006)	35
Tabela 2.10.	Propriedades dos solos utilizados por Noorzad e Mirmoradi (2010)	40

Capítulo 3 - Caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR

Tabela 3.1.	Propriedades dos solos granulares usados por Naeini e Mirzakhani (2008)	54
-------------	---	----

Tabela 3.2.	Propriedades do geotêxtil não-tecido usado por Naeini e Mirzакhanlari (2008)	55
Tabela 3.3.	Resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Mirzакhanlari (2008)	55
Tabela 3.4.	Propriedades dos provetes de solo utilizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)	56
Tabela 3.5.	Propriedades da geogrelha usada por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)	56
Tabela 3.6.	Resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)	56
Tabela 3.7.	Propriedades dos solos utilizados no estudo de Vinod e Minu (2010)	57
Tabela 3.8.	Propriedades dos geossintéticos utilizados no estudo de Vinod e Minu (2010)	57
Tabela 3.9.	Rácio do incremento do CBR do solo reforçado [adaptado de Vinod e Minu (2010)]	58
Tabela 3.10.	Propriedades dos solos utilizados por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)	59
Tabela 3.11.	Propriedades da geogrelha biaxial usada por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)	59
Tabela 3.12.	Resultados dos ensaios de CBR realizados no estudo de Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)	59
Tabela 3.13.	Propriedades dos geotêxteis utilizados no estudo de Kumar e Rajkumar (2012)	62

Capítulo 4 - Metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Tabela 4.1.	Coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das ações (γ_F) (estado limite último) [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	73
Tabela 4.2.	Coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das propriedades do solo γ_M [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	73
Tabela 4.3.	Fator de conversão para os efeitos da fluência (η_1) [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	75

Tabela 4.4.	Fator de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra (η_2) [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	75
Tabela 4.5.	Coefficientes de interação utilizados pelo método do Nordic Handbook [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	76
Tabela 4.6.	Coefficientes de interação solo-reforço (α) dependendo do tipo de solo e de reforço [adaptado de Rogbeck <i>et al.</i> (2003)]	76
Tabela 4.7.	Coefficientes parciais de segurança a aplicar aos parâmetros do solo (γ_M) para estados limites últimos do tipo EQU e GEO e STR [adaptado de EN 1997-1 (2004)]	95
Tabela 4.8.	Coefficientes de segurança parciais a aplicar às ações (γ_F) ou aos efeitos das ações (γ_E) para estados limites últimos do tipo (EQU) e (GEO e STR) [adaptado de EN 1997-1 (2004)]	95
Tabela 4.9.	Coefficientes de segurança parciais a aplicar às resistências (γ_R) para estruturas de suporte para o estado limite último do tipo (GEO e STR) [adaptado de EN 1997-1 (2004)]	96

Capítulo 5 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Tabela 5.1.	Propriedades dos geossintéticos utilizados no estudo de Perkins e Edens (2004)	109
Tabela 5.2.	Propriedades dos reforços utilizados no estudo de Varadarajan <i>et al.</i> (1999b)	112
Tabela 5.3.	Parâmetros do solo utilizado por Lee <i>et al.</i> (2006)	119
Tabela 5.4.	Resistência à tração dos geossintéticos usados por Lee <i>et al.</i> (2006)	119
Tabela 5.5.	Parâmetros usados na modelação numérica por Lee <i>et al.</i> (2006)	120

2ª PARTE – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Capítulo 6 - Caracterização das propriedades dos materiais

Tabela 6.1.	Ensaio realizados para a caracterização dos solos	128
Tabela 6.2.	Frações granulométricas dos solos	129

Tabela 6.3.	Coeficientes de uniformidade e de curvatura dos solos	130
Tabela 6.4.	Limites de consistência e atividade da fração argilosa dos solos	130
Tabela 6.5.	Classificação dos solos	132
Tabela 6.6.	Propriedades físicas dos solos	132
Tabela 6.7.	Propriedades de compressibilidade e consolidação do solo fino	133
Tabela 6.8.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial (solo granular)	138
Tabela 6.9.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial (solo fino (amostra 1))	139
Tabela 6.10.	Resultados dos ensaios de CBR (solo granular)	140
Tabela 6.11.	Resultados dos ensaios de CBR (solo fino (amostra 1))	140
Tabela 6.12.	Ensaio realizado para a caracterização dos geossintéticos	143
Tabela 6.13.	Propriedades físicas dos geossintéticos	143
Tabela 6.14.	Propriedades mecânicas dos geossintéticos considerados	145

Capítulo 7 - Caracterização laboratorial do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos

Tabela 7.1.	Programa de ensaios triaxiais realizados com provetes de solo reforçado	148
Tabela 7.2.	Distribuição dos reforços nos provetes de solo reforçado usadas nos ensaios triaxiais	152
Tabela 7.3.	Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo granular reforçado	156
Tabela 7.4.	Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo fino (amostra 1) reforçado	159

Capítulo 8 - Caracterização laboratorial da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos

Tabela 8.1.	Programa de ensaios de CBR realizados com provetes de solo reforçado	198
Tabela 8.2.	Resultados dos ensaios de CBR (solo granular)	202
Tabela 8.3.	Resultados dos ensaios de CBR (amostra 1 do solo fino)	203

**Capítulo 9 - Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos:
estudo paramétrico**

Tabela 9.1.	Resultados dos casos de estudo usados para analisar a influência das propriedades mecânicas dos solos (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)	231
Tabela 9.2.	Resultados dos casos de estudo usados para analisar a influência da resistência à tração de cálculo dos geossintéticos (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)	234
Tabela 9.3.	Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência do coeficiente de interação solo-reforço (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)	236
Tabela 9.4.	Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da altura da estrutura (muros com $H_m = 5$ ou 10 m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)	237
Tabela 9.5.	Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da inclinação da face da estrutura (estruturas com $H_m = 5$ m, $\beta = 60, 70$ ou 80° e $q = 10$ kPa)	239
Tabela 9.6.	Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da sobrecarga (Muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ ou 20 kPa)	243
Tabela 9.7.	Valores característicos das propriedades dos materiais considerados no dimensionamento do muro e do talude de solo reforçado	246
Tabela 9.8.	Resultados do dimensionamento dos muros de solo reforçado	247
Tabela 9.9.	Resultados do dimensionamento dos taludes de solo reforçado	248
Tabela 9.10.	Coefficientes parciais de segurança para a redução da RT_{max}	249

Capítulo 10 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Tabela 10.1.	Propriedades consideradas para modelar os resultados de Latha e Murthy (2007)	264
Tabela 10.2.	Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2 e 56 (influência da configuração do modelo numérico)	267

Tabela 10.3. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do refinamento da malha de elementos finitos no comportamento interno dos provetes)	271
Tabela 10.4. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência das dimensões dos modelos numéricos no comportamento interno dos provetes)	273
Tabela 10.5. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do coeficiente de interação solo-geossintético no comportamento interno dos provetes)	274
Tabela 10.6. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos no comportamento interno dos provetes)	277
Tabela 10.7. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência da tensão de confinamento no comportamento interno dos provetes)	278
Tabela 10.8. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2, 8, 56 e 62 (influência do índice de compactidade do solo)	279
Tabela 10.9. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do índice de compactidade do solo no comportamento interno dos provetes)	280
Tabela 10.10. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2, 32, 56 e 95 (influência do teor em água do solo)	281
Tabela 10.11. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do teor em água do solo no comportamento interno dos provetes)	282
Tabela 10.12. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 40, 41, 112 e 113 (Solo fino)	283
Tabela 10.13. Propriedades consideradas nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos	285
Tabela 10.14. Resultados das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado dimensionadas com o método da BS 8006-1 (2010)	287
Tabela 10.15. Resultados obtidos na modelação numérica do processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC	303
Tabela 10.16. Propriedades dos solos utilizadas por Carlos <i>et al.</i> (2012b)	307
Tabela 10.17. Modelações numéricas realizadas por Carlos <i>et al.</i> (2012b)	308

Lista de símbolos e acrónimos

Símbolos

a	parâmetro equivalente a c para a análise no diagrama s - t ;
a_b	área da face da geogrelha disponível para mobilizar a resistência passiva;
a_s	área sólida da superfície lateral das geogrelhas;
a_v	coeficiente de compressibilidade do solo;
a'	coeficiente de adesão solo-reforço;
A	área da seção do provete do ensaio triaxial;
A_m	altura média do aterro fora da zona reforçada;
A_t	nível de atividade da argila;
b	largura da área de contacto de S_L ;
b_c, b_q, b_γ	fatores para a inclinação da base da fundação;
B	espessura das barras da geogrelha;
B_r	largura do reforço;
B'	largura efetiva da fundação;
c	coesão do solo;
c_a	coesão aparente;
c_{base}	coesão do solo da base;
c_c'	valor de cálculo da coesão do solo em termos de tensões efetivas;
c_{fin}	coesão do solo obtida no fim do ensaio;
$c_{médio}$	valor médio da coesão do solo;
c_v	coeficiente de consolidação vertical;

c'	coesão do solo em termos de tensão efetiva;
C_c	índice de compressão do solo;
C_r	índice de recompressão do solo;
C_{ATM}	coeficiente de segurança parcial para fatores atmosféricos;
C_C	coeficiente de curvatura do solo;
C_{DDI}	coeficiente de segurança parcial para a danificação durante a instalação em obra;
C_{FLU}	coeficiente de segurança parcial para os efeitos de fluência nos reforços;
C_U	coeficiente de uniformidade do solo;
CBR	California Bearing Ratio;
CBR_S	CBR para provetes imersos (do inglês <i>soaked</i>);
CBR_U	CBR para provetes não imersos (do inglês <i>unsoaked</i>);
$CBR_{2,5mm}$	CBR correspondente a 2,5 mm de penetração;
CBR_{5mm}	CBR correspondente a 5,0 mm de penetração;
CD	ensaio de compressão triaxial a provetes consolidados drenados;
CH	argila gorda segundo o sistema de Classificação Unificada;
CL	argila magra segundo o sistema de Classificação Unificada;
CMD	direção perpendicular à direção de fabrico do geossintético;
CU	ensaio de compressão triaxial a provetes consolidados não drenados;
d	distância entre o centro da área de contacto de S_L e a face do muro;
d_c, d_q, d_γ	fatores de profundidade;
D	diâmetro do provete de ensaio triaxial;
D_i	fator que varia com z e b
D_m	profundidade a que a fundação da estrutura se encontra;
D_{max}	dimensão máxima das partículas do solo;
D_{10}	diâmetro equivalente a 10% de partículas passadas;

D_{30}	diâmetro equivalente a 30% de partículas passadas;
D_{50}	diâmetro equivalente a 50 % de partículas passadas;
D_{60}	diâmetro equivalente a 60% de partículas passadas;
DDI	danificação durante a instalação;
e	índice de vazios do solo;
e_h	espaçamento horizontal dos reforços;
e_i	excentricidade na camada de reforço i , resultante da ação vertical R_{vi} ;
e_{max}	índice de vazios máximo do solo;
e_{min}	índice de vazios mínimo do solo;
e_v	espaçamento vertical entre camadas de reforço;
e_{vi}	espaçamento vertical entre o reforço da camada i e a camada subjacente;
e_R	excentricidade da força resultante R ;
E_c	valor de cálculo do efeito das ações;
$E_{dst,c}$	valor de cálculo do efeito desestabilizador das ações;
E_g	módulo de elasticidade do geossintético;
E_{oed}	módulo de deformabilidade obtido através de ensaios edométricos;
$E_{stb,c}$	valor de cálculo do efeito estabilizador das ações;
E_{ur}	módulo de deformabilidade obtido na fase de descarga do ensaio triaxial;
E_{50}	módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de desvio na rotura;
E_{50}^{ref}	módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de desvio na rotura para a tensão de confinamento de referência;
$E_{\varepsilon=5\%}$	módulo de deformabilidade secante correspondente a uma extensão de 5%;
$E_{\varepsilon=5\%,m\u00e9dio}$	valor médio do módulo de deformabilidade secante correspondente a uma extensão de 5%;
f	coeficiente de resistência da interface solo-reforço;

f_a	coeficiente de resistência ao arranque na interface solo-reforço;
f_c, f_{q1}, f_γ	fatores devidos à existência de uma fronteira rígida;
f_{cd}	coeficiente de resistência ao corte direto na interface solo-reforço;
f_f	coeficiente parcial de segurança para as cargas exteriores permanentes [BS 8006-1 (2010)];
f_{fs}	coeficiente parcial de segurança para o peso próprio [BS 8006-1 (2010)];
f_{ms}	coeficiente parcial de segurança para as propriedades resistentes do solo [BS 8006-1 (2010)];
f_n	fator de importância dependente da categoria da estrutura [BS 8006-1 (2010)];
f_p	coeficiente parcial de segurança para a resistência ao arranque do reforço [BS 8006-1 (2010)];
f_q	coeficiente parcial de segurança para as cargas exteriores variáveis [BS 8006-1 (2010)];
f_s	coeficiente parcial de segurança para o deslizamento ao longo do reforço [BS 8006-1 (2010)];
F	força proveniente do atrito e da coesão do solo;
F_c	valor de cálculo da força resistente dos reforços;
F_k	valor característico da força resistente dos reforços ;
F_{max}	força de penetração máxima;
F_L	ação horizontal provocada por uma fundação e aplicada na área de contacto da mesma;
FS	fator de segurança da superfície de rotura crítica da estrutura;
g_c, g_q, g_γ	fatores de inclinação do talude;
G_s	densidade das partículas;
G_C	grau de compactação do solo;
GC	geocompósito de reforço composto por um geotêxtil não tecido agulhado em polipropileno reforçado com cordões em poliéster na direção de fabrico;

GG1	geogrelha uniaxial extrudida;
GG2	geogrelha tecida fabricada com fios de alta tenacidade de poliéster cobertos com uma camada de polímero preto;
GT	geotêxtil não-tecido (ligação térmica) fabricado com polipropileno estabilizado;
GW	cascalho bem graduado segundo o sistema de Classificação Unificada;
H	altura total do provete de ensaio;
H_{ent}	altura enterrada do muro;
H_m	altura da estrutura;
H_l	altura mecânica;
H'_m	altura da estrutura com o impacto da sobrecarga;
i_c, i_q, i_γ	fatores de inclinação da carga;
I_i^h	componente horizontal do impulso atuante i ;
I_i^v	componente vertical do impulso atuante i ;
$I_i^{//base}$	componente do impulso atuante i com a direção da base do muro;
$I_i^{\perp base}$	componente do impulso atuante i com a direção perpendicular à base do muro;
I_C	índice de consistência do solo;
I_D	índice de compactidade do solo;
I_P	índice de plasticidade do solo;
$J_{sec,max\%}$	rigidez secante para a extensão na força máxima;
$J_{sec,x\%}$	rigidez secante para $x\%$ de extensão;
$J_{sec,RTd\%}$	rigidez secante para a extensão correspondente à resistência à tração de cálculo;
$J_{sec,2\%}$	rigidez secante para 2% de extensão;
$J_{sec,5\%}$	rigidez secante para 5% de extensão;
$J_{sec,10\%}$	rigidez secante para 10% de extensão;
k_h	permeabilidade horizontal do solo;
k_v	permeabilidade vertical do solo;

K	coeficiente de impulso do solo;
K_a	coeficiente de impulso ativo do solo;
K_c	coeficiente de impulso do solo de cálculo;
K_p	coeficiente de pressão passiva do solo;
K_{req}	coeficiente de pressão do solo requerido;
L_a	comprimento de arranque dos reforços;
L_a^{base}	comprimento de arranque dos reforços na base da estrutura;
L_{base}	comprimento da base do muro;
L_c	comprimento total mínimo do reforço necessário para a verificação do escorregamento lateral;
L_A	comprimento do reforço na zona ativa do muro;
L_B	comprimento do reforço ao nível da base;
L_P	comprimento do reforço na zona passiva do muro;
L_{Pi}	comprimento do reforço na zona passiva para a camada de reforço i ;
L_R	comprimento do reforço;
L_{Ri}	comprimento do reforço da camada i ;
$(L_R/H_m)_{cd}$	relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para o mecanismo de corte direto e a altura da estrutura;
$(L_R/H_m)_{glo}$	relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para a estabilidade global e a altura da estrutura;
m	constante para o controlo da relação entre a tensão e a rigidez;
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica;
$M_{ações}$	momentos provocados pelas ações;
$M_{resistências}$	momentos resistentes aos derrubamento;
MD	direção de fabrico do geossintético;
MH	silte com alta plasticidade segundo o sistema de Classificação Unificada;

ML	silte arenoso segundo o sistema de Classificação Unificada;
N	reação normal à cunha potencial;
N_c, N_q, N_γ	fatores de capacidade de carga;
O_{90}	dimensão característica da abertura do geossintético;
OCR	grau de sobreconsolidação do solo;
p	resistência ao corte média;
p_a	pressão horizontal do solo e água;
$p_{a,máx}$	pressão horizontal máxima do solo e água;
p_f	resistência ao arranque;
P	força vertical aplicada ao provete do ensaio triaxial;
P_i	largura total por metro das faces superior e inferior do reforço i;
q	sobrecarga uniforme;
q_a	tensão de desvio na assintota da curva tensão-extensão (<i>hardening soil model</i>);
q_e	tensão efetiva aplicada pelo solo acima da fundação;
q_{fin}	tensão de desvio final;
q_{max}	tensão de desvio máxima;
$q_{max,médio}$	valor médio da tensão de desvio máxima;
q_r	tensão que solicita o solo de fundação;
q_t	tensão total aplicada pelo solo acima da fundação;
q_u	resistência à compressão simples;
q_{ult}	valor de cálculo da capacidade resistente da fundação;
q_G	ações permanentes;
q_Q	ações variáveis;
r_u	parâmetro de pressão intersticial;
R	valor de cálculo da componente vertical da resultante que solicita a base do muro;

R_a	resistência adicional;
R_c	valor de cálculo das resistências;
R_f	coeficiente para controlo da rotura;
R_h	força horizontal necessária para garantir a estabilidade da estrutura;
R_{vi}	ação vertical atuante no reforço da camada i ;
$R_{\Delta,qmax}$	rácio da variação da tensão de desvio máxima;
$R_{\Delta,CBR}$	rácio do incremento do CBR do solo reforçado;
R_0	raio do reforço;
RT_d	valor de cálculo da resistência à tração do reforço;
$RT_{d,i}$	valor de cálculo da resistência à tração da camada de reforço i ;
RT_{max}	resistência à tração máxima do geossintético;
s	parâmetro equivalente a σ para a análise no diagrama s - t ;
s_c, s_q, s_γ	fatores de forma da fundação;
s_u	resistência não drenada do solo;
s'	parâmetro equivalente a σ' para a análise no diagrama s' - t' ;
S	grau de saturação;
S_b	espaçamento entre barras transversais das geogrelhas;
S_g	dimensão das aberturas do geossintético;
S_L	ação vertical provocada por uma fundação aplicada na área de contacto da mesma;
SM	areia siltosa segundo o sistema de Classificação Unificada;
SP	areia mal graduada segundo o sistema de Classificação Unificada;
$SW-SM$	areia bem graduada com silte segundo o sistema de Classificação Unificada;
t	parâmetro equivalente a τ para a análise no diagrama s - t ;
t'	parâmetro equivalente a τ' para a análise no diagrama s' - t' ;

$T_{ações}$	forças devidas às ações com a direção da base do muro que provocam o deslizamento;
T_{ci}	fração da força de tração máxima no reforço correspondente ao efeito das características particulares dos solos coesivos;
T_{fi}	fração da força de tração máxima no reforço correspondente ao efeito de ações horizontais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro;
T_{max}	esforço máximo no reforço;
T_{pi}	fração da força de tração máxima no reforço correspondente ao efeito das ações provocadas pelo peso do solo na zona do maciço não reforçado e pelas ações externas;
$T_{resistências}$	forças resistentes ao deslizamento com a direção da base do muro;
T_{si}	fração da força de tração máxima no reforço correspondente ao efeito das ações verticais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro;
T_1	força de tração total a que o conjunto de reforços (trespassados pela cunha potencial em estudo) resiste;
u	pressão intersticial;
u	deslocamento de arranque;
UU	ensaio de compressão triaxial a provetes não consolidados e não drenados;
v	velocidade de ensaio;
v	deslocamento normal à interface;
w	teor em água do solo;
$w_{óti.}$	teor em água ótimo do solo;
w_{real}	teor em água real do solo;
w_s	sobrecarga do tipo <i>dead load</i> ;
w_L	limite de liquidez do solo;
w_P	limite de plasticidade do solo;
W_i	força resistente i ;

$W_i^{\perp base}$	parcela resistente i perpendicular à base do muro, devida ao seu peso;
$W_i^{//base}$	parcela resistente i paralela à base do muro, devida ao seu peso;
x	força correspondente a uma dada penetração no provete de solo;
x_{Ivi}	braço da força I_i^v relativamente ao ponto de rotação;
x_{Wi}	braço da força W_i relativamente ao ponto de rotação;
y	força correspondente a uma dada penetração no provete padrão;
y_i	braço da força I_i^h relativamente ao ponto de rotação;
z	profundidade a partir do topo do muro até ao nível de reforço considerado;
z_{crit}	profundidade onde é necessário adotar um $L_a = L_R$;
α	coeficientes de interação solo-reforço;
α_ϕ	parâmetro equivalente a ϕ para a análise no diagrama s-t;
α_1	coeficiente de interação entre o solo da estrutura e o reforço
α_2	coeficiente de interação entre o solo da fundação e o reforço;
β	inclinação da face da estrutura com a horizontal;
γ	peso volúmico do solo;
γ_c	valor de cálculo do peso volúmico do solo;
$\gamma_{c'}$	coeficiente parcial de segurança a aplicar à c' [EN 1997 -1 (2004)];
γ_d	peso volúmico seco do solo;
γ_{dmax}	peso volúmico seco máximo do solo;
γ_{dmin}	peso volúmico seco mínimo do solo;
γ_f	peso volúmico do solo de fundação;
γ_{max}	peso volúmico máximo do solo;
γ_{min}	peso volúmico mínimo do solo;
γ_{nat}	peso volúmico natural;
$\gamma_{nat,d}$	peso volúmico natural seco;

γ_p	coeficiente parcial de segurança para a resistência ao arranque [EN 1997-1 (2004)];
γ_{qu}	coeficiente parcial de segurança a aplicar à q_u [EN 1997-1 (2004)];
γ_s	peso volúmico das partículas;
γ_{sat}	peso volúmico do solo saturado;
γ_{sr}	coeficiente parcial de segurança para a resistência ao escorregamento na superfície de reforço [EN 1997-1 (2004)];
γ_{su}	coeficiente parcial de segurança a aplicar à s_u [EN 1997-1 (2004)];
γ_w	peso volúmico da água;
γ_E	coeficientes parciais de segurança a aplicar aos efeitos das ações [EN 1997-1 (2004)];
γ_F	coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das ações [EN 1997-1 (2004)];
γ_G	coeficiente parcial de segurança para cargas permanentes [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{G,desf.}$	coeficiente parcial de segurança para cargas permanentes desfavoráveis [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{G,fav.}$	coeficiente parcial de segurança para cargas permanentes favoráveis [EN 1997-1 (2004)];
γ_M	coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das propriedades do solo [EN 1997-1 (2004)];
γ_Q	coeficiente parcial de segurança para sobrecargas [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{Q,desf.}$	coeficiente parcial de segurança para sobrecargas desfavoráveis [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{Q,fav.}$	coeficiente parcial de segurança para sobrecargas favoráveis [EN 1997-1 (2004)];
γ_R	coeficientes parciais de segurança a aplicar às resistências [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{R,quilt}$	coeficientes parciais de segurança a aplicar à capacidade de carga do solo [EN 1997-1 (2004)];

$\gamma_{R,h}$	coeficientes parciais de segurança a aplicar ao escorregamento [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{R,e}$	coeficientes parciais de segurança a aplicar à resistência do solo [EN 1997-1 (2004)];
γ_{γ}	coeficiente parcial de segurança a aplicar ao γ [EN 1997-1 (2004)];
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente parcial de segurança a aplicar ao ϕ' [EN 1997-1 (2004)];
γ_1	peso volúmico do solo 1;
γ_2	peso volúmico do solo 2;
δ	ângulo de atrito aparente;
δ_{base}	ângulo de atrito entre o solo de fundação e o muro;
Δc	incremento da coesão aparente quando o provete reforçado é comparado com o não reforçado;
Δh	altura dos reforços verticais em reforços tridimensionais;
Δu	excessos de pressão intersticial;
ΔCBR	variação do valor de CBR observado para os provetes não reforçados e reforçados preparados com as mesmas condições;
ΔF_{max}	variação do valor da força de penetração máxima observada para os provetes não reforçados e reforçados preparados com as mesmas condições;
ΔH_{max}	deslocamento horizontal máximo no solo;
$\Delta H_{max,geo}$	deslocamento horizontal máximo nas camadas de geossintético;
ΔV_{max}	deslocamento vertical máximo no solo;
$\Delta V/V$	deformação volumétrica dos provetes de ensaio triaxial;
$\Delta \sigma_1$	acréscimo da maior tensão principal;
$\Delta \sigma_3$	acréscimo de tensão lateral;
$\Delta \phi$	incremento do ângulo de atrito quando o provete reforçado é comparado com o não reforçado;

$\varepsilon_{q_{\max}}$	extensão correspondente a q_{\max} ;
$\varepsilon_{q_{\text{fin}}}$	extensão correspondente a q_{fin} ;
ε_{\max}	extensão na força máxima;
η_1	fator de conversão para os efeitos da fluência;
η_2	fator de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra;
η_3	fator de conversão para efeitos atmosféricos;
μ	massa por unidade de área do geossintético;
$\rho_{d\max}$	baridade seca máxima;
σ	tensão normal;
σ_h	tensão lateral que o solo provoca na área de influência do reforço;
$\sigma_{h,\max}$	tensão lateral máxima que o solo provoca na área de influência do reforço;
σ_{\min}	tensão mínima no reforço;
σ_{vi}	tensão vertical atuante na camada de reforço i segundo a distribuição de Meyerhof;
σ_C	tensão de confinamento;
$\sigma_{C,\text{ref}}$	tensão de confinamento de referência;
σ_{Disp}	tensão disponível no reforço;
σ_{Req}	tensão máxima requerida ao reforço;
σ_1	tensão principal máxima;
$\sigma_{1,r}$	maior tensão principal medida no momento da rotura para o solo reforçado;
$\sigma_1 - \sigma_3$	tensão de desvio;
σ_2	tensão principal intermédia;
σ_3	tensão principal mínima;
$\sigma_{3,r}$	menor tensão principal medida no momento da rotura para o solo reforçado;
σ'	tensão normal efetiva;

σ'_b	tensão passiva em termos de tensões efetivas;
σ'_n	tensão normal efetiva atuante na superfície do reforço em termos de tensões efetivas;
σ'_v	tensão efetiva vertical;
$\sigma'_{v,max}$	tensão efetiva vertical máxima;
σ'_H	tensão efetiva horizontal no solo;
$\sigma'_{H,max}$	tensão efetiva horizontal máxima no solo;
τ	tensão tangencial;
τ_{int}	tensão de corte máxima na interface solo-geossintético;
τ_{max}	tensão de corte máxima no solo;
τ_{SG}	resistência ao corte direto na interface entre o solo e o geossintético;
τ'	tensão tangencial efetiva;
ν	coeficiente de Poisson;
ϕ	ângulo de atrito do solo;
ϕ_{fin}	ângulo de atrito do solo obtido no fim do ensaio;
$\phi_{médio}$	valor médio do ângulo de atrito do solo;
ϕ'	ângulo de atrito do solo em termos de tensões efetivas;
ϕ'_c	valor de cálculo do ângulo de atrito do solo em termos de tensões efetivas;
ϕ'_p	ângulo de atrito de pico do solo em termos de tensões efetivas;
ψ	ângulo de dilatação do solo;

Acrônimos

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials;
ADU	elemento de aquisição de dados (<i>Acquisition Data Unit</i>);
ASTM	American Society for Testing and Materials;

EUA	Estados Unidos da América;
FHWA	Federal Highway Administration;
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
LVDT	potenciómetro linear (<i>external linear variable differential transformer</i>)
MDF	métodos de diferenças finitas;
MEF	métodos de elementos finitos;
PEBD	polietileno de baixa densidade;
UCPV	unidade de controlo de pressão e de variação de volume;

Capítulo 1- Considerações iniciais

1.1. Introdução

A utilização de estruturas de solo reforçado com geossintéticos e o estudo do seu comportamento estão bastante desenvolvidos. A utilização de geossintéticos para o reforço de estruturas geotécnicas é normalmente associado ao uso de solos granulares com boas propriedades físicas e mecânicas. Isto acontece porque grande parte das metodologias usadas para o dimensionamento dos reforços tem limitações que impedem a utilização de solos com grandes percentagens de partículas finas (siltes e argilas) ou com mau comportamento mecânico (solos coesivos). Porém, nem sempre é possível obter este tipo de solos no local de construção da obra. Este facto proporciona o aumento, por vezes insustentável, do custo da execução da obra e a perda de uma das vantagens competitivas deste tipo de técnica construtiva (muros reforçados com geossintéticos) relativamente a outros tipos de estruturas (muros de betão, muros de gravidade, muros de gabiões, etc.).

A utilização de outros tipos de solos (solos finos, com propriedades físicas e mecânicas piores mas, no entanto, mais baratos) para a execução deste tipo de estruturas pode minorar este problema. O uso destes solos em estruturas onde as deformações devem ser limitadas pode ser complicado (são solos compressíveis que podem acomodar deformações plásticas relevantes). Contudo, estes solos podem ser usados para construir estruturas com menor importância em que as deformações admissíveis são mais elevadas.

De forma geral, com este estudo pretende-se contribuir para o incremento do conhecimento sobre a utilização de solos finos para a construção de estruturas de solo reforçado (muros e taludes). Para tal pretende avaliar-se as diferenças no comportamento mecânico dos materiais compósitos (solo granular reforçado *versus* solo fino reforçado) e das estruturas de solo reforçado constituídas com os dois tipos de solos. Então, de forma mais precisa, os objetivos deste estudo são: avaliar a influência de vários parâmetros nas propriedades mecânicas e na capacidade de carga dos solos reforçados com geossintéticos; avaliar a influência de vários parâmetros no dimensionamento das estruturas de solo reforçado; e avaliar o comportamento

das estruturas dimensionadas (incluindo a estabilidade global e a influência do faseamento construtivo) recorrendo a ferramentas numéricas.

Para cumprir os objetivos propostos são realizadas análises experimentais em laboratório (análise do comportamento do solo reforçado através de ensaios triaxiais e de *California Bearing Ratio* (CBR)) e análises numéricas (dimensionamento de estruturas de solo reforçado; modelação numérica do comportamento através de uma ferramenta numérica comercial com o método dos elementos finitos).

Neste documento começa por apresentar-se a informação recolhida através de uma pesquisa bibliográfica sobre as áreas em estudo: caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios triaxiais (Capítulo 2); caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR (Capítulo 3); metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado (Capítulo 4); e análises numéricas de estruturas de solo reforçado (Capítulo 5). Esta informação é indispensável para o desenvolvimento de todas as outras atividades (incluindo fundamentos teóricos, procedimentos experimentais, métodos de dimensionamento, ferramentas para a modelação numérica, parâmetros analisados e resultados de outros estudos semelhantes).

De seguida são apresentados os resultados do programa experimental realizado, que inclui ensaios de caracterização das propriedades dos materiais (solos e geossintéticos) (Capítulo 6), ensaios triaxiais para a caracterização do comportamento mecânico do solo reforçado (Capítulo 7) e ensaios de CBR para a caracterização da capacidade de carga do solo reforçado (Capítulo 8). As propriedades dos materiais são consideradas para o dimensionamento e a modelação numérica das estruturas em estudo. Além disto, os resultados dos ensaios do programa experimental servem para avaliar a influência de vários parâmetros no comportamento mecânico do material compósito (solo-reforço).

Por fim, procede-se à apresentação dos resultados obtidos em dois estudos paramétricos. No primeiro é analisada a influência de vários parâmetros no dimensionamento de estruturas (muros e taludes) de solo reforçado com geossintéticos (Capítulo 9). São consideradas estruturas com diferentes configurações geométricas sujeitas a diferentes níveis de sobrecarga (de utilização e de construção) e constituídas por materiais com diferentes propriedades. Esta análise é realizada com vários métodos de dimensionamento. No segundo estudo paramétrico é realizada a modelação numérica (com uma ferramenta numérica comercial) de algumas soluções dimensionadas (Capítulo 10). Desta forma é analisada a influência dos parâmetros

em estudo no comportamento interno (estado tensão-deformação nos dois materiais) e na estabilidade externa das estruturas.

1.2. Resenha histórica e conceito de solo reforçado

A ideia de reforçar o solo para melhorar a sua resistência e poder construir estruturas com ele não é nova. Alguns exemplos de estruturas milenares construídas com solos reforçados são os casos do *zigurate* do Dur-Kurigatzu no Iraque e da Grande Muralha da China. O *zigurate* do Dur-Kurigatzu foi construído com reforços compostos por esteiras de junco colocados na horizontal e com cordas trançadas de junco incorporadas em camadas de areia e de cascalho. Na construção da grande muralha da China também foi utilizada vegetação como reforço mas, neste caso, colocada numa mistura de argila e de cascalho. Além destes dois exemplos (estruturas que ainda existem), outras estruturas construídas na antiguidade com solos reforçados são os casos do *zigurate* de Ur (2025 a.C.) e da Torre de Babel (200 a.C.) [Elton e Patawaran (2005)].

Contudo os fundamentos teóricos desta técnica construtiva só foram descritos na década de 60 do século XX por Henri Vidal (em Vidal (1969)). Este investigador introduziu o conceito do solo reforçado em França e é considerado como o inventor das estruturas de solo reforçado contemporâneas (no original, *Terre Armée*). Vidal (1969) considerou estruturas reforçadas com tiras de metal embebidas em solo e com a face protegida por elementos pré-fabricados (os primeiros elementos de face eram painéis de betão). Anos mais tarde, já na década de 70 do século XX, foram introduzidos os reforços compostos por geossintéticos. Este acontecimento deveu-se ao facto de os reforços metálicos serem facilmente corroídos e à crescente utilização dos geossintéticos em obras geotécnicas [Elton e Patawaran (2005)].

O solo reforçado é um material de construção composto por uma matriz de solo reforçado com outros materiais, tais como elementos metálicos ou geossintéticos, entre outros. Normalmente, o reforço é colocado em camadas horizontais espaçadas de forma regular (com o mesmo espaçamento) embebido, principalmente, em solos de boa qualidade (solos granulares com boas características mecânicas e boa capacidade drenante) mas também, em determinadas aplicações, em solos coesivos [Sawicki (2000)].

A resistência do solo reforçado depende, essencialmente, da resistência à compressão do solo, da resistência à tração do elemento de reforço, do espaçamento entre camadas de reforço, do comprimento das camadas de reforço e da resistência da interface entre os dois materiais. A

melhoria do comportamento mecânico do solo provocada pela inclusão do reforço só é efetiva quando a resistência do reforço é mobilizada. Assim, o solo tem de ter capacidade para transferir as tensões provocadas pelas ações a que é sujeito (permanentes ou variáveis) ao reforço. Isto acontece quando o solo e o reforço sofrem deformações relativas causando forças de atrito entre os dois materiais e mobilizando a resistência à tração do reforço.

1.3. Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos

Neste estudo é analisado o comportamento dos solos reforçados com geossintéticos em duas aplicações, muros de suporte e taludes. Os muros e taludes de solo reforçado são estruturas geotécnicas construídas com camadas alternadas de solo e reforço (normalmente horizontais), elementos de face (quando necessários) e elementos de drenagem (Figura 1.1).

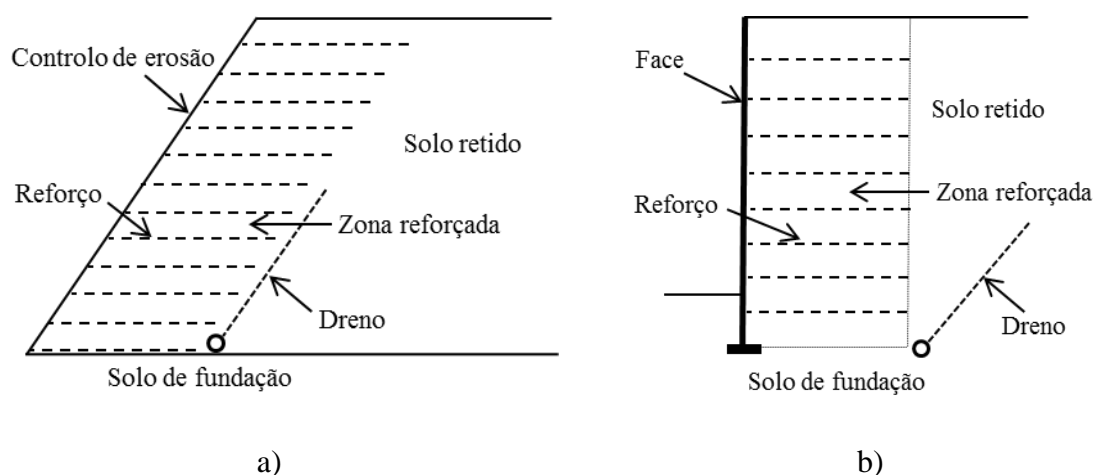


Figura 1.1. Perfil transversal genérico de taludes e muros de solo reforçado com geossintéticos: a) talude; b) muro [adaptado de Berg *et al.* (2009a)]

A principal diferença entre os muros e os taludes de solo reforçado é a inclinação da sua face. Segundo, Elias *et al.* (2001) (documento da *Federal Highway Administration (FHWA)*), Rogbeck *et al.* (2003) (*Nordic Handbook*) e a norma britânica BS 8006-1 (2010), um talude reforçado é um talude de solo estabilizado mecanicamente reforçado com elementos planos com uma inclinação da face com a horizontal inferior a 70° (Figura 1.1a). As estruturas com inclinação da face superior a 70° são consideradas muros de solo reforçado (Figura 1.1b). Para Jewell (1996) uma estrutura deve ser considerada como um talude reforçado para inclinações entre 30 e 80° e como um muro reforçado para inclinação superior a 80° .

A principal função dos muros e taludes de solo reforçado é conceder estabilidade a taludes de solo natural (com maior ou menor inclinação da face) contra mecanismos de rotura interna e externa provocados por cargas exteriores ou provenientes do seu peso próprio. A principal diferença entre estas estruturas de solo reforçado e as estruturas convencionais (muros de gravidade de betão armado, betão ciclópico, gabião, etc.) é que as primeiras fazem parte da massa de solo suportada e as segundas são construídas como suportes exteriores [Sawicki (2000)].

Os muros e taludes de solo reforçado são estruturas com uma boa relação entre custo e desempenho. Estes podem ser utilizados como alternativas viáveis para a maioria das aplicações onde normalmente são usados muros de gravidade de betão armado, betão ciclópico, gabião, etc., para suportar o solo. Neste conjunto de aplicações podem incluir-se: encontros de pontes; estruturas com elevada inclinação da face; estruturas sobre solos de fundação instáveis; estruturas de contenção de taludes formados com solos instáveis; aterros com solos finos e saturados; estruturas de contenção de aterros permanentes ou temporários de vias de comunicação; e estruturas temporárias de controlo de inundações [Berg *et al.* (2009a)].

1ª PARTE – ESTADO DA ARTE

Capítulo 2 - Caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos

Capítulo 3 - Caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR

Capítulo 4 - Metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Capítulo 5 - Metodologias para a modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Capítulo 2 - Caracterização das propriedades resistentes de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios triaxiais

2.1. Introdução

A obtenção das características resistentes de um solo está normalmente associada à realização de ensaios laboratoriais (em geral, ensaios triaxiais) sobre provetes do mesmo. Há algumas décadas este tipo de ensaios era realizado exclusivamente em provetes de solo recolhidos *in situ*.

No entanto, com a evolução das técnicas de construção de aterros, taludes e muros de suporte que começaram a prever a utilização de técnicas de reforço de solos, esses ensaios passaram a ser utilizados também para a caracterização dos parâmetros resistentes dos solos reforçados. A diferença principal entre os ensaios de provetes de solo e de solo reforçado está nas dimensões dos equipamentos de ensaio e no processo de preparação dos provetes. Normalmente, para que os efeitos de escala não se façam sentir de forma muito importante, os ensaios triaxiais de solos reforçados devem ser realizados em provetes com dimensão maior. No caso de não ser possível a sua realização, deve ser garantido que os efeitos de escala são devidamente acautelados através do estudo desse efeito.

Segundo Sieira (2003) o objetivo dos ensaios triaxiais de provetes de solo reforçado é avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-reforço em relação ao mesmo solo não reforçado. No entanto, este ganho de resistência e rigidez pode dever-se a vários fatores. Recorrendo à realização de ensaios triaxiais é possível estudar a influência destes fatores nos vários parâmetros de resistência e deformabilidade dos provetes de solo reforçado e não reforçado, nomeadamente: dimensões do equipamento; tipo de solo; forma e número de camadas de reforço; tensão de confinamento; índice de compactação do solo; teor em água do solo e permeabilidade do reforço. Deste modo é possível observar as vantagens e/ou desvantagens que cada tipo de solução de reforço pode proporcionar.

Nas secções seguintes é realizada uma compilação de observações e conclusões obtidas em diversas investigações em que foram estudados os vários fatores que influenciam a resistência e deformabilidade do solo reforçado indicados, incluindo-se informações sobre os ensaios triaxiais, metodologias para a preparação dos provetes, procedimentos de ensaios e procedimentos para a obtenção dos parâmetros resistentes do solo reforçado.

2.2. Ensaio triaxial

2.2.1. Generalidades

O ensaio triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado na caracterização da resistência mecânica dos solos [Matos-Fernandes (2006)]. O ensaio é chamado de "triaxial", porque as três tensões principais aplicadas ao provete são conhecidas e controladas. Antes da aplicação do carregamento de corte, as três tensões principais são iguais à pressão do fluido que enche a célula do equipamento de ensaio. Durante o corte a maior tensão principal (σ_1) é igual à soma da tensão aplicada na parte superior do provete (P/A) (força vertical aplicada ao provete (P) e área da secção do provete (A)) com a pressão do fluido que corresponde à menor tensão principal (σ_3) (Figura 2.1). A relação σ_1 - σ_3 corresponde à tensão de desvio enquanto a tensão principal intermédia (σ_2) e a menor tensão principal (σ_3) são iguais [Maclver e Hale (1970)]. Em rigor, segundo Matos-Fernandes (2006) a tensão de desvio vale $2/3(\sigma_1 - \sigma_3)$. Contudo, tal como em Matos-Fernandes (2006), neste estudo também se opta por designar a relação σ_1 - σ_3 por tensão de desvio.

Estes ensaios foram concebidos de forma a permitirem um controlo completo dos estados de tensão total e efetiva, da pressão intersticial e do estado de deformação do provete. Genericamente, os equipamentos para a realização de ensaios triaxiais permitem efetuar ensaios em condições drenadas e não drenadas e ensaios de compressão ou extensão triaxial. Os vários tipos de ensaios permitem obter parâmetros de resistência ao corte para os vários tipos de solos (exemplos: areias - comportamento drenado; argilas - comportamento não drenado) e para os vários tipos de obras geotécnicas (exemplos: aterros - resistência à compressão; escavações - resistência à extensão) [Matos-Fernandes (2006)].

Estes ensaios permitem determinar as propriedades de resistência dos solos (ângulo de atrito e coesão para condições drenadas e não drenadas), incluindo informações detalhadas sobre os

efeitos do confinamento lateral, da pressão intersticial, da drenagem e da consolidação [Mayne *et al.* (2002)]. Possibilitam ainda desenhar as trajetórias de tensões efetivas e totais e a envolvente de rotura [Matos-Fernandes (2006)].

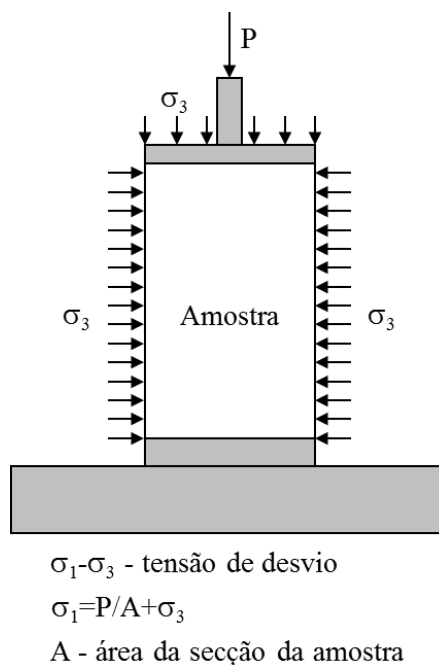


Figura 2.1. Diagrama de tensões medidas num ensaio triaxial [adaptado de Maclver e Hale (1970)]

As características básicas do equipamento e dos provetes utilizados nos ensaios triaxiais convencionais são mostradas na Figura 2.2 e enumeradas de seguida:

- normalmente o provete de solo tem uma forma cilíndrica com altura de cerca de duas vezes o diâmetro;
- o provete é colocado numa membrana de *látex* impermeável que o envolve lateralmente desde a placa de aplicação da carga (no topo) até ao pedestal (na base). A ligação entre a membrana e o equipamento é realizada através de *o-rings* de borracha;
- estes elementos estão contidos numa célula cheia de água que permite aplicar uma pressão no provete (σ_3);
- um aríete sem atrito entra na extremidade superior da célula e aplica a força P, no topo do provete, que é medida, dentro ou fora da célula, por uma célula de carga;

- o deslocamento axial é medido por um transdutor de deslocamento ligado ao aríete de carregamento;
- a célula triaxial com o provete é colocada dentro de um pórtico de carregamento que é acionado por um motor que aplica uma razão de deformação constante;
- na base do provete existe um dispositivo que permite a sua drenagem, ou seja, existe uma válvula que quando está aberta permite o estudo do comportamento do provete em condições drenadas e que, pelo contrário, quando está fechada, permite o estudo do comportamento do provete em condições não drenadas [Atkinson (1993)].

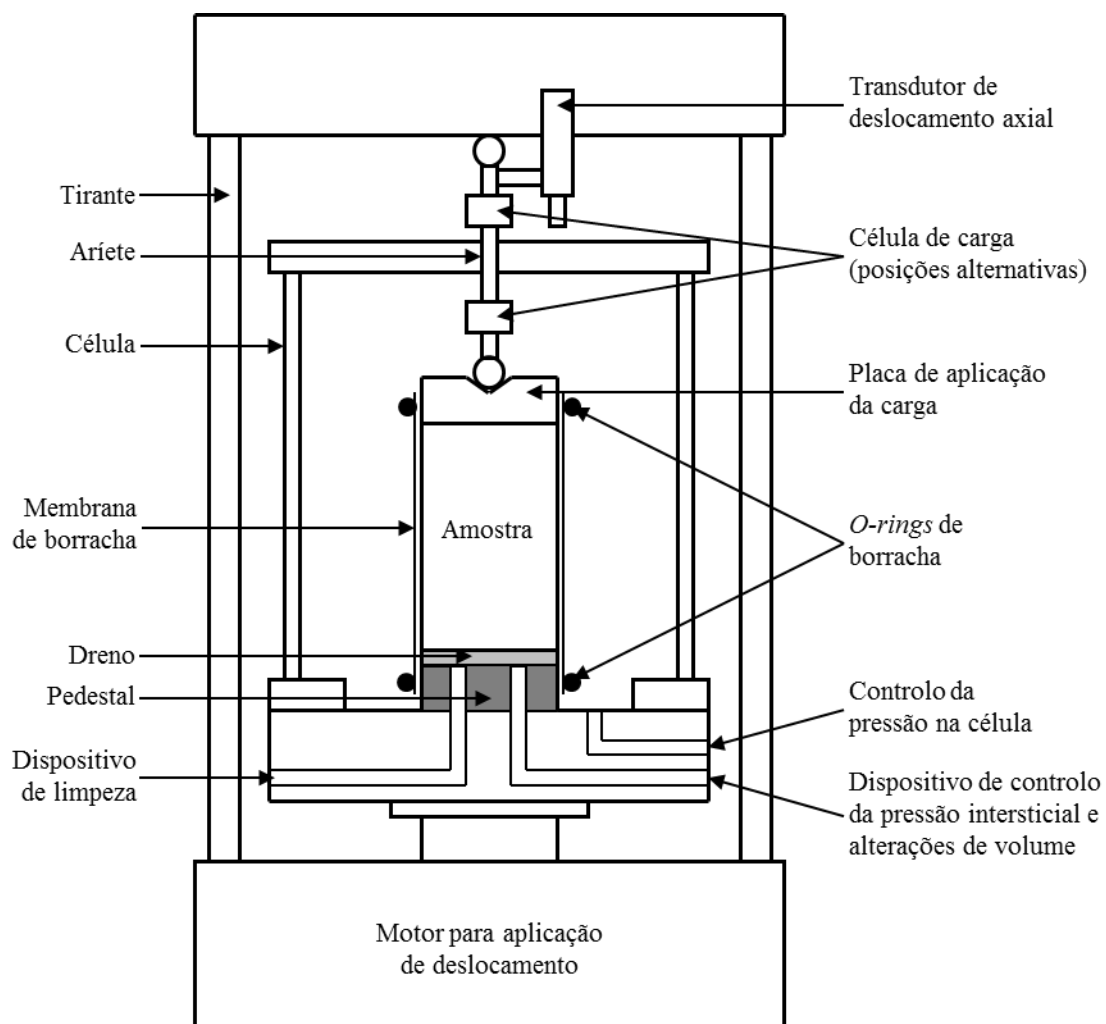


Figura 2.2. Esquema representativo de um equipamento de ensaio triaxial convencional [adaptado de Atkinson (1993)]

Como refere Matos-Fernandes (2006), existem quatro formas de levar o provete à rotura através da alteração das tensões aplicadas no interior da célula de ensaio e da força P aplicada pelo aríete. Estas são:

- manter constante a tensão no interior da célula e aumentar a força P;
- reduzir a tensão no interior da célula e manter constante a força P;
- aumentar a tensão no interior da célula e manter constante a força P;
- manter constante a tensão no interior da célula e diminuir a força P;

As duas primeiras correspondem aos chamados ensaios de compressão triaxial, enquanto as restantes aos ensaios de extensão triaxial. No caso dos ensaios de extensão triaxial verifica-se uma rotação de 90° das direções principais de tensão, ou seja, a tensão horizontal deixa de ser a menor tensão principal e passa a ser a maior tensão principal.

Como o ensaio mais comum é o de compressão triaxial e pelo facto de neste estudo não serem realizados ensaios de extensão triaxial, opta-se por referir aqui apenas as diferentes condições que podem ser previstas nos ensaios de compressão triaxial e os respetivos procedimentos de ensaio.

O ensaio de compressão triaxial pode ser realizado para condições distintas. Os provetes de solo podem ser ensaiados em condições: não consolidadas não drenadas (ensaio do tipo UU); consolidadas não drenadas (ensaio do tipo CU); e consolidadas drenadas (ensaio do tipo CD) [Maldal e Divshikar (1995)].

No ensaio do tipo UU os provetes não são consolidados e não é permitida a sua drenagem durante a aplicação (rápida) da tensão de confinamento ou da tensão de corte. As diferentes condições em que o provete é preparado tornam difícil obter resultados reproduzíveis para este tipo de ensaios. Nestes ensaios é medida a resistência não drenada do solo [Sabatini *et al.* (2002)].

No ensaio do tipo CD o provete é consolidado completamente, antes da aplicação do carregamento, sob a tensão de confinamento. Durante o corte, a força é aplicada a um ritmo suficientemente lento para permitir a drenagem da água sem que se acumulem excessos de pressões intersticiais. O tempo necessário para realizar este ensaio em solos de baixa permeabilidade pode atingir vários meses. Por este motivo não é comum a realização deste ensaio neste tipo de solos. Os parâmetros avaliados no ensaio são o ângulo de atrito do solo

em termos de tensões efetivas (ϕ') e a coesão do solo em termos de tensões efetivas (c') [Sabatini *et al.* (2002)].

A parte inicial dos ensaios do tipo CU é semelhante à do ensaio do tipo CD, em que o provete é consolidado através da aplicação da tensão de confinamento. A diferença está na fase de corte que, neste caso, ocorre em condições não drenadas, ou seja, durante o corte desenvolvem-se excessos de pressão intersticial no interior do provete de solo. A velocidade de aplicação do corte é mais rápida do que para um ensaio do tipo CD. Deste modo, para que possam ser obtidas as tensões totais e os parâmetros de resistência em tensões efetivas é necessário realizar a medição da pressão intersticial durante o ensaio. Note-se que, para a maioria dos solos, os parâmetros de resistência em tensões efetivas avaliados com base em ensaios do tipo CU com medição das pressões intersticiais são semelhantes aos obtidos para os ensaios do tipo CD. Assim, a utilização de ensaios do tipo CD não é necessária para a maioria das aplicações [Sabatini *et al.* (2002)].

O ensaio triaxial a provetes consolidados drenados é realizado segundo a norma ISO/TS 17892-9 (2004). O ensaio a provetes não consolidados não drenados é realizado segundo a norma ISO/TS 17892-8 (2004).

2.2.2. Procedimentos de ensaio

Os procedimentos de ensaio a utilizar para a realização de ensaios triaxiais para as diferentes condições referidas, drenadas ou não drenadas e consolidadas ou não consolidadas, têm muitos pontos em comum. As diferenças aparecem apenas durante a fase de compressão do provete e no tipo de análise e apresentação de resultados subjacente. Deste modo, o procedimento para estes tipos de ensaios triaxiais está dividido nas seguintes etapas: verificação da operacionalidade do equipamento antes do ensaio; preparação dos provetes de ensaio; estabelecimento do modelo de ensaio; saturação do provete; consolidação do provete (quando aplicável); aplicação da compressão até à rotura; análise de dados; elaboração de gráficos e tabelas de resultados; elaboração do relatório de resultados [Head (1998)]. A descrição detalhada destas etapas pode ser consultada em Head (1998).

No âmbito do presente trabalho, os ensaios triaxiais relevantes referem-se a provetes de solo reforçado com geossintético. Este facto leva a que exista uma ligeira alteração no procedimento referido por Head (1998). Esta prende-se com o procedimento utilizado para a preparação dos provetes. Ingold e Miller (1983) e Sieira (2003) apresentam dois exemplos

diferentes de formas de preparação de provetes de solo reforçado com geossintéticos para a realização de ensaios triaxiais. A metodologia utilizada por Ingold e Miller (1983) foi também seguida noutros dois estudos aqui referidos: Noorzad e Mirmoradi (2010) e Unnikrishnan *et al.* (2002).

Relativamente à metodologia usada por Ingold e Miller (1983), para minimizar a variação das propriedades do solo ensaiado (peso volúmico, teor em água, etc.), os autores referem que este deve ser preparado com as características desejadas em grandes quantidades e selado em sacos hermeticamente fechados durante 10 dias. Este processo permite a estabilização das propriedades do solo (por exemplo do teor em água). No final deste período, o solo misturado deve ser compactado estaticamente em moldes padrão para formar provetes com as dimensões e propriedades pretendidas. Após a moldagem, estes provetes devem ser embalados em papel alumínio selado com cera. Depois de 10 dias nestas condições podem ser introduzidas as camadas de reforço. Para tal, o provete de solo moldado deve ser cortado em partes com altura igual ao espaçamento entre reforços pretendido. Estas partes devem ser combinadas com os reforços permitindo obter um provete de solo reforçado com as dimensões pretendidas [Ingold e Miller (1983)]. A utilização da metodologia de Ingold e Miller (1983) é impraticável para a preparação de provetes de solo granular reforçado, já que no caso dos solos granulares não é possível moldar e cortar os provetes de solo em várias camadas.

O procedimento utilizado por Sieira (2003) para a preparação dos provetes de ensaio é diferente. A autora opta por moldar e compactar as várias camadas de solo de forma gradual, intercalando os reforços entre cada camada. Para tal, utiliza um molde metálico cilíndrico com um compactador mecânico acoplado (Figura 2.3a), que aplica uma energia de compactação igual à energia do ensaio de Proctor Modificado ($2,632 \text{ J/cm}^3$). Para garantir que o provete não sofre deformação quando é retirado do molde, a autora refere que este deve ser preparado no interior de uma membrana de *látex* colocada previamente dentro do molde (Figura 2.3b). Terminado o processo de compactação, o molde é retirado do compactador e instalado na célula triaxial. A Figura 2.3c apresenta o provete preparado. A metodologia utilizada por Sieira (2003) pode ser utilizada para a preparação de provetes de qualquer tipo de solo (a autora ensaiou provetes de areia reforçada e de silte argiloso reforçado).

No entanto, além das questões já referidas, a utilização de cada metodologia tem vantagens e desvantagens (opostas) associadas. Por exemplo, a variação das propriedades do solo ensaiado é menor na metodologia de Ingold e Miller (1983), pois esta prevê o acondicionamento do solo durante um período de tempo (10 dias) que permite a estabilização

das propriedades do solo (ao contrário da metodologia de Sieira (2003)). Como consequência, o processo de preparação dos provetes de solo reforçado é mais moroso na metodologia de Ingold e Miller (1983) do que na de Sieira (2003). Outra desvantagem da metodologia de Ingold e Miller (1983) prende-se com o facto de a compactação ser realizada manualmente, ou seja, de não ser controlada. No caso de Sieira (2003) a compactação é controlada mecanicamente, como já foi referido, através do dispositivo de ensaio normalmente utilizado no ensaio de Proctor.

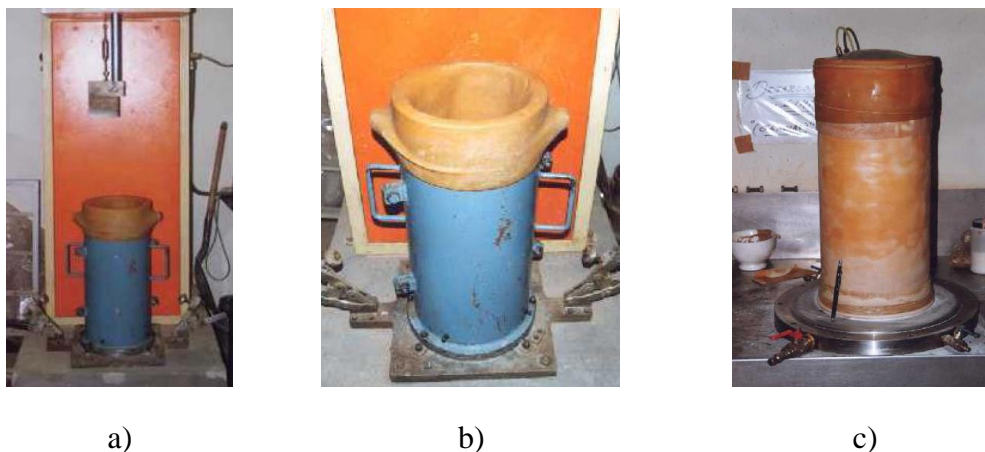


Figura 2.3. Detalhes da montagem do provete de solo reforçado para realização de ensaio de compressão triaxial: a) molde e compactador mecânico; b) colocação da membrana; c) provete preparado [adaptado de Sieira (2003)]

2.2.3. Procedimento para obtenção dos parâmetros resistentes do solo reforçado

A realização de ensaios triaxiais a provetes de solo não reforçado proporciona a obtenção dos parâmetros de resistência do solo: ϕ' e c' para ensaios em condições drenadas; e resistência não drenada (s_u) para ensaios em condições não drenadas. No que concerne à avaliação da resistência de provetes de solo reforçado, os ensaios triaxiais fornecem os mesmos parâmetros, mas agora para o material compósito solo-reforço. Neste último caso, é ainda possível obter as propriedades da interface solo-reforço (ângulo de atrito aparente (δ) e coesão aparente (c_a)) [Atmatzidis *et al.* (1994) e Gray e Al-Refeai (1986)]. Note-se que este não é considerado como o melhor ensaio para a caracterização da interface solo-reforço. Para tal efeito devem ser desenvolvidos programas de ensaios de arranque, de corte direto ou de corte em plano inclinado, conforme o tipo de mecanismo de interação entre o solo e o reforço. Alguns estudos realizados sobre a caracterização da interface solo-reforço podem ser

consultados em Pinho-Lopes (2006), Pinho-Lopes e Lopes (1999) e Lopes e Ladeira (1996) (ensaios de arranque), Ferreira *et al.* (2015), Ferreira *et al.* (2013), Vieira (2008) e Silvano (2005) (ensaios de corte direto) e Lopes *et al.* (2014) e Costa-Lopes *et al.* (2002) (ensaios de corte em plano inclinado).

Os parâmetros resistentes do solo (não reforçado) podem ser determinados a partir dos resultados dos ensaios triaxiais recorrendo a diferentes critérios ou teorias de rotura. Neste estudo considera-se que a rotura nos dois tipos de solos obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. Deste modo, os parâmetros de resistência dos solos podem ser obtidos de duas formas distintas: a) traçando as circunferências de Mohr correspondentes à rotura e a respetiva envolvente (Figura 2.4a); e b) marcando num sistema de eixos s-t os pontos correspondentes ao estado de rotura em cada um dos ensaios e traçando a reta que melhor os aproxima (Figura 2.4b) [Matos-Fernandes (2006)].

Os parâmetros são obtidos, de forma direta, através do gráfico com as circunferências de Mohr, ou seja, coesão igual à ordenada na origem e ângulo de atrito igual à inclinação da envolvente de rotura. Pelo contrário, no caso da utilização do diagrama s-t é necessário utilizar as relações numéricas entre os diferentes parâmetros dos dois tipos de gráficos para a sua obtenção (Equações 2.1 a 2.6). Estas equações utilizam os seguintes parâmetros: tensão tangencial (τ); coesão do solo (c); tensão normal (σ); ângulo de atrito (ϕ); parâmetro equivalente a τ para a análise no diagrama s-t (t); parâmetro equivalente a c para a análise no diagrama s-t (a); parâmetro equivalente a σ para a análise no diagrama s-t (s); parâmetro equivalente a ϕ para a análise no diagrama s-t (α_ϕ); entre outros já apresentados. Refira-se que na Equação 2.6, t toma o sinal + se o ângulo de σ_1 com a horizontal for maior ou igual a 45° e o sinal - no caso contrário [Matos-Fernandes (2006)].

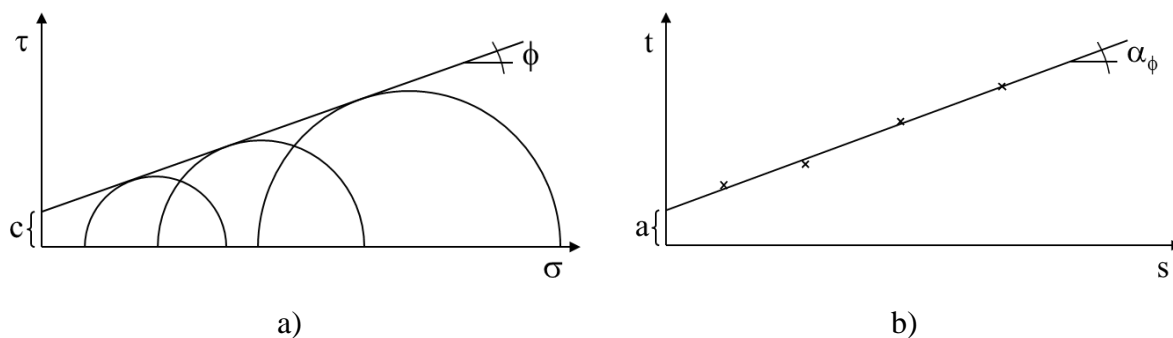


Figura 2.4. Determinação dos parâmetros de resistência a partir dos resultados de ensaios triaxiais: a) circunferências de Mohr; b) diagrama s-t [adaptado de Matos-Fernandes (2006)]

No entanto, é necessário especial cuidado quando se utiliza a opção b) para a obtenção dos parâmetros resistentes do solo. Neste caso, é necessário garantir que a reta apresentada na Figura 2.4b) é uma boa aproximação da envolvente de rotura do solo, o que nem sempre é possível [Matos-Fernandes (2006)].

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

$$t = a + s \cdot \operatorname{tg}\alpha_{\phi} \quad (2.2)$$

$$c = \frac{a}{\cos\phi} \quad (2.3)$$

$$\phi = \arcsen(\operatorname{tg}\alpha_{\phi}) \quad (2.4)$$

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.5)$$

$$t = \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.6)$$

O procedimento a realizar para a obtenção das propriedades resistentes do solo reforçado é em tudo semelhante ao apresentado nos parágrafos anteriores. No entanto, de seguida tecem-se algumas considerações sobre o efeito da colocação do reforço de geossintético na resistência de um solo.

Um solo não reforçado atinge a rotura quando a tensão de corte excede a resistência ao corte do solo, num determinado plano. Porém, quando o provete de solo está reforçado, a contribuição do reforço pode ser interpretada como sendo similar a um aumento do confinamento [Sieira (2003)]. Este efeito foi também referido por Ruiken *et al.* (2010), Ruiken e Ziegler (2008) e Rajagopal *et al.* (1999). Se o espaçamento vertical entre as camadas de reforço é suficientemente pequeno, o efeito de reforço é similar a uma tensão de confinamento adicional que atua, homoganeamente, ao longo de toda a altura do provete [Ruiken *et al.* (2010)]. A consequência deste confinamento adicional imposto ao provete de solo reforçado é um aumento dos parâmetros de resistência do material compósito (solo-geossintético). De acordo com Ruiken e Ziegler (2008) (Figura 2.5), os parâmetros de resistência do solo reforçado dependem da tensão de confinamento utilizada nos ensaios: por um lado, para tensões de confinamento reduzidas (menores que 25 kPa no caso dos ensaios reportados), o ângulo de atrito do solo reforçado é maior do que o mesmo parâmetro obtido para o solo sem reforço; e, por outro lado, para tensões de confinamento elevadas (maiores

que 25 kPa no caso dos ensaios reportados), o ângulo de atrito é o mesmo para ambos os tipos de provetes, mas a coesão é maior para o solo reforçado. A Figura 2.5 mostra a envolvente de rotura bilinear obtida por Ruiken e Ziegler (2008).

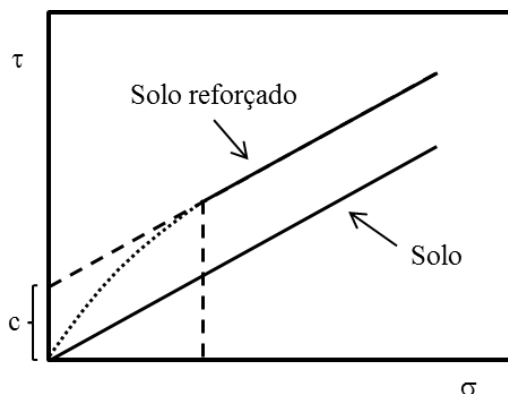


Figura 2.5. Envolvente de rotura bilinear [adaptado de Ruiken e Ziegler (2008)]

Sawicki (2000) refere os resultados obtidos por Long *et al.* (1972) para mostrar o efeito da inclusão dos reforços na envolvente de rotura dos solos. Na Figura 2.6 observa-se que a envolvente de rotura obtida para uma areia, com comportamento puramente friccional (sem coesão), é paralela à envolvente de rotura obtida para a mesma areia reforçada com camadas de folha de alumínio, com comportamento friccional e coesivo.

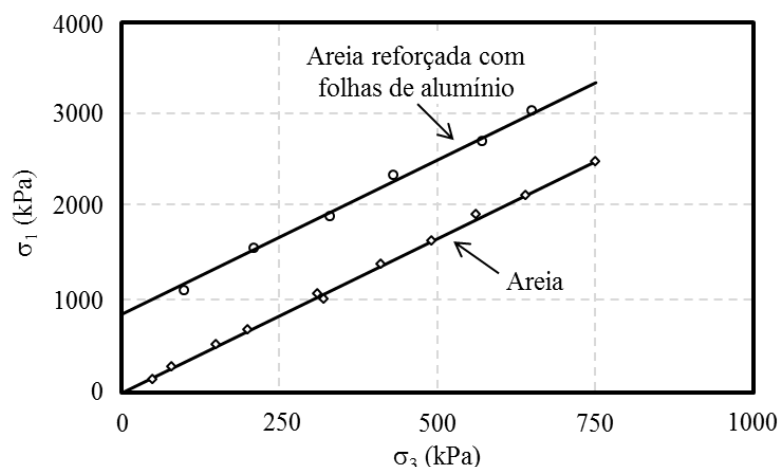


Figura 2.6. Comportamento de solo reforçado em ensaios triaxiais [adaptado de Sawicki (2000)]

No que respeita às propriedades resistentes da interface solo-reforço (ângulo de atrito aparente e a coesão aparente), estas são normalmente obtidas através da realização de ensaios de corte

direto ou de arranque. No entanto, existem formulações teóricas para obter essas propriedades através dos resultados dos ensaios triaxiais. Exemplos destas formulações são apresentadas por: Markou (2008), Markou e Droudakis (2006), Markou e Sirkelis (2004) e Atmatzidis *et al.* (1994) para o cálculo do ângulo de atrito aparente; e Gray e Al-Refeai (1986) para a obtenção da coesão aparente do conjunto solo-reforço (estes estudos consideram apenas solos granulares). Refira-se que a comprovação da fiabilidade destas formulações teóricas foi realizada nos diversos estudos referidos. Por exemplo Markou e Sirkelis (2004) compararam os resultados obtidos através desta abordagem com os resultados obtidos em ensaios de corte direto. Os parâmetros alvo de estudo pelos autores referidos são descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Parâmetros estudados no âmbito da comprovação da fiabilidade das formulações teóricas apresentadas

Estudo	Solo	Tipo de reforço*	Diâmetro/ altura	Nº de	σ_c	I_D	v
			dos provetes	reforços			
			mm	un.	kPa	%	mm/min
Gray e Al-Refeai (1986)	Areia de duna	Geotêxtil	35/80	1, 2, 3, 4, 5, 6	50, 100, 200, 300, 400	21, 86	0,4 (%/min)
Atmatzidis <i>et al.</i> (1994)	Areia Ottawa 20-30	Geotêxtil	76/153	4, 5	50, 100, 200, 400	87	0,6
Markou e Sirkelis (2004)	Areia Ottawa 20-30	Geotêxtil	50/106	4, 5	50, 100, 200, 400, 600	75, 93	0,6
Markou e Droudakis (2006)	Areia Ottawa 20-30	Geotêxtil	50/101 70/141	2, 3, 4, 5, 6, 7	50, 100, 200, 400	77, 89	0,1 a 6
Markou (2008)	6 Areias uniformes	Geotêxtil	70/144	4, 5	10, 25, 50, 100, 200, 400	76 a 99	0,6

σ_c – tensão de confinamento; I_D – índice de compactidade; v – velocidade de ensaio; * todos os estudos utilizaram geotêxteis diferentes (as referências bibliográficas incluem mais informações)

O método estudado por Atmatzidis *et al.* (1994) para calcular δ a partir dos resultados de ensaios de compressão triaxial começa por mencionar o conceito do acréscimo de tensão lateral ($\Delta\sigma_3$) que se observa nos provetes de solo reforçado [Ingold (1982) citado por Atmatzidis *et al.* (1994)]. Esta tensão desenvolve-se devido ao efeito provocado pelo reforço quando o provete é sujeito a condições de rotura, como apresentado nas Figura 2.7 [Atmatzidis *et al.* (1994)]. O acréscimo de tensão lateral é considerado uniformemente distribuído sobre toda a superfície lateral do provete e pode ser expresso, para condições de rotura, pela Equação 2.7 [Gray e Al-Refeai (1986)].

$$\Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \cdot \Delta\sigma_1 \quad (2.7)$$

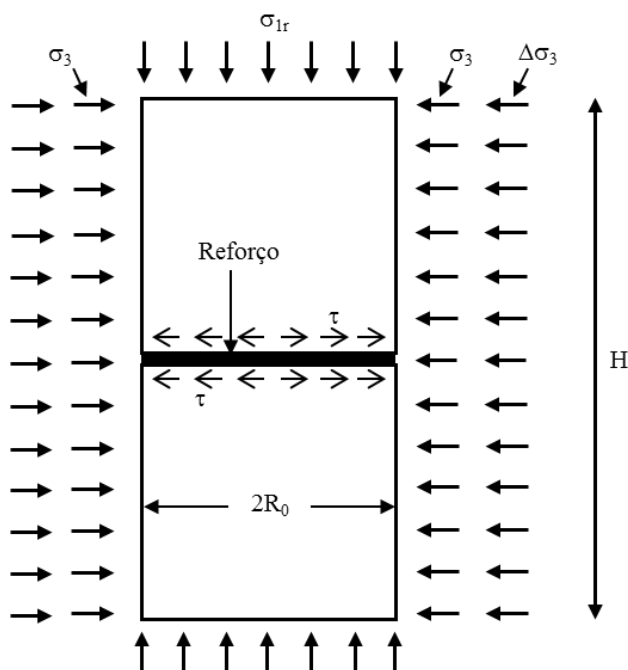


Figura 2.7. Condições de ruptura de um provete de solo reforçado [adaptado de Atmatzidis et al. (1994)]

Na Equação 2.7 é considerada a menor tensão principal para os ensaios no solo reforçado e não reforçado (mantida constante ao longo dos ensaios) (σ_3) e o acréscimo da maior tensão principal ($\Delta\sigma_1$) (diferença entre a maior tensão principal medida no momento da ruptura para o solo reforçado ($\sigma_{1,r}$) e a maior tensão principal medida no momento da ruptura para o solo não reforçado (σ_1) (Equação 2.8)).

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,r} - \sigma_1 \quad (2.8)$$

O valor de δ pode ser calculado através da Equação 2.9 (com o raio do reforço (R_0) e a altura total do provete (H)) [Atmatzidis *et al.* (1994)].

$$\tan \delta = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{1,r}} \cdot \frac{3H}{2R_0} \quad (2.9)$$

A proposta de Gray e Al-Refeai (1986) para avaliar a coesão aparente do conjunto solo-reforço inclui a Equação 2.10 em que o coeficiente de impulso passivo do solo (K_p) é afetado apenas pelo ângulo de atrito do solo não reforçado e calculado pela Equação 2.11 [Gray e Al-Refeai (1986)].

$$c_a = \frac{\sigma_3 \left(\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_{1,r}} \right) \sqrt{K_p}}{2} \quad (2.10)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.11)$$

2.2.4. Mecanismos que ocorrem durante ensaios triaxiais realizados a provetes de solo reforçado

De acordo com Saez (1997) citado por Sieira (2003) podem ocorrer dois tipos de mecanismos durante a realização de um ensaio triaxial num provete de solo reforçado. Esses mecanismos são: 1) o desenvolvimento de esforços de tração no reforço; e 2) o aparecimento de deslocamentos relativos entre uma camada de solo e o reforço (Figura 2.8). Na Figura 2.8 são ainda representadas as tensões homogêneas equivalentes atuantes no provete de material compósito (solo-reforço).

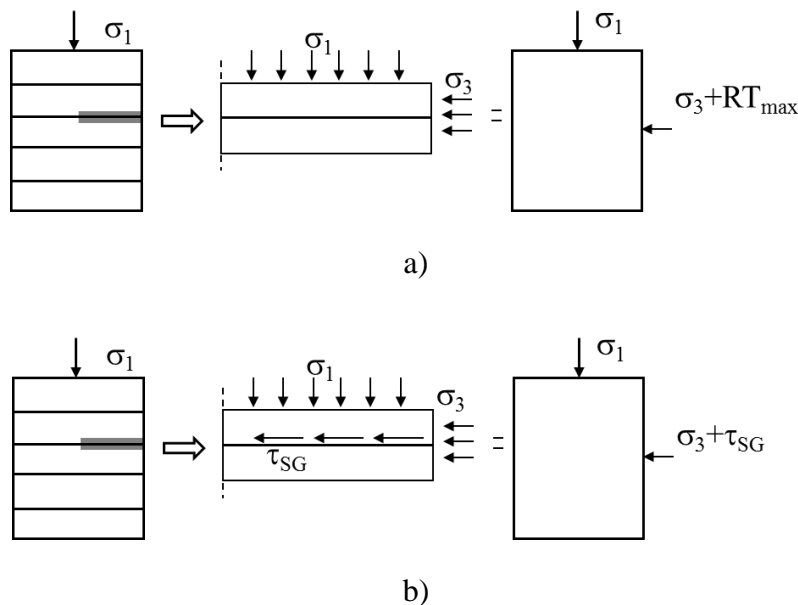


Figura 2.8. Mecanismos observados em ensaios triaxiais de solos reforçados com geossintéticos: a) Mecanismo 1: tração no reforço; b) Mecanismo 2: deslocamento solo-reforço [adaptado de Sieira (2003)]

No Mecanismo 1 o reforço confere resistência à tração ao conjunto solo-reforço. O efeito benéfico do reforço é limitado pela sua resistência à tração máxima (RT_{max}). No Mecanismo 2 ocorre o deslizamento entre o reforço e o solo circundante e o efeito benéfico do reforço é

limitado pela resistência ao corte direto na interface entre o solo e o geossintético (τ_{SG}) [Sieira (2003)].

Conseqüentemente, a menor tensão principal medida no momento da rotura para o solo reforçado ($\sigma_{3,r}$) pode ser obtida através da Equação 2.12, no caso de o reforço ser sujeito a um esforço de tração, e pela Equação 2.13, se o reforço se deslocar em relação a uma camada de solo.

$$\sigma_{3,r} = \sigma_3 + RT_{\max} \quad (2.12)$$

$$\sigma_{3,r} = \sigma_3 + \tau_{SG} \quad (2.13)$$

Os ensaios realizados por Sieira (2003) permitiram a realização de observações visuais para verificação do aparecimento dos dois mecanismos. As dimensões do equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais foram: diâmetro de 229 mm e altura de 457 mm. A autora considerou uma geogrelha com malha regular, constituída por tiras tecidas e com resistência à tração de 97 kN/m e de 29 kN/m respetivamente, na direção de fabrico e na direção perpendicular à de fabrico, como material de reforço. A escolha das dimensões dos provetes foi justificada pela autora com a necessidade de verificar a relação entre a dimensão das aberturas do geossintético (S_g) e o diâmetro do provete de ensaio (D). A autora refere que de acordo com a norma ASTM D5321 (2008), S_g/D deve ser menor que 1/5.

Os solos utilizados no estudo foram uma areia e um silte argiloso com as características físicas apresentadas na Tabela 2.2. Essas grandezas são: densidade das partículas (G_s); limite de liquidez (w_L); limite de plasticidade (w_P); diâmetro equivalente a 10 e 60% de partículas passadas (D_{10} e D_{60}); coeficiente de uniformidade (C_U); coeficiente de curvatura (C_C); peso volúmico seco mínimo e máximo do solo (γ_{dmin} e γ_{dmax}); índice de vazios mínimo e máximo do solo (e_{min} e e_{max}). Os parâmetros de resistência em tensões efetivas dos diferentes solos são: ângulo de atrito de 37° e coesão de 16 kPa, no caso da areia; e 21° e 30 kPa, respetivamente, para o silte argiloso.

Tabela 2.2. Características dos solos utilizados nos estudos realizados por Sieira (2003)

Tipo de solo	G_s	w_L	w_P	D_{10}	D_{60}	C_U	C_C	γ_{dmin}	γ_{dmax}	e_{min}	e_{max}
	-	%	%	mm	mm	-	-	kN/m ³	kN/m ³	-	-
Areia	2,71	-	-	0,07	0,7	14,2	1,28	11,4	17,1	0,58	1,37
Silte Argiloso	2,69	29,7	19,0	0,003	0,1	60,0	0,74	-	18,1	-	-

É importante referir ainda que os ensaios triaxiais foram realizados em condições drenadas e que, quando terminou os ensaios, Sieira (2003) procedeu à desmontagem dos provetes de solo reforçado e à sua inspeção visual. A autora constatou que os reforços utilizados no solo arenoso apresentavam distorções, ou seja, sugeriam o aparecimento de solicitações de tração durante o ensaio (Mecanismo 1). Neste caso Sieira (2003) refere que o aumento de $\sigma_{3,r}$ foi provocado pela força de tração na geogrelha. Pelo contrário, nos ensaios com solo silto-argiloso, a geogrelha deslizou em relação ao solo envolvente sem apresentar qualquer distorção ou dano, sendo o aumento de $\sigma_{3,r}$ provocado pela resistência ao corte na interface solo-reforço (Mecanismo 2).

2.3. Parâmetros que influenciam a resistência e a deformabilidade de solos reforçados

2.3.1. Introdução

Nesta secção são apresentados resultados e conclusões de estudos realizados sobre diversos parâmetros que influenciam a resistência e a deformabilidade de provetes de solo reforçado com geossintéticos avaliadas através de ensaios triaxiais. Os parâmetros abordados são: as dimensões do equipamento de ensaio; a forma, o tipo e o número de camadas de reforço; o tipo de solo; a tensão de confinamento; o índice de compactidade do solo; e o teor em água do solo e a permeabilidade do reforço.

2.3.2. Influência das dimensões do equipamento

A realização de ensaios triaxiais por diversos investigadores implica a utilização de vários equipamentos de ensaio com dimensões não normalizadas (e diferentes). Na Tabela 2.3 são apresentadas as dimensões dos provetes de vários estudos em que foram realizados ensaios triaxiais a solos reforçados com geossintéticos. Como é possível verificar, as dimensões são muito diversificadas. Os diâmetros utilizados variam entre 35 e 300 mm e as alturas dos provetes, normalmente o dobro do diâmetro, entre 76 e 600 mm. Para além das dimensões serem diferentes, também podem ser considerados provetes com diferentes geometrias. Nos estudos referidos, a geometria da secção utilizada com mais frequência é a circular. No

entanto, existem investigadores que optam por utilizar secções quadradas (por exemplo Uchimura e Nguyen (2006)).

Tabela 2.3. Dimensões dos provetes de ensaios triaxiais realizados em vários estudos

Estudo	Diâmetro	Altura	Estudo	Diâmetro	Altura
	mm	mm		mm	mm
Unnikrishnan <i>et al.</i> (2002)	38	76	Latha e Murthy (2007)	38	76
	100	200			
Rajagopal <i>et al.</i> (1999)	100	200	Atmatzidis <i>et al.</i> (1994)	76	153
Eiksund <i>et al.</i> (2004)	300	600	Zhang <i>et al.</i> (2006; Zhang <i>et al.</i> (2008)	61,8	135
Ingold (1983)	38	76	Noorzad e Mirmoradi (2010)	38	76
	100	200			
Markou (2008)	70	144	Gray e Al-Refeai (1986)	35	80
Markou e Droudakis (2006)	50	101	Markou e Sirkelis (2004)	50	106
	70	141			
Uchimura e Nguyen (2006)	Secção quadrada: (78 × 78 mm ²) × (200 mm)		Haeri <i>et al.</i> (2000)	38	76
				100	200

Deste modo, a comparação de resultados obtidos nas diferentes investigações é extremamente complicada, já que não é possível assegurar que os resultados dos ensaios não são afetados pelas diferentes dimensões dos provetes. Também a fiabilidade dos resultados pode ser colocada em causa, pois a dimensão dos provetes reforçados pode não ser suficiente para permitir o desenvolvimento correto dos mecanismos de interação entre o solo e o reforço. Um exemplo é o caso do estudo de um solo reforçado com uma geogrelha com aberturas de grandes dimensões. Neste caso, a utilização de uma célula de ensaio com dimensões reduzidas pode levar a que os resultados não possam ser considerados representativos do comportamento do solo reforçado, ou mesmo, inviabilizar a introdução do reforço no provete de solo. Por estes motivos, é pertinente a realização de estudos sobre a influência das dimensões do equipamento nos resultados dos ensaios.

Para estudar o efeito da dimensão do provete nos resultados dos ensaios triaxiais, Haeri *et al.* (2000) realizaram ensaios a provetes de areia e de areia reforçada com geotêxteis não-tecidos com diferentes dimensões (38 e 100 mm de diâmetro e o dobro de altura). A areia utilizada no estudo tinha $D_{10} = 0,13$ mm, $D_{50} = 0,23$ mm (diâmetro equivalente a 50 % de partículas

passadas), $C_U = 2$, $G_s = 2,74$, $e_{max} = 0,79$, $e_{min} = 0,53$, ângulo de atrito (para $I_D = 70\%$) igual a 44° (proвете com 38 mm de diâmetro) e 43° (proвете com 100 mm de diâmetro) e era classificada como areia mal graduada (SP segundo a classificação unificada da ASTM D2487 (2011)). As propriedades do geotêxtil não-tecido considerado são apresentadas na Tabela 2.4.

As envolventes de rotura obtidas para os provetes (com diâmetro de 38 e 100 mm) de areia e de areia reforçada com quatro camadas de geotêxtil são apresentadas na Figura 2.9.

Tabela 2.4. Propriedades do geotêxtil não-tecido (tipo I) considerado por Haeri *et al.* (2000)

Propriedades físicas			Propriedades mecânicas		
	Unidade	Valor		Unidade	Valor
μ	g/m^2	180	RT_{max} (MD/CMD)	kN/m	10,4/10,4
Espessura nominal	mm	2,1	ϵ_{max} (MD/CMD)	%	75/80
O_{90}	mm	0,13	Resistência ao punçoamento	N	1660

μ - massa por unidade de área; CMD - direção perpendicular à direção de fabrico do geossintético; MD - direção de fabrico do geossintético; ϵ_{max} - extensão na força máxima; O_{90} - dimensão característica da abertura

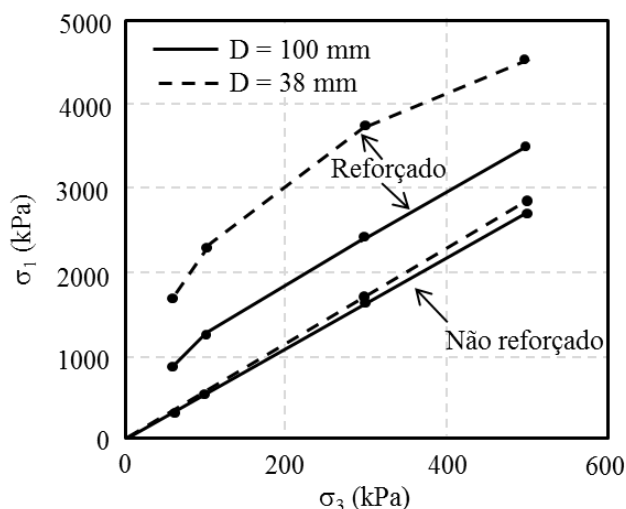


Figura 2.9. Efeito da dimensão do provete nas envolventes de rotura de provetes de areia e areia reforçada [adaptado de Haeri *et al.* (2000)]

Os resultados obtidos por Haeri *et al.* (2000) indicam que a dimensão do provete é muito importante nos ensaios realizados a provetes reforçados. As envolventes de rotura dos provetes de areia, para ambos os diâmetros, são aproximadas. Os provetes com diâmetro de 38 mm apresentam uma resistência de pico ligeiramente maior. No entanto, o aumento de resistência nos provetes devido à inclusão dos reforços é significativamente maior nos provetes com diâmetro de 38 mm. A sua resistência de pico é muito maior que a observada

nos provetes reforçados com diâmetro de 100 mm. Além disto, a forma das envolventes de rotura também é diferente. Por um lado, os provetes de areia apresentam envolventes de rotura lineares típicas de solos puramente friccionais. Por outro lado, os provetes reforçados apresentam envolventes de rotura típicas de solos coesivo-friccionais. A envolvente de rotura obtida para provetes com 100 mm de diâmetro de areia reforçada é bilinear. Para os provetes de 38 mm de diâmetro de areia reforçada a envolvente de rotura é curva [Haeri *et al.* (2000)].

Unnikrishnan *et al.* (2002) avaliaram o efeito da dimensão do provete (entre outros parâmetros). Neste estudo foi avaliado o aumento da resistência devido à inclusão de camadas de areia em ambos os lados do reforço (técnica de sanduíche) em solos argilosos. O estudo foi realizado com recurso a ensaios de compressão triaxial estáticos e cíclicos com provetes com 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura. Alguns dos ensaios foram repetidos com provetes com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

A areia utilizada tinha $D_{10} = 0,20$ mm, $D_{30} = 0,40$ mm (diâmetro equivalente a 30% de partículas passadas), $D_{60} = 0,60$ mm, $C_U = 3$, $C_C = 1,33$, ângulo de atrito 42° e era classificada como areia mal graduada (SP segundo a classificação unificada da ASTM D2487 (2011)). A argila utilizada tinha $w_L = 42\%$, $w_P = 15\%$, $I_P = 27\%$ (índice de plasticidade dos solo), $w_{óti.} = 17,8\%$ (teor em água ótimo), $\gamma_{max} = 17,5$ kN/m³ (peso volúmico máximo do solo), ângulo de atrito e coesão para condições não drenadas não consolidadas 14° e 96 kPa, respetivamente, e era classificada como argila magra (CL segundo a classificação unificada da ASTM D2487 (2011)). As propriedades dos geossintéticos considerados são apresentadas na Tabela 2.5 [Unnikrishnan *et al.* (2002)].

Tabela 2.5. Propriedades dos geossintéticos considerados por Unnikrishnan *et al.* (2002)

Tipo de reforço	$J_{sec,5\%}$	Ângulo de atrito na interface com a areia	Ângulo de atrito na interface com a argila	Adesão na interface com a argila
	kN/m	°	°	kPa
Geotêxtil tecido	110	37	7	32
Micro-grelha (rede)	106	42	8	40
Geotêxtil não-tecido	50	39,5	7,5	36

$J_{sec,5\%}$ - rigidez secante para 5% de extensão

A tendência geral dos resultados obtidos para os provetes com 100 mm de diâmetro é muito semelhante à observada para os provetes de 38 mm de diâmetro. A tensão de desvio de pico dos provetes de 100 mm de diâmetro é, aproximadamente, 5 a 8% mais baixa que a tensão de

desvio de pico observada nos provetes de 38 mm de diâmetro com propriedades correspondentes. Isto é observado em ambos os tipos de provetes, não reforçados e reforçados com ou sem camadas de areia [Unnikrishnan *et al.* (2002)].

2.3.3. Influência da forma, do tipo e do número de camadas do reforço

Latha e Murthy (2007) referem que a melhoria da resistência do solo reforçado relativamente ao mesmo solo sem reforços é afetada significativamente pela forma e pelo tipo do reforço. Nesta secção são apresentados diversos estudos que confirmam essa afirmação. Entre estes estudos encontram-se, para além do descrito por Latha e Murthy (2007), os realizados por Rajagopal *et al.* (1999) e Zhang *et al.* (2006). No que diz respeito à influência do número de camadas do reforço na resistência e deformabilidade do solo reforçado, são apresentadas algumas considerações expostas por Sieira (2003) e Ruiken *et al.* (2010).

Latha e Murthy (2007) realizaram ensaios triaxiais para verificar a influência da forma do reforço na resistência do solo reforçado. Para tal, utilizaram provetes de solo reforçado com uma quantidade equivalente a uma folha de película de poliéster com secção de 9073 mm², sob diferentes formas (fibras, 8 camadas horizontais e geocélulas), ou seja, a quantidade de reforço sob a forma de fibra é a mesma quantidade que foi usada sob a forma de camadas horizontais e sob a forma de geocélula.

Também realizaram o mesmo procedimento mas utilizando um geotêxtil. Neste caso, compararam apenas o efeito das 8 camadas horizontais de geotêxtil com o efeito provocado pela utilização de uma geocélula. Na Figura 2.10 são ilustradas essas diferentes formas de reforço.

Os autores realizaram também ensaios a geocélulas constituídas por geossintéticos diferentes, neste caso um geotêxtil e uma película de poliéster, para aferir a influência do tipo de reforço na resistência do solo reforçado. Como se observa na Figura 2.10, as geocélulas são “camisas” de reforço que envolvem todo o provete de solo e com as dimensões do mesmo. Os ensaios foram realizados para uma $\sigma_C = 100$ kPa.

Refira-se que o solo utilizado por Latha e Murthy (2007) foi uma areia de rio com as seguintes características: $D_{50} = 0,7$ mm; $C_U = 3,54$; $\gamma_{\min} = 14,53$ kN/m³ (peso volúmico mínimo do solo); $\gamma_{\max} = 16,48$ kN/m³; e classificação segundo o sistema de classificação Unificado, SP. Os provetes de areia seca com $I_D = 70\%$ foram ensaiadas para $\sigma_C = 100, 150$ e

200 kPa e $v = 1,25$ mm/min. Os geossintéticos utilizados foram: um geotêxtil tecido de polipropileno, uma geogrelha extrudada de polietileno de alta densidade com abertura da malha de 1,5 mm por 1,5 mm (chamada de rede mosquiteira); e uma película transparente de poliéster com uma superfície muito lisa e uniforme. Algumas das suas características são apresentadas na Tabela 2.6.

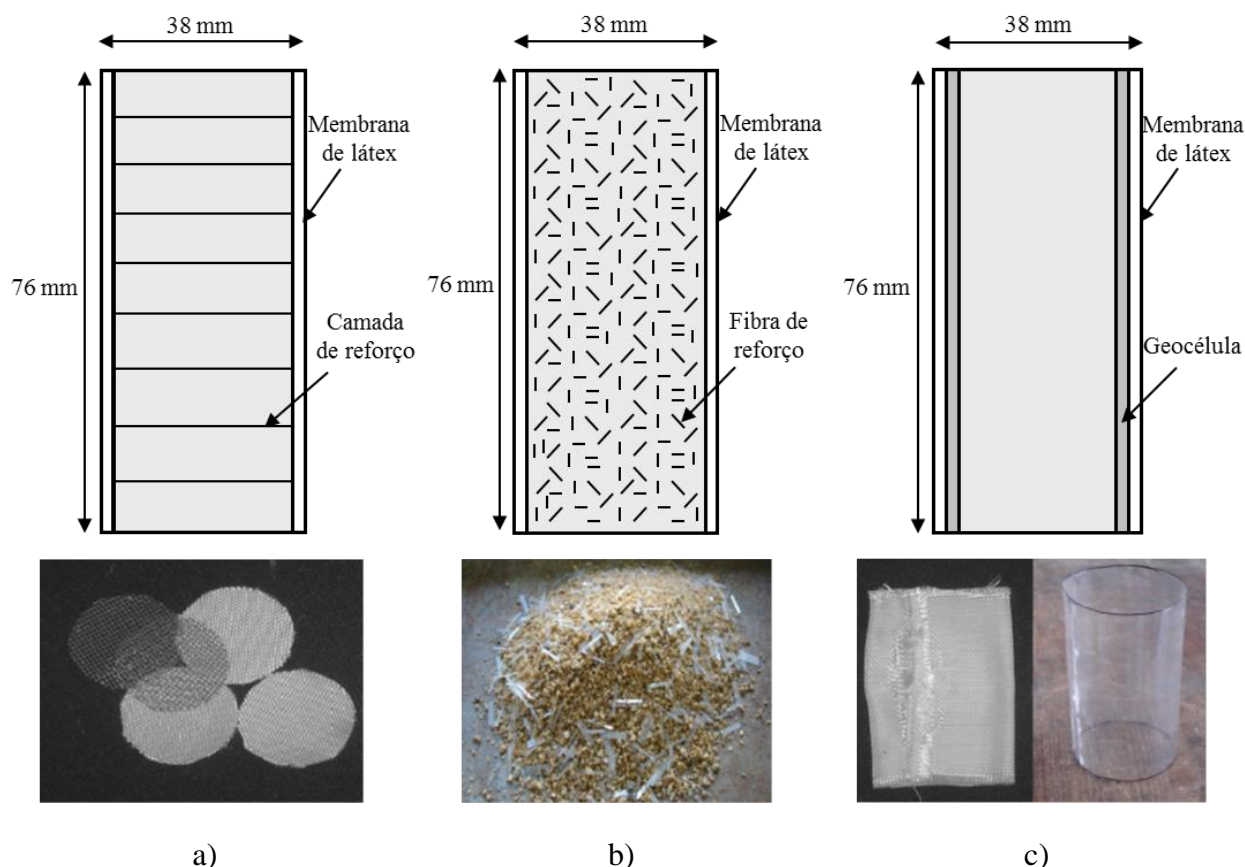


Figura 2.10. Representação esquemática dos provetes de solo reforçado com diferentes formas de reforço: a) 8 camadas horizontais; b) fibras; c) geocélulas [adaptado de Latha e Murthy (2007)]

Na Figura 2.11 representam-se os resultados obtidos por Latha e Murthy (2007) com as diferentes configurações de reforço em poliéster. Analisando esses resultados nota-se que, para além da introdução de reforços melhorar as características resistentes do solo, também é possível referir que, nas condições apresentadas, a utilização de camadas horizontais de película de poliéster proporciona um aumento de resistência maior do que a utilização de geocélulas ou de fibras. Para as soluções usando geotêxtil os autores apenas analisaram o reforço em oito camadas horizontais e em geocélula. As conclusões obtidas são análogas às referidas para o reforço em poliéster.

Tabela 2.6. Propriedades dos geossintéticos usados por Latha e Murthy (2007)

Tipo de geossintético	μ	Espessura	RT_{max}	ϵ_{max}	$J_{sec,5\%}$
	g/m^2	mm	kN/m	%	kN/m
Geotêxtil tecido	230	1	51	31	120
Geogrelha	139	0,275	3,75	5,7	62
Película de poliéster	118	0,1	*	*	100

*Não atingiu a rotura nos ensaios de tração

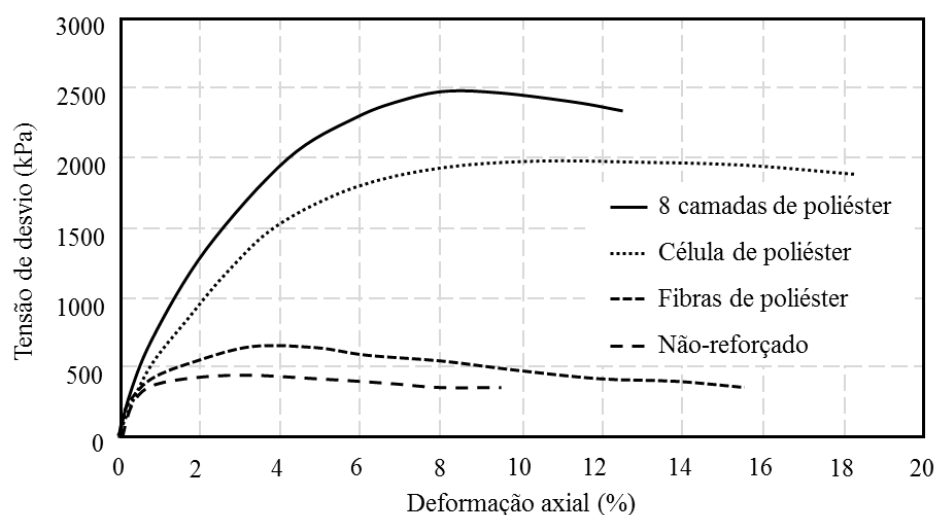


Figura 2.11. Comportamento do solo reforçado com diferentes formas de reforço de poliéster ($\sigma_C = 100$ kPa) [adaptado de Latha e Murthy (2007)]

O comportamento do solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes tipos de geossintéticos (geotêxtil ou película de poliéster) é mostrado na Figura 2.12. Para as condições consideradas, a geocélula constituída por uma película de poliéster permitiu um maior ganho de resistência [Latha e Murthy (2007)]. No entanto, esta observação pode estar associada à diferente resistência à tração dos dois reforços.

Também Rajagopal *et al.* (1999) estudaram o comportamento de provetes de solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes materiais. Estes autores estudaram ainda o impacto da utilização de diferentes números de células, para a constituição dos provetes de ensaio, nos resultados obtidos para a caracterização do comportamento do solo reforçado. Para tal compararam o ângulo de atrito aparente e a coesão aparente dos provetes reforçados com os valores obtidos para o solo não reforçado correspondente. Os autores realizaram ainda uma comparação do incremento da resistência apresentado pelos vários provetes de solo reforçado ensaiados.

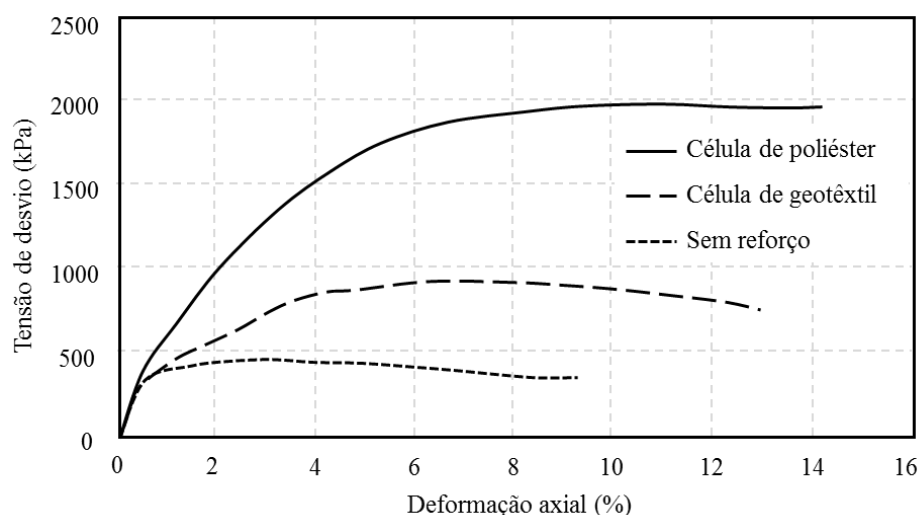


Figura 2.12. Comportamento tensão-deformação do solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes geossintéticos ($\sigma_C = 100$ kPa) [adaptado de Latha e Murthy (2007)]

O solo alvo de reforço foi uma areia classificada segundo o sistema de classificação de solos unificado, como SP, com: $D_{10} = 0,3$ mm; $C_U = 2,17$; $C_C = 1,04$; $\gamma_{dmax} = 18,4$ kN/m³ e $\gamma_{dmin} = 15,7$ kN/m³. O índice de compactidade com que os provetes foram ensaiados foi de 55%. Quanto aos geossintéticos, foram utilizados: geotêxteis tecidos (identificados pelos autores consoante a sua cor: branco e preto); um geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno; e uma grelha constituída por polímeros não orientados. As propriedades disponibilizadas pelos autores são compiladas na Tabela 2.7.

Tabela 2.7. Propriedades dos geossintéticos usados no programa de ensaios de Rajagopal *et al.* (1999)

Tipo de geossintético	μ	Espessura	RT_{max}	Tensão resistente na costura	$J_{sec,5\%}$
	g/m ²	mm	kN/m	kN/m	kN/m
Geotêxtil tecido (Branco)	308	0,6	65	8	70
Geotêxtil tecido (Preto)	286	0,7	54,5	7,5	50
Geotêxtil não tecido	378	2,5	9	9 *	5
Grelha	105	1,1	1	1 *	0,5

* Costura intacta após o ensaio

As células foram construídas moldando os diversos geossintéticos em formas circulares e costurando as extremidades. A altura das células foi igual à dos provetes de ensaio (200 mm) e os diâmetros usados para cada tipo de célula foram os apresentados na Figura 2.13. Foram

estudados provetes de solo reforçado com 1, 2, 3, ou 4 células (Figura 2.13). As soluções com geocélulas múltiplas apenas foram implementadas com o geotêxtil tecido de cor branca.

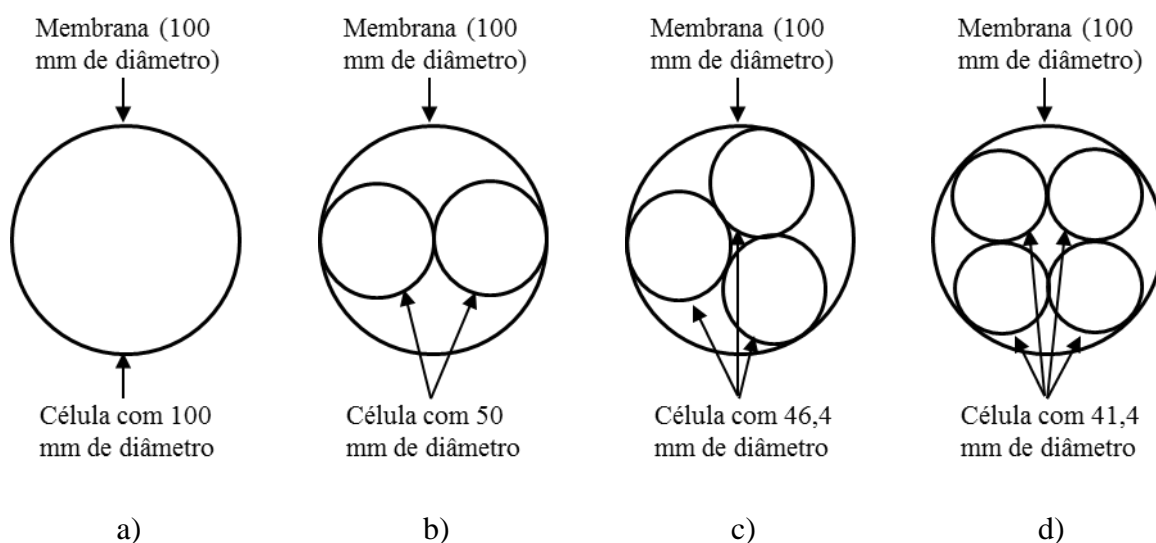


Figura 2.13. Diferentes configurações das células utilizadas nos ensaios triaxiais: a) 1 célula; b) 2 células; c) 3 células; d) 4 células [adaptado de Rajagopal *et al.* (1999)]

Relativamente aos resultados apresentados, Rajagopal *et al.* (1999) referem que a utilização dos reforços provoca um aumento significativo da coesão aparente e que, pelo contrário, o ângulo de atrito aparente se mantém praticamente igual ao ângulo de atrito do solo não reforçado. Verifica-se ainda que, o número de células utilizadas para o reforço influencia a coesão aparente, ou seja, a utilização de um maior número de células provoca um aumento maior deste parâmetro (Tabela 2.8).

Tabela 2.8. Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios triaxiais por Rajagopal *et al.* (1999)

Parâmetros de resistência	Tipo de reforço							
	Sem reforço	Geocélula (Geotêxtil tecido branco)				1 Geocélula		
		1 Célula	2 Células	3 Células	4 Células	Geotêxtil tecido preto	Geotêxtil não tecido	Grelha
ϕ e δ (°)	40,5	39,2	39,2	39,0	39,0	40,5	40,9	40,5
c e c_a (kPa)	0	98,9	134,9	159,2	169,1	77,1	17,3	11,0

Quanto à resistência e deformação dos provetes ensaiados, na Figura 2.14 pode-se verificar que a utilização do reforço permite um incremento na sua resistência e rigidez. É visível que o aumento observado varia com o tipo de geossintético utilizado na construção da célula. As

células constituídas por geotêxtil tecido branco são as que permitem um maior aumento de resistência (aproximadamente 100%) e de rigidez. Este facto é confirmado pelos valores dos parâmetros de resistência (Tabela 2.8). Neste caso, enquanto o ângulo de atrito é semelhante para todos os tipos de materiais, a coesão aparente é muito maior quando é utilizado um geotêxtil tecido branco para construir a geocélula.

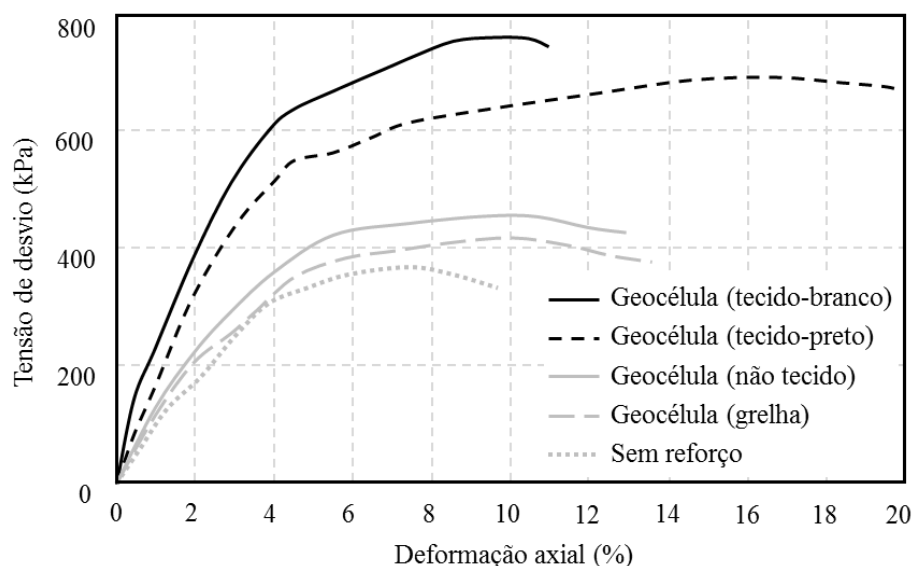


Figura 2.14. Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_C = 100$ kPa) [adaptado de Rajagopal *et al.* (1999)]

Analisando a influência do número de células utilizado no reforço de cada provete nos resultados obtidos (Figura 2.15) verifica-se que a resistência dos provetes reforçados aumenta com o número de células. No entanto, o ganho de resistência parece ter um limite, verificando-se que a utilização de três ou quatro células permite a obtenção de praticamente a mesma resistência. O mesmo comportamento é observado relativamente à rigidez dos provetes reforçados nas mesmas circunstâncias. Com base nestes resultados, Rajagopal *et al.* (1999) referem que o uso de apenas uma célula não é adequado para representar o comportamento real de um solo reforçado com geocélulas. Para fins experimentais, os autores sugerem a utilização de pelo menos três células interligadas para simular convenientemente a performance do solo reforçado com células interligadas.

Zhang *et al.* (2006) observaram um comportamento diferente do relatado por Rajagopal *et al.* (1999) para os parâmetros resistentes do solo reforçado: ângulo de atrito aparente e coesão aparente. Zhang *et al.* (2006) estudaram o efeito da utilização de reforços tridimensionais (3D) com elementos verticais, simples ou duplos (Figura 2.16). Para tal, realizaram ensaios

triaxiais a provetes de solo reforçado com 61,8 mm de diâmetro e 135 mm de altura, com $\sigma_C = 50, 100, 150$ e 200 kPa, $I_D = 79,8\%$ e $v = 0,5$ %/min. O solo utilizado no estudo foi uma areia de praia com $D_{50} = 0,54$ mm, $C_U = 2,3$, $C_C = 1,01$, $\gamma = 16,79$ kN/m³ (peso volúmico do solo), $w = 0,15\%$ (teor em água do solo) e $e = 0,586$ (índice de vazios do solo). Os reforços utilizados eram contínuos com elementos verticais fabricados com elementos poliméricos ou metálicos.

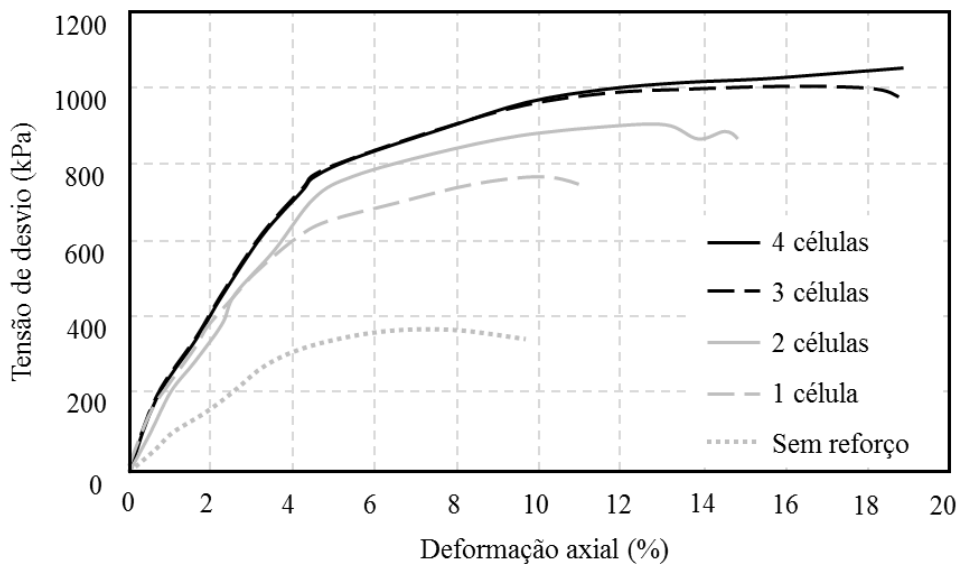


Figura 2.15. Comportamento do solo reforçado com diferentes configurações de células ($\sigma_C = 100$ kPa) [adaptado de Rajagopal *et al.* (1999)]

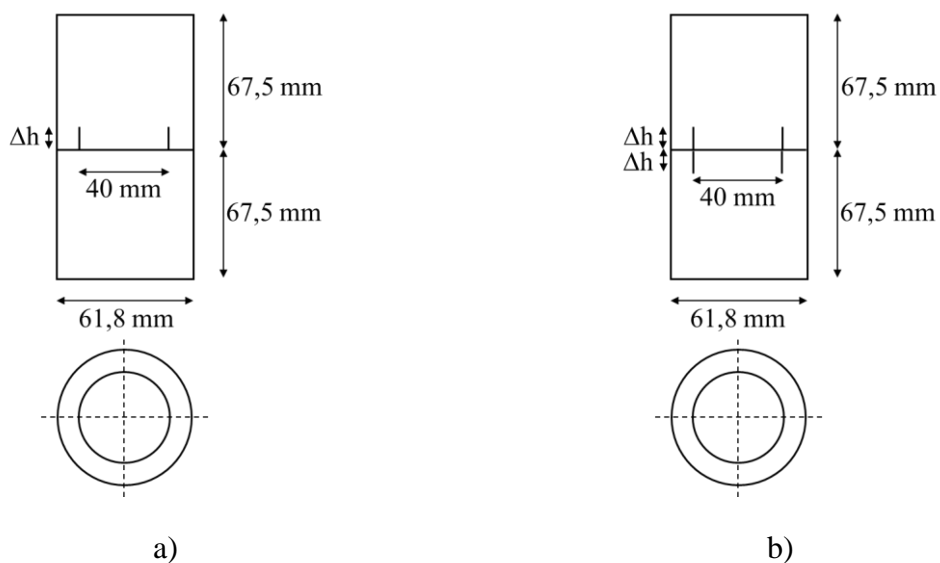


Figura 2.16. Configuração dos elementos dos reforços 3D: a) elemento simples; b) elemento duplo [adaptado de Zhang *et al.* (2006)]

Na Tabela 2.9 são apresentados os casos estudados e os valores do ângulo de atrito e da coesão aparentes obtidos no programa de ensaios realizado por Zhang *et al.* (2006). Os resultados mostram que o solo reforçado com reforços horizontais convencionais apresenta um ângulo de atrito aparente semelhante ao ângulo de atrito interno do solo não reforçado e exibe um aumento significativo da coesão aparente (comparação entre caso 0^a e casos 1^b e 1^c). Quando o solo é reforçado com inclusões tridimensionais, para além do aparecimento de uma coesão aparente, existe um aumento significativo do ângulo de atrito, especialmente quando os reforços utilizados são tridimensionais duplos (casos 5^b, 6^b e 7^b). Outro parâmetro que aumenta a resistência da areia reforçada com inclusões 3D é a altura dos elementos verticais dos reforços [Zhang *et al.* (2006)]. Os ganhos de resistência associados à melhoria dos parâmetros resistentes do solo reforçado também podem ser observados na Figura 2.17.

Tabela 2.9. Parâmetros resistentes do solo reforçado obtidos através de ensaios triaxiais por Zhang *et al.* (2006)

Caso	Reforço			c e c _a	φ e δ	Δc		Δφ	
	Horizontal	Vertical	Δh (cm)	kPa	°	kPa	%	°	%
0 ^a	-	-	-	12,364	32,215	-	-	-	-
1 ^b	1 Camada	-	0	21,340	33,353	8,976	72,6	1,138	3,5
2 ^b	1 Camada	Simple	1	25,421	33,525	13,057	105,6	1,310	4,1
3 ^b	1 Camada	Simple	2	22,286	35,669	9,922	80,2	3,454	10,7
4 ^b	1 Camada	Simple	3	23,235	36,107	10,871	87,9	3,892	12,1
1 ^c	1 Camada	-	0	18,471	33,223	6,107	49,4	1,008	3,1
2 ^c	1 Camada	Simple	1	17,243	34,653	4,879	39,5	2,438	7,6
3 ^c	1 Camada	Simple	2	21,691	35,690	9,327	75,4	3,475	10,8
4 ^c	1 Camada	Simple	3	22,212	36,214	9,848	79,7	3,999	12,4
5 ^b	1 Camada	Duplo	2×1	39,048	40,489	26,684	215,8	8,274	25,7
6 ^b	1 Camada	Duplo	2×2	44,800	43,765	32,436	262,3	11,550	35,9
7 ^b	1 Camada	Duplo	2×3	60,672	43,836	48,308	390,7	11,621	36,1

^a sem reforço; ^b reforços metálicos; ^c reforços plásticos; Δh - altura dos reforços verticais em reforços tridimensionais; Δc - incremento da coesão aparente quando o provete reforçado é comparado com o não reforçado; Δφ - incremento do ângulo de atrito quando o provete reforçado é comparado com o não reforçado

Sieira (2003) e Ruiken *et al.* (2010) estudaram a influência do número de camadas de reforço nas características resistentes de solos reforçados. Sieira (2003) realizou um estudo sobre a influência de vários parâmetros na resistência e deformabilidade de provetes de solo reforçado: tipo de solo (areia e silte argiloso), tensão de confinamento (50, 150 e 300 kPa) e número de camadas de reforço (1, 2 e 4). Para tal, foi realizado um programa de ensaios

triaxiais com provetes de solo reforçado com uma geogrelha, variando-se os parâmetros referidos. As características dos materiais e do equipamento de ensaio utilizadas pela autora foram referidas na secção 2.2.4.

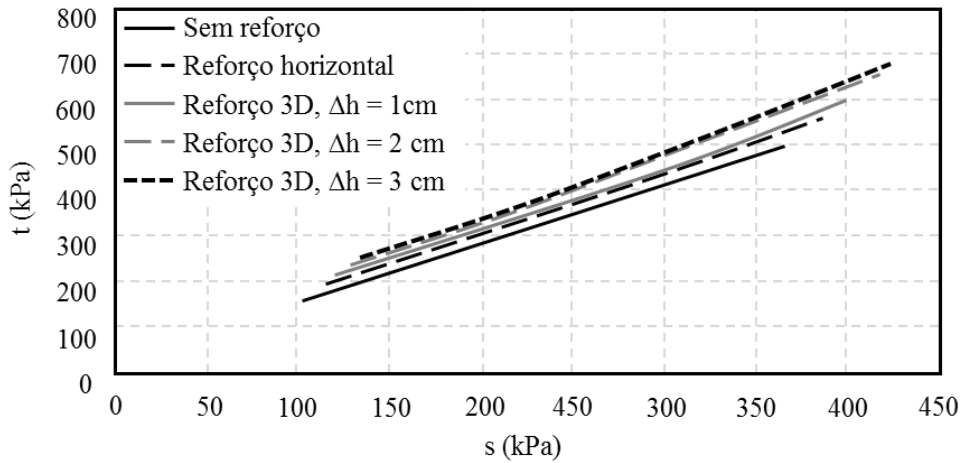


Figura 2.17. Diagrama s-t de provetes reforçados com diferentes tipos de reforço [adaptado de Zhang *et al.* (2006)]

Os resultados apresentados por Sieira (2003) relativos à influência do número de camadas de reforço na resistência e deformabilidade do solo reforçado são apresentados nas Figura 2.18 e 2.19, respetivamente, para areia e silte argiloso. A resistência à compressão dos provetes de solo reforçado aumenta com o número de camadas de reforço. Esta constatação leva a que a autora sugira que a introdução de elementos de reforço numa massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento e que, o aumento da tensão lateral faça com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir o provete de solo à rotura por corte.

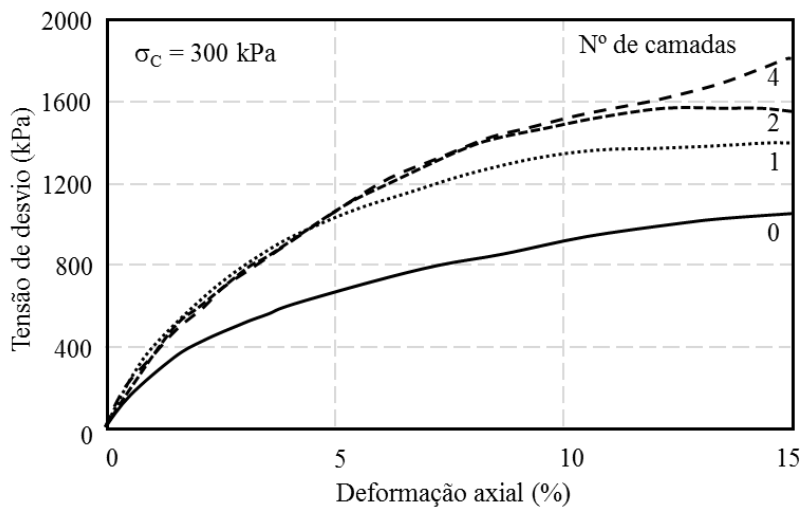


Figura 2.18. Ensaios triaxiais: areia não reforçada *versus* areia reforçada com diferentes números de camadas de geogrelha [adaptado de Sieira (2003)]

No entanto, o aumento do número de camadas de reforço não obtém ganhos de resistência ilimitados (Figura 2.18 e 2.19). Segundo Sieira (2003) a comparação entre os resultados dos ensaios dos provetes de solo reforçados com duas e com quatro camadas mostra que as camadas de reforço localizadas próximo das extremidades dos provetes não exercem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas numa região que não é solicitada durante o corte.

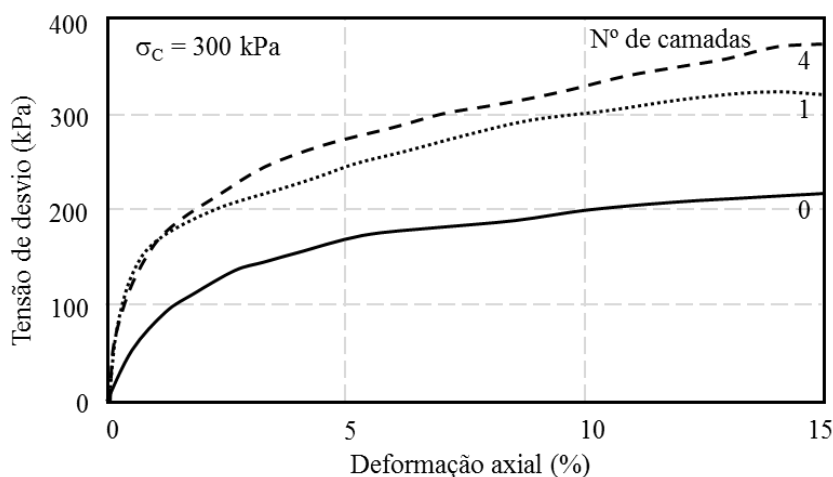


Figura 2.19. Ensaios triaxiais: silte argiloso não reforçado *versus* silte argiloso reforçado com diferentes números de camadas de geogrelha [adaptado de Sieira (2003)]

Finalmente, quanto à deformabilidade do conjunto solo-reforço, observa-se um aumento de rigidez e da deformação axial na rotura com a inserção de camadas de geogrelha para todas as tensões de confinamento utilizadas no programa de ensaios (Figura 2.20).

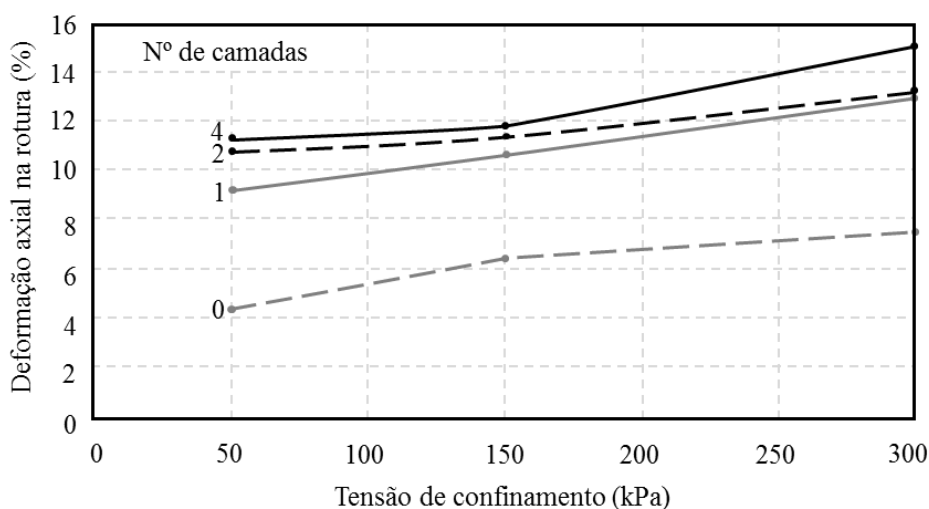


Figura 2.20. Deformação axial na rotura: ensaios triaxiais em areia reforçada com diferentes números de camadas [adaptado de Sieira (2003)]

O estudo realizado por Ruiken *et al.* (2010) indica que a introdução de reforços em provetes de solo provoca um aumento significativo da capacidade de carga. Neste estudo foram utilizados dois tipos de solo e um geossintético. Um solo corresponde a um agregado britado com $D_{50} = 12$ mm e o outro a uma areia média com $D_{50} = 0,5$ mm. O índice de compactidade dos provetes considerado nos ensaios correspondeu a 95 e 100% e a velocidade de deformação do ensaio utilizada foi de 0,1 %/min. O geossintético utilizado no reforço foi uma geogrelha biaxial com abertura quadrada de 32 mm por 32 mm e uma resistência à tração de 30 kN/m.

Ruiken *et al.* (2010) avaliaram a variação da deformação radial média ao longo da altura dos provetes, em função do número de camadas de reforço (Figura 2.21), tendo concluído que aquele parâmetro diminui com o aumento do número de camadas de reforço. É importante referir que a deformação radial representada na Figura 2.21 foi alcançada para o mesmo nível de carregamento.

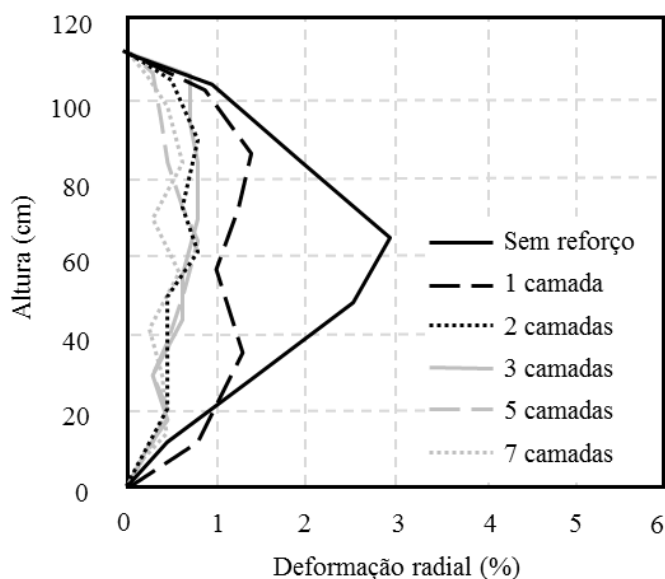


Figura 2.21. Variação da deformação radial média ao longo da altura do provete com o número de camadas de reforço [adaptado de Ruiken *et al.* (2010)]

2.3.4. Influência do tipo de solo

A inclusão de reforços em diferentes tipos de solos influencia as suas propriedades resistentes e a sua deformabilidade de forma distinta. Também os mecanismos de interação solo-reforço variam com o tipo de solo a reforçar.

As diferenças de comportamento associadas aos diferentes tipos de solos reforçados foram também alvo de estudo por Sieira (2003). A comparação das Figura 2.18 e 2.19 (secção 2.3.3) permite observar a diferença de resistência que existe entre um solo arenoso e um solo silto-argiloso reforçados com a mesma geogrelha. Como é visível, para uma tensão de confinamento de 300 kPa e para um diferente número de camadas de reforço, a resistência dos provetes de solo reforçado é muito maior no caso do solo arenoso. Neste caso, a resistência para o solo arenoso é quase 5 vezes superior à do solo silto-argiloso quando se utilizam 4 camadas de reforço.

Relativamente à deformabilidade e ao tipo de mecanismo de interação solo-reforço, Sieira (2003) refere que provetes arenosos reforçados com geogrelhas apresentam distorções e sugere que estas são solicitadas à tração durante o ensaio. A autora refere que *in situ* este mecanismo corresponde ao arranque da geogrelha da massa de solo, e ocorre quando a superfície de rotura intercepta o reforço segundo uma determinada inclinação.

Nos ensaios com solo silto-argiloso, Sieira (2003) refere que as geogrelhas utilizadas no reforço deslizam em relação ao solo envolvente (autora não refere se o deslizamento é igual nas duas faces) sem apresentarem qualquer distorção ou dano. A autora menciona que este mecanismo corresponde a um mecanismo de corte direto na interface solo-geogrelha e ocorre, no campo, quando a superfície de rotura é tangente ao reforço.

No que se refere às características resistentes do solo reforçado, ângulo de atrito aparente e a coesão aparente, o estudo realizado por Zhang *et al.* (2006), descrito na secção 2.3.3, mostra que a areia reforçada apresenta um ângulo de atrito semelhante ao da areia não reforçada e exhibe um aumento significativo da coesão aparente quando os geossintéticos utilizados no reforço são convencionais. No entanto, no mesmo estudo, quando são utilizados geossintéticos com elementos tridimensionais (com elementos horizontais e verticais) para além do aparecimento de uma coesão aparente, também existe um aumento significativo do ângulo de atrito.

Quanto aos solos coesivos, um dos fatores que mais afeta a sua resistência é a sua plasticidade. Num estudo realizado para a caracterização de solos argilosos reforçados, Noorzad e Mirmoradi (2010) referem que quando estes solos têm baixos índices de plasticidade a principal causa do aumento da resistência provocada pela inclusão do reforço é o aumento da coesão aparente do provete reforçado. No entanto, em solos com maior índice de plasticidade, onde normalmente o número de camadas de reforço é maior, é o ângulo de atrito aparente dos provetes reforçados que aumenta.

O estudo realizado por Noorzad e Mirmoradi (2010) consistiu em avaliar o comportamento de um solo coesivo reforçado com geotêxteis. Para tal estes autores realizaram uma série de ensaios de compressão triaxial não consolidados e não drenados num equipamento com capacidade para provetes com 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura. Os parâmetros que foram alvo de modificação nos diversos ensaios foram: o teor em água do solo (2% abaixo do $w_{óti.}$; $w_{óti.}$; e 2% acima do $w_{óti.}$); o grau de compactação do solo (90, 95 e 100%); o tipo de solo (duas argilas com diferente plasticidade); a tensão de confinamento (600, 800 e 1000 kPa); o tipo de reforço; e o número de camadas de reforço (1, 2 e 3 distribuídas uniformemente na altura do provete). Os solos utilizados foram duas argilas com as características apresentadas na Tabela 2.10. Os geossintéticos que serviram para o reforço dos provetes de solo foram dois geotêxteis não-tecidos com resistência à tração na rotura e permeabilidade normal ao plano de 12,5 kN/m e 75 l/m²/s (Tipo 1), e 18 kN/m e 50 l/m²/s (Tipo 2), respetivamente.

Tabela 2.10. Propriedades dos solos utilizados por Noorzad e Mirmoradi (2010)

Tipo de solo	Sistema de classificação unificado	% Passado	w_L	w_P	γ_{max}	$w_{óti.}$
		peneiro nº 200	%	%	%	kN/m ³
Tipo 1	CL	92	35	24	17,1	18
Tipo 2	CH	98	52	26	15,8	22

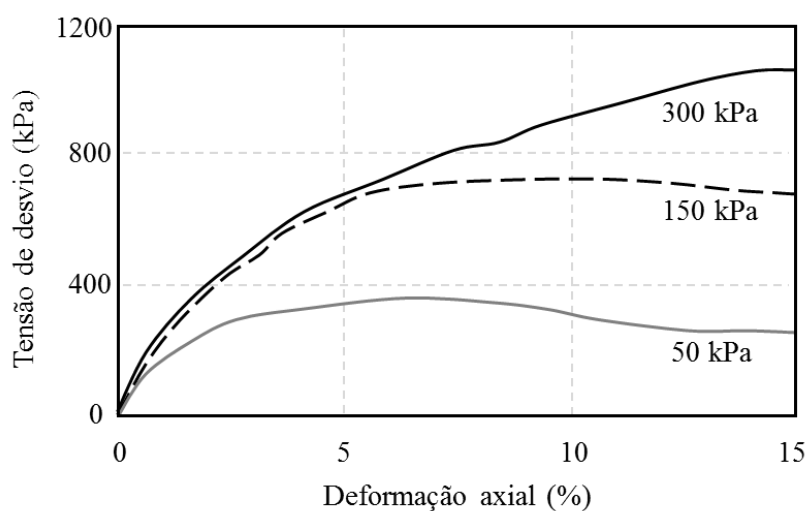
CH - Argila gorda segundo o sistema de Classificação Unificada

Deste modo, as considerações expostas demonstram que a utilização mais frequente dos solos granulares é atribuída às melhores características resistentes que estes solos apresentam. Além disso, outra vantagem importante dos solos granulares é que, ao contrário dos solos finos, o seu comportamento drenado não permite o desenvolvimento de excessos de pressão intersticial, devido às diferenças de permeabilidade. Na presença de água a resistência dos solos granulares não é tão condicionada como nos solos finos.

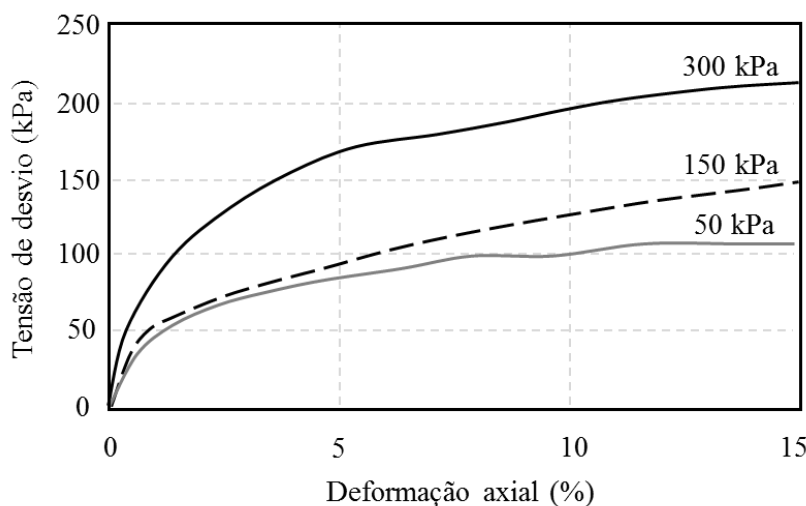
2.3.5. Influência da tensão de confinamento

Normalmente o aumento da tensão de confinamento incrementa a resistência e a deformabilidade do solo reforçado com geossintéticos. Por exemplo, em todos os ensaios que realizou em solos arenosos e silto-argilosos, Sieira (2003) observou um acréscimo de

resistência e de deformação axial na rotura com o aumento da tensão de confinamento (para 50, 150 e 300 kPa) (Figura 2.22).



a)



b)

Figura 2.22. Variação da resistência do solo reforçado com a tensão de confinamento: a) areia; b) silte argiloso [adaptado de Sieira (2003)]

Noorzad e Mirmoradi (2010) obtiveram a mesma conclusão que Sieira (2003) através da realização de ensaios triaxiais a provetes de argila reforçada com um número diferente de camadas de geossintético. Na Figura 2.23 é apresentada a variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento utilizada no ensaio de provetes do solo de Tipo 1 reforçado com geotêxtil do Tipo 1 e um índice de compactação de 90 % (apresentados na secção 2.3.4). Verifica-se que a tensão axial na rotura cresce de forma acentuada com a aplicação de maiores

tensões de confinamento. O mesmo comportamento é observado quando é incrementado o número de camadas de reforço.

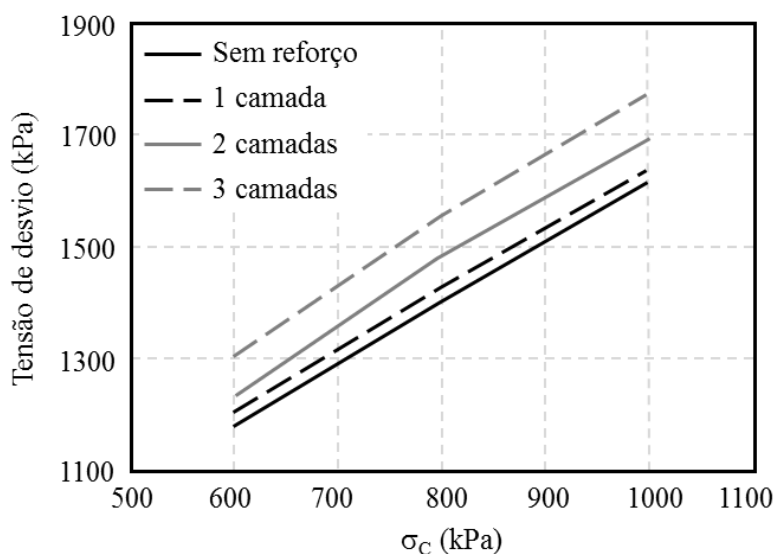


Figura 2.23. Variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]

2.3.6. Influência do grau de compactação do solo

O efeito do grau de compactação do solo no comportamento mecânico de um provete de solo reforçado é análogo ao efeito do aumento da tensão de confinamento. Este facto é facilmente entendível, já que quando a tensão de confinamento aumenta o índice de compacidade de um provete de solo que é sujeito à mesma, também aumenta, e que ao invés, quando o índice de compacidade do um solo é superior, é natural que a tensão de confinamento que este produz sobre um provete de solo à mesma profundidade seja maior.

O efeito do grau de compactação do solo foi estudado por Noorzad e Mirmoradi (2010). Este estudo conclui que com o aumento do grau de compactação, e consequentemente a densidade do solo, a resistência e a deformação axial na rotura também aumentam. Para provetes não reforçados e reforçados de ambos os tipos de solos com diferentes números de camadas de geotêxtil e para diferentes teores em água, com o aumento do grau de compactação dos provetes a resistência de pico e a deformação axial na rotura aumentam [Noorzad e Mirmoradi (2010)]. Nas Figura 2.24 e 2.25 são mostrados alguns dos resultados obtidos.

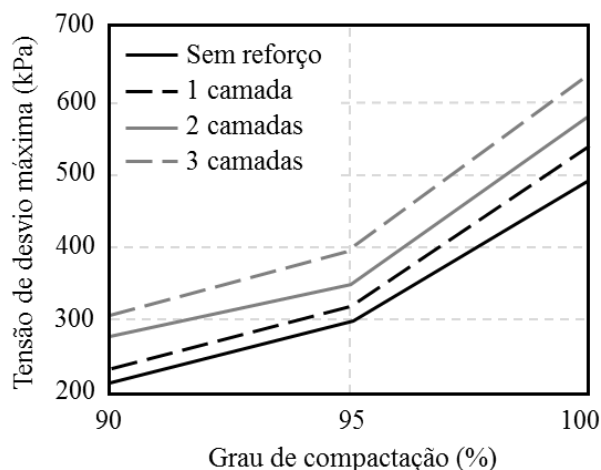


Figura 2.24. Variação da tensão de desvio com o grau de compactação do solo do Tipo 2 (2% abaixo do $w_{óti}$) e o número de camadas de reforço do tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]

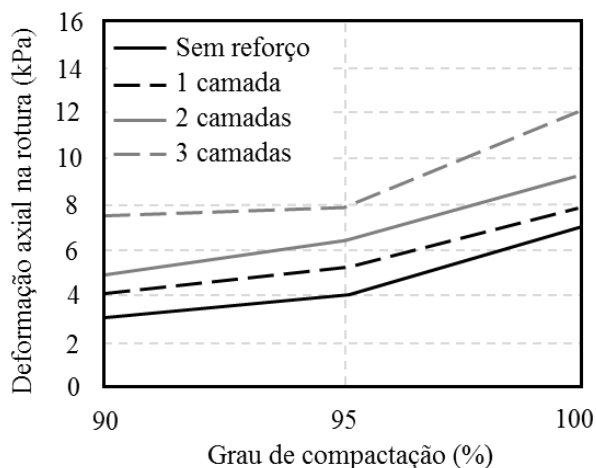


Figura 2.25. Variação da deformação axial na rotura com o grau de compactação do solo do Tipo 1 (2% abaixo do $w_{óti}$) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]

2.3.7. Influência do teor em água do solo e da permeabilidade do reforço

Noorzad e Mirmoradi (2010) estudaram os efeitos do teor em água do solo na resistência e deformabilidade do solo reforçado. Este estudo evidencia que o aumento do teor em água provoca uma diminuição da resistência de pico de ambos os provetes, reforçado e não reforçado, e aumenta a deformação axial na rotura (Figura 2.26 e 2.27).

Noorzad e Mirmoradi (2010) referem ainda que a comparação de provetes reforçados com os dois tipos de geotêxteis usados fornece evidências de que a permeabilidade normal ao plano do geotêxtil pode ter um papel importante na resistência do provete. Os autores sugerem que

quanto mais permeável é o geotêxtil maior será a resistência de pico do solo argiloso reforçado.

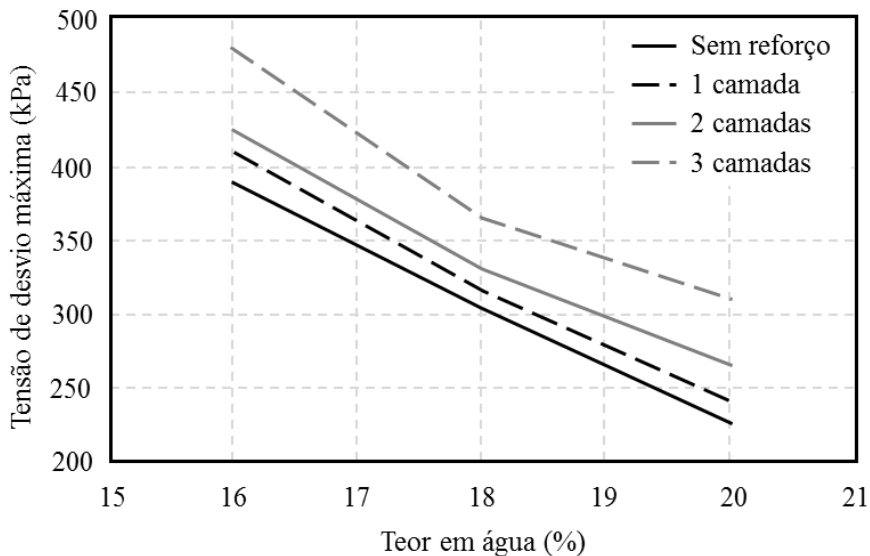


Figura 2.26. Variação da tensão de desvio máxima com o teor em água do solo do Tipo 1 e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]

Ingold (1983) também estudou o efeito da permeabilidade dos geossintéticos em provetes de solo reforçado recorrendo a ensaios triaxiais. Ingold (1983) refere que entre os fatores que controlam a resposta do reforço a um carregamento rápido, os mais importantes são a permeabilidade e o espaçamento entre reforços. Além disto, refere que seria de esperar que o grau de saturação da argila tivesse um efeito significativo.

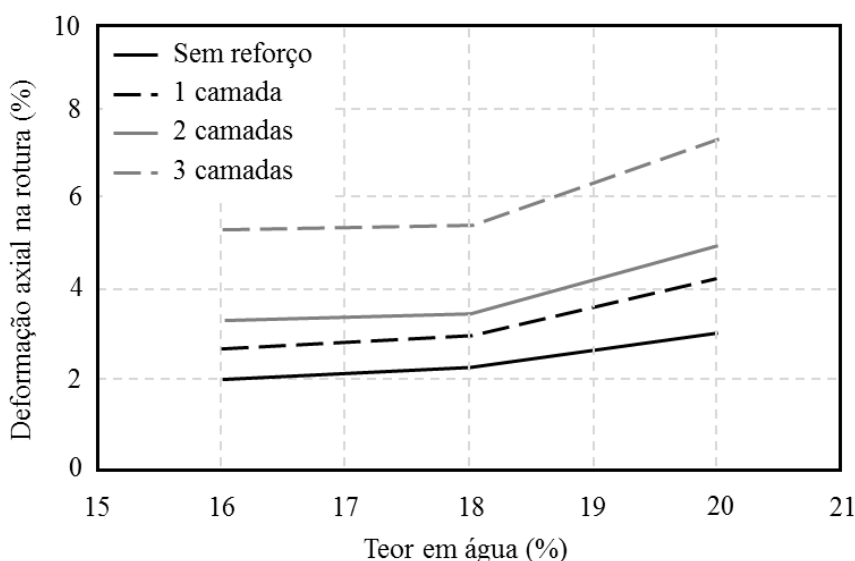


Figura 2.27. Variação da deformação axial na rotura com o teor em água do solo e o número de camadas de reforço [adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010)]

Num estudo sobre os efeitos destas três variáveis, o autor realizou um programa de ensaios triaxiais. Neste foram realizados ensaios a provetes de argila totalmente saturada ou parcialmente saturada, reforçadas com um reforço impermeável. Ingold (1983) procedeu também ao estudo de argilas saturadas reforçadas com um reforço permeável. Em todos os casos, o autor considerou que o reforço dispunha de capacidade suficiente para evitar a rotura por tração, verificando que todas as roturas ocorreram nas regiões de fronteira entre o solo e o reforço. Como a resistência à tração dos reforços não foi apresentada não é possível avaliar se as diferenças de comportamento referidas de seguida são influenciadas também por esta propriedade dos reforços.

O reforço impermeável utilizado foi uma folha de alumínio com 0,02 mm e o reforço permeável foi um geossintético de polietileno com espessura de 5,8 mm e uma permeabilidade normal ao plano de 5×10^{-3} cm/s. No estudo foram ensaiados três conjuntos de provetes com diferente número de camadas de reforço. Os espaçamentos utilizados foram 12,5 mm, 19,0 mm e 25,0 mm.

Quanto aos solos utilizados, o autor não fornece as suas características, referindo apenas que utilizou uma argila de Londres e uma argila caulina produzida em laboratório, ambas com características semelhantes. Os provetes de solo reforçado utilizados para a realização dos ensaios tinham dimensões de 38 e 100 mm de diâmetro e uma altura igual ao dobro do diâmetro correspondente, ou seja, respetivamente, 76 e 200 mm.

Relativamente às observações realizadas pelo autor, este refere que, quando um solo argiloso totalmente saturado é reforçado com um reforço contínuo impermeável e sujeito a um carregamento rápido, o reforço não drenado provoca uma redução da resistência do solo. Os ensaios realizados envolveram a medição da pressão intersticial e sugerem que a redução da resistência está relacionada com uma redução da menor tensão efetiva principal causada pela migração radial da água nos poros. Esta é gerada pela elevada pressão existente na região central do provete.

O fenómeno da redução da resistência quando o provete é solicitado por uma carga rápida foi também observado em argilas totalmente saturadas quando reforçadas com inclusões permeáveis. No entanto, esta redução na resistência só foi observada quando o espaçamento entre reforços era elevado, onde a rápida aplicação de uma carga de corte conjugada com uma elevada área de solo a drenar leva a que se possa considerar que se está em presença de um carregamento não drenado. Com a diminuição do comprimento do percurso vertical de drenagem há uma dissipação parcial da tensão intersticial permitindo um aparente aumento da

menor tensão efetiva principal e, conseqüentemente, da resistência à compressão do provete [Ingold (1983)].

2.3.8. Considerações finais

As conclusões obtidas nos estudos referidos anteriormente permitem dizer genericamente que a utilização de reforços em estruturas de solo permite melhorar as suas propriedades mecânicas, ou seja, aumentar a resistência de pico, a deformação axial na rotura e a sua rigidez.

Particularizando, para cada parâmetro que influencia o comportamento do solo reforçado que foi exposto neste capítulo, podem ser referidas as seguintes conclusões:

- dimensões do equipamento de ensaio – As dimensões dos equipamentos utilizados são muito diversificadas. A resistência de pico é ligeiramente afetada pelas dimensões dos provetes de ensaio (é maior nos provetes com menores dimensões). A diferença de resistência observada é maior nos ensaios realizados a provetes reforçados.
- forma, tipo e número de camadas de reforço – A melhoria da resistência é significativamente afetada pela forma e tipo do reforço. Além disto, a melhoria das propriedades mecânicas aumenta à medida que o número de camadas de reforço aumenta.
- tipo de solo – A inclusão de reforços em diferentes tipos de solos influencia as suas propriedades resistentes e a sua deformabilidade de forma diferente. Também os mecanismos de interação solo-reforço variam com o tipo de solo reforçado. A resistência de solos granulares reforçados é maior do que aquela que se observa para solos coesivos reforçados. Comparando solos coesivos reforçados, é possível referir que os solos menos plásticos apresentam melhores características de resistência.
- tensão de confinamento – O aumento da tensão de confinamento incrementa a resistência e a deformabilidade do solo reforçado com geossintéticos.
- grau de compactação do solo – Com o aumento do índice de compacidade do solo, a resistência e a deformação axial na rotura dos provetes também aumentam;
- teor em água do solo e permeabilidade do reforço – O aumento do teor em água do solo provoca uma diminuição da resistência de pico de ambos os provetes, reforçado

e não reforçado, e aumenta a deformação axial na rotura. Da comparação de provetes reforçados com dois tipos diferentes de geotêxteis é possível verificar que a permeabilidade do geotêxtil pode ter um papel importante na resistência do provete, ou seja, quanto mais permeável é o reforço, maior é a resistência de pico do solo reforçado.

Outra observação que é possível efetuar prende-se com a quantidade e interdependência entre os parâmetros que podem condicionar o comportamento dos provetes de solo não reforçado e de solo reforçado. Este facto leva a que seja difícil estabelecer ideias preconcebidas acerca do comportamento do conjunto solo-reforço.

Capítulo 3 - Caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos através de ensaios de CBR

3.1. Introdução

A caracterização da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos pode ser realizada através de ensaios *in situ* (ensaio de CBR *in situ*, ensaios de carga à escala real, etc.), ensaios laboratoriais (CBR, ensaios de carga de larga ou reduzida escala, ensaios de compressão uniaxial, etc.) e estudos analíticos ou análises numéricas.

Alguns exemplos de estudos desta natureza que não são abordados neste estudo são: Palmeira e Antunes (2010), Subaida *et al.* (2009), Hufenus *et al.* (2006), Bergado *et al.* (2001) e Elvidge e Raymond (1999) (ensaios de carga à escala real *in situ* e em laboratório); Raymonda e Ismail (2003) (ensaios de carga em laboratório); Kumar e Devi (2011), Ghosh e Dey (2009), Bergado *et al.* (2001) e Kumar *et al.* (1999) (ensaios de CBR em laboratório); e Kazimierowicz-Frankowska (2007), Raymonda e Ismail (2003) e Love *et al.* (1987) (estudos analíticos e análises numéricas).

Dado que no presente trabalho são utilizados ensaios laboratoriais de CBR para a caracterização de capacidade de carga dos solos reforçados com geossintéticos, nas secções seguintes é realizada uma compilação de observações e conclusões obtidas em diversas investigações em que foram estudados os vários fatores que influenciam o CBR de provetes de solo reforçado. São ainda mencionadas algumas generalidades sobre o ensaio de CBR.

3.2. Ensaio CBR

O CBR é uma medida convencional aferidora da capacidade de carga dum solo usada no dimensionamento de vias rodoviárias, pavimentadas ou não pavimentadas. Este valor é introduzido em ábacos de dimensionamento (obtidos experimentalmente) para aferir a

espessura necessária para estes pavimentos [E198 (1967)]. Este parâmetro é ainda considerado para o dimensionamento do reforço de aterros sobre solos moles.

O procedimento de ensaio para a obtenção do CBR é normalizado pela American Society for Testing and Materials (ASTM) através da norma ASTM D1883 (2007^{e2}). Em Portugal existe a Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) E198 (1967) que regulamenta o procedimento de ensaio para a obtenção do mesmo parâmetro. Os procedimentos descritos pelos dois documentos são semelhantes. Contudo têm algumas diferenças (velocidade de ensaio e o número de pancadas a usar no processo de compactação).

O CBR é expresso em percentagem e é calculado através da Equação 3.1. Nesta equação é relacionada a força correspondente a uma dada penetração no provete de solo (x) com a força correspondente à mesma penetração num provete padrão (y) (Figura 3.1) [E198 (1967)].

$$CBR = \frac{x}{y} 100 \tag{3.1}$$

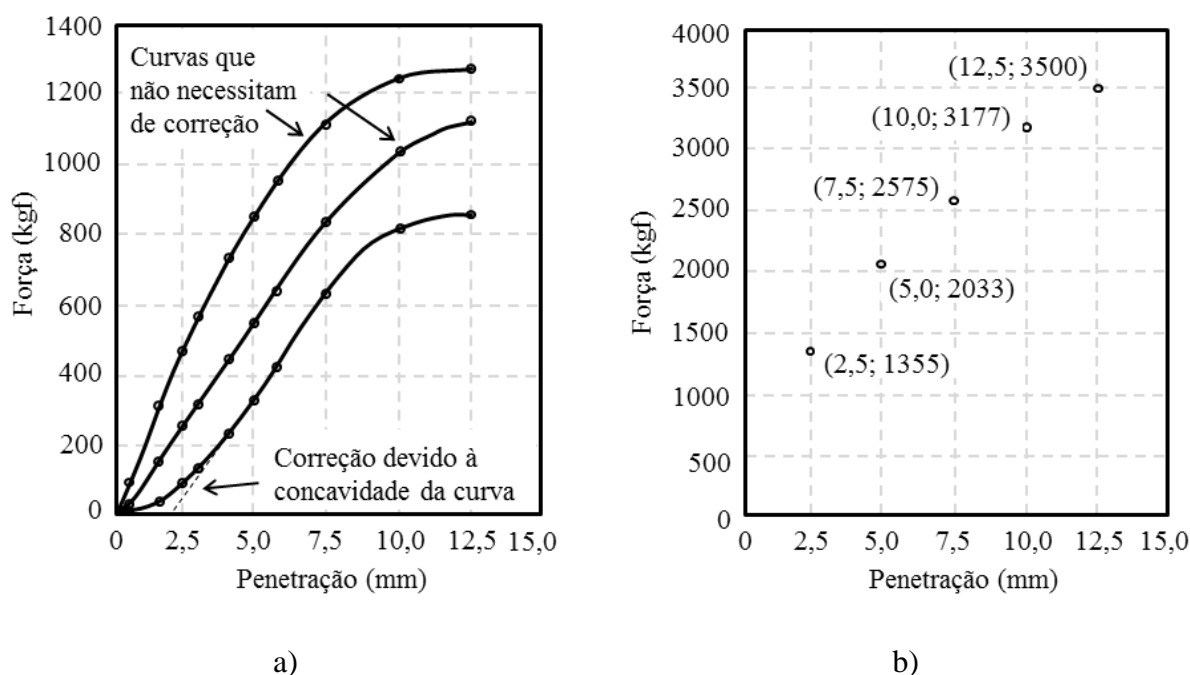


Figura 3.1. Curvas força-penetração do ensaio CBR: a) correção devido à concavidade da curva; b) valores força-penetração do provete padrão [adaptado de E198 (1967)]

Os valores normalizados para a curva força-penetração do provete padrão referido são compilados na Figura 3.1b. O CBR é calculado usando o valor x e y correspondente a 2,5 mm e 5 mm de penetração (CBR correspondente a 2,5 mm de penetração ($CBR_{2,5mm}$) e CBR correspondente a 5 mm de penetração (CBR_{5mm})). Nos casos em que o CBR obtido para 5 mm

de penetração é maior do que o obtido para 2,5 mm de penetração o ensaio deve ser repetido para verificar a sua repetibilidade. Se este CBR se confirmar, o valor a assumir deve ser o mais elevado [E198 (1967)].

Na Figura 3.1a verifica-se que por vezes é necessário realizar correções à curva força-penetração obtida no ensaio do provete real. Por vezes a parte inicial desta curva apresenta uma concavidade que deve ser corrigida. O procedimento a considerar para a sua correção é apresentado na Figura 3.1a e consiste em traçar uma tangente ao ponto de inflexão da concavidade da curva força-penetração. O ponto de intersecção desta tangente com o eixo das penetrações deve ser considerado como o ponto de origem da nova curva força-penetração [E198 (1967)].

3.3. Mecanismos que ocorrem durante os ensaios de CBR realizados a provetes de solo reforçado

Como referido, o CBR é uma medida convencional aferidora da capacidade de carga dum solo. Este parâmetro é, normalmente, considerado no dimensionamento das camadas de base e sub-base dos pavimentos de vias de comunicação, de fundações, e do reforço de aterros realizados sobre solos moles (com reduzida capacidade de carga).

Nesta secção é realizada uma analogia com o referido por Giroud (2009), Perkins (1999a) e Holtz *et al.* (1998) sobre os mecanismos desenvolvidos pelos geossintéticos em pavimentos rodoviários.

A utilização de geossintéticos no reforço de solos aumenta a capacidade das camadas de solo para distribuir as solicitações; transfere os esforços provocados pelas solicitações através do efeito de membrana tensionada; e aumenta a capacidade de carga da camada de solo de fundação através do aumento do confinamento desta camada [Giroud (2009)]. Estes mecanismos (Figura 3.2) são mencionados também por Perkins (1999a) e Holtz *et al.* (1998).

No primeiro mecanismo, o geossintético aumenta a resistência da camada de solo superior afastando as superfícies de rotura potenciais da camada de fundação, ou seja, aumenta a capacidade de carga do solo. Este mecanismo é ilustrado na Figura 3.2a. Quando a camada superior do solo é solicitada desenvolvem-se tensões de corte na sua base. Nos casos em que não existe a camada de geossintético, essas tensões de corte são transmitidas diretamente à camada de solo de fundação que nem sempre tem capacidade para as suportar (exemplo:

fundações em solos moles). Contudo, quando existe um geossintético de reforço entre as duas camadas de solo, parte das tensões de corte é suportada pelo reforço, não sendo transmitida para a camada de fundação [Holtz *et al.* (1998)].

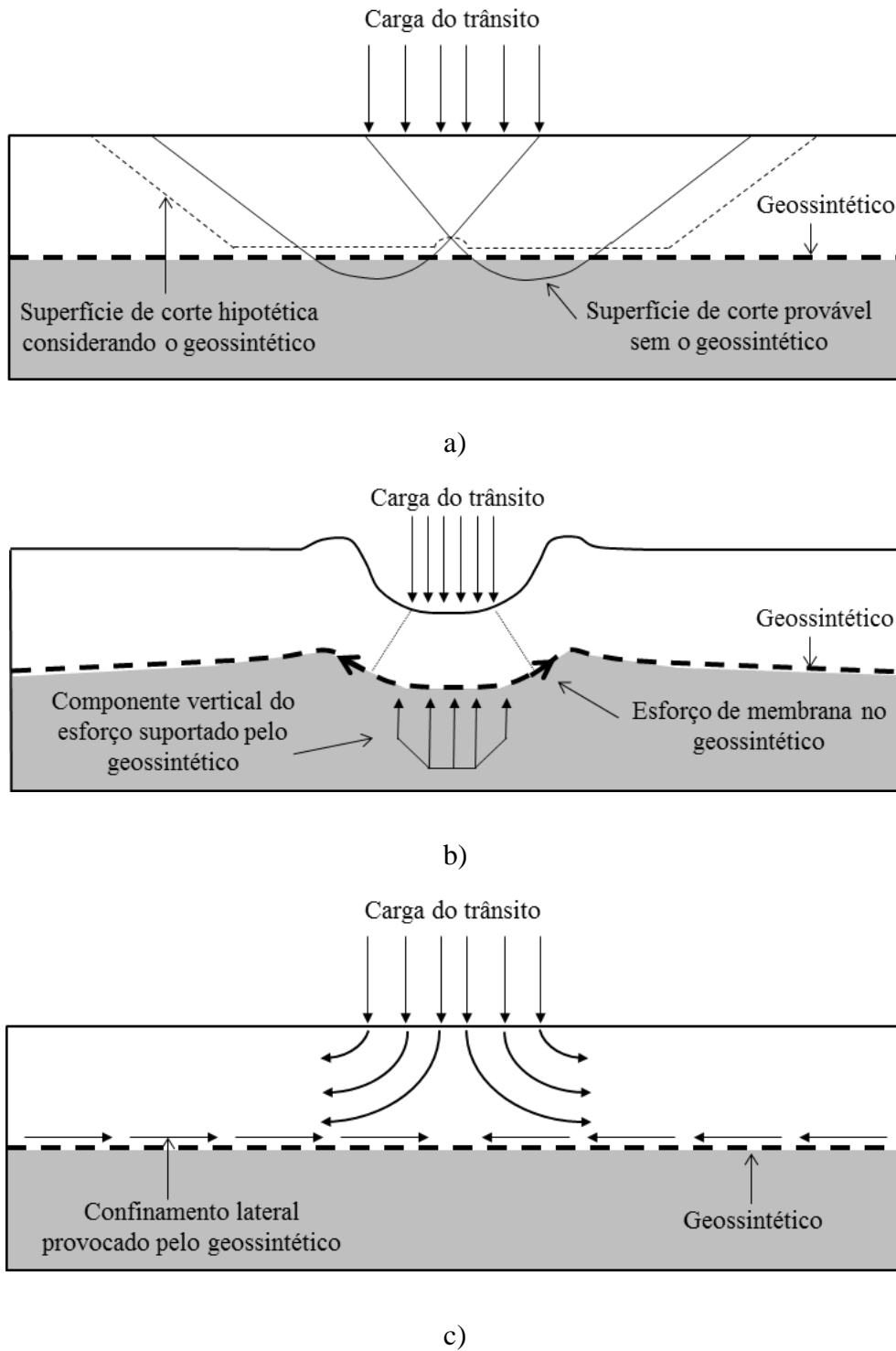


Figura 3.2. Mecanismos de reforço que podem ocorrer em pavimentos reforçados com geossintéticos: a) aumento da capacidade de carga do sistema; b) efeito de membrana sob as cargas provocadas pelos rodados; c) confinamento lateral [adaptado de Holtz *et al.* (1998)]

O segundo mecanismo de reforço permite a transferência dos esforços provocados pelas solicitações através do efeito de membrana tensionada do geossintético. Este mecanismo foi introduzido por Giroud e Noiray (1981) e consiste na diminuição da solicitação que chega ao solo de fundação através da transferência de parte dessa solicitação para zonas laterais das estruturas, ou seja, para fora da zona que se situa imediatamente abaixo da solicitação. Na zona solicitada o geossintético assume uma configuração côncava e fica sobre tensão (Figura 3.2b). Esta nova configuração do geossintético contribui para aumentar a capacidade de suporte. Isto acontece porque a tensão normal aplicada no geossintético através da camada superior é maior que a tensão normal aplicada na fundação através do geossintético. A tensão na face superior do geossintético é maior que a tensão na face em contacto com o solo de fundação. A diferença no nível de tensão observado nas duas faces do geossintético resulta do efeito de membrana deste material. Para que este mecanismo ocorra é necessário que a camada de fundação sofra deformação plástica e se formem sulcos (Figura 3.2b). Deste modo, normalmente considera-se que este mecanismo só ocorre em obras temporárias [Holtz *et al.* (1998)].

O terceiro mecanismo de reforço referido consiste no aumento do confinamento lateral das camadas de solo provocado pela camada de geossintético. Quando o solo é solicitado este tende a deslocar-se, como ilustrado na Figura 3.2c, no sentido vertical e horizontal na zona abaixo da solicitação conduzindo a uma deformação permanente (maior ou menor conforme a capacidade de carga do solo de fundação) [Perkins (1999a)]. Contudo este movimento pode ser contrariado através da introdução de uma ou várias camadas de geossintético no solo. Estas camadas de geossintético têm capacidade para suportar os esforços de tração e, desta forma, diminuir a deformação do solo e aumentar o confinamento lateral das camadas de solo [Holtz *et al.* (1998)].

3.4. Parâmetros que influenciam a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos

Nesta secção são apresentados resultados e conclusões de estudos realizados para a avaliação da influência de vários parâmetros na capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos. Nestes estudos foram realizados ensaios de CBR a provetes de solo não reforçado e de solo reforçado com geossintéticos. Os parâmetros avaliados nestes estudos

foram: o número de camadas e a posição do reforço; o tipo de solo; o tipo de geossintético usado como reforço; e o teor em água do solo.

3.4.1. Influência do número de camadas e da posição do reforço

Grande parte dos estudos realizados sobre a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos demonstra que a inclusão de reforços provoca o aumento da resistência mecânica dos solos. Alguns exemplos são os estudos realizados por Kumar e Rajkumar (2012), Kumar e Devi (2011), Vinod e Minu (2010), Ghosh e Dey (2009), Naeini e Ziaie-Moayed (2009), Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008), Naeini e Mirzakhani (2008), Yetimoglu *et al.* (2005), Bergado *et al.* (2001) e Kumar *et al.* (1999).

Naeini e Mirzakhani (2008) realizaram ensaios de CBR para avaliar o comportamento tensão-penetração de solos granulares reforçados com geotêxteis. Foram preparados provetes de solo não reforçado e de solo reforçado com três solos com as distribuições granulométricas apresentadas na Figura 3.3. Os parâmetros de compactação dos solos são apresentados na Tabela 3.1. O geotêxtil não tecido de polipropileno considerado tinha as propriedades referidas na Tabela 3.2.

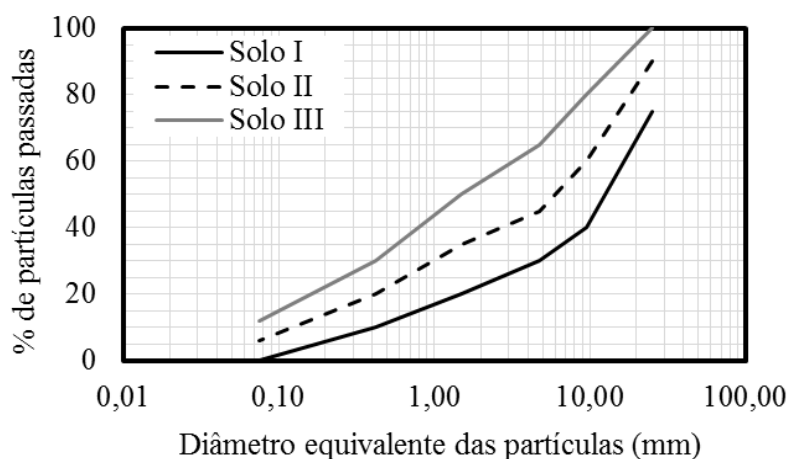


Figura 3.3. Distribuição granulométrica das partículas dos solos granulares usados no estudo de Naeini e Mirzakhani (2008)

Tabela 3.1. Propriedades dos solos granulares usados por Naeini e Mirzakhani (2008)

	Solo I	Solo II	Solo III
$w_{óti}$ (%)	6,5	7,2	7,4
γ_{dmax} (kN/m ³)	19,4	22,7	22,6

Tabela 3.2. Propriedades do geotêxtil não-tecido usado por Naeini e Mirzakhani (2008)

μ	Espessura	Punçoamento estático	Punçoamento dinâmico	RT_{max}	ϵ_{max}
g/m^2	mm	N	mm	kN/m	%
175	0,9	2000	28	13	45 - 50

Os resultados dos ensaios apresentados na Tabela 3.3 mostram que a inclusão do reforço nem sempre aumenta o valor de CBR e como consequência a resistência do solo. Isto ocorre por causa dos tipos de solo usados nos ensaios. Na seção 3.4.2 é abordada a influência do tipo de solo nos resultados dos ensaios de CBR em provetes de solo reforçado. Quando ocorre um aumento do valor de CBR (por exemplo no solo III), este varia com o número de camadas de reforço e com a sua posição no interior do provete. Os resultados não permitem obter uma tendência definida. No entanto, para algumas distribuições das camadas de reforço, a inclusão de duas camadas de reforço provoca um aumento maior do valor de CBR que a inclusão de apenas uma camada. O comportamento contrário é observado nos provetes reforçados com três camadas. O valor de CBR é maior que o obtido para o provete não reforçado, mas menor que os valores obtidos com a inclusão de uma ou duas camadas de reforço.

Tabela 3.3. Resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Mirzakhani (2008)

Número de camadas de geotêxtil	CBR (%)		
	Solo I	Solo II	Solo III
Sem reforço	67,7	97,5	43,8
1 Camada (baixo)	59,1	112,2	67,7
1 Camada (meio)	61,9	105,7	89,2
1 Camada (cima)	64,4	101	76,3
2 Camadas (baixo e meio)	40,9	87,6	95,8
2 Camadas (baixo e cima)	61,1	89,2	66,1
2 Camadas (cima e meio)	48,7	91,4	83,1
3 Camadas	54,5	94,5	65,8

Naeini e Ziaie-Moayed (2009) também avaliaram a influência do número de camadas de reforço no CBR de provetes de solo reforçado. Nesse estudo foram realizados ensaios de CBR a provetes de argila não reforçada e de argila reforçada com uma ou duas camadas de geogrelha biaxial (classificação usada no estudo embora a abertura da malha do reforço (2 mm) sugira que a classificação mais correta fosse geotêxtil tecido). O estudo considerou provetes não imersos e imersos em água. As propriedades dos provetes de solo utilizados no estudo são apresentadas na Tabela 3.4. Foram preparados provetes com solo natural (argila

magra do tipo CL segundo a classificação unificada, ASTM D2487 (2011)) e provetes com solo natural com adição de 10 e 20 % de bentonite. Desta forma, obtiveram provetes de solo com três índices de plasticidade (10, 16 e 23, solo CL, solo CL + 10 % de bentonite e solo CL + 20 % de bentonite, respetivamente). As propriedades da geogrelha usada no estudo são apresentadas na Tabela 3.5 [Naeini e Ziaie-Moayed (2009)].

Tabela 3.4. Propriedades dos provetes de solo utilizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)

Tipo do solo	Cor	γ_{dmax}	$w_{óti.}$	G_s	w_L	w_P	I_P
		kN/m ³	%	-	%	%	%
CL	Castanho	19,4	11,4	2,62	25,5	15,5	10,0
CL + 10 % de bentonite	Ligeiramente acastanhado	18,8	12,2	2,60	34,9	18,9	16,0
CL + 20 % de bentonite	Cinzento	18,2	13,9	2,57	46,0	23,0	23,0

Tabela 3.5. Propriedades da geogrelha usada por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)

Geogrelha	Cor	Temperatura de funcionamento	μ	RT_{max}	Espessura	Abertura da malha
		°C	g/m ²	kN/m	mm	mm
PEBD	Preto	-50 a + 85	300	0,91	1	2

Nota: PEBD - Polietileno de baixa densidade

Os resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009) (Tabela 3.6) mostram que a inclusão de uma ou duas camadas de geogrelha nos provetes de solo aumentam o CBR. Por um lado, para provetes não imersos o aumento do CBR é mais acentuado nos provetes reforçados com uma camada de geogrelha. Por outro lado, para provetes imersos o aumento do CBR é mais acentuado nos provetes reforçados com duas camadas de geogrelha. Este comportamento é observado para os diferentes tipos de argila (diferentes índices de plasticidade).

Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009)

I_P (%)	w (%)		S (provetes imersos)	Sem reforço		Reforço (camada 3)		Reforço (camadas 2 e 4)	
	Não imerso	Imerso		CBR_U (%)	CBR_S (%)	CBR_U (%)	CBR_S (%)	CBR_U (%)	CBR_S (%)
10	11,4	16,0	99	55,3	4,4	77,1	5,61	68,4	6,0
16	12,2	19,0	97	50,6	1,5	70,8	1,73	65,5	2,03
23	13,9	23	97	44,6	0,9	61,9	0,92	62,7	1,2

Nota: os reforços foram colocados no topo das camadas de solo referidas; CBR_U - CBR para provetes não imersos (do inglês *Unsoaked*); CBR_S - CBR para provetes imersos (do inglês *Soaked*); S - grau saturação

Vinod e Minu (2010) avaliaram, entre outros fatores, a influência da profundidade a que a camada de reforço é colocada no interior do provete de solo usado nos ensaios de CBR. Neste estudo foram considerados diferentes tipos de solos e geossintéticos com as propriedades apresentadas nas Tabela 3.7 e 3.8.

Tabela 3.7. Propriedades dos solos utilizados no estudo de Vinod e Minu (2010)

Propriedade	Argila de <i>Kuttanad</i>	Caulinite	Solo laterítico	Agregado de granulometria extensa
% de areia	6	-	82	-
% de silte	53	29,3	10	-
% de argila	41	70,7	8	-
D ₁₀ (mm)	-	-	0,2	0,21
D ₃₀ (mm)	-	-	0,5	0,33
D ₆₀ (mm)	-	-	3	0,44
C _U	-	-	15	2,09
C _C	-	-	0,42	1,18
G _s	2,60	2,70	2,73	2,6
w _L (%)	71	62	39	-
w _P (%)	39	38	28	-
I _P	32	24	11	-
Classificação Unificada [ASTM D2487 (2011)]	CH	MH	SM	-
w _{óti} (%)	33	35	12,5	-
γ _{dmax} (kN/m ³)	12,54	13,3	19,62	-

MH – silte com alta plasticidade; SM – areia siltosa

Tabela 3.8. Propriedades dos geossintéticos utilizados no estudo de Vinod e Minu (2010)

Propriedade	Redes de fibra de coco		Geotêxteis tecidos de fibra de coco		
	NA1	NA2	H2M6	H2M8	H2M10
μ (g/m ²)	205	350	365	690	1252
Espessura para 2 kPa (mm)	10,27	9,79	7,02	7,47	8,21
Abertura da malha (mm)	55 × 45	35 × 35	20 × 20	10 × 7	4 × 6
RT _{max} (kN/m)	4,66	6,13	4,85	17,8	19,36

Os resultados dos ensaios mostram, de forma geral, uma diminuição dos valores de CBR com o aumento da profundidade de colocação da camada de reforço. Este efeito é observado para os diferentes tipos de reforços. Na Tabela 3.9 são apresentados os rácios do incremento do

CBR ($R_{\Delta, \text{CBR}}$) do solo reforçado. Estes resultam da divisão do CBR dos provetes de solo reforçado pelo CBR dos provetes de solo [Vinod e Minu (2010)].

Tabela 3.9. Rácio do incremento do CBR do solo reforçado [adaptado de Vinod e Minu (2010)]

Tipo de solo	Profundidade do reforço	$R_{\Delta, \text{CBR}}$				
		Redes de fibra de coco		Geotêxteis não-tecidos de fibra de coco		
		NA1	NA2	H2M6	H2M8	H2M10
Argila de <i>Kuttanad</i>	0,2H	1,33	1,55	1,53	1,72	2,22
	0,4H	1,20	1,37	1,23	1,65	2,32
	0,6H	1,14	1,21	1,13	1,61	1,99
	0,8H	1,04	1,02	1,02	1,04	1,14
Caulinite	0,2H	1,35	1,59	1,70	1,79	1,92
Solo laterítico	0,2H	1,37	1,45	1,72	1,84	1,87

3.4.2. Influência do tipo de solo

Para mostrar que o aumento da resistência do solo e do CBR conferido pela introdução de camadas de geossintético depende do tipo de solo em estudo, nesta secção são apresentados alguns resultados e conclusões observados por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) e Naeini e Ziaie-Moayed (2009).

Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) investigaram o efeito da distribuição granulométrica do solo. Para tal, utilizaram quatro solos granulares com diferentes distribuições granulométricas para preparar provetes de solo não reforçado e de solo reforçado com uma camada de geogrelha. Metade destes provetes foram ensaiados depois de imersos em água e a outra metade sem realizar a imersão em água. A classificação (segundo a norma AASHTO M 145 (1991)) e as propriedades dos solos usados são compiladas na Tabela 3.10. Estes são solos predominantemente compostos por areia e cascalho e que, à exceção do solo *Kent* (IV), não apresentam plasticidade. As propriedades da geogrelha biaxial usada são apresentadas na Tabela 3.11.

Os resultados dos ensaios de CBR de Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) são apresentados na Tabela 3.12. Os resultados permitem verificar que a inclusão do reforço no solo aumenta o CBR e a resistência mecânica do solo. Além disto sugerem que a melhoria da resistência do solo e do CBR com a inclusão do reforço depende da distribuição

granulométrica do solo e do CBR do solo não reforçado, ou seja, é maior quando o solo não reforçado tem um CBR menor [Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)].

Tabela 3.10. Propriedades dos solos utilizados por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)

	<i>New castle</i>	<i>Kent</i>	<i>Sussex</i>	<i>Sussex</i>
Identificação do provete	(III)	(IV)	(VI)	(X)
Classificação do solo	A-1-b (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
Análise granulométrica				
% passados no peneiro n°4	87,2	98,6	98,2	97,6
% passados no peneiro n°10	82,5	95,5	92,7	96,5
% passados no peneiro n°40	47,3	71,3	64,7	74,7
% passados no peneiro n°200	18,9	30,4	23,6	16,2
% de areia e cascalho	81,1	69,6	76,4	83,8
w_L (%)	0	21	0	0
w_P (%)	0	18	0	0
I_P (%)	0	3	0	0
$w_{óti.}$ (%)	10,4	12,8	8,2	10,3
γ_{dmax} (kN/m ³)	19,0	18,9	20,8	19,0

Tabela 3.11. Propriedades da geogrelha biaxial usada por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)

Propriedade	Direção de fabrico	
	MD	CMD
μ (g/m ²)	204	
Dimensões da abertura (mm)	25	33
Resistência à tração para uma deformação de 2% (kN/m)	4,1	6,6
Resistência à tração para uma deformação de 5% (kN/m)	8,5	13,4
RT_{max} (kN/m)	12	9

Tabela 3.12. Resultados dos ensaios de CBR realizados no estudo de Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)

Tipo de provete	Tipo de solo							
	<i>New castle</i> (III)		<i>Kent</i> (IV)		<i>Sussex</i> (VI)		<i>Sussex</i> (X)	
	CBR _U (%)	CBR _S (%)	CBR _U (%)	CBR _S (%)	CBR _U (%)	CBR _S (%)	CBR _U (%)	CBR _S (%)
Não reforçado	7,90	6,40	6,90	4,60	7,90	6,80	14,10	11,00
Reforçado	8,98	7,54	7,97	5,51	8,84	7,83	15,08	11,90
Aumento do CBR (%)	13,67	17,80	15,50	19,80	11,89	15,15	6,90	8,20

Verifica-se ainda que os provetes preparados com o solo mais fino (*Kent (IV)*) apresentam um incremento do CBR maior, quer para condições imersas (incremento de 19,8%), quer para condições não imersas (incremento de 15,5%). No sentido inverso, nos provetes preparados com o solo *Sussex (X)* (solo com maior percentagem de areia e cascalho), o aumento do CBR provocado pela inclusão do reforço é menor (8,2% para provetes imersos e 6,9% para provetes não imersos).

Outro estudo onde foi comprovado que o aumento da resistência do solo e do CBR conferido pela introdução de camadas de geossintético depende da distribuição granulométrica do solo foi preconizado por Naeini e Mirzakhani (2008), descrito na secção 3.4.1.

Naeini e Mirzakhani (2008) concluem que a inclusão das camadas de geotêxtil aumenta a capacidade de carga (CBR) dos solos, melhora a distribuição das tensões pelo provete de solo e diminui a deformação. No entanto, o aumento da capacidade de carga do solo varia com a distribuição granulométrica das suas partículas. Tal como no estudo realizado por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) o aumento da capacidade de carga do solo é mais pronunciado nos solos com maior percentagem de partículas finas.

Naeini e Ziaie-Moayed (2009) mostram que aumento da resistência do solo e do CBR conferido pela introdução de camadas de geossintético depende do tipo de solo em estudo. Neste caso foram considerados provetes de solo argiloso com diferentes índices de plasticidade para realizar a análise referida. No estudo foram realizados ensaios de CBR a provetes de argila não reforçada e de argila reforçada com uma ou duas camadas de geogrelha. As propriedades dos provetes de solo e as propriedades da geogrelha usada no estudo são apresentadas nas Tabela 3.4 e 3.5.

Os resultados dos ensaios de CBR realizados por Naeini e Ziaie-Moayed (2009) (Tabela 3.6) mostram que à medida que o índice de plasticidade aumenta o valor do CBR obtido nos ensaios diminui. Este facto é observado em todos os tipos de provetes, ou seja, provetes reforçados e não reforçados e provete imersos e não imersos. Isto ocorre porque quando o índice de plasticidade do solo aumenta, o teor em água ótimo a usar na compactação dos provetes também é maior e o peso volúmico seco máximo menor. A consequência imediata é a diminuição da resistência mecânica do solo assim como do valor do CBR [Naeini e Ziaie-Moayed (2009)].

3.4.3. Influência do tipo de geossintético

Existem vários tipos de geossintéticos com diferentes configurações, processos de fabricação e polímeros constituintes. Estes foram desenvolvidos para desempenhar diferentes funções em diferentes aplicações. Deste modo, a melhoria da capacidade de carga provocada pela inclusão de camadas de reforço nos solos pode diferir com o tipo de geossintético considerado. Perkins (1999b) refere que o tipo de geossintético parece ser um fator fundamental na melhoria da capacidade de carga induzida pelos solos reforçados.

Na realização desta pesquisa bibliográfica foram encontrados diversos estudos onde foi avaliado o efeito benéfico da inclusão de diferentes tipos de geossintéticos na melhoria da capacidade de carga de solos. Naeini e Ziaie-Moayed (2009) e Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) avaliaram o efeito benéfico da inclusão de geogrelhas e Kumar e Rajkumar (2012), Vinod e Minu (2010) e Naeini e Mirzakhani (2008) de geotêxteis. Nestes estudos foram realizados ensaios de CBR a provetes de solo e de solo reforçado com os diferentes tipos de geossintéticos.

Vinod e Minu (2010) avaliaram o efeito benéfico da inclusão de diferentes tipos de geossintéticos (redes e geotêxteis não-tecidos de fibra de coco, Tabela 3.8) na melhoria da capacidade de carga de diferentes tipos de solos (Tabela 3.7). Foram realizados ensaios de CBR a provetes de solo e de solo reforçado. Na Tabela 3.9 são apresentados os rácios do incremento do CBR do solo reforçado obtidos.

O incremento do CBR observado nos diferentes provetes reforçados permite verificar que os geotêxteis não-tecidos ($1,5 < R_{\Delta, \text{CBR}} < 2,2$) provocam uma melhoria da capacidade de carga dos solos mais expressiva que as redes ($1,3 < R_{\Delta, \text{CBR}} < 1,6$). Além disto, verifica-se que o comportamento dos geossintéticos é melhor quando as dimensões das suas aberturas (Tabela 3.8) são menores. Isto ocorre porque a dimensão das aberturas da malha dos vários tipos de reforço é o parâmetro que regula o mecanismo de confinamento lateral. Deste modo, o mecanismo de confinamento lateral é o principal mecanismo de reforço observado para os materiais utilizados por Vinod e Minu (2010).

No estudo realizado por Kumar e Rajkumar (2012) também foi avaliado o efeito benéfico da inclusão de geotêxteis na capacidade de carga de um solo. Neste caso foi considerado um geotêxtil tecido e um geotêxtil não-tecido (ambos de polipropileno) com propriedades apresentadas na Tabela 3.13. O solo considerado foi uma argila com elevada plasticidade (CH

segundo a classificação unificada, ASTM D2487 (2011)) com $G_s = 2,71$, $w_L = 54\%$, $w_P = 35\%$, $I_p = 19\%$, $w_{óti.} = 15\%$, $\gamma_{dmax} = 15,32 \text{ kN/m}^3$ e $\text{CBR} = 0,9$.

Tabela 3.13. Propriedades dos geotêxteis utilizados no estudo de Kumar e Rajkumar (2012)

Propriedade	Geotêxtil tecido	Geotêxtil não-tecido
$\mu \text{ (g/m}^2\text{)}$	136	203
Punçamento estático (N)	3120	1820
$RT_{max} \text{ (N/m)}$	900	710

Na Figura 3.4 é apresentada a variação do $R_{\Delta, \text{CBR}}$ durante o ensaio de CBR realizado aos provetes de solo reforçado com os dois tipos de geotêxteis. Os resultados mostram que a inclusão dos dois tipos de geossintéticos aumenta o CBR do solo e que o aumento da resistência do solo é maior quando o solo é reforçado com o geotêxtil tecido. Contudo, embora não seja referido por Kumar e Rajkumar (2012), a diferença de comportamento dos provetes reforçados com os dois tipos de geotêxteis pode advir das diferentes propriedades dos geotêxteis e não da sua estrutura. Por fim, a Figura 3.4 mostra que o $R_{\Delta, \text{CBR}}$ aumenta durante os ensaios, ou seja, é maior para níveis de penetração mais elevados. Deste modo, a utilização de geossintéticos para aumentar a capacidade de carga dos solos é mais eficaz em aplicações em que as deformações aceitáveis são maiores [Kumar e Rajkumar (2012)].

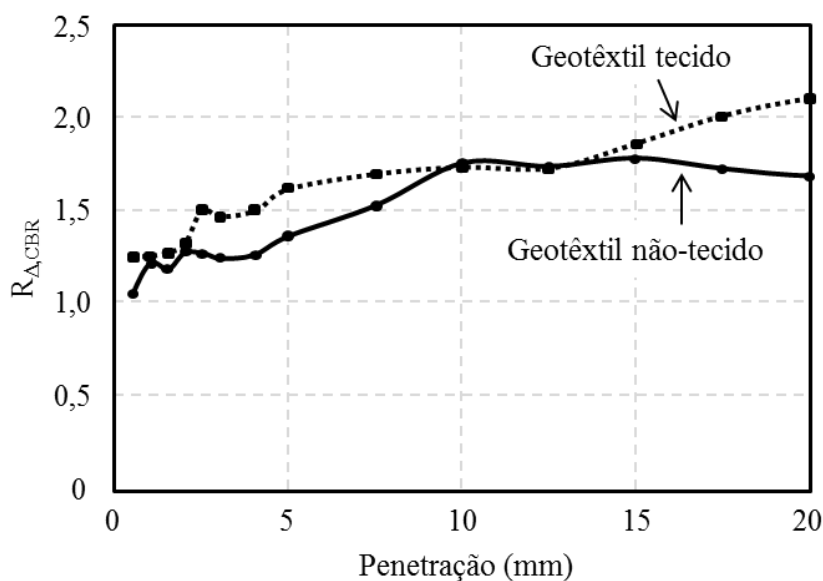


Figura 3.4. Variação do rácio do incremento do CBR ($R_{\Delta, \text{CBR}}$) para os geotêxteis tecido e não-tecido [adaptado de Kumar e Rajkumar (2012)]

3.4.4. Influência do teor em água do solo

O teor em água do solo pode condicionar o CBR do solo de duas formas. Por um lado, no caso de um provete não imerso (CBR obtido imediatamente após a preparação do provete) o teor em água inicial do solo, considerado durante a preparação do provete, pode permitir uma maior ou menor compactação do solo. Por este motivo, é natural que um provete compactado com teor em água diferente do ótimo (teor para o qual se atinge a compactação máxima do solo) seja menos compacto e tenha um CBR menor. Isto acontece, essencialmente para solos com comportamento drenado, sem plasticidade e que não sejam amolecidos com a presença de água (por exemplo: solos granulares). Contudo, no caso dos solos com comportamento não drenado, com plasticidade e que podem ser amolecidos com a presença de água (por exemplo: solos siltosos, argilas, solos orgânicos), normalmente o CBR diminui com o aumento do teor em água do provete. Isto pode acontecer devido ao amolecimento do solo mas também devido ao desenvolvimento de excessos de pressão intersticial. Na Figura 3.5 é apresentada uma curva típica da variação do CBR com o teor em água num solo argiloso obtida por Little (1995). Como se constata, à medida que o teor em água do solo aumenta, o CBR é cada vez menor.

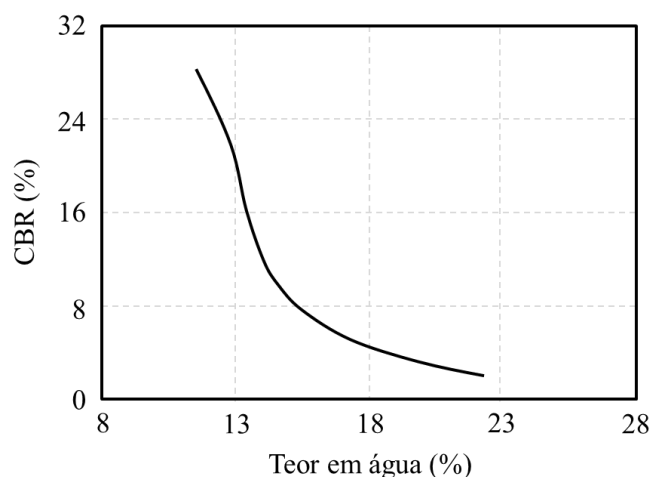


Figura 3.5. Ganhos imediatos no CBR em função do teor em água numa argila magra [adaptado de Little (1995)]

Por outro lado, no caso de um provete imerso (CBR obtido após a imersão do provete preparado durante um período de 96 horas), além do referido para o provete não imerso, verifica-se que o teor em água do provete aumenta (até estar saturado) durante o período de imersão. No caso dos solos drenados, sem plasticidade e que não sofrem dilatação durante a

saturação (por exemplo: solos granulares) este fator não tem grande impacto. Contudo, no caso dos solos não drenados, com plasticidade e que sofrem dilatação durante a saturação (por exemplo: solos siltosos, argilas, solos orgânicos) este fator pode ser muito prejudicial. De qualquer forma, como o teor em água aumenta durante o processo de saturação, o CBR do provete imerso é, naturalmente, menor que o obtido para um provete não imerso.

A variação do CBR com o teor em água dos solos reforçados é semelhante à do solo não reforçado. Contudo, a presença de uma ou várias camadas de reforço pode ser prejudicial para o comportamento mecânico do solo. Se o geossintético tiver baixa permeabilidade (normal ao plano) pode formar uma barreira à circulação e drenagem da água e incrementar ou fazer surgir excessos de pressão intersticial no interior do provete.

O efeito do aumento do teor em água provocado pela imersão do solo no CBR foi avaliado por Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008). Foram realizados ensaios de CBR a provetes de solo e de solo reforçado. Metade destes provetes foram ensaiados depois de imersos em água e a outra metade sem realizar a imersão em água. As propriedades dos materiais considerados (quatro tipos de solos e uma geogrelha) são apresentadas nas Tabela 3.10 e 3.11. Os resultados dos ensaios de CBR são apresentados na Tabela 3.12.

De forma geral o estudo mostra que os valores de CBR obtidos para os provetes imersos são menores que os observados para provetes não imersos. Na Figura 3.6 é apresentada a relação entre a tensão e a penetração obtida nos ensaios de CBR realizados a provetes do solo *Sussex* (X) reforçado não imersos e imersos em água. Como se pode verificar, para um mesmo nível de penetração os provetes de solo reforçado não imersos suportam uma tensão maior. Isto é observado para provetes de solo e de solo reforçado. Além disto, o estudo mostra que quando o teor em água é maior que o teor em água ótimo, este parâmetro tem um grande impacto na diminuição dos valores de CBR.

Naeini e Ziaie-Moayed (2009) também analisaram o efeito do aumento do teor em água provocado pela imersão do solo no CBR. Nesse estudo foram realizados ensaios de CBR a provetes de argila (Tabela 3.4) e de argila reforçada com uma geogrelha (Tabela 3.5). Os resultados de todos os ensaios de CBR realizados são apresentados na Tabela 3.6. Na Figura 3.7 é representada a evolução do CBR para diferentes índices de plasticidade do solo, para provetes reforçados e não reforçados sujeitos a diferentes condições de imersão.

O CBR obtido nos provetes de solo reforçado é maior que o CBR obtido nos provetes não reforçados. Isto é observado nos provetes não imersos e imersos em água. Contudo, o CBR

dos provetes não imersos é substancialmente maior que o CBR dos provetes imersos (por exemplo: para $I_p = 16\%$ o CBR do provete reforçado ensaiado depois de imerso diminui 97,6% quando comparado com o CBR do provete não imerso). Este comportamento é observado para todos os índices de plasticidade do solo.

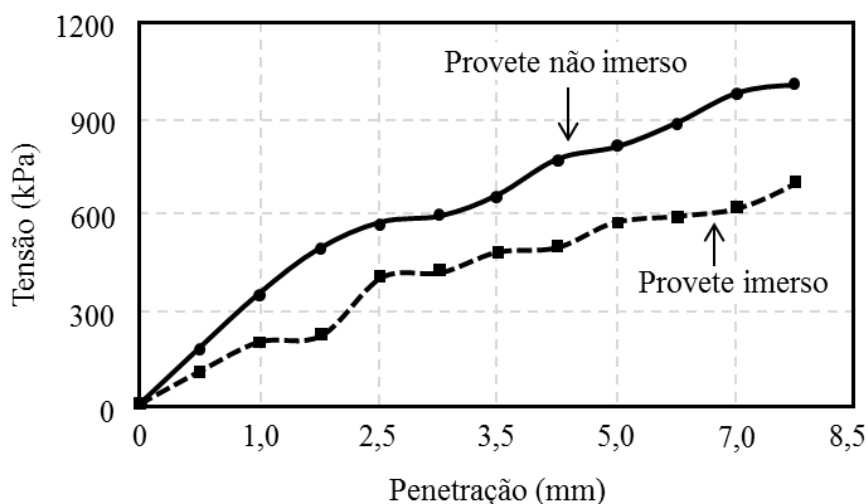


Figura 3.6. Comportamento tensão-penetração do solo (*Sussex* (X)) [adaptado de Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008)]

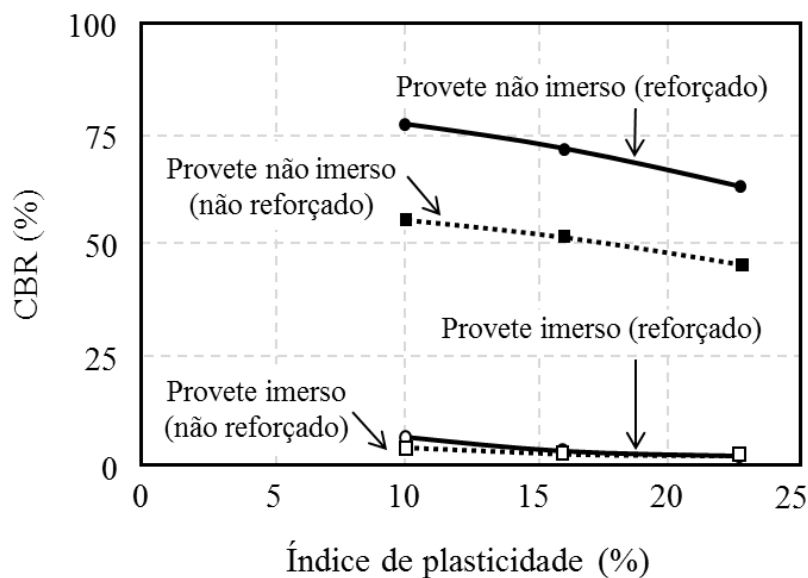


Figura 3.7. CBR para diferentes índices de plasticidade [adaptado de Naeni e Ziaie-Moayed (2009)]

3.5. Limitações

A utilização de ensaios de CBR para avaliar a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos pode ser condicionada por vários fatores. Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) e Naeini e Mirzakhani (2008) referem várias limitações observadas durante a realização dos seus estudos.

Duncan-Williams e Attoh-Okine (2008) referem que alguns dos problemas observados durante a realização dos ensaios foram a colocação das camadas de geossintético na localização exata pretendida no interior do provete de solo e o alongamento do geossintético devido à compressão induzida pelo processo de compactação e pelo carregamento durante o ensaio.

Naeini e Mirzakhani (2008) referem que a dimensão do provete de ensaio pode influenciar os resultados obtidos. Por um lado, devido às reduzidas dimensões do provete, quando são utilizados solos com partículas com grandes dimensões (maiores do que 19 mm) as normas de ensaio (E198 (1967) ou ASTM D1883 (2007^{e2})) preveem a supressão da fração granulométrica superior. O CBR obtido para este solo modificado pode ser menor que o CBR do solo original. Este efeito pode ocorrer também para provetes de solo reforçado. Por outro lado, as reduzidas dimensões do provete limita a dimensão das camadas de reforço. O desenvolvimento dos mecanismos de reforço induzidos pela inclusão do reforço pode ser condicionado. Por fim, a espessura do reforço e os efeitos fronteira também podem influenciar os resultados dos ensaios.

3.6. Considerações finais

As conclusões obtidas nos estudos referidos anteriormente permitem dizer genericamente que, a inclusão de camadas de geossintético no solo permite melhorar a sua capacidade de carga.

Particularizando, para cada parâmetro que influencia o comportamento do solo reforçado que foi exposto neste capítulo, podem ser referidas as seguintes conclusões:

- número de camadas e da posição do reforço – a inclusão de uma ou várias camadas de reforço nem sempre aumenta o valor de CBR e como consequência a resistência do solo. Isto ocorre para determinados tipos de solos e geossintéticos. Contudo quando o valor de CBR aumenta, verifica-se que este varia com o número de

camadas de reforço e com a sua posição no interior do provete. O aumento da profundidade de colocação da camada de reforço provoca a diminuição do CBR;

- tipo de solo – a melhoria da resistência do solo e do CBR com a inclusão do reforço depende da distribuição granulométrica do solo e do CBR do solo não reforçado. O aumento do CBR provocado pela inclusão do reforço é maior quando o solo não reforçado tem um CBR menor. O aumento da capacidade de carga do solo é mais pronunciado nos solos com maior percentagem de partículas finas. Para solos com plasticidade verifica-se que à medida que o índice de plasticidade aumenta o valor do CBR diminui;
- tipo de geossintético – a melhoria da capacidade de carga induzida pelos solos reforçados é condicionada pelo tipo de geossintético;
- teor em água do solo – os valores de CBR obtidos para os provetes imersos são menores que os observados para os provetes não imersos. O processo de imersão dos provetes aumenta o teor em água do solo. Assim, solos com teor em água maior têm uma capacidade de carga menor.

Capítulo 4 - Metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

4.1. Introdução

Neste capítulo são referidas e descritas diversas metodologias que podem ser utilizadas para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado. Normalmente o dimensionamento destas estruturas é realizado em duas fases distintas. Uma em que são dimensionados os reforços (dimensionamento interno) e outra em que é realizada a verificação da segurança relativamente ao aparecimento de vários mecanismos de rotura externa (verificação da estabilidade externa).

Como foi dito, existem muitas metodologias para realizar o dimensionamento destas estruturas. No entanto, estas metodologias nem sempre podem ser usadas devido a restrições impostas pelas próprias. Um exemplo é o caso das metodologias que apenas podem ser utilizadas para o dimensionamento de estruturas reforçadas compostas por solos granulares, ou com reduzida coesão. Na prática, até ao momento, a maioria das estruturas dimensionadas utilizam solos granulares. Por este motivo, a maioria das metodologias mais utilizadas (internacionalmente) exibem esta restrição. Deste modo, a dificuldade de encontrar metodologias que permitam o dimensionamento das estruturas em estudo (compostas por solos coesivos) mostra-se elevada.

Outro tipo de restrição que surge em algumas metodologias está relacionado com a inclinação da face da estrutura. Alguns métodos de dimensionamento diferenciam o comportamento de muros e taludes e disponibilizam abordagens distintas para realizar o dimensionamento de cada tipo de estrutura. No entanto, existem outros métodos que só permitem considerar um destes tipos de estruturas.

Nas secções seguintes são apresentadas as diferentes metodologias usadas neste estudo para o dimensionamento interno (método do *Nordic Handbock* (Rogbeck *et al.* (2003)), método de

Jewell (1996) e método da BS 8006-1 (2010)) e para a verificação da estabilidade externa da estrutura (metodologia da BS 8006-1 (2010) e metodologia da EN 1997-1 (2004)).

4.2. Considerações iniciais: diferença entre muro de solo reforçado e talude de solo reforçado

Tradicionalmente o processo de dimensionamento de muros de solo reforçado é diferente do processo de dimensionamento de taludes de solo reforçado. Para realizar a distinção entre estes dois tipos de estruturas é utilizada a inclinação da sua face. Contudo, existem investigadores que referem que esta diferença é puramente artificial e arbitrária, como é o caso de Holtz (2004). Para ilustrar este ponto de vista Holtz (2004) formaliza esta questão: “para que ângulo de inclinação da face um talude reforçado passa a ser considerado como um muro de solo reforçado?”.

Na verdade existem diferentes opiniões relativamente à resposta a esta questão. Por exemplo no documento Elias *et al.* (2001) da FHWA, designa-se por talude reforçado um talude de solo estabilizado mecanicamente reforçado com elementos planos com uma inclinação da face com a horizontal inferior a 70°.

O *Nordic Handbook* também distingue muro de solo reforçado e talude de solo reforçado. Neste caso, as estruturas que apresentam ângulos da face com a horizontal entre 70 e 90° são consideradas muros reforçados. Por outro lado, o documento considera que a estrutura é um talude reforçado quando o ângulo da face é inferior a 70° [Rogbeck *et al.* (2003)].

A norma BS 8006-1 (2010) aponta no mesmo sentido. Nesta norma, as estruturas com uma reduzida inclinação da face com a horizontal (menor ou igual a 45°) não necessitam de ser alvo de reforço. Se a referida inclinação se situar entre 45 e 70°, a estrutura deve ser dimensionada como um talude reforçado e se a inclinação for superior a 70°, deve ser considerado o método de dimensionamento para os muros reforçados.

Todavia, se até aqui todas as referências apontam para a mesma resposta, não se pode pensar que esta é unânime. Para Jewell (1996) uma estrutura deve ser alvo de reforço para uma inclinação da face com a horizontal superior a 30°, deve ser considerada como um talude reforçado para inclinações entre 30 e 80° e como um muro reforçado para uma inclinação superior a 80°. Em particular, Jewell (1996) refere que taludes compostos por argilas também devem ser reforçados quando a inclinação da face é inferior a 30°.

4.3. Dimensionamento interno

4.3.1. Considerações gerais

Segundo Corbet e Horgan (2010) alguns dos métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos mais conhecidos são:

- 1) os manuais da FHWA (EUA);
- 2) os manuais da AASHTO (EUA);
- 3) a norma BS 8006-1 (2010) (Britânica);
- 4) o manual EBGEO (2011) (Alemão).

As normas referidas definem os procedimentos e as orientações para a realização do dimensionamento interno e da verificação da estabilidade externa de estruturas de solo reforçado. Mencionam também os mecanismos de rotura interna e externa que devem ser estudados; o conjunto de ações a considerar no dimensionamento; e definem os coeficientes de segurança e de redução para a minoração das propriedades dos materiais (solos e reforços) e para a majoração das ações a que a estrutura pode ser sujeita.

Os manuais da AASHTO e da FHWA foram realizados de forma complementar. Os manuais da AASHTO fornecem especificações, enquanto os da FHWA são documentos que fornecem metodologias completas para o dimensionamento e para a construção das estruturas [Christopher (2010)]. Alguns destes documentos correspondem às seguintes referências bibliográficas: AASHTO (2007) e AASHTO (2002) (manuais da AASHTO) e Elias *et al.* (2001) e Berg *et al.* (2009b) (manuais da FHWA). Nestes documentos é considerado que o dimensionamento interno consiste em determinar as tensões máximas que se desenvolvem, a sua distribuição ao longo da superfície de rotura crítica e a resistência que os reforços devem ter para anular o efeito dos mecanismos de rotura interna (arranque, corte direto, tração) [Elias *et al.* (2001)].

A norma Britânica BS 8006-1 (2010) baseia o dimensionamento de muros e taludes de solo reforçado na filosofia dos estados limites. Nesta, as ações atuantes na estrutura são majoradas e a capacidade resistente do solo e do reforço é reduzida através de fatores parciais de segurança. Para a análise da estabilidade interna, a norma refere que deve ser estudada a segurança dos reforços relativamente à sua resistência à tração, a segurança relativamente ao

mecanismo de arranque do reforço do maciço reforçado e a estabilidade relativamente ao aparecimento de cunhas potenciais de rotura.

Relativamente ao manual alemão EBGEO (2011) não é possível tecer considerações sobre a forma como este aborda a temática porque não foi possível obtê-lo.

Além das metodologias descritas nestas normas, existem vários métodos para realizar o dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado. Vieira (2008) refere uma série de métodos de dimensionamento internos para muros e taludes de solo reforçado. Entre outros podem ser referidos os métodos propostos por: Allen e Bathurst (2003) *K-stiffness method*; Jewell (1996); NCMA (1997); Schmertmann *et al.* (1987); Ling *et al.* (1997); Michalowski (1997); e Bonaparte *et al.* (1986). Além destes, na pesquisa bibliográfica realizada foram encontrados os métodos propostos por: Rogbeck *et al.* (2003) (*Nordic Handbook*); e Naughton *et al.* (2001).

Contudo, a maioria das normas e métodos referidos consideram apenas o estudo do reforço de solos com boas propriedades mecânicas, ou seja, solo essencialmente granular sem ou com reduzida coesão e elevados ângulos de atrito. Para além disso, existem restrições à sua utilização relacionadas com a quantificação dos parâmetros de interação entre o solo e o reforço. Sem serem conhecidos estes parâmetros, a maioria destas metodologias de dimensionamento não pode ser usada (a não ser que se esteja a realizar um estudo paramétrico para tentar entender o efeito que estes parâmetros têm nas dimensões dos reforços).

Deste modo, a escolha das metodologias de dimensionamento a utilizar neste trabalho é realizada com base nas restrições apresentadas no parágrafo anterior. Nas secções seguintes são apresentadas as metodologias usadas neste estudo para o dimensionamento interno dos reforços. Os métodos considerados são propostos nos seguintes documentos: BS 8006-1 (2010) e Rogbeck *et al.* (2003) (métodos que permitem o dimensionamento de estruturas de solo reforçado constituídas pelos dois tipos de solos, granulares e coesivos); e Jewell (1996) (método exclusivo para solos granulares; considerado para avaliar a influência da utilização deste tipo de métodos no dimensionamento de solos finos).

4.3.2. Método de dimensionamento proposto pelo *Nordic Handbook*

O método descrito por Rogbeck *et al.* (2003) (chamado por método do *Nordic Handbook* neste documento) é baseado num modelo simplificado. Por este motivo é recomendado pelos autores que para estruturas mais complexas sejam utilizados métodos de dimensionamento

mais sofisticados. Este método de dimensionamento estuda diversos mecanismos de rotura interna da estrutura: rotura por tração e deformação excessiva dos reforços ou rotura por arranque dos reforços [Rogbeck *et al.* (2003)].

O processo de dimensionamento para assegurar a estabilidade interna consiste em determinar os valores máximos das tensões desenvolvidas no interior do solo, bem como a sua localização ao longo da superfície de rotura crítica, e a resistência que provém dos reforços em conjunto com a sua resistência ao arranque e a resistência à tração [Rogbeck *et al.* (2003)]. Assim, é possível calcular a resistência, o comprimento e o espaçamento entre as diversas camadas de geossintético.

O método de dimensionamento proposto por Rogbeck *et al.* (2003) utiliza as orientações dadas pelos Eurocódigos (EN 1997-1 (2004); EN 1990 (2002)) para a definição dos diversos parâmetros relevantes para o dimensionamento da estrutura. No caso dos muros reforçados com geossintéticos, os parâmetros relevantes para o dimensionamento são os coeficientes parciais de segurança a utilizar para a determinação das ações na estrutura (Tabela 4.1) e das propriedades geotécnicas dos solos utilizados (Tabela 4.2).

Tabela 4.1. Coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das ações (γ_F) (estado limite último) [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Caso	Ação			
	Permanente		Variável	Acidental
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável	
Caso A	1,10	0,95	1,50	1,00
Caso B	1,35	1,00	1,50	1,00
Caso C	1,00	1,00	1,30	1,00

Tabela 4.2. Coeficientes parciais de segurança a aplicar na determinação das propriedades do solo γ_M [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Caso	Propriedades do solo			
	$\text{tg } \phi'$	c'	s_u	q_u
Caso A	1,10	1,30	1,20	1,20
Caso B	1,00	1,00	1,00	1,00
Caso C	1,25	1,60	1,40	1,40

q_u - resistência à compressão simples

Na Figura 4.1 é representado o modelo utilizado pelo método para o dimensionamento de muros reforçados com face vertical. No caso de a face do muro ser inclinada, a superfície de rotura crítica passa a ser curva e o ângulo representado é menor. Deste modo, quando o ângulo que a face do muro faz com a vertical é superior a 10° , torna-se necessário usar o cálculo clássico para a estabilidade de taludes para obter a superfície de rotura crítica [Rogbeck *et al.* (2003)]. Neste modelo, a altura da estrutura é representada por H_m e o espaçamento vertical entre camadas de reforço por e_v .

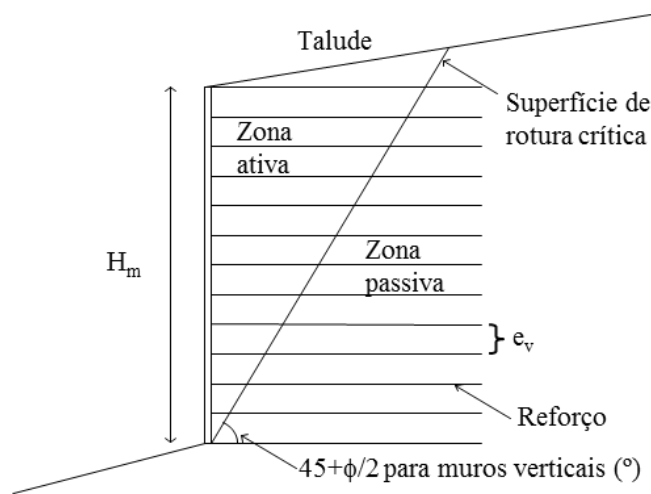


Figura 4.1. Modelo para o dimensionamento de muros reforçados com face vertical [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Para a obtenção dos comprimentos dos reforços (L_R) é necessário obter o espaçamento vertical entre estes e o estado de tensão a que vão ser sujeitos durante o funcionamento da estrutura. Para muros verticais o cálculo das tensões pode ser realizado através das equações disponibilizadas pelo método (apresentadas nesta secção). No caso de taludes inclinados estas podem ser obtidas pelos métodos clássicos da mecânica dos solos.

O espaçamento vertical entre camadas de reforço pode ser obtido pela relação expressa na Equação 4.1 onde são considerados os seguintes parâmetros: valor de cálculo da força resistente dos reforços (F_c) calculada através da Equação 4.2 (fator de conversão para os efeitos da fluência (η_1) (Tabela 4.3), fator de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra (η_2) (Tabela 4.4), fator de conversão para efeitos atmosféricos (η_3) (segundo Rogbeck *et al.* (2003) $\eta_3 = 0,91$); valor característico da força resistente dos reforços (F_k); e pressão horizontal máxima do solo e da água ($p_{a,máx}$). Os valores típicos para e_v

reportados por Rogbeck *et al.* (2003) variam entre 0,2 m e 0,6 m, não excedendo, no entanto, 1,0 m.

$$e_v = \frac{F_c}{P_{a,máx}} \quad (4.1)$$

$$F_c = \frac{\eta_1 \eta_2 \eta_3 F_k}{\gamma_M} \quad (4.2)$$

Tabela 4.3. Fator de conversão para os efeitos da fluência (η_1) [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Tipo de material que constitui o reforço	Fator de conversão para os efeitos da fluência (η_1)
Aço	0,8
Poliéster	0,4
Polipropileno	0,2
Poliamida	0,35
Polietileno	0,2

Tabela 4.4. Fator de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra (η_2) [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Tipo de solo	Fator de conversão para os efeitos provocados pela instalação em obra (η_2)
Argila/ silte	0,91
Areia	0,83
Cascalho (natural)	0,77
Cascalho (britado)	0,72
Enrocamento	0,67

A pressão horizontal máxima do solo e da água é obtida através da Equação 4.3 na qual são relacionados os seguintes parâmetros: o coeficiente de impulso ativo do solo (K_a); a tensão efetiva vertical (σ'_v); e a pressão intersticial (u). Note-se que o método de dimensionamento permite considerar apenas solos saturados ou secos.

$$P_{a,máx} = (K_a \sigma'_v) + u \quad (4.3)$$

O cálculo do comprimento do reforço para a verificação da estabilidade interna, é a soma das duas parcelas correspondentes ao comprimento necessário na zona ativa (L_A) e passiva (L_P) do muro (Equação 4.4).

$$L_R = L_A + L_P \tag{4.4}$$

Na zona passiva o comprimento do reforço tem de garantir a resistência ao arranque e é obtido através da Equação 4.5, em função de: coeficiente de interação entre o solo e o reforço (α_1) (Tabela 4.5 e 4.6); pressão horizontal num determinado ponto (p_a) (incluindo o efeito da água); coeficiente parcial de segurança para a resistência ao arranque (γ_p) (Tabela 4.5); valor de cálculo da coesão do solo em termos de tensões efetivas (c'_c); valor de cálculo do ângulo de atrito do solo em termos de tensões efetivas (ϕ'_c); e profundidade a partir do topo do muro até ao nível de reforço considerado (z) [Rogbeck *et al.* (2003)].

$$L_P = \frac{p_a e_v}{\frac{2\alpha_1}{\gamma_p} (c'_c + \gamma_c z \text{tg}\phi'_c)} \tag{4.5}$$

Tabela 4.5. Coeficientes de interação utilizados pelo método do *Nordic Handbook* [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Parâmetros de interação solo-reforço	Fator	Valor
Coeficiente de interação entre o solo e o reforço	α_1	0,5 – 1,0
Coeficiente de interação entre o solo da fundação e o reforço	α_2	0,5 – 1,0
Coeficiente parcial de segurança para a resistência ao escorregamento da superfície do reforço	γ_{sr}	1,3
Coeficiente parcial de segurança para a resistência ao arranque	γ_p	1,3 – 1,5

Tabela 4.6. Coeficientes de interação solo-reforço (α) dependendo do tipo de solo e de reforço [adaptado de Rogbeck *et al.* (2003)]

Tipo de solo	Tipo de reforço	
	Rede ou Grelha	Contínuo
Argila/ silte	0,8	0,7
Areia	0,9	0,7
Cascalho (natural)	0,95	0,7
Cascalho (britado)	1,0	0,8
Enrocamento	1,0	0,8

Na zona ativa o comprimento dos reforços corresponde à distância entre a face do muro e a superfície de rotura crítica que corresponde à estrutura não reforçada. Para muros verticais o método considera a Equação 4.6 para o seu cálculo. Para taludes o L_A deve ser obtido através

da análise de estabilidade de taludes clássica da mecânica dos solos (corresponde à distância entre a superfície de rotura crítica e a face da estrutura). É importante referir que deve ser garantido um comprimento mínimo de 1 m, quer na zona ativa, quer na zona passiva do muro, ou seja, $L_P \geq 1$ m e $L_A \geq 1$ m [Rogbeck *et al.* (2003)].

$$L_A = (H_m - z) \times \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi'_c}{2}\right) \quad (4.6)$$

Outro comprimento que deve ser calculado é aquele que garante a estabilidade do muro relativamente ao mecanismo de rotura externa por escorregamento lateral. De facto, o método apresentado no *Nordic Handbook* propõe que o comprimento total mínimo do reforço para a verificação do escorregamento lateral (L_e) seja obtido pela Equação 4.7 com: altura média do aterro fora do reforço (A_m); peso volúmico de cálculo do solo (γ_c); coeficiente parcial de segurança para sobrecargas (γ_Q); coeficiente parcial de segurança para cargas permanentes (γ_G); coeficiente de interação entre o de fundação e o reforço (α_2); ações variáveis (q_Q) e ações permanentes (q_G).

$$L_e = \frac{0,5 K_a A_m (\gamma_c H_m + 2(\gamma_Q q_Q + \gamma_G q_G)) \gamma_{sr}}{\gamma_c z \alpha_2 \operatorname{tg}\phi'_c} \quad (4.7)$$

Esta verificação deve ser efetuada acima e abaixo da camada de reforço mais profunda (com maior z), usando o ângulo de atrito e os coeficientes de interação relevantes. Para estruturas mais complexas, em que os comprimentos dos reforços são diferentes ao longo do muro, ou em que as características dos materiais variem, a verificação tem de ser realizada para mais camadas.

4.3.3. Método de dimensionamento proposto por Jewell (1996)

O Método de Jewell segue uma metodologia de equilíbrio global, resumida em ábacos de dimensionamento. Este pode ser aplicado a geometrias de taludes ou muros complexas, embora, nestes casos, a aplicação de metodologias de análise mais gerais seja indispensável. Segundo Jewell (1996) os pressupostos que estão na base deste método são:

- ângulo do talude com a horizontal $90^\circ > \beta > 30^\circ$;
- inclinação da crista do talude horizontal (0°);
- fundação competente;

- pressões intersticiais definidas em termos de razão de pressões intersticiais (r_u) (Equação 4.8);
- aterro reforçado e não reforçado com os mesmos valores de pressões intersticiais e as mesmas propriedades do solo;
- possibilidade de aplicar uma sobrecarga uniforme na crista do talude (q);
- aplicação, no caso de reforços poliméricos como os geossintéticos, de um coeficiente de resistência ao arranque na interface solo-reforço (f_a);
- aplicação de um coeficiente de resistência ao corte direto na interface solo-reforço ($f_{cd} = 0,8$) devendo este ser corrigido nos casos em que $f_{cd} < 0,8$;
- valores de cálculo das propriedades dos materiais devidamente selecionados, considerando, nomeadamente, os coeficientes de segurança adequados;
- possibilidade de analisar os estados limites último e de serviço, desde que sejam usadas as combinações dos valores de cálculo adequadas a cada caso;
- julgamento apropriado quanto à deformação máxima aceitável nos reforços na definição da sua resistência em serviço;
- a razão de pressões intersticiais define o valor das pressões intersticiais a uma dada profundidade apenas em função das pressões verticais de terras ($\gamma.z$);
- no caso da possibilidade de fluxo da água na zona reforçada o parâmetro r_u deve ser escolhido de modo que as pressões intersticiais consideradas em cada ponto do talude excedam as indicadas pela rede de fluxo.

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} \quad (4.8)$$

Segundo Jewell (1996), um talude reforçado divide-se em três zonas com comportamento e tratamento diferenciado, no que ao dimensionamento diz respeito. As zonas estão representadas na Figura 4.2 e são: Zona 1, ou zona ativa, corresponde à massa de solo em cedência e é a zona onde os reforços têm de suportar maiores tensões, pelo que, os reforços têm de sustentar os níveis de resistência impostos pelo cálculo e de ter o espaçamento suficiente para possibilitar o equilíbrio interno; Zona 2, garante que a interação solo-reforço é suficiente para consentir a mobilização das forças de cálculo na Zona 1 e permite evitar casos de ocorrência de mecanismos de rotura global que intersectem a área reforçada; Zona 3

corresponde à zona não reforçada da estrutura, onde já não existe qualquer interação entre os reforços e o aterro. Para o dimensionamento têm de ser considerados dois aspetos: 1) o equilíbrio interno na Zona 1; 2) a definição da Zona 2 e, como consequência, o comprimento de arranque dos reforços (L_a), de forma a esta zona poder desempenhar as funções referidas atrás.

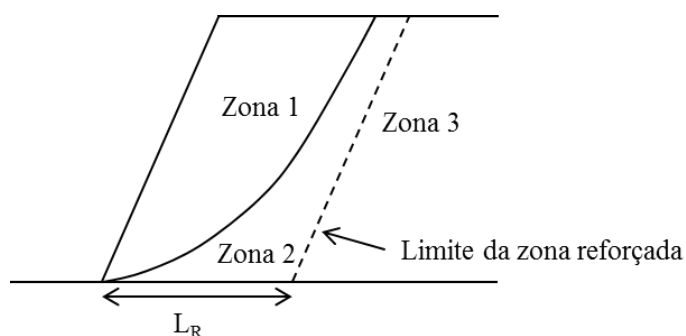


Figura 4.2. Diferentes zonas de um talude reforçado [adaptado de Jewell (1996)]

Para o equilíbrio interno da Zona 1 é imperativo garantir que as tensões que os reforços suportam são inferiores às tensões aplicadas. Assim, a comparação dos valores da tensão máxima requerida (σ_{Req}) e da tensão disponível no reforço (σ_{Disp}) tem de ser efetuada em toda a altura do talude reforçado, como representado na Figura 4.3.

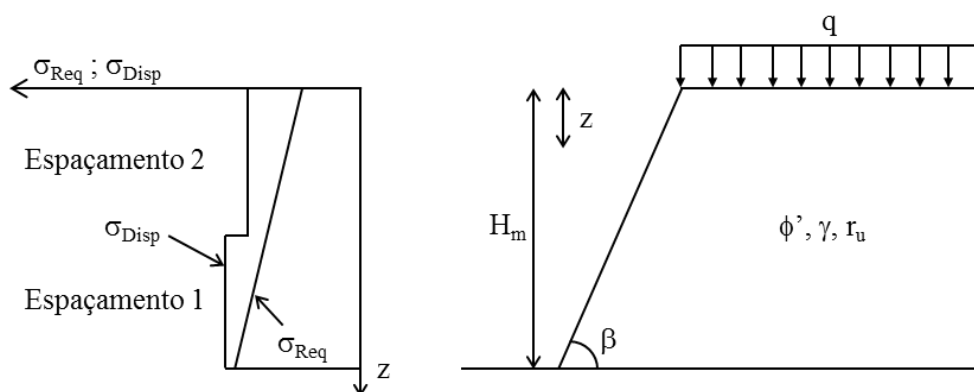


Figura 4.3. Tensões máximas requeridas e tensões disponíveis nos reforços [adaptado de Jewell (1996)]

A tensão σ_{Req} é definida através da variação de z e do coeficiente de pressão de terras requerido (K_{req}). Esta relação é apresentada na Equação 4.9. A tensão disponível é calculada através da Equação 4.10 com o valor de cálculo da força resistente dos reforços calculado através da Equação 4.11 (espaçamento horizontal dos reforços (e_h), coeficiente de segurança parcial para a danificação durante a instalação em obra (C_{DDI}), coeficiente de segurança

parcial para fatores atmosféricos (C_{ATM}) e coeficiente de segurança parcial para os efeitos de fluência nos reforços (C_{FLU}). Note-se que estes coeficientes de segurança parciais são muitas vezes designados por coeficientes de redução.

$$\sigma_{req} = \gamma z K_{req} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{Disp} = \frac{F_c}{e_v e_h} \quad (4.10)$$

$$F_c = \frac{F_k}{C_{DDI} C_{ATM} C_{FLU}} \quad (4.11)$$

O cálculo das tensões requeridas é semelhante ao das pressões de terra de *Rankine* atuando num muro de gravidade. A diferença está no facto de neste caso as tensões requeridas serem transmitidas para a parte do reforço da Zona 2. São estas tensões que influenciam a dimensão desta zona. Para a obtenção destas tensões pode recorrer-se a dois métodos sugeridos por Jewell (1996): método das cunhas e da espiral logarítmica (métodos de equilíbrio limite). Estes permitem a obtenção de coeficientes de pressões de terra utilizados no cálculo dessas tensões. Este autor disponibiliza ábacos para a obtenção simplificada destes coeficientes. Na Figura 4.4 é apresentado um exemplo dos ábacos utilizados para a obtenção dos coeficientes de pressões de terra.

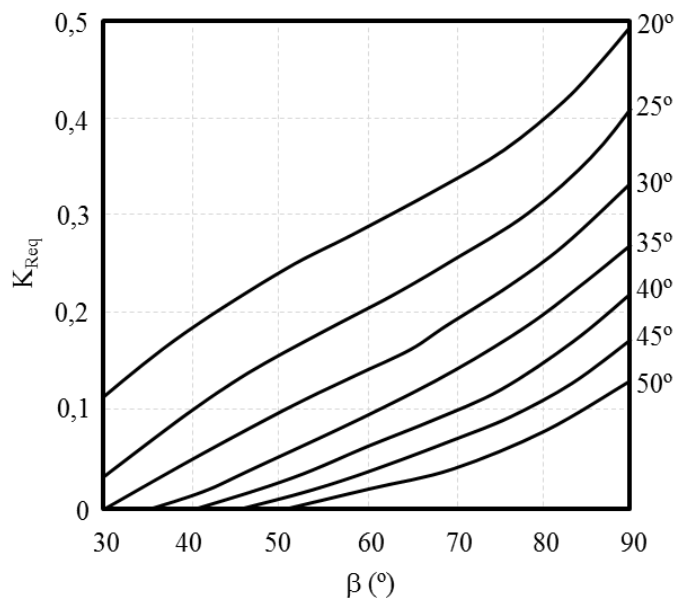


Figura 4.4. Coeficiente de impulsos de terras requerido (K_{req}) para $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]

Quanto ao segundo aspecto a ter em conta para a estabilidade interna, é necessário garantir que a Zona 2 tenha dimensões suficientes para possibilitar que a interação solo-reforço seja suficiente para permitir a mobilização das forças de cálculo na Zona 1. A Zona 2 tem também que garantir que a estrutura não seja sensível à ocorrência de superfícies de rotura que a intersectem. Assim, o comprimento do reforço na Zona 2 (L_a) é obtido através da Equação 4.12 (função da largura do reforço (B_r), da tensão normal efetiva atuante na superfície do reforço em termos de tensões efetivas (σ'_n), Equação 4.13, e do coeficiente de resistência da interface solo-reforço (f)) [Jewell (1996)].

$$F_c = 2B_r L_a \sigma'_n f \operatorname{tg}\phi' \quad (4.12)$$

$$\sigma'_n = \sigma'_v = \gamma H_m (1 - r_u) \quad (4.13)$$

Para os geossintéticos em que existe, além do atrito lateral, o efeito da mobilização da resistência passiva do solo, este também deve ser considerado para a obtenção de L_a . O coeficiente de resistência da interface também varia com o tipo de geossintético a usar. Jewell (1996) refere as expressões a utilizar nestes casos, quer para geotêxteis (Equação 4.14), quer para geogrelhas (Equação 4.15) (onde pode ser mobilizada resistência passiva). Os parâmetros considerados nestas equações são: área sólida da superfície lateral da geogrelha (a_s), área da face da geogrelha disponível para mobilizar resistência passiva (a_b); tensão passiva em termos de tensões efetivas (σ'_b); espessura das barras da geogrelha (B); espaçamento entre barras transversais (S_b); entre outros já mencionados.

$$f = \frac{\operatorname{tg}\delta}{\operatorname{tg}\phi'} \quad (4.14)$$

$$f = a_s \frac{\operatorname{tg}\delta}{\operatorname{tg}\phi'} + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{S_b} \right) \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg}\phi'} \right) \quad (4.15)$$

O comprimento de arranque na base (L_a^{base}) da estrutura é obtido pela Equação 4.16 em que os parâmetros têm o significado já referido.

$$\left(\frac{L_a^{\text{base}}}{H_m} \right) = \left(\frac{F_c}{2B_r \gamma H_m^2} \right) \left(\frac{1}{1 - r_u} \right) \left(\frac{1}{f \operatorname{tg}\phi'} \right) \quad (4.16)$$

Para garantir que o comprimento dos reforços obtidos pelas expressões é suficiente, Jewell (1996) propõe ajustes ao método, consoante o local onde se encontram as superfícies de cedência. No caso da superfície de cedência passar pelo pé do talude, a introdução de mais

reforços pode permitir colmatar a deficiente resistência ao arranque. Para tal, utiliza-se um coeficiente de impulso de terras de cálculo (K_c) maior (como representado na Figura 4.5) permitindo a diminuição do espaçamento entre reforços e como consequência o aumento do seu número. O K_c é calculado com a Equação 4.17.

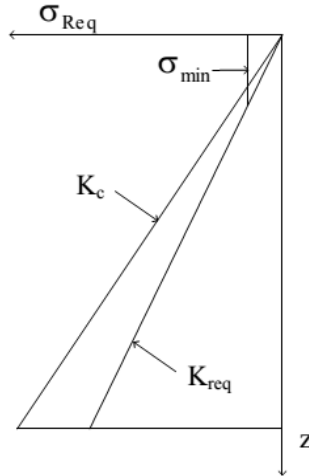


Figura 4.5. Correção do diagrama de pressões a considerar no dimensionamento [adaptado de Jewell (1996)]

$$K_c = \frac{K_{Req}}{1 - \frac{L_a^{base}}{L_R}} \quad (4.17)$$

Caso as superfícies de cedência não passem pelo pé do talude, deve ser adotada uma tensão mínima (σ_{min}) como representado na Figura 4.5, para a parte superior do talude, onde as pressões de terras são muito reduzidas, permitindo que o espaçamento entre os reforços seja menor nesta zona. O valor a adotar é dado pela Equação 4.18 que considera a profundidade onde é necessário adotar um $L_a=L_R$ (z_{crit}) calculada pela Equação 4.19 e outros parâmetros já apresentados.

$$\sigma_{min} = \gamma_c z_{crit} K_{Req} = \gamma_c H_m \left(\frac{L_a^{base}}{L_R} \right) K_{Req} \quad (4.18)$$

$$\frac{z_{crit}}{H_m} = \left(\frac{L_a^{base}}{L_R} \right) \quad (4.19)$$

A obtenção do L_R é realizada através da consulta de ábacos como os mostrados nas Figura 4.6 e 4.7. Estes ábacos fornecem dois valores para L_R diferentes. Um relativo à verificação do deslizamento por corte direto ($(L_R/H_m)_{cd}$) e outro para a verificação da estabilidade global

$((L_R/H_m)_{glo})$. Consoante os valores obtidos, é escolhido o que se ajusta melhor a toda ou a parte da altura do talude reforçado.

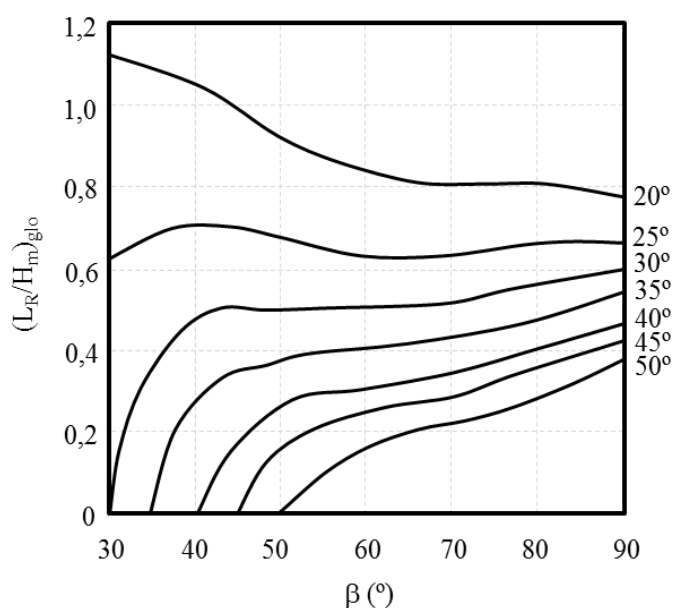


Figura 4.6. Relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para a estabilidade global e a altura da estrutura $(L_R/H_m)_{glo}$; $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]

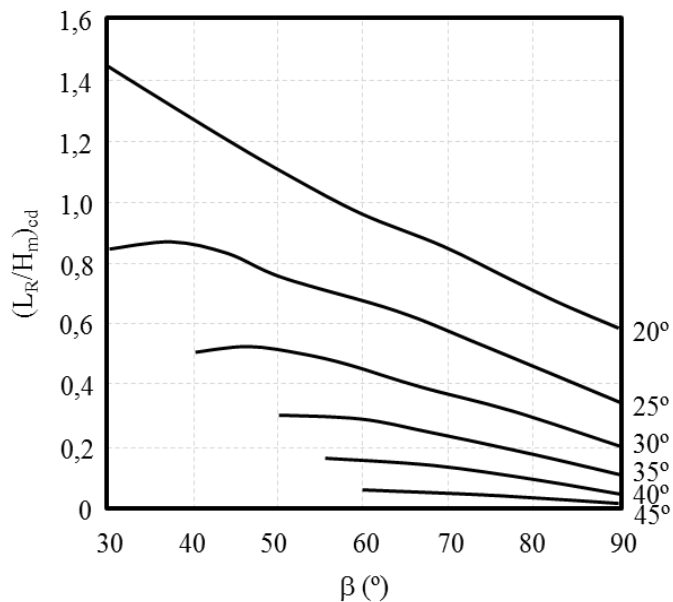


Figura 4.7. Relação entre o comprimento do reforço mínimo requerido para o mecanismo de corte direto e a altura da estrutura $(L_R/H_m)_{cd}$; $r_u = 0$ [adaptado de Jewell (1996)]

Para incluir o impacto da sobrecarga no topo da zona reforçada da estrutura é necessário atender à relação apresentada na Equação 4.20. Deste modo, a altura da estrutura a considerar no dimensionamento passa a ser a altura da estrutura com o impacto da sobrecarga (H'_m). Esta

corresponde à soma da altura da estrutura com a altura adicional correspondente ao impacto da sobrecarga, representada por q/γ .

$$H'_m = H_m + \frac{q}{\gamma} \quad \text{com} \quad \frac{H'_m}{H_m} \leq 1,3 \quad (4.20)$$

4.3.4. Método de dimensionamento proposto pela BS 8006-1 (2010)

A norma BS 8006-1 (2010) prevê que as estruturas (taludes e muros) de solo reforçado sejam dimensionadas recorrendo a coeficientes parciais de segurança. Os coeficientes servem para majorar o peso do solo e as ações exteriores e para minorar as propriedades resistentes dos materiais (solo e reforços).

A norma diferencia o processo de dimensionamento de taludes reforçados do processo de dimensionamento de muros de solo reforçado. Para fazer esta distinção, esta fornece os intervalos de valores da inclinação da face a que cada tipo de estrutura pertence. Deste modo, quando a face da estrutura apresenta um desvio em relação à vertical superior a 20° , esta deve ser dimensionada como um talude. Pelo contrário, quando a referida inclinação é menor ou igual a 20° , a estrutura deve ser dimensionada como um muro de solo reforçado.

Relativamente à análise de estabilidade interna de taludes de solo reforçado, nesta verifica-se a segurança do reforço em relação à sua capacidade resistente (resistência à tração) e em relação ao mecanismo de rotura por arranque. Para realizar estas verificações a norma apresenta diversos métodos de equilíbrio limite habitualmente utilizados no dimensionamento interno deste tipo de estruturas. Entre estes podem ser referidos os seguintes: método da superfície de rotura biplanar, método das fatias com superfície circular e método da espiral logarítmica. De seguida é apresentado apenas o método da superfície de rotura biplanar por ser aquele que é utilizado nos dimensionamentos realizados neste trabalho.

Na Figura 4.8 é apresentado, de forma esquemática, o método da superfície de rotura biplanar. Neste investiga-se a superfície de rotura crítica que permite obter o valor máximo da força horizontal necessária para garantir a estabilidade da estrutura (R_h). Na figura inclui-se ainda a referência à tensão lateral que o solo provoca na área de influência do reforço (σ_h) e à tensão lateral máxima que o solo provoca na área de influência do reforço ($\sigma_{h,max}$). Esta força corresponde à resultante das tensões horizontais que solicitam o talude e é obtida através da Equação 4.21 (em que f_{fs} é o coeficiente parcial de segurança para o peso próprio do solo).

$$R_h = 0,5 f_{fs} K \gamma H_m^2 \quad (4.21)$$

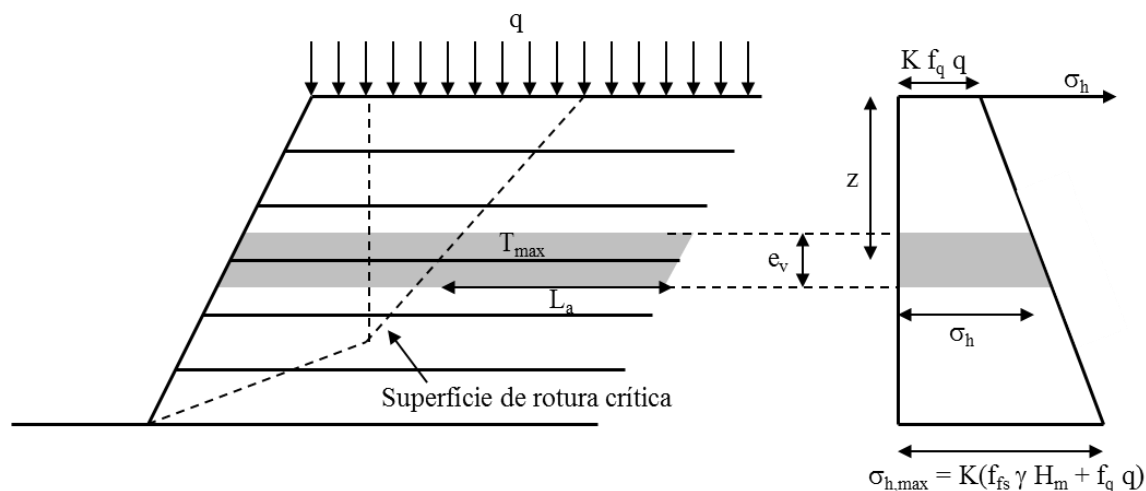


Figura 4.8. Método da superfície de ruptura biplanar para a análise de estabilidade interna de taludes de solo reforçado [adaptado de BS 8006-1 (2010)]

O espaçamento vertical entre reforços deve ser obtido através da Equação 4.22 (com o coeficiente parcial de segurança para as cargas exteriores variáveis (\$f_q\$) e o esforço máximo no reforço (\$T_{max}\$)). É importante referir que \$e_v\$ deve coincidir com um múltiplo de espessura da camada de aterro (em geral entre 150 mm e 300 mm), normalmente definida pelas condições de compactação. Para valor limite a BS 8006-1 (2010) sugere que o \$e_v\$ não deve ultrapassar 1 m.

$$e_v \leq \frac{T_{max}}{K(f_{fs} \gamma z + f_q q)} \quad (4.22)$$

O comprimento de arranque do reforço pode ser obtido através da Equação 4.23 (em que depende: do fator de importância dependente da categoria da estrutura (\$f_n\$); do coeficiente parcial de segurança para a resistência ao arranque do reforço (\$f_p\$); do coeficiente parcial de segurança para as propriedades resistentes do solo (\$f_{ms}\$); do ângulo de atrito de pico em termos de tensões efetivas (\$\phi'_p\$); do coeficiente de adesão solo-reforço (\$a'\$); entre outros parâmetros já apresentados).

$$L_a \geq \frac{f_p f_n T_{max}}{2 \left[(\gamma z + q) \frac{\alpha \tan \phi'_p}{f_{ms}} + \frac{a' c'}{f_{ms}} \right]} \quad (4.23)$$

Para obter o L_R deve adicionar-se o comprimento correspondente à distância entre a face do muro e a superfície de rotura crítica no nível do reforço considerado e o L_a .

Quando a estrutura em estudo é considerada uma estrutura de face vertical (muro), esta pode ser dimensionada seguindo um dos seguintes métodos: o método gravítico coerente (tradução de *coherent gravity method*); e o método da cunha ancorada (tradução de *tie back wedge method*). Tal como referido por Vieira (2008) o método gravítico coerente é normalmente utilizado para o dimensionamento de reforços metálicos. Como neste estudo não são utilizados reforços desse tipo opta-se por não realizar a explicação desse método.

Deste modo, para verificar a estabilidade dos muros, o método da cunha ancorada verifica: a segurança do reforço em relação à sua capacidade resistente (resistência à tração); se existe uma adequada aderência entre o solo e o reforço, ou seja, se não se verifica o aparecimento do mecanismo de rotura por arranque; e a estabilidade relativamente ao aparecimento de cunhas potenciais de rotura.

Na verificação da resistência à tração do reforço, a norma prevê que o T_{max} seja obtido através das Equações 4.24 e 4.25, conforme o solo reforçado é um solo granular ou um solo coesivo. Nestas equações são consideradas as frações da força de tração máxima que o reforço deve suportar correspondentes, respetivamente, ao efeito das ações provocadas pelo peso do solo na zona do maciço não reforçado e pelas ações externas (T_{pi}), ao efeito de ações verticais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro (T_{si}), ao efeito de ações horizontais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro (T_{fi}) e ao efeito das características particulares dos solos coesivos (T_{ci}).

$$T_{max} = T_{pi} + T_{si} + T_{fi} \quad (4.24)$$

$$T_{max} = T_{pi} + T_{si} + T_{fi} - T_{ci} \quad (4.25)$$

Para obter estas frações da força máxima pode-se recorrer às Equações 4.26 a 4.34. Nas Equações 4.26 e 4.27 é apresentada a forma geral para calcular T_{pi} . No entanto, quando o solo alvo de reforço é coesivo deve ser verificada a Equação 4.28. Para além disto, quando o muro é sujeito a um carregamento uniforme no topo, a Equação 4.26 transforma-se na Equação 4.29. Nestas equações são considerados, entre outros já apresentados, os seguintes parâmetros: tensão vertical atuante na camada de reforço i segundo a distribuição de Meyerhof (σ_{vi}); espaçamento vertical entre o reforço da camada i e a camada subjacente (e_{vi}); ação vertical atuante no reforço da camada i (R_{vi}); comprimento do reforço da camada i (L_{Ri});

excentricidade na camada de reforço i , resultante da ação vertical R_{vi} (e_i); peso volúmico da água (γ_w); sobrecarga do tipo *dead load* (w_s); e peso volúmico do solo 1 ou 2 (γ_1 ou γ_2) caso as camadas de solo superior e inferior ao reforço tenham propriedades distintas.

$$T_{pi} = K_a \sigma_{vi} e_{vi} \quad (4.26)$$

$$\sigma_{vi} = \frac{R_{vi}}{L_{Ri} - 2e_i} \quad (4.27)$$

$$T_{pi} \geq 0,5 \gamma_w e_{vi} \left(z + \frac{f_{fs} w_s}{\gamma_1} \right) \quad (4.28)$$

$$T_{pi} = \frac{K_{a1} (f_{fs} \gamma_1 z + f_q w_s) e_{vi}}{1 - \frac{K_{a2} (f_{fs} \gamma_2 z + 3f_q w_s) \left(\frac{z}{L_R} \right)^2}{3(f_{fs} \gamma_1 z + f_q w_s)}} \quad (4.29)$$

Para prever o efeito de ações verticais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro é necessário calcular T_{si} . Este cálculo deve ser realizado com a Equação 4.30. Nesta equação são considerados, para além dos parâmetros referidos, os seguintes: coeficiente parcial de segurança para as cargas exteriores permanentes (f_f); ação vertical provocada por uma fundação aplicada na área de contacto da mesma (S_L); e D_i que varia com z e a largura da área de contacto de S_L (b) e a distância entre o centro da área de contacto de S_L e a face do muro (d) (Equação 4.31).

$$T_{si} \geq K_a e_{vi} \frac{f_f S_L}{D_i} \quad (4.30)$$

$$\begin{cases} D_i = (z + b) & \text{se } z \leq (2d - b) \\ D_i = \frac{(z + b)}{2} + d_1 & \text{se } z > (2d - b) \end{cases} \quad (4.31)$$

Por outro lado, quanto ao efeito de ações horizontais provocadas por fundações de estruturas construídas no topo do muro, este pode ser quantificado através das Equações 4.32 e 4.33 (ação horizontal provocada por uma fundação e aplicada na área de contacto da mesma (F_L)).

$$T_{fi} \geq 2e_v f_f F_L Q(1 - zQ) \quad (4.32)$$

$$Q = \frac{\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)}{d + \frac{b}{2}} \quad (4.33)$$

O efeito das características particulares dos solos coesivos na força de tração máxima que o reforço deve suportar deve ser calculado através da Equação 4.34.

$$T_{ci} = 2e_{vi} \frac{c'}{f_{ms}} \sqrt{K_a} \quad (4.34)$$

Depois de a força de tração máxima (para o estado limite último) ser calculada é possível selecionar um reforço com resistência suficiente para não atingir a rotura quando a estrutura é solicitada. Para se garantir isto deve-se verificar a Equação 4.35 (valor de cálculo da resistência à tração do reforço (RT_d)).

$$\frac{RT_d}{f_n} \geq T_{max} \quad (4.35)$$

No método de dimensionamento interno dos muros de solo reforçado proposto pela BS 8006-1 (2010), é ainda necessário verificar se existe uma aderência adequada entre o solo e o reforço. Deste modo é essencial garantir que o perímetro do reforço obedece à relação apresentada na Equação 4.36. Nesta equação considera-se: a largura total por metro das faces superior e inferior do reforço i (P_i); e o comprimento do reforço na zona passiva para a camada de reforço i (L_{Pi}).

$$P_i \geq \frac{T_{max}}{\frac{\alpha L_{Pi} (f_{fs} \gamma_1 z + f_f w_s)}{f_p f_n} + \frac{a' c' L_{Pi}}{f_{ms} f_p f_n}} \quad (4.36)$$

É ainda obrigatório verificar se não ocorrem cunhas potenciais de rotura. Na norma BS 8006-1 (2010) assume-se que estas cunhas têm um comportamento rígido e podem ter qualquer tamanho e forma. A sua estabilidade é garantida quando as forças provenientes do atrito verificado na superfície de rotura crítica e as forças de tração desenvolvidas nos reforços na zona passiva do muro são suficientes para resistir ao conjunto de ações a que este é sujeito. Para tal deve ser usada a Equação 4.37 para a verificação das cunhas potenciais de rotura do tipo das indicadas nos pontos A, B, e C da Figura 4.9. Os parâmetros presentes na Equação 4.37 e na Figura 4.9 são: a força de tração total a que o conjunto de reforços (intersectados

pela cunha potencial em estudo) resiste (T_1); a força proveniente do atrito e da coesão do solo (F); o valor de cálculo da resistência à tração da camada de reforço i ($RT_{d,i}$); e a reação normal à cunha potencial (N).

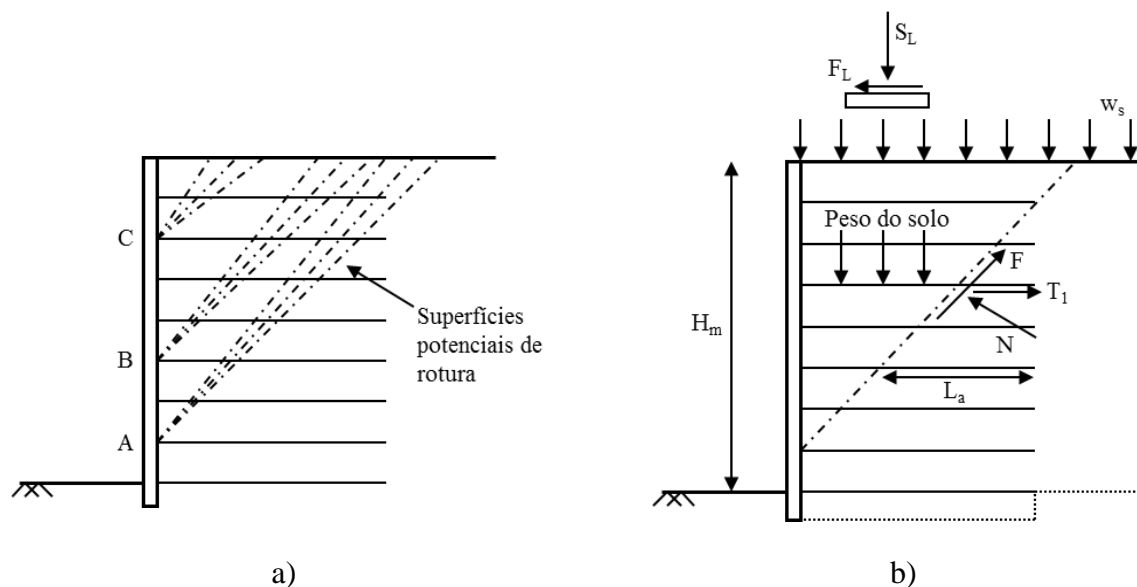


Figura 4.9. Definição das cunhas potenciais de rotura segundo a norma BS 8006-1 (2010): a) tipo de cunhas; b) forças a considerar para o estudo do equilíbrio das cunhas de rotura

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{RT_{d,i}}{f_n} \right] \geq T_1 \quad \text{ou} \quad \sum_{i=1}^m \left[\frac{P_i L_{Pi}}{f_p f_n} \left(\alpha f_{fs} \gamma z + \alpha f_f w_s + \frac{a'c'}{f_{ms}} \right) \right] \geq T_1 \quad (4.37)$$

Finalmente é importante referir a forma de obtenção de algumas características geométricas da estrutura, ou seja, do comprimento do reforço e da altura enterrada do muro (H_{ent}). Segundo a norma BS 8006-1 (2010) o comprimento dos reforços deve ser no mínimo igual a 3 m e obedecer à Equação 4.38 quando o muro tem função de suporte de terras. No caso de o muro fazer parte de um encontro de uma ponte ou de uma passagem superior o comprimento do reforço deve cumprir o requisito apresentado na Equação 4.39. O valor de H_m a usar nas Equações 4.38 e 4.39 deve ser considerado como sendo correspondente à altura mecânica (H_1) ilustrada na Figura 4.10 para os casos em que o muro é uma estrutura de suporte (Figura 4.10a) e para os casos em que faz parte de um encontro de uma ponte (Figura 4.10b).

$$L_R \geq 0,7 H_m \quad (4.38)$$

$$L_R \geq \max(0,6 H_m + 2; 7) \quad (4.39)$$

A altura enterrada do muro, no caso dos muros com capacidade de suporte, deve ser obtida através da Equação 4.40 enquanto no caso dos encontros de pontes deve ser calculada com a Equação 4.41.

$$H_{ent} = \frac{H_m}{20} \quad (4.40)$$

$$H_{ent} = \frac{H_m}{10} \quad (4.41)$$

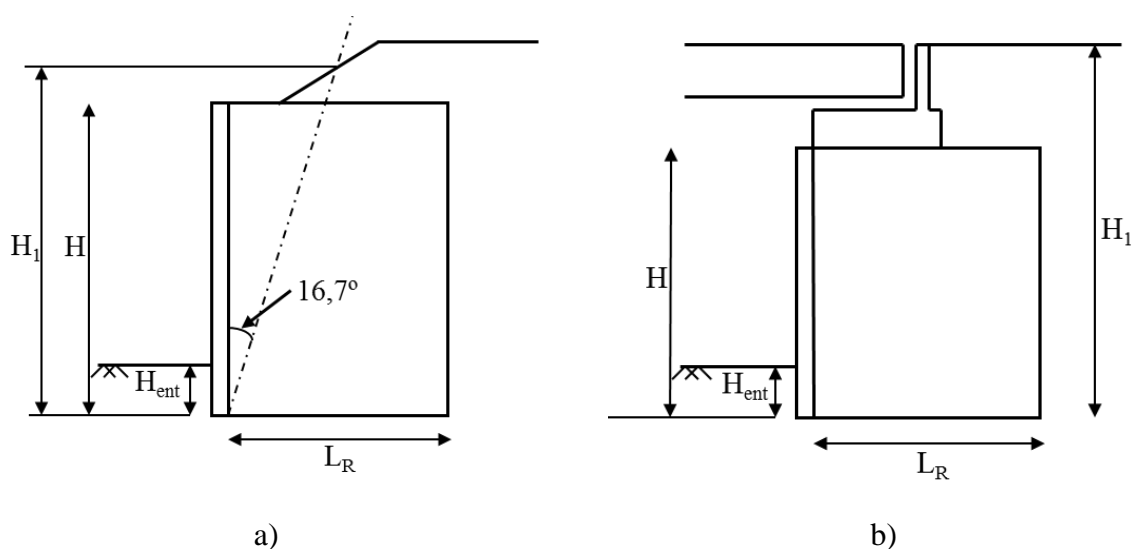


Figura 4.10. Definição do comprimento do reforço e da altura enterrada segundo a norma BS 8006-1 (2010): a) estrutura de suporte; b) encontros de pontes

4.4. Verificação da estabilidade externa

4.4.1. Considerações gerais

A verificação da estabilidade externa de uma estrutura de solo implica garantir a sua segurança relativamente a diversos mecanismos de rotura que podem ocorrer. Neste trabalho, esta avaliação é realizada através de duas metodologias. Uma em que são utilizadas as formulações teóricas e os coeficientes parciais de segurança da norma BS 8006-1 (2010) e a outra em que se utilizam as formulações teóricas clássicas da estabilidade de muros e taludes conjugadas com os coeficientes parciais de segurança do Eurocódigo 7 EN 1997-1 (2004).

A primeira metodologia é utilizada para a verificação da segurança externa das soluções alvo de dimensionamento interno pela mesma norma BS 8006-1 (2010). A segunda metodologia é

utilizada para a verificação da estabilidade externa de todas as outras soluções, ou seja, das soluções dimensionadas através dos métodos de dimensionamento interno de Rogbeck *et al.* (2003) e Jewell (1996). Ambas as normas referem que devem ser estudados os seguintes mecanismos de rotura na verificação da estabilidade externa da estrutura:

- deslizamento pela base;
- derrubamento;
- capacidade de carga do terreno de fundação;
- deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação ou escorregamento global.

No caso do deslizamento pela base, a estrutura é sujeita a uma translação para o exterior, imposta pelo impulso do solo suportado. A força de estabilização é composta pela força de atrito mobilizável entre a base da estrutura e o maciço de fundação e pelo impulso passivo mobilizado na parte frontal da estrutura, caso exista [Matos-Fernandes (2006)].

No que concerne ao mecanismo de rotura por derrubamento, este acontece quando a estrutura, sob a ação do impulso do solo suportado, roda em torno da aresta exterior da sua base. Neste caso, as forças que contribuem para contrariar o derrubamento são o peso próprio e o impulso passivo mobilizável em frente ao muro, caso exista [Matos-Fernandes (2006)].

A rotura do solo de fundação devido à sua reduzida capacidade de carga pode acontecer quando o conjunto de ações aplicadas pela estrutura é superior à capacidade que o maciço de fundação tem para as suportar, provocando a deformação do solo de fundação [Matos-Fernandes (2006)].

Por fim, o escorregamento global é um mecanismo em que ocorre o deslizamento do conjunto composto pela estrutura e pela fundação. A superfície de escorregamento pode englobar uma grande porção de solo envolvente, sugerindo que esta não é provocada pela construção. Por vezes ocorre o contrário, o que indica que a construção da estrutura teve uma influência significativa para a perda de estabilidade do conjunto [Matos-Fernandes (2006)].

Note-se que, quando o solo em estudo é um solo argiloso com água, estes mecanismos devem ser estudados através de dois tipos de análises: 1) análise do comportamento da estrutura para o curto prazo (análise em tensões totais); e 2) análise do comportamento da estrutura para o longo prazo (análise em tensões efetivas). Estas análises são justificadas pelo facto de

aparecerem excessos de pressões intersticiais que têm de ser dissipados para que se possa garantir a segurança da estrutura.

Além dos mecanismos referidos, na norma EN 1997-1 (2004) é também previsto o estudo de outros. Entre outros podem ser mencionados os seguintes:

- rotura por levantamento hidráulico e por erosão tubular;
- repasses de água inadmissíveis sob ou através da estrutura de suporte;
- transporte inadmissível de partículas de solo sob ou através da estrutura de suporte.

Neste estudo não são estudados estes mecanismos. De qualquer forma, chama-se a atenção para a importância da sua análise quando se pretender implementar alguma das soluções de reforço apresentadas neste estudo em estruturas sujeitas à ação direta da água.

4.4.2. Metodologia da BS 8006-1 (2010)

A metodologia de verificação da estabilidade externa da BS 8006-1 (2010) considera a verificação da segurança relativamente aos vários mecanismos de rotura referidos na seção 4.4.1. No entanto, a forma como estes são verificados difere com a inclinação da face da estrutura com a horizontal. Por um lado, na análise de estabilidade externa de muros ($\beta \geq 70^\circ$) e de taludes íngremes ($45^\circ < \beta < 70^\circ$) deve ser verificada a segurança relativamente à capacidade de carga do solo de fundação em conjunto com o derrubamento, e relativamente aos outros mecanismos de forma separada. Por outro lado, nos taludes de reduzida inclinação ($\beta \leq 45^\circ$) a verificação da estabilidade externa deve ser realizada através dos métodos clássicos da estabilidade de taludes. De seguida são apresentadas as formulações que permitem realizar a verificação de segurança relativamente aos mecanismos de rotura referidos para o caso dos muros e dos taludes reforçados.

A verificação da segurança da capacidade de carga do solo de fundação em conjunto com o derrubamento é realizada com a condição apresentada na Equação 4.42. Nesta equação são considerados os seguintes parâmetros: tensão que solicita o solo de fundação (q_f); valor de cálculo da capacidade resistente da fundação (q_{ult}); valor de cálculo da componente vertical da resultante que solicita a base do muro (R); comprimento do reforço ao nível da base (L_B); excentricidade da resultante (e_R); profundidade a que a fundação da estrutura se encontra (D_m); e peso volúmico do solo de fundação (γ_f). É importante referir que a parte da equação

correspondente ao encastramento da estrutura no solo de fundação não deve ser contabilizada para o cálculo de q_{ult} .

$$q_r = \frac{R}{L_B - 2e_R} \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma_f D_m \quad (4.42)$$

O deslizamento pela base deve ser alvo de estudo para condições de curto e longo prazo. A norma BS 8006-1 (2010) disponibiliza relações matemáticas para a verificação do mecanismo para as diferentes condições e considerando diferentes tipos de interface (solo-solo e solo reforço). Deste modo, a Equação 4.43 pode ser utilizada para a avaliação da segurança para longo prazo e uma interface ao nível da base da estrutura do tipo solo-solo, a Equação 4.44 para longo prazo e uma interface do tipo solo-reforço, a Equação 4.45 para curto prazo e uma interface do tipo solo-solo, e a Equação 4.46 para curto prazo e interface do tipo solo-reforço (coeficiente parcial de segurança para o deslizamento ao longo do reforço (f_s); $f_s = 1,2$ para interface do tipo solo-solo; $f_s = 1,3$ para interface do tipo solo-reforço).

$$f_s R_h \leq R \frac{\text{tg}\phi'_p}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} L_B \quad (4.43)$$

$$f_s R_h \leq R \frac{\alpha \text{tg}\phi'_p}{f_{ms}} + \frac{a'c'}{f_{ms}} L_B \quad (4.44)$$

$$f_s R_h \leq \frac{s_u}{f_{ms}} L_B \quad (4.45)$$

$$f_s R_h \leq \frac{a's_u}{f_{ms}} L_B \quad (4.46)$$

Para o mecanismo de rotura por escorregamento global, a norma refere apenas que devem ser estudadas superfícies potenciais de rotura que intersejem e que não intersejem a zona do solo reforçado. O estudo deste mecanismo pode ser realizado através dos métodos clássicos de análise de estabilidade externa.

4.4.3. Metodologia do Eurocódigo 7 aplicada às formulações clássicas da estabilidade de muros e taludes

Segundo a norma EN 1997-1 (2004) os mecanismos de rotura descritos ocorrem quando os estados limites últimos da estrutura são atingidos. Nesta norma são definidos os seguintes

estados limites últimos que, sempre que relevantes para o comportamento da estrutura, não devem ser ultrapassados:

- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);
- rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);
- rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);
- perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado pela pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL);
- levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD).

As verificações da estabilidade externa realizadas neste trabalho utilizam as abordagens de cálculo sugeridas pela norma EN 1997-1 (2004) para os estados limites últimos correspondentes. Deste modo, para o mecanismo de rotura por derrubamento é verificado o estado limite último do tipo (EQU). Por outro lado, para os outros mecanismos de rotura são utilizados os estados limites do tipo GEO e STR. Os outros estados limites últimos não são verificados neste trabalho por não se encontrarem nos objetivos traçados mas, no entanto, tal como referido anteriormente, reconhece-se a sua importância.

O estado limite último do tipo EQU prevê apenas uma abordagem de cálculo em que se verifica a relação da Equação 4.47 (valor de cálculo do efeito desestabilizador das ações ($E_{dst,c}$); valor de cálculo do efeito estabilizador das ações ($E_{stb,c}$); e resistência adicional (R_a). Nesta abordagem é utilizado um conjunto de fatores de segurança para minoração dos parâmetros do solo e outro para majoração das ações ou dos seus efeitos. Estes são apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.8.

$$E_{dst,c} \leq E_{stb,c} + R_a \quad (4.47)$$

Tabela 4.7. Coeficientes parciais de segurança a aplicar aos parâmetros do solo (γ_M) para estados limites últimos do tipo EQU e GEO e STR [adaptado de EN 1997-1 (2004)]

Parâmetros do solo	Símbolo	EQU	GEO e STR	
			M1	M2
Ângulo de atrito, ϕ' (*)	$\gamma_{\phi'}$	1,25	1,0	1,25
Coesão efetiva, c'	$\gamma_{c'}$	1,25	1,0	1,25
Resistência não drenada, s_u	γ_{s_u}	1,40	1,0	1,40
Resistência à compressão simples, q_u	γ_{q_u}	1,40	1,0	1,40
Peso volúmico, γ	γ_{γ}	1,00	1,0	1,00

(*) Este fator é aplicado a $\tan \phi'$

Tabela 4.8. Coeficientes de segurança parciais a aplicar às ações (γ_F) ou aos efeitos das ações (γ_E) para estados limites últimos do tipo (EQU) e (GEO e STR) [adaptado de EN 1997-1 (2004)]

Ações	Símbolo	EQU	GEO e STR		
			A1	A2	
Permanentes	Desfavoráveis	$\gamma_{G,desf.}$	1,35	1,00	1,10
	Favoráveis	$\gamma_{G,fav.}$	1,00	1,00	0,90
Variáveis	Desfavoráveis	$\gamma_{Q,desf.}$	1,50	1,30	1,50
	Favoráveis	$\gamma_{Q,fav.}$	0	0	0

Relativamente aos estados limites últimos do tipo (GEO e STR) é verificada a relação referida na Equação 4.48 (valor de cálculo do efeito das ações (E_c); e valor de cálculo das resistências (R_c)). Esta relação é verificada para três abordagens de cálculo diferentes [EN 1997-1 (2004)]:

- Abordagem 1 (DA1) – **abordagem do coeficiente de segurança para os materiais**, em que se recorre a dois conjuntos de coeficientes de segurança parciais, aplicados em dois cálculos separados, ou seja, através da Combinação 1 – A1 “+” M1 “+” R1 e Combinação 2 – A2 “+” M2 “+” R1;
- Abordagem 2 (DA2) – **abordagem do coeficiente de segurança para as resistências**, por aplicação de um conjunto de coeficientes de segurança parciais, correspondentes à combinação A1 “+” M1 “+” R2, utilizados num único cálculo;
- Abordagem 3 (DA3) – **abordagem mista**, recorrendo a um conjunto de coeficientes de segurança parciais aplicados num único cálculo e correspondentes à combinação

de coeficientes ($A1^*$ ou $A2^+$) “+” M2 “+” R3 em que $A1^*$ é utilizado para ações na estrutura e $A2^+$ para ações geotécnicas.

$$E_c \leq R_c \tag{4.48}$$

A norma citada refere ainda os diferentes coeficientes parciais de segurança a utilizar em cada combinação indicada (Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9).

Tabela 4.9. Coeficientes de segurança parciais a aplicar às resistências (γ_R) para estruturas de suporte para o estado limite último do tipo (GEO e STR) [adaptado de EN 1997-1 (2004)]

Resistência	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Capacidade de carga	$\gamma_{R,qult}$	1,0	1,4	1,0
Escorregamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Resistência do solo	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Conhecidas as diferentes abordagens de cálculo e os correspondentes coeficientes parciais de segurança a utilizar na verificação da estabilidade externa, resta apresentar as formulações clássicas da estabilidade de muros e taludes que são utilizadas neste estudo.

Deste modo, para a verificação da segurança da estrutura relativamente ao mecanismo de rotura por deslizamento pela base, esta pode ser realizada através das relações expressas nas Equações 4.49 a 4.51 (em que intervêm as seguintes grandezas: forças resistentes ao deslizamento com a direção da base do muro ($T_{resistências}$); forças devidas às ações com a direção da base do muro que provocam o deslizamento ($T_{ações}$); parcela resistente i perpendicular à base do muro, devida ao peso deste ($W_i^{\perp base}$); parcela resistente i paralela à base do muro, devida ao peso deste ($W_i^{// base}$); ângulo de atrito entre o solo de fundação e o muro (δ_{base}); componente do impulso atuante i com a direção da base do muro ($I_i^{// base}$); componente do impulso atuante i com a direção perpendicular à base do muro ($I_i^{\perp base}$); a coesão do solo da base (c_{base}); e comprimento da base do muro (L_{base}).

$$T_{resistências} \geq T_{ações} \tag{4.49}$$

$$T_{resistências} = \sum_i (W_i^{\perp base} \text{tg} \delta_{base} \pm W_i^{// base}) + c_{base} L_{base} \tag{4.50}$$

$$T_{a\tilde{c}\tilde{o}e}s = \sum_i \left(I_i^{//base} \pm I_i^{\perp base} \operatorname{tg}\delta_{base} \right) \quad (4.51)$$

No que concerne à verificação da segurança relativamente ao mecanismo de rotura por derrubamento, são utilizadas as Equações 4.52 a 4.54 (momentos resistentes ao derrubamento ($M_{resist\tilde{e}nci\tilde{a}s}$); momentos provocados pelas ações ($M_{a\tilde{c}\tilde{e}o}s$); força resistente i (W_i); braço da força W_i relativamente ao ponto de rotação (x_{W_i}); braço da força I_i^v relativamente ao ponto de rotação ($x_{I_i^v}$); componente horizontal do impulso atuante i (I_i^h); componente vertical do impulso atuante i (I_i^v); e braço da força I_i^h relativamente ao ponto de rotação (y_i)).

$$M_{resist\tilde{e}nci\tilde{a}s} \geq M_{a\tilde{c}\tilde{e}o}s \quad (4.52)$$

$$M_{resist\tilde{e}nci\tilde{a}s} = \sum_i (W_i x_{W_i}) \quad (4.53)$$

$$M_{a\tilde{c}\tilde{e}o}s = \sum_i (I_i^h y_i \pm I_i^v x_{I_i^v}) \quad (4.54)$$

A capacidade de carga que o solo tem de suportar pode ser obtida através da Equação 4.55 para tensões efetivas e da Equação 4.56 para tensões totais. Os parâmetros que as compõem são: tensão efetiva aplicada pelo solo acima da fundação (q_e); tensão total aplicada pelo solo acima da fundação (q_t); largura efetiva da fundação (B'); fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ); fatores de forma da fundação (s_c , s_q e s_γ); fatores de inclinação da carga (i_c , i_q e i_γ); fatores de profundidade (d_c , d_q e d_γ); fatores devidos à inclinação da base da sapata (b_c , b_q e b_γ); fatores de inclinação do talude (g_c , g_q e g_γ); e fatores devidos à existência de uma fronteira rígida (f_c , f_{q1} e f_γ). Existem várias propostas de expressões para os fatores referidos. Algumas podem ser encontradas em Bowles (1996).

$$q_{ult} = c' N_c s_c i_c d_c b_c g_c f_c + q_e N_q s_q i_q d_q b_q g_q f_{q1} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma f_\gamma \quad (4.55)$$

$$q_{ult} = s_u N_c s_c i_c d_c b_c g_c f_c + q_t N_q s_q i_q d_q b_q g_q f_{q1} \quad (4.56)$$

Quanto ao escorregamento global, existem diversas metodologias para estudar a formação deste mecanismo de rotura. Entre eles podem ser referidos o método dos blocos ou cunhas deslizantes e o método das fatias [Matos-Fernandes (2006)]. No entanto, visto que a utilização de cada um destes métodos implica a realização de muitos cálculos (trata-se de um processo iterativo) que dependem muito tempo, neste estudo optou-se por verificar a ocorrência deste mecanismo através de um *software* de cálculo automático comercial.

4.5. Considerações finais

Como referido, existem inúmeros métodos de dimensionamento de muros ou taludes de solo reforçado com geossintéticos. Contudo, normalmente estes métodos de dimensionamento têm restrições à sua utilização. Alguns exemplos de restrições observadas foram os tipos de materiais que podem ser considerados em alguns métodos de dimensionamento (apenas solos granulares ou com reduzida coesão, apenas reforços metálicos ou apenas geossintéticos) e a inclinação da face da estrutura (alguns métodos só podem ser usados no dimensionamento de um destes tipos de estruturas).

Neste capítulo foram apresentadas as diferentes metodologias de dimensionamento interno e de verificação da estabilidade externa consideradas mais ajustadas para o dimensionamento dos casos de estudo em análise. Por um lado, no dimensionamento interno foram apresentados os métodos do *Nordick Handbock*, da BS 8006-1 (2010) e de Jewell (1996). Estes foram considerados, principalmente, porque, além de ser muito utilizados no continente Europeu, são métodos que consideram as propriedades coesivas dos solos (com a exceção do método de Jewell (1996)). Para a verificação da estabilidade externa da estrutura foram apresentadas as metodologias da BS 8006-1 (2010) e da EN 1997-1 (2004).

Para simplificar a apresentação dos métodos de dimensionamento, optou-se por expor apenas as etapas principais de cada método necessárias para o dimensionamento dos casos de estudo considerados neste estudo. Contudo, podem existir singularidades, não referidas, necessárias para o dimensionamento de outros tipos de estruturas ou para outros tipos de materiais.

Capítulo 5 - Metodologias para a modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

5.1. Introdução

Este capítulo refere-se à utilização de ferramentas informáticas baseadas em métodos de elementos finitos (MEF) e métodos de diferenças finitas (MDF) para a realização de modelações numéricas do comportamento de estruturas de solo reforçado. Para tal, são apresentados estudos onde foram realizadas modelações numéricas de ensaios laboratoriais, estruturas de teste e estruturas em funcionamento.

Os objetivos principais deste capítulo são: mostrar a importância da calibração das ferramentas informáticas e da escolha dos modelos constitutivos dos materiais mais adequados; explicar os procedimentos normalmente utilizados para a validação dos resultados obtidos através destas metodologias; e dar ênfase às vantagens associadas à utilização destas ferramentas para a realização de estudos paramétricos alargados. Além disto são tecidas algumas considerações sobre os métodos de elementos finitos e a influência de diversos fatores nos resultados obtidos através de ferramentas numéricas deste tipo. Isto sucede porque neste estudo é utilizada uma ferramenta numérica baseada no método dos elementos finitos.

5.2. Considerações iniciais

A obtenção de uma solução teórica para um problema geotécnico tem de satisfazer as seguintes condições: equilíbrio; compatibilidade de esforços e deslocamentos; comportamento segundo os modelos constitutivos dos materiais; e condições fronteira [Potts e Zdravkovic (1999)]. Estas condições são compiladas num sistema geral de equações constituído por equações de equilíbrio, equações constitutivas, relações entre tensões e deslocamentos, etc. Normalmente é muito difícil encontrar soluções analíticas para este sistema de equações

complexo. Por este motivo, é necessário utilizar várias aproximações e técnicas numéricas para a obtenção da solução do problema [Sawicki (2000)].

No entanto, não é possível obter soluções analíticas “fechadas” incorporando, de forma realista, modelos constitutivos do comportamento do solo de forma a satisfazer todos as quatro condições fundamentais. Isto deve-se ao facto das soluções analíticas obtidas por exemplo, através de análises de equilíbrio limite; campos de tensões; e análise de estado limite não satisfazerem pelo menos uma das condições fundamentais. Estas análises só fornecem informações sobre a estabilidade da estrutura, ou seja, não fornecem informações sobre os deslocamentos e os esforços quando a estrutura é sujeita a sobrecargas de serviço [Potts e Zdravkovic (1999)].

Outra forma de obter uma solução para um problema geotécnico é utilizar métodos numéricos simples ou completos. Contudo, estas análises também não fornecem soluções exatas. Estes métodos numéricos podem fornecer informações sobre a estabilidade local e sobre os deslocamentos e esforços atuantes na estrutura quando esta é sujeita a sobrecargas de utilização. Os métodos numéricos simples são, portanto, uma melhoria em relação aos métodos analíticos mais simples. No entanto, eles não fornecem informações sobre a estabilidade global, sobre os deslocamentos da estrutura e do solo adjacente e sobre os deslocamentos e esforços provocados em estruturas adjacentes [Potts e Zdravkovic (1999)].

Por sua vez, as modelações numéricas completas podem fornecer informações sobre todas as exigências do projeto, ou seja, permitem simular a história completa da construção da estrutura em estudo e satisfazer todas as condições fundamentais enunciadas [Potts e Zdravkovic (1999)].

As modelações numéricas mais comuns são as que utilizam MEF [Sawicki (2000)]. Este tipo de modelação faz parte das análises completas pelo que é uma boa ferramenta para o estudo de problemas geotécnicos.

5.3. Métodos de elementos finitos

Um método de elementos finitos é um procedimento computacional que pode ser utilizado para obter soluções aproximadas para problemas matemáticos que surgem nas mais diversas áreas da engenharia. A característica essencial do método é que as equações matemáticas (geralmente contínuas) são aproximadas por uma série de equações algébricas que relacionam

as propriedades dos elementos (deslocamentos, tensões, etc.) em diversos pontos discretos dentro da região em estudo. As equações de elementos finitos são formuladas e resolvidas de modo a minimizar o erro na solução aproximada [Burd (2006)].

Contudo, a realização de uma modelação com métodos de elementos finitos de uma estrutura geotécnica é condicionada por diversos fatores. Estes devem ser estudados de forma a não condicionarem os resultados que a modelação vai permitir obter. Os fatores em causa são: o tipo e a dimensão da malha de elementos finitos, as condições fronteira do problema, a sequência construtiva da estrutura, os modelos constitutivos dos materiais (no caso de estruturas em solo reforçado, solos e reforços) e os modelos que caracterizam os mecanismos de funcionamento da estrutura.

Uma malha tipicamente utilizada nos MEF a duas dimensões é mostrada na Figura 5.1, para um problema de fundações superficiais. Esta é constituída por elementos (neste caso triangulares) ligados por nós e definidos por pontos de Gauss [Burd (2006)]. A malha utilizada pode condicionar os resultados obtidos consoante a dimensão da sua abertura e a sua profundidade e extensão lateral [Potts e Zdravkovic (2001)]. Por exemplo, Lai *et al.* (2003) e Potts e Zdravkovic (2001) apresentam estudos sobre a influência destes fatores.

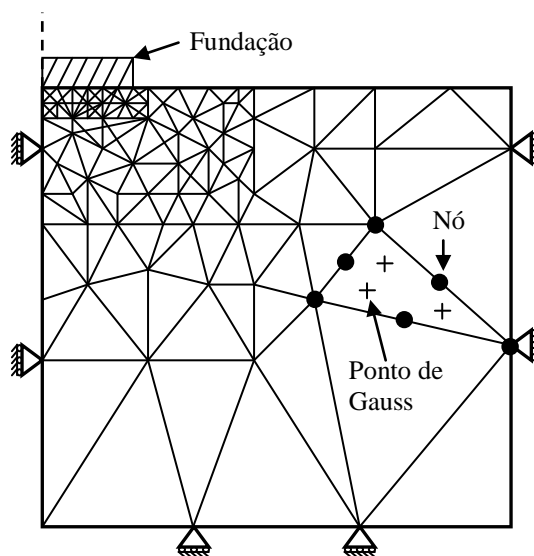


Figura 5.1. Malha normalmente utilizada nos programas de elementos finitos [adaptado de Burd (2006)]

As condições fronteira que devem ser aplicadas nos limites da malha de elementos finitos devem aproximar-se ao máximo das condições reais a que a zona considerada na modelação está a ser sujeita, ou seja, prever se existe continuidade ou não de deslocamentos, fronteiras

rígidas, fronteiras permeáveis, etc. Potts e Zdravkovic (2001) apresentam resultados de um estudo realizado para prever a influência das condições fronteira nos resultados de uma modelação numérica.

Relativamente à sequência construtiva da estrutura, é necessário estudar o efeito que a sua consideração tem nos resultados da modelação. Se muitas vezes a consideração da sequência construtiva só acarreta um aumento do tempo despendido na realização de cálculos, existem outras situações em que a sua consideração é crucial, sob pena de os resultados obtidos não condizerem com a realidade. No entanto, quando se considera a sequência construtiva é necessário tomar precauções, ou seja, por vezes é preciso considerar a introdução de mecanismos que permitam a estabilidade da estrutura tal como se faz na sequência real de construção. Um exemplo é a introdução de um suporte temporário para permitir manter a posição da face de cada camada de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos até que a subsequente seja construída. Mais uma vez, Potts e Zdravkovic (2001) disponibilizam resultados de um estudo sobre o impacto deste fator nos resultados de uma modelação numérica.

Um dos componentes essenciais para realizar uma modelação numérica com elementos finitos de um problema geotécnico bem sucedida é o modelo constitutivo do solo. Atualmente existem diversos modelos constitutivos capazes de reproduzir os aspetos do comportamento de um solo real. Por isso, é necessário decidir quais destas características do solo regem o comportamento num determinado problema geotécnico (por exemplo, rigidez, deformação, dilatação, anisotropia, etc.) e escolher um modelo constitutivo que possa captar essas características da melhor forma. Outro fator que rege a escolha do modelo constitutivo do solo é a quantidade e a qualidade das características do solo conhecidas a partir das quais derivam os parâmetros do modelo. Muitas vezes isto limita o uso de modelos do solo sofisticados pois, na prática, os parâmetros de entrada do modelo não podem ser obtidos facilmente a partir dos ensaios de laboratório ou de campo [Potts e Zdravkovic (2001)]. Exemplos de estudos em que o efeito da consideração de diferentes modelos constitutivos do solo é verificado podem ser consultados em Karstunen *et al.* (2006), Ling e Liu (2009) e Lai *et al.* (2003).

O que foi supracitado para os modelos constitutivos dos solos também pode ser admitido no caso dos modelos constitutivos dos reforços e nos modelos que caracterizam os mecanismos de funcionamento da estrutura. Nestes casos também é necessário salientar que a utilização de diferentes modelos constitutivos pode acarretar a obtenção de resultados diferentes.

Quanto à utilização dos MEF para a modelação numérica de estruturas de solo reforçado, Potts e Zdravkovic (2001) referem que as camadas de reforço são simuladas usando elementos do tipo membrana com a capacidade de resistir apenas a forças de tração, os elementos da face da estrutura (caso existam) são modelados com elementos do tipo *discrete Mindlin beam*, enquanto as interfaces entre estes e o solo e entre os elementos de membrana e o solo são modelados com elementos de interface.

Algumas grandezas que estas modelações numéricas permitem obter são: o estado de tensões nos vários elementos da estrutura, os deslocamentos, as superfícies de rotura, os fatores de segurança, a percolação da água (direção, sentido e grandeza) e os parâmetros de consolidação dos solos.

Por fim importa mencionar algumas referências bibliográficas que podem ser consultadas quando se pretende aprofundar o conhecimento sobre os MEF utilizados em modelações numéricas. Estes documentos fornecem informação sobre os fundamentos teóricos e matemáticos que modelam o comportamento em vários problemas geotécnicos. Deste modo, para diferentes tipos de modelações podem ser referidos os seguintes documentos:

- modelações lineares - Zienkiewicz e Taylor (2005) e Cook (1974);
- modelações elastoplásticas - Zienkiewicz *et al.* (1969);
- modelações do processo de consolidação - Zienkiewicz *et al.* (1980);
- modelações de percolação confinada e não confinada - Desai (1977);
- retroanálises - Cividini e Gioda (2003), Gioda e Sakurai (1987), Cividini e Gioda (2007) e Gioda e Locatelli (1999).

5.4. Modelação numérica de ensaios laboratoriais

A caracterização do material compósito solo-reforço pode ser realizada, por exemplo, através de ensaios triaxiais, ensaios de corte direto, ensaios de corte em plano inclinado e ensaios de arranque. Por um lado, nos ensaios triaxiais é possível caracterizar as propriedades resistentes do solo e do material compósito solo-reforço. Por outro lado, através dos ensaios de corte direto, de corte em plano inclinado e de arranque podem aferir-se as propriedades da interface solo-reforço, para os mecanismos de interação correspondentes. No entanto, a realização de programas de ensaios desta natureza é naturalmente demorada inviabilizando, por exemplo, a realização de estudos paramétricos extensos.

O aumento da fiabilidade e do número das ferramentas de cálculo automático tem proporcionado aumentar a facilidade com que são realizados estes estudos paramétricos. Contudo é importante realçar que a utilização destas ferramentas deve ser acompanhada da realização de ensaios que permitam calibrar os modelos numéricos utilizados e aferir a veracidade dos resultados obtidos através desta metodologia.

5.4.1. Modelação numérica de ensaios de caracterização da interação entre solo e geossintético – ensaios de arranque

Existem diferentes ensaios que podem ser utilizados para estudar a interação entre solo e geossintético. Estes são os ensaios de arranque e os ensaios de corte direto (e corte em plano inclinado para interação solo-reforço em superfícies inclinadas e/ou baixas tensões de confinamento). Nesta secção são apresentados alguns estudos onde foram realizadas modelações numéricas de ensaios de arranque. O objetivo fundamental é explicar os procedimentos normalmente utilizados para a validação dos resultados obtidos através destas metodologias e vincar a importância da escolha dos modelos constitutivos que melhor caracterizam o comportamento dos materiais e do mecanismo em estudo. Por este motivo não se entra em detalhe na explicação dos modelos constitutivos utilizados e na quantificação dos parâmetros utilizados nos referidos estudos.

O primeiro estudo apresentado foi preconizado por Zhang *et al.* (2010). Neste estudo é apresentado um modelo elastoplástico (modelo EPDI modificado) para prever o comportamento de uma interface entre um geotêxtil e um solo do tipo cascalho quando sujeito a ações estáticas ou dinâmicas.

Para verificar se o modelo em causa poderia ser utilizado para modelar o comportamento da interface entre um geotêxtil e um solo do tipo cascalho, os autores compararam os resultados obtidos através de uma modelação numérica que utilizava este modelo e os resultados obtidos através de ensaios reais (de corte direto e de arranque) apresentados em Zhang e Zhang (2009). As Figura 5.2 e 5.3 mostram os resultados obtidos através das duas metodologias para ensaios estáticos. Nas figuras considera-se: módulo de elasticidade do geossintético (E_g); resistência ao arranque (p_f); deslocamento normal à interface (v); e deslocamento de arranque (u).

Como se pode observar as curvas relativas à modelação numérica são próximas dos pontos correspondentes aos resultados obtidos nos ensaios reais. Relativamente aos ensaios cíclicos

os autores observam um comportamento semelhante. Desta forma, o estudo demonstra que o modelo EPDI modificado permite a caracterização da interface entre os dois materiais estudados de forma consistente.

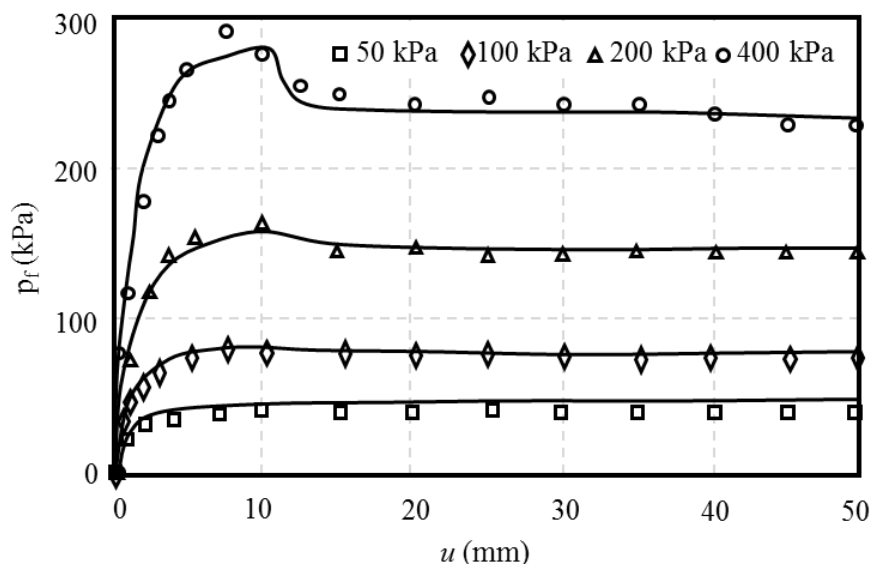


Figura 5.2. Resultados obtidos através do modelo de interface EPDI modificado (linha) e dos ensaios reais (símbolos) – condições estáticas: resistência ao arranque *versus* deslocamento de arranque [adaptado de Zhang *et al.* (2010)]

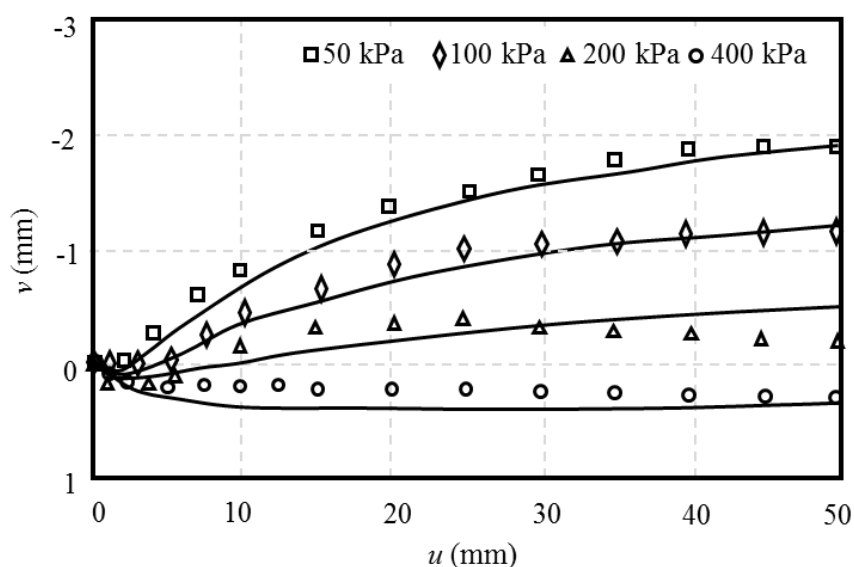


Figura 5.3. Resultados obtidos através do modelo de interface EPDI modificado (linha) e dos ensaios reais (símbolos) – condições estáticas: deslocamento normal à interface *versus* deslocamento de arranque [adaptado de Zhang *et al.* (2010)]

Para além de realizarem a comparação dos resultados da modelação numérica com os resultados obtidos em ensaios reais, Zhang *et al.* (2010) compararam os resultados obtidos

através do seu modelo com os resultados obtidos através do modelo de Clough e Duncan (1971). Na Figura 5.4 são apresentados os resultados obtidos pelos dois modelos de caracterização da interface e pelos ensaios reais. Neste caso é apresentada a relação entre a resistência ao arranque e a tensão normal (σ).

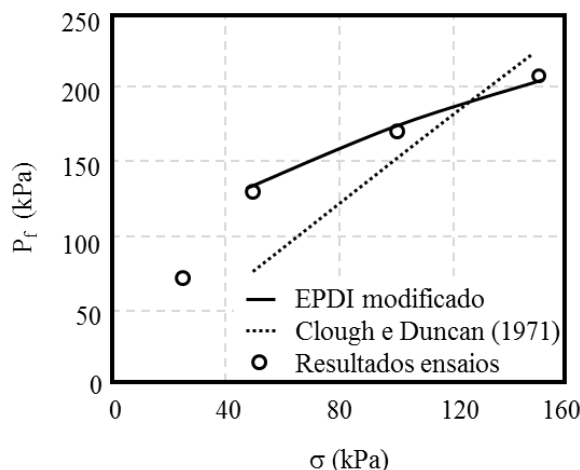
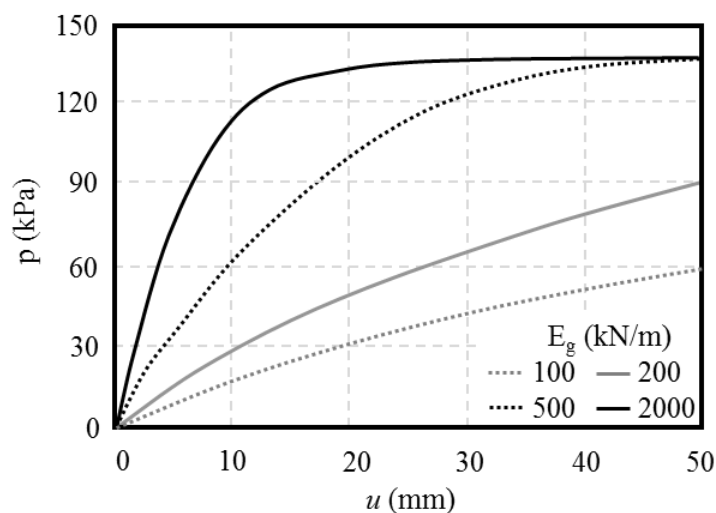


Figura 5.4. Relação entre a resistência ao arranque e a tensão normal obtida através da modelação numérica e dos ensaios de arranque reais [adaptado de Zhang *et al.* (2010)]

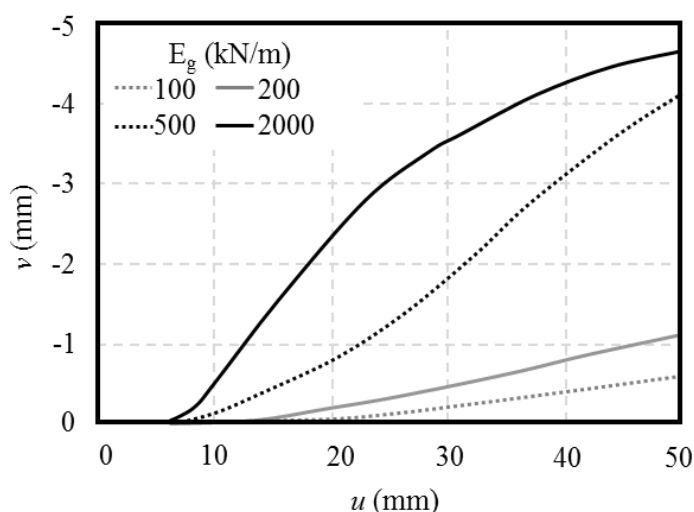
Como é possível observar, os resultados da modelação numérica obtidos usando o modelo EPDI modificado são muito aproximados dos resultados obtidos através dos ensaios de arranque reais. Pelo contrário, o modelo de Clough e Duncan (1971) não modela de forma tão aproximada o comportamento da interface solo-reforço, observando-se assim que os resultados obtidos através da utilização deste modelo estão mais longe dos resultados dos ensaios de arranque reais.

Terminada a validação da utilização do seu modelo, Zhang *et al.* (2010) utilizaram-no na modelação numérica de vários ensaios de arranque para observar a influência do módulo de elasticidade do geotêxtil nos parâmetros da interface entre o cascalho e o geotêxtil. Para tal, utilizaram o módulo de elasticidade do geotêxtil igual a 100, 200, 500 e 2000 kN/m.

A Figura 5.5 mostra o comportamento do geotêxtil quando sujeito ao arranque (para diferentes níveis de módulo de elasticidade), observado numa modelação numérica realizada com o modelo de caracterização da interface EPDI modificado, com um modelo elástoplástico especialmente desenvolvido para a caracterização dos solos do tipo cascalho (desenvolvido por Zhang *et al.* (2007)), e um modelo linear elástico para a caracterização do geotêxtil. Na figura considera-se que (p) é a resistência ao corte média.



a)



b)

Figura 5.5. Influência do módulo de elasticidade na resposta ao arranque do geotêxtil ($\sigma_C = 50$ kPa): a) resistência de corte média *versus* deslocamento de arranque; b) deslocamento normal à interface *versus* deslocamento de arranque [adaptado de Zhang *et al.* (2010)]

Na Figura 5.5 é visível que a resistência ao corte aumenta quando o módulo de elasticidade do geotêxtil aumenta. No mesmo sentido, para determinado deslocamento de arranque, o deslocamento normal observado cresce com o aumento do módulo de elasticidade do geotêxtil. Isso demonstra que a deformação progressiva ao longo da interface geotêxtil-cascalho é mais significativa se o módulo de elasticidade do geotêxtil for reduzido, ou seja, é necessário um maior deslocamento de arranque para atingir a rotura da interface. Deste modo,

pode-se concluir que o módulo de elasticidade do geotêxtil tem um efeito significativo sobre a interface entre geotêxtil e cascalho [Zhang *et al.* (2010)].

Como é possível verificar pelo estudo apresentado, a modelação numérica de ensaios de arranque, nas condições apresentadas, pode permitir o estudo da interface solo-geossintético de forma completa sem ser necessário a realização de um programa de ensaios exaustivo. No entanto, para admitir que a modelação numérica fornece resultados fiáveis é necessário realizar um estudo comparativo entre os resultados obtidos por diferentes modelos constitutivos dos materiais e por diferentes modelos caracterizadores do mecanismo em estudo (neste caso o arranque do geotêxtil). É ainda essencial verificar se os resultados obtidos pela modelação numérica são semelhantes aos obtidos, para o mesmo tipo de condições, em ensaios laboratoriais.

Para demonstrar que a modelação numérica destes ensaios laboratoriais pode permitir o estudo de vários parâmetros de forma realista, verificar a importância da consideração de cada parâmetro e demonstrar a importância da escolha dos modelos constitutivos dos diversos materiais é apresentado o estudo realizado por Perkins e Edens (2004). Neste foi analisado o efeito da utilização ou não de modelos constitutivos do solo e do geossintético que considerem a fluência, e a plasticidade nos resultados da modelação numérica. Deste modo, tal como no estudo de Zhang *et al.* (2010), os autores utilizaram modelos constitutivos do solo, do geossintético e da interface solo-geossintético validados e calibrados por meio de estudos comparativos entre os resultados obtidos através de modelações numéricas e os resultados obtidos através de ensaios laboratoriais.

Os modelos constitutivos do solo utilizados foram: um modelo de plasticidade (*bounding surface plasticity model*) baseado no modelo descrito por Dafalias e Hermann (1986); e um modelo linear elástico. O modelo constitutivo utilizado para os geossintéticos foi um modelo elastoplástico isotrópico de endurecimento com consideração de fluência (*isotropic-hardening elastic-plastic model with creep*) cuja descrição e calibração foi realizada por Perkins (2000). A modelação da interface entre o solo e o geossintético foi realizada com um modelo de comportamento do tipo friccional que respeita a teoria de Coulomb (*Coulomb friction model*). Este modelo foi retirado de Hibbitt (1998).

O solo utilizado foi um agregado britado bem graduado com classificação GW de acordo com a classificação Unificada (ASTM D2487 (2011)) e A-1-a de acordo com a classificação da AASHTO M 145 (1991), com um peso volúmico seco de 20 kN/m^3 correspondente a um grau de compactação de 95 % no ensaio de Proctor modificado e um ângulo de atrito obtido

através de ensaios triaxiais drenados de aproximadamente 48°. As propriedades dos geossintéticos utilizados no estudo são compiladas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Propriedades dos geossintéticos utilizados no estudo de Perkins e Edens (2004)

Geossintético	Estrutura	Polímero constituente	μ	Resistência à tração (5% de deformação) (MD/CMD)	RT _{max} (MD/CMD)
			g/m ²	kN/m	kN/m
Geogrelha	Biaxial, Perfurada	Polipropileno	215	9/13	13/20
Geotêxtil	Tecido	Polipropileno	250	10/22	31/31

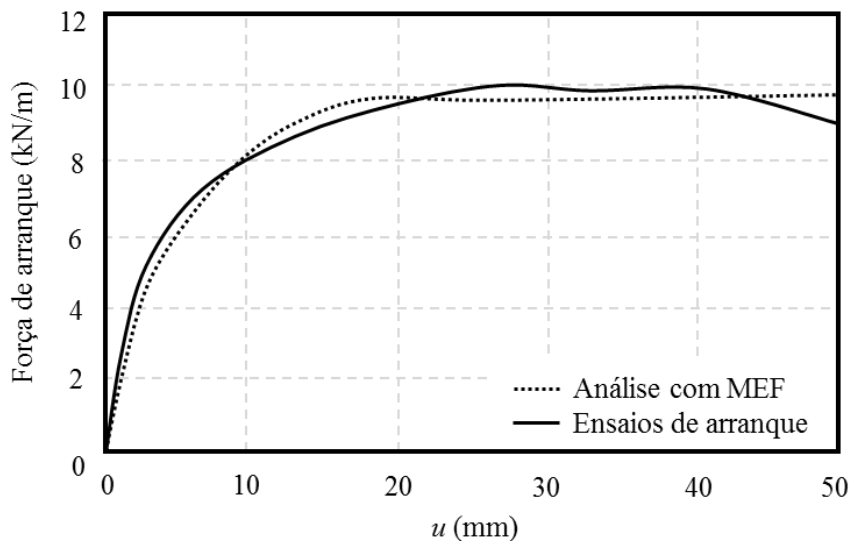
Os resultados obtidos por Perkins e Edens (2004) foram compilados pelos autores em várias figuras. Nelas são mostrados os resultados obtidos através da modelação numérica e através dos ensaios reais para os dois geossintéticos, para as duas direções do geossintético e para diferentes níveis de tensão de confinamento (5, 15 e 35 kPa). A título de exemplo, na Figura 5.6 são apresentados os resultados obtidos na MD dos dois geossintético para $\sigma_C = 5$ kPa. A relação apresentada corresponde à força de arranque *versus* deslocamento de arranque.

Relativamente às conclusões obtidas pelos autores, estes referem que o uso dos diferentes modelos constitutivos nas diversas modelações numéricas efetuadas fornece resultados semelhantes aos obtidos nos ensaios de arranque. Resultado semelhante foi obtido relativamente à relação entre a força de arranque e o deslocamento de arranque para os dois geossintéticos, nas duas direções de ensaios e para os diferentes níveis de tensão de confinamento [Perkins e Edens (2004)].

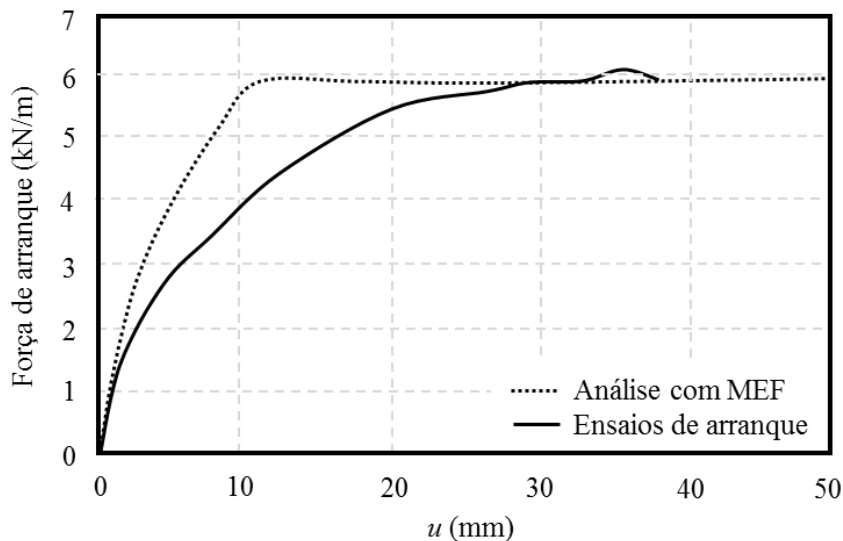
A modelação numérica com a remoção sistemática de alguns parâmetros de entrada dos modelos constitutivos dos materiais permitiu examinar a importância destes parâmetros no comportamento do geossintético quando este é sujeito a uma força de arranque.

Por exemplo a remoção dos parâmetros caracterizadores da fluência do modelo constituinte do geossintético resulta numa resposta ao arranque ligeiramente mais rígida. A mesma resposta é verificada quando são retirados os parâmetros caracterizadores da plasticidade do geossintético [Perkins e Edens (2004)].

Por outro lado, a substituição do modelo de plasticidade *bounding surface plasticity model* (modelo avançado) pelo modelo linear elástico (simples), mostra que o comportamento do geossintético ao arranque pode ser bem modelado com recurso a modelos constituintes do solo relativamente simples.



a)



b)

Figura 5.6. Resultados obtidos através da modelação numérica e dos ensaios reais ($\sigma_C = 5$ kPa) – força de arranque *versus* deslocamento de arranque: a) geogrelha; b) geotêxtil [adaptado de Perkins e Edens (2004)]

Além dos estudos apresentados existem outros realizados com recurso a ferramentas de cálculo comerciais que, na sua generalidade, atestam que a utilização de ferramentas numéricas proporciona resultados satisfatórios consistentes com resultados experimentais realizados em condições semelhantes. São os casos dos estudos realizados por: Ferreira *et al.* (2010), Sieira *et al.* (2010) e Bolt e Duszynska (2002), como recurso ao programa de elementos finitos com designação comercial PLAXIS; os estudos preconizados por

Aydogmus e Klapperich (2008) e Aydogmus *et al.* (2002) com os programas de diferenças finitas FLAC 2D e/ou FLAC 3D; e o trabalho apresentado por Silvano *et al.* (2004) com um programa não comercial. Yu *et al.* (2015) avaliaram a influência do tipo de ferramenta de cálculo, PLAXIS ou FLAC (MDF), na modelação numérica da interface solo-reforço em estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

5.4.2. Modelação numérica de ensaios de caracterização da resistência mecânica do solo reforçado – ensaios triaxiais

A resistência mecânica de provetes de solo e de solo reforçado é frequentemente estudada através da realização de ensaios triaxiais. Tal como na modelação numérica dos ensaios de arranque, os resultados obtidos em modelações numéricas de ensaios triaxiais devem ser validados através de uma comparação com os resultados obtidos nos ensaios. Além disto, também a escolha dos modelos que melhor caracterizam o comportamento dos materiais analisados (solos e reforços) e o comportamento dos mecanismos relevantes no ensaio deve ser cuidada porque podem ter uma influência elevada nos resultados obtidos. Nesta secção são apresentados os estudos efetuados por Varadarajan *et al.* (1999b) e Hong e Wu (2013).

Varadarajan *et al.* (1999b) realizaram:

- 1) ensaios laboratoriais em provetes de solo e de solo reforçado usando vários tipos e camadas de reforço e diferentes condições de carregamento e níveis de confinamento;
- 2) modelações numéricas para caracterizar o comportamento dos provetes de solo e de solo reforçado considerados nos ensaios recorrendo a um modelo numérico hierarquizado desenvolvido pelos autores do estudo;
 - a) considerando o solo reforçado como um material único (material compósito) (designada pela abordagem SPM);
 - b) considerando o solo, o reforço e a interface entre o solo e o reforço como elementos separados (designada pela abordagem FEM) [Varadarajan *et al.* (1999b)].

As propriedades físicas do solo utilizado são: $G_s = 2,64$; $C_U = 1,63$; $D_{10} = 0,40$ mm; $D_{50} = 0,60$ mm; $\gamma_{dmax} = 18$ kN/m³; e $\gamma_{dmin} = 16$ kN/m³. Os reforços utilizados foram um

geotêxtil tecido e um geotêxtil não-tecido perfurado agulhado, cujas propriedades são resumidas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Propriedades dos reforços utilizados no estudo de Varadarajan *et al.* (1999b)

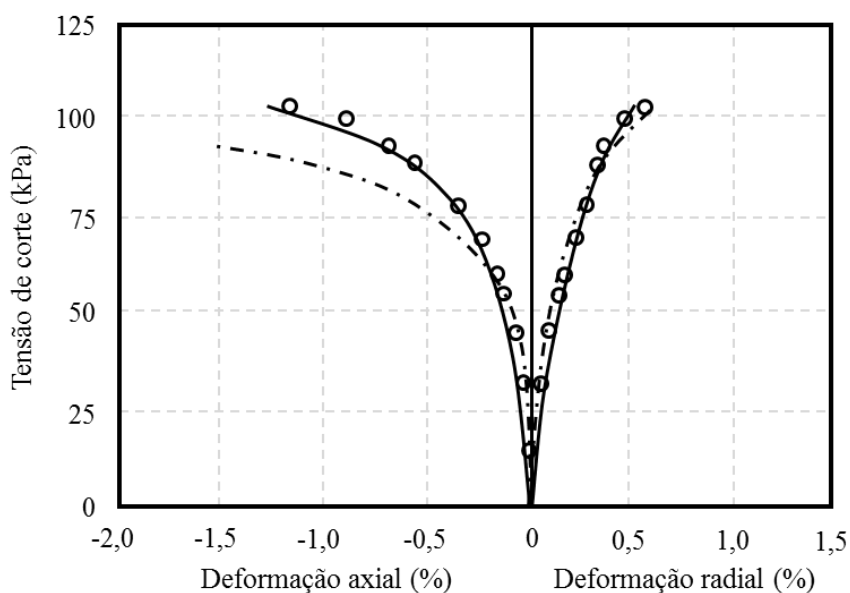
Geossintético	Polímero	Espessura	Rigidez	RT _{max}
		mm	kN/m	kN/m
Geotêxtil não-tecido	Polipropileno	2,80	23,1	11,7
Geotêxtil tecido	Polipropileno	0,64	660,0	19,9

Um exemplo dos resultados obtidos neste estudo é exibido na Figura 5.7. Nesta figura é mostrado o comportamento obtido através das diferentes abordagens para a relação entre a tensão e a deformação de um provete de solo reforçado com uma camada de geotêxtil não-tecido sujeita a uma $\sigma_C = 200$ kPa.

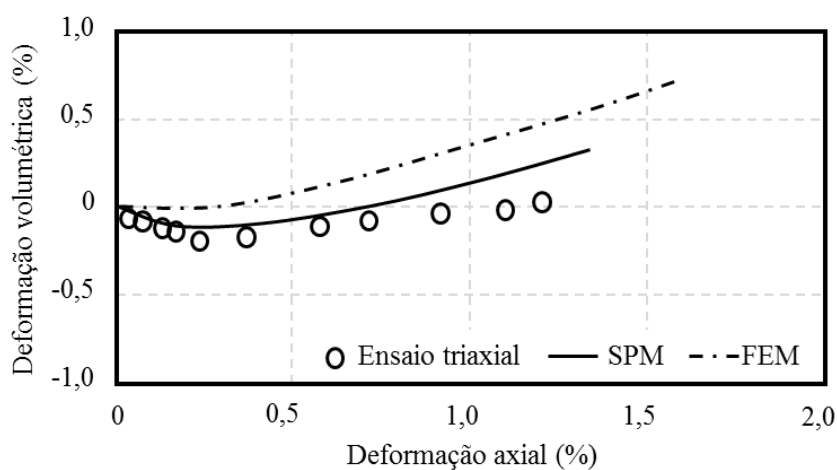
De forma geral, os autores referem que os resultados obtidos nos diversos ensaios e modelações numéricas correspondentes são aproximados. Por este motivo estes admitem que o modelo hierárquico descrito parece apropriado para descrever o comportamento do solo reforçado apresentado. Varadarajan *et al.* (1999b) referem também que os resultados obtidos nas duas modelações numéricas (abordagem do tipo SPM e do tipo FEM) são satisfatórios, embora os resultados obtidos pela abordagem do tipo SPM sejam mais próximos dos observados experimentalmente.

Hong e Wu (2013) avaliaram o comportamento de colunas de areia reforçadas com camadas horizontais de geotêxtil através de modelações numéricas. Inicialmente procederam à validação dos resultados através da modelação numérica de ensaios laboratoriais de compressão triaxial. Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais (tensão de desvio e deformação volumétrica ($\Delta V/V$)) foram comparados com os resultados obtidos nas modelações numéricas dos provetes correspondentes. Os provetes considerados nos ensaios tinham 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura e eram compostos por areia (seca com $I_D = 70\%$) reforçada com 4, 6 ou 8 camadas de geotêxtil. De seguida foram realizados estudos paramétricos para aferir a influência de vários fatores (as propriedades dos geossintéticos, o espaçamento vertical entre camadas de reforço e o diâmetro do provete) no comportamento das colunas de areia reforçada.

O solo considerado nesse estudo foi uma areia com $G_s = 2,63$, $\gamma_{dmax} = 16,48 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_{dmin} = 13,73 \text{ kN/m}^3$. As propriedades do geotêxtil considerado foram o módulo de elasticidade (107,2 kN/m) e coeficiente de Poisson (0,4).



a)



b)

Figura 5.7. Comportamento tensão-deformação de um provete de solo reforçado com uma camada de geotêxtil não-tecido ($\sigma_c = 200 \text{ kPa}$): a) tensão de corte *versus* deformação axial e radial; b) deformação volumétrica *versus* deformação axial [adaptado de Varadarajan *et al.* (1999b)]

Alguns dos resultados obtidos por Hong e Wu (2013) são apresentados na Figura 5.8. Nesta figura são apresentados alguns resultados obtidos nos ensaios triaxiais e nas modelações

numéricas realizadas a colunas de areia reforçada com quatro camadas de geotêxtil. Os resultados das modelações numéricas subestimam a tensão de desvio, principalmente, para deformações mais elevadas. No entanto são considerados satisfatórios pelos autores do estudo.

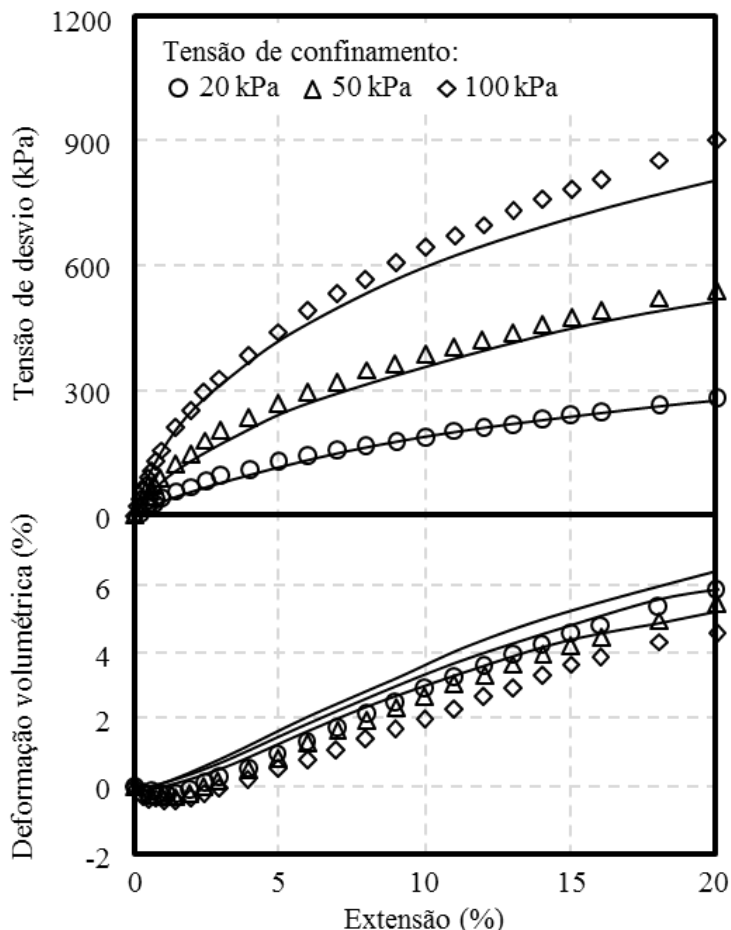


Figura 5.8. Resultados dos ensaios triaxiais e das modelações numéricas realizadas a colunas de areia reforçada com quatro camadas de geotêxtil [adaptado de Hong e Wu (2013)]

Além disto, segundo Hong e Wu (2013) os resultados obtidos no estudo paramétrico realizado também são satisfatórios. Uma vez mais é mostrada a importância da utilização das ferramentas numéricas (depois de devidamente calibradas) para a realização de estudos paramétricos extensos para avaliar o impacto de vários parâmetros.

Para finalizar, é importante referir que o estudo do comportamento do solo reforçado com modelações numéricas pode permitir o estudo do efeito de todos os parâmetros relativos ao solo ou ao reforço desde que estes sejam tomados em consideração nos respetivos modelos numéricos de comportamento. Deste modo, fica bem vincada a importância da escolha dos modelos de comportamento que melhor se adequam ao problema em estudo.

5.5. Modelação numérica de estruturas de teste

A construção de estruturas de solo reforçado de teste à escala real permite analisar alguns fatores que não é possível investigar de outra forma. É claro que o estudo dos vários mecanismos de rotura interna e externa que podem surgir nestas estruturas pode ser cumprido através da execução de ensaios laboratoriais (por exemplo o estudo do mecanismo de arranque do reforço através de ensaios de arranque). No entanto, analisar o comportamento real destas estruturas, ou seja, o aparecimento em conjunto de todos os mecanismos de estabilidade interna e externa, só é possível se forem realizados ensaios numa estrutura à escala real. Da mesma forma, também só é possível verificar se as metodologias utilizadas no dimensionamento das estruturas de solo reforçado permitem obter soluções que não são demasiado conservadoras ou não são instáveis, através da realização de programas de ensaios em estruturas de teste.

Contudo, a realização de programas de ensaios em estruturas de teste demoram muito tempo, não permitem realizar estudos paramétricos e são caros. Uma forma de ultrapassar as limitações referidas é utilizar ferramentas informáticas para a realização de modelações numéricas. Estas modelações devem ser acompanhadas por resultados provenientes da realização de ensaios laboratoriais e/ou ensaios de campo em estruturas de teste que permitam calibrar os modelos numéricos utilizados e aferir a fiabilidade dos resultados obtidos.

Nesta secção são mencionados estudos onde foram realizadas modelações numéricas de estruturas de teste. O objetivo é mostrar que a utilização destas ferramentas permite obter resultados em linha com os obtidos em ensaios de campo realizados nas estruturas mas que, no entanto, são mais rápidas, mais baratas e permitem considerar o estudo de mais parâmetros.

Alguns estudos em que foram comparados os resultados obtidos através de modelações numéricas com os resultados obtidos através da instrumentação de estruturas de teste são documentados em: Suksiripattanapong *et al.* (2012); Zarnani *et al.* (2011); Ling *et al.* (2010); Alexiew e Detert (2008); Yoo e Kim (2008); Guler *et al.* (2007); Zhang *et al.* (2007); Benjamim *et al.* (2005); Desai e El-Hoseiny (2005); Hatami e Bathurst (2005); Bergado *et al.* (2002); Rowe e Skinner (2001); e Ling *et al.* (2000).

Em grande parte destes estudos constata-se que os resultados obtidos através das duas metodologias são próximos. Por exemplo Ling *et al.* (2000) e Desai e El-Hoseiny (2005) referem que os modelos de elementos finitos utilizados nas suas modelações numéricas

permitem comparar de forma satisfatória o comportamento medido na estrutura real e previsto através das modelações numéricas.

Benjamim *et al.* (2005) vão mais longe quando, tendo por base os resultados obtidos no seu estudo, afirmam que os MEF são uma ferramenta útil para prever o comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Por outro lado, Ling *et al.* (2010) referem que os MEF podem ser utilizados para realizar estudos paramétricos. Em Rowe e Skinner (2001), Ling *et al.* (1995), Varadarajan *et al.* (1999a) e Ling e Leshchinsky (2003) podem ser consultados estudos paramétricos sobre o comportamento de estruturas de solo reforçado, realizados com o recurso a modelações numéricas.

Um dos mais extensos é o estudo preconizado por Ling e Leshchinsky (2003). Neste estudo foi utilizado um método de elementos finitos com um modelo constitutivo do solo do tipo hiperbólico (*hyperbolic soil model*) para realizar uma modelação numérica de uma estrutura de solo reforçado. Os parâmetros alterados nas várias modelações numéricas efetuadas foram: o comprimento (9 valores), o espaçamento (6 valores) e a rigidez dos reforços (7 valores), as propriedades dos blocos de face do muro (6 larguras para a mesma altura), e as propriedades dos solos de fundação e do muro (5 solos). Os parâmetros alvo de análise foram: a deformação e as tensões horizontais na face do muro, as tensões verticais ao longo da base do muro e as deformações desenvolvidas nos reforços. As dimensões do muro utilizado neste estudo são apresentadas na Figura 5.9.

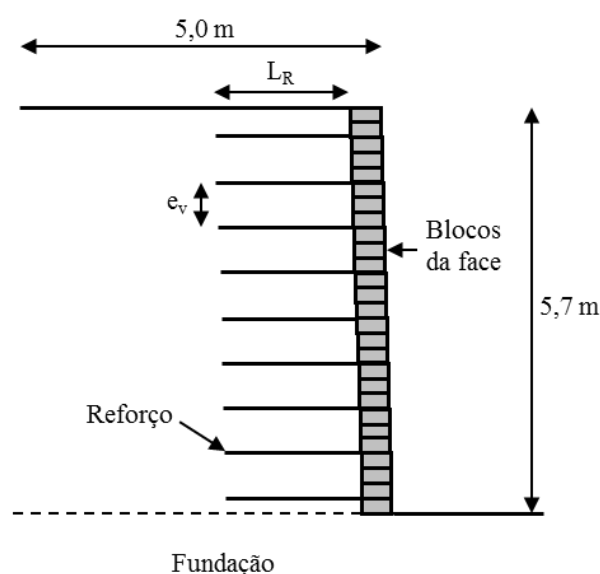


Figura 5.9. Perfil transversal da estrutura de solo reforçado considerada por Ling e Leshchinsky (2003)

Para se ter uma noção da mais valia que advém da realização destes estudos paramétricos, em Ling e Leshchinsky (2003) foram realizados 48 casos de modelações numéricas. É claro que a realização deste estudo através da instrumentação de estruturas reais seria impraticável.

5.6. Modelação numérica de estruturas em funcionamento

A modelação numérica de estruturas reforçadas com geossintéticos em funcionamento tem sido investigada por vários autores (por exemplo: Vieira (2008), Cancelli e Recalcati (2008), Lee *et al.* (2006) e Mendonça (2004), entre outros). Nestes estudos os autores demonstraram que as modelações numéricas, desde que devidamente validadas, podem ser consideradas para o dimensionamento e para a previsão do comportamento de estruturas de solo reforçado. Nesta secção são apresentados os estudos de Cancelli e Recalcati (2008) e Lee *et al.* (2006).

O trabalho publicado por Cancelli e Recalcati (2008) descreve o dimensionamento e a construção de estruturas de suporte de uma plataforma de fundação com uma área de 70×70 m², necessária para a construção de uma central de produção de energia eléctrica (central de ciclo combinado com capacidade de produção de 800 MW). O conjunto de estruturas de suporte é composto por um muro com 15 m de altura para sustentar um talude escavado) e um muro com 18 m de altura para suportar a nova plataforma de fundação a construir.

Relativamente à análise da estabilidade das diferentes estruturas, os autores referem que realizaram análises de estabilidade interna, externa e global. Na verificação da estabilidade interna utilizaram o *software* Reslope para determinar o número e o espaçamento entre reforços necessários para proporcionar equilíbrio (com uma margem de segurança) quando a estrutura é sujeita a carregamentos estáticos e dinâmicos. Quanto à estabilidade externa, verificaram o aparecimento de três potenciais mecanismos de rotura: escorregamento; derrubamento; e falta de capacidade de carga do solo de fundação. Por fim, a estabilidade global foi analisada com recurso ao código PCSTABL, desenvolvido pela Universidade de *Purdue* (EUA) [Cancelli e Recalcati (2008)].

Além das análises referidas, foi realizada uma modelação numérica para avaliar as condições de estabilidade geral dos taludes (eventualmente validar as análises de equilíbrio limite), para prever assentamentos na parte superior do aterro e para estudar a interação entre o solo e a estrutura da fundação [Cancelli e Recalcati (2008)]. Esta modelação foi realizada com a ferramenta informática PLAXIS utilizando um modelo constitutivo para o solo chamado modelo de endurecimento (*Hardening Soil model*).

Na Figura 5.10 é apresentado um exemplo dos resultados obtidos na modelação numérica da estrutura de contenção. Neste caso são apresentados os deslocamentos e a força máxima atuante nos reforços quando a estrutura é sujeita a carregamentos estáticos.

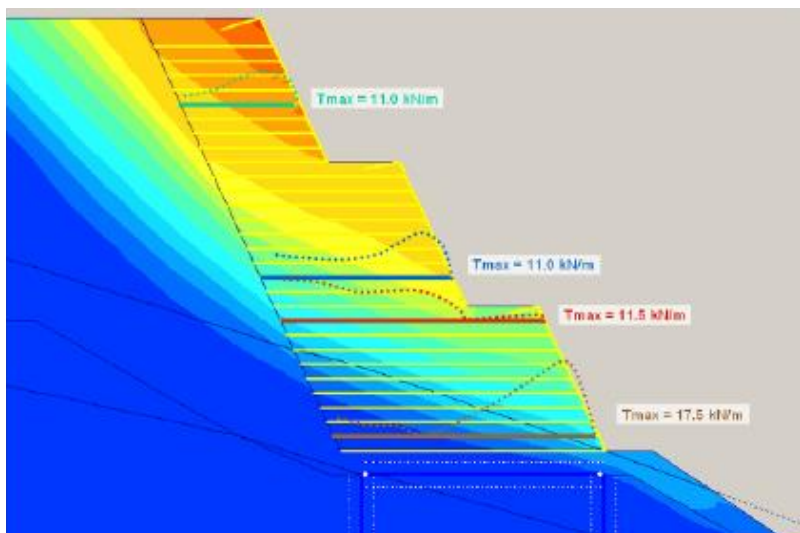


Figura 5.10. Resultados da modelação numérica de Cancelli e Recalcati (2008): deslocamentos e força máxima atuante nos reforços quando a estrutura é sujeita a carregamentos estáticos

Adicionalmente, para limitar as dificuldades subjacentes à modelação numérica de todos os reforços, Cancelli e Recalcati (2008) optaram por modelar o material compósito resultante da conjugação das propriedades do solo e do reforço. O modelo constitutivo considerado para a caracterização do material compósito foi o modelo de Mohr-Coulomb. Segundo Cancelli e Recalcati (2008) este processo pode ser realizado porque quando o espaçamento entre os reforços é muito menor do que o seu comprimento pode-se admitir que o efeito da resistência do reforço faz-se sentir em toda a área de solo reforçada por este.

O estudo realizado por Lee *et al.* (2006) consistiu no dimensionamento e na monitorização durante o período da construção de uma estrutura de solo reforçado com 37 m de altura. Esta estrutura foi construída para permitir criar uma plataforma para a construção de uma urbanização numa região montanhosa em *Cheras, Selangor, Malásia*.

Na Figura 5.11 é apresentado o perfil transversal da estrutura estudada. Na Tabela 5.3 são mencionadas as propriedades dos solos da estrutura e da fundação e na Tabela 5.4 pode ser consultada a resistência à tração dos geossintéticos utilizados no reforço da estrutura.

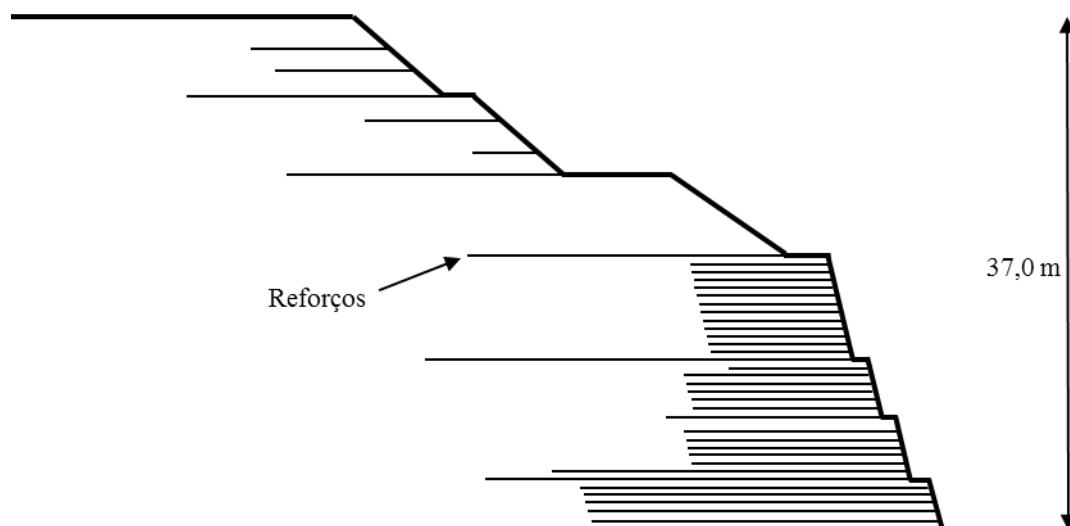


Figura 5.11. Esquema representativo do corte transversal da estrutura estudada por Lee *et al.* (2006)

Tabela 5.3. Parâmetros do solo utilizado por Lee *et al.* (2006)

Solo	Parâmetros de dimensionamento		
	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)
Estrutura	5	32	18
Fundação	0	30	18

Tabela 5.4. Resistência à tração dos geossintéticos usados por Lee *et al.* (2006)

Propriedade	Geogrelha			Geotêxtil tecido	
	KG150/25	KG100/25	KG75/25	KT400/50	KT200/50
RT_{max} (kN/m)	150	100	75	400	200
RT_d (kN/m)	49	32	24	122	61

Na verificação da estabilidade da estrutura foi realizada uma análise de estabilidade interna e uma análise de estabilidade global. Os autores não descrevem as metodologias utilizadas para a realização destas verificações. Foi realizada ainda a modelação numérica da estrutura recorrendo a uma ferramenta informática de elemento finitos (PLAXIS). Esta foi realizada considerando condições drenadas e utilizando o modelo constituinte do solo de Mohr-Coulomb. O resumo dos parâmetros utilizados na modelação numérica é apresentado na Tabela 5.5.

Relativamente aos resultados obtidos através da modelação numérica realizada por Lee *et al.* (2006), estes são apresentados na Figura 5.12 (assumindo condições drenadas). A comparação

destes resultados com os obtidos através da monitorização da fase de construção e de utilização da estrutura permite que os autores refiram que a modelação numérica prevê o deslocamento (vertical e horizontal) com uma precisão razoável. Lee *et al.* (2006) referem ainda que, geralmente os deslocamentos medidos são menores que os valores previstos na modelação numérica, facto importante porque deste modo é garantido um fator de segurança mais elevado.

Tabela 5.5. Parâmetros usados na modelação numérica por Lee *et al.* (2006)

Material	Unidade	Valor
Peso volúmico do solo	kN/m ³	18
Rigidez do solo	kN/m ²	25000
Rigidez de KG150/25	kN/m	1500
Rigidez de KG100/25	kN/m	1000
Rigidez de KG75/25	kN/m	750
Rigidez de KT200/50	kN/m	2000

Para finalizar, normalmente a utilização de modelações numéricas para o estudo de estruturas reais é validada através da comparação dos seus resultados com os resultados obtidos através de instrumentação em ensaios à escala real. Deste modo, o aumento do número de estudos deste tipo facilita a compreensão dos mecanismos de rotura associados às estruturas de solo reforçado e do comportamento da estrutura durante e após a sua construção; permite ainda aumentar a fiabilidade dos resultados obtidos através das modelações numéricas.

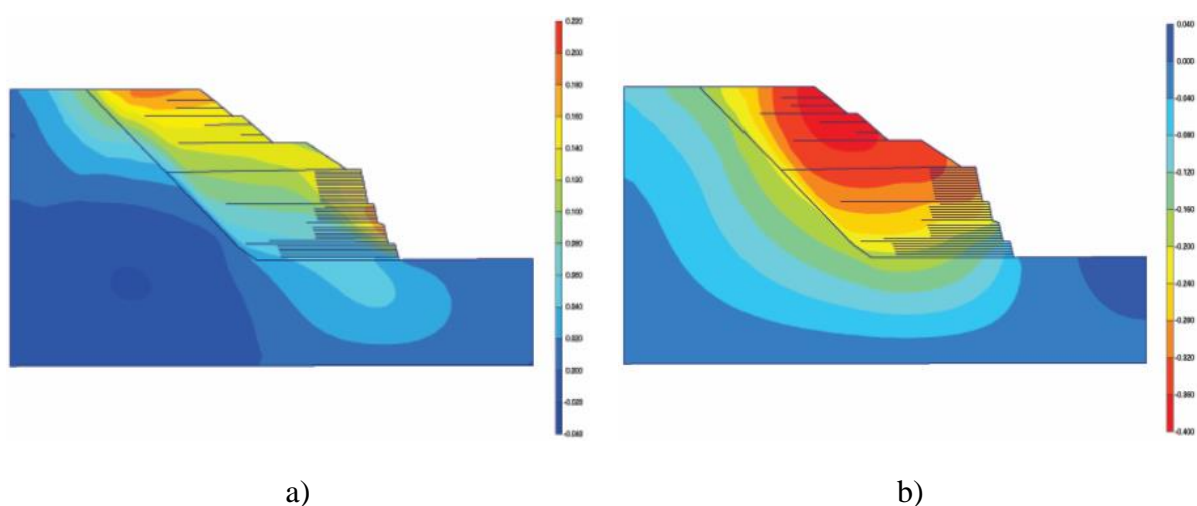


Figura 5.12. Resultados da modelação numérica do estudo de Lee *et al.* (2006):
a) deslocamentos horizontais (variação entre -0,04 m e 0,22 m) ; b) deslocamentos verticais (variação entre -0,40 m e 0,04 m)

5.7. Considerações finais

O aumento da fiabilidade e do número das ferramentas de cálculo automático existentes tem permitido aos investigadores encarar a utilização destas ferramentas com maior confiança. Até ao seu aparecimento, o estudo do comportamento de estruturas de solo reforçado era realizado através de programas de ensaios laboratoriais e de campo e o seu dimensionamento podia ser realizado apenas por via analítica com as metodologias de dimensionamento disponíveis. No entanto, pode considerar-se que esta forma de atuar era demorada e dispendiosa (utilização de muitos recursos humanos e monetários) quando comparada com a realização de modelações numéricas. Deste modo, uma forma de ultrapassar estas limitações é utilizar ferramentas informáticas para a realização de modelações numéricas para o estudo do comportamento das estruturas de solo reforçado. É claro que a realização destas modelações numéricas não dispensa a realização de ensaios laboratoriais e/ou de campo para obter os parâmetros necessários para calibrar os modelos utilizados e aferir a fiabilidade dos resultados. Contudo são programas de ensaios complementares com pequena escala.

2ª PARTE – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Capítulo 6 - Caracterização das propriedades dos materiais

Capítulo 7 - Caracterização laboratorial do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos

Capítulo 8 - Caracterização laboratorial da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos

Capítulo 9 - Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: estudo paramétrico

Capítulo 10 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Capítulo 6 - Caracterização das propriedades dos materiais

6.1. Introdução

Neste capítulo são apresentadas as propriedades dos materiais considerados neste estudo. Embora, os componentes mais importantes das estruturas de solo reforçado sejam os solos, os reforços, os elementos de face (incluindo conexões com os reforços) e os elementos de drenagem, neste estudo foram consideradas apenas as propriedades reais dos solos e dos reforços.

Os materiais considerados neste estudo foram dois solos de diferentes tipos (solo granular e solo fino) e quatro geossintéticos, essencialmente com funções de reforço. Estes foram escolhidos tendo em conta, principalmente, o objetivo primordial do estudo experimental, ou seja, a caracterização do comportamento mecânico e da capacidade de carga de vários tipos de solos reforçados com diferentes tipos de geossintéticos.

Os ensaios de caracterização das propriedades dos solos foram realizados no laboratório de geotecnia do departamento de engenharia civil da Universidade de Aveiro. Os ensaios para a caracterização das propriedades dos geossintéticos foram realizados no laboratório de geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Os ensaios, realizados de acordo com os procedimentos descritos nas normas atualmente em vigor, permitiram quantificar algumas propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos e algumas propriedades físicas, mecânicas, de compressibilidade, de consolidação e de compactação dos solos. A classificação dos solos também foi realizada.

6.2. Materiais considerados

Como referido o principal objetivo deste estudo é analisar o comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Dois dos principais fatores que influenciam o comportamento deste tipo de estruturas são o tipo de solo e o tipo de geossintético de reforço

considerado. Por este motivo, neste estudo optou-se por usar dois tipos de solos e quatro geossintéticos. Os solos considerados foram um solo granular e um solo fino com coesão (Figura 6.1).

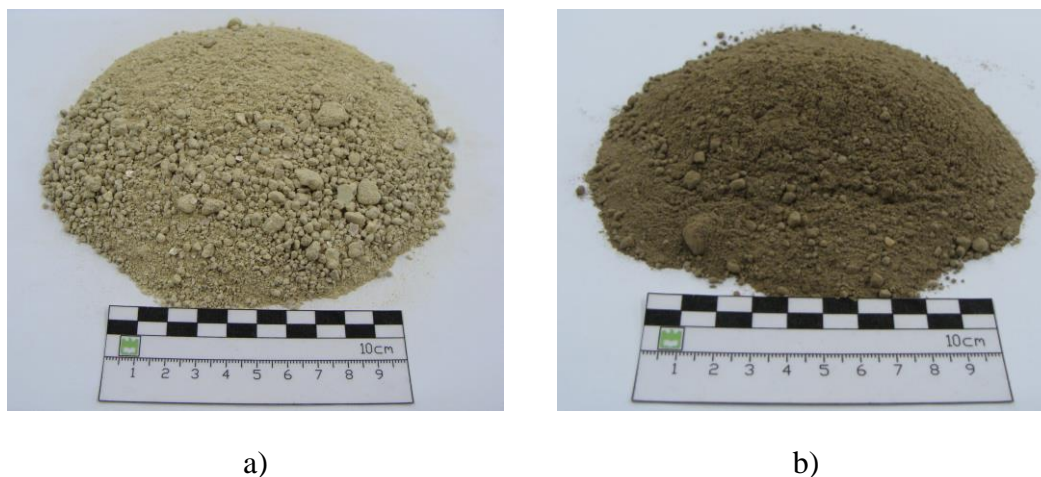


Figura 6.1. Solos usados no estudo: a) solo granular; b) solo fino

O solo granular considerado foi um solo residual granítico obtido na região do Porto. Este foi usado na realização do programa experimental do projeto de investigação “ValorSoil” desenvolvido na Universidade de Aveiro e na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Não existem imagens que relatem o processo de recolha do solo.

O solo fino considerado foi um solo tipicamente usado na construção dos muros de proteção das marinhas de sal da Ria de Aveiro. Este solo foi recolhido do interior de uma estrutura real. Inicialmente retirou-se a camada superficial (camada de pavimento) composta por um solo granular deixando descoberto o solo fino pretendido. Depois procedeu-se à recolha e ao armazenamento do solo com o equipamento mostrado na Figura 6.2. Durante a recolha do solo verificou-se que este não era homogéneo em toda a altura do poço de recolha. Por este motivo foram recolhidas duas amostras de solo com o maior grau de homogeneidade possível. A amostra 1 (mais superficial) foi retirada entre 1,5 e 2,0 m de profundidade e a amostra 2 (mais profunda) foi retirada entre 2,2 e 2,7 m de profundidade.

Os geossintéticos considerados foram: uma geogrelha uniaxial extrudida (GG1); uma geogrelha tecida fabricada com fios de alta tenacidade de poliéster cobertos com uma camada de polímero preto (GG2); um geocompósito de reforço composto por um geotêxtil não tecido agulhado em polipropileno reforçado com cordões em poliéster na direção de fabrico (GC); e um geotêxtil não-tecido (ligação térmica) fabricado com polipropileno estabilizado (GT) (Figura 6.3).



Figura 6.2. Processo de recolha do solo fino: a) poço de recolha; b) equipamento usado para a recolha e armazenamento do solo

Os geossintéticos GG1, GG2 e GC foram considerados por serem materiais ideais para desempenhar a função de reforço. As principais funções desempenhadas pelo GT são a separação e a filtragem.

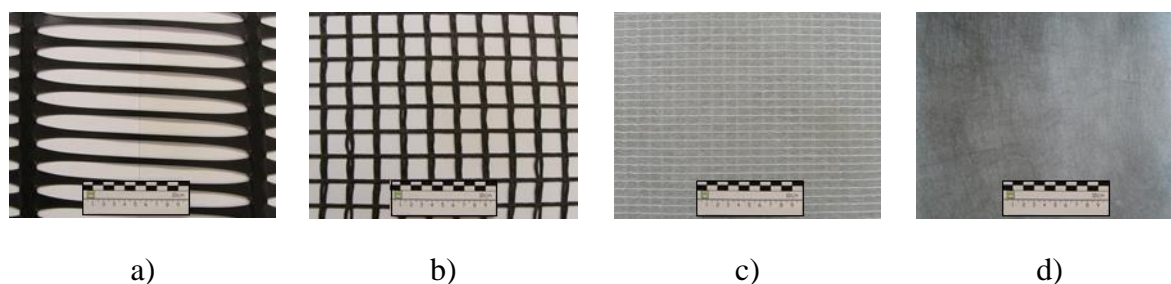


Figura 6.3. Geossintéticos considerados no estudo: a) GG1; b) GG2; c) GC; d) GT

6.3. Propriedades dos solos

A caracterização das propriedades geotécnicas dos solos foi realizada recorrendo aos ensaios de laboratório correntes. Foram realizados ensaios para quantificar as propriedades mecânicas, físicas, de compactação e de compressibilidade e consolidação dos solos. Os solos foram ainda classificados segundo a classificação do triângulo de *Feret*, a classificação unificada descrita na ASTM D2487 (2011) e segundo a classificação descrita pela AASHTO M 145 (1991).

Os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios e o tratamento dos dados obtidos não são detalhados neste documento. Contudo, estes podem ser consultados em publicações especializadas no tema (Bardet (1997), Head (1998), Maldal e Divshikar (1995)) e nas normas de ensaio seguidas (Tabela 6.1).

Tabela 6.1. Ensaios realizados para a caracterização dos solos

Ensaio	Propriedades a avaliar	Norma
Granulometria	Distribuição granulométrica das partículas; coeficiente de uniformidade; coeficiente de curvatura; diâmetro equivalente das partículas	ISO/TS 17892-4 (2004)
Teor em água	Teor em água do solo	ISO/TS 17892-1 (2004)
Peso volúmico	Peso volúmico natural do solo; peso volúmico das partículas	ISO/TS 17892-2 (2004) ISO/TS 17892-3 (2004)
Limites de Atterberg	Limites de liquidez e de plasticidade; índices de plasticidade, consistência e liquidez	ISO/TS 17892-6 (2004) ISO/TS 17892-12 (2004)
Proctor modificado	Baridade seca máxima; teor em água ótimo	LNEC E197 (1966) ASTM D1557 (2012)
Edométrico	Índices de compressão e recompressão; coeficiente de compressibilidade; coeficiente de compressibilidade volumétrica	ISO/TS 17892-5 (2004)
Triaxial	Ângulo de atrito; coesão do solo; envolvente de rotura; resistência não drenada; módulo de deformabilidade	ISO/TS 17892-8 (2004) ISO/TS 17892-9 (2004)
California Bearing Ratio	CBR	E198 (1967) ASTM D1883 (2007 ^{e2})

6.3.1. Propriedades para a classificação dos solos

As propriedades aqui referidas foram resultantes dos ensaios para a determinação da distribuição granulométrica e dos limites de consistência ou Atterberg.

A distribuição granulométrica foi determinada através da realização de ensaios de peneiração e de sedimentação. O estudo da distribuição granulométrica das partículas de dimensão igual ou superior a 0,074 mm foi realizado a partir dos resultados da peneiração de acordo como recomendações da norma ISO/TS 17892-4 (2004). Para as partículas de dimensão inferior a 0,074 mm, o estudo foi realizado a partir dos resultados de um granulómetro *Sedigraph*. As curvas da distribuição granulométrica dos solos considerados neste estudo são apresentadas na Figura 6.4.

As frações de argila, silte, areia e cascalho que compõem cada tipo de solo são apresentadas na Tabela 6.2. As amostras de solo fino são, predominantemente, compostas por partículas finas ($\approx 65\%$ de argila e silte) mas também por uma importante fração de areia ($\approx 33\%$). O solo granular é composto por uma grande fração de areia ($\approx 60\%$), uma fração de 32% de cascalho com dimensão máxima de 12,7 mm e por uma fração de partículas finas (com alguma plasticidade) correspondente a 8% das partículas do solo.

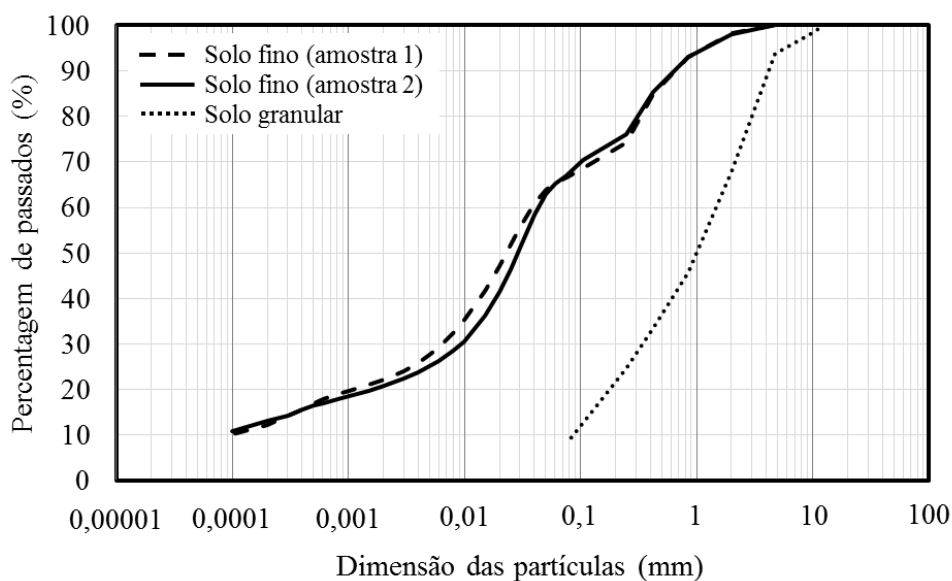


Figura 6.4. Distribuição granulométrica dos solos

Tabela 6.2. Frações granulométricas dos solos

Solo	% de argila	% de silte	% de areia	% de cascalho
Solo fino (Amostra 1)	22,2	43,2	33,0	1,6
Solo fino (Amostra 2)	20,8	44,5	32,8	1,9
Solo granular	8*		59,9	32,1

*A fração das partículas do solo granular com dimensão menor que 0,074 mm não foi caracterizada

Outros parâmetros importantes para a caracterização da granulometria dos solos são os diâmetros equivalentes a 10, 30 ou 60% de partículas passadas (D_{10} , D_{30} , D_{60} , respectivamente). Estes parâmetros permitem calcular o coeficiente de uniformidade e o coeficiente de curvatura através das Equações 6.1 e 6.2. Os parâmetros obtidos são apresentados na Tabela 6.3. O C_U mostra a variedade de dimensões das partículas dos solos enquanto o C_C mostra a forma da curva granulométrica entre D_{10} e D_{60} . De forma geral, estes dois parâmetros permitem referir se os solos são mal graduados, uniformes ou bem graduados. Da análise dos resultados obtidos para os dois parâmetros verifica-se que ambos os solos são bem graduados.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (6.1)$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \quad (6.2)$$

Tabela 6.3. Coeficientes de uniformidade e de curvatura dos solos

Solo	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	D _{max}	C _U	C _C
	mm	mm	mm	mm	-	-
Solo fino (Amostra 1)	0,0001	0,0064	0,038	4,76	380,0	10,8
Solo fino (Amostra 2)	0,0001	0,0094	0,044	4,76	440,0	20,1
Solo granular	0,0840	0,3250	1,400	12,70	16,7	0,9

D_{max} - dimensão máxima das partículas do solo (dimensão da abertura da malha do peneiro sem partículas retidas)

Os limites de consistência e o parâmetro que define a atividade da fração argilosa dos solos (A_t) são apresentados na Tabela 6.4. Os limites de consistência foram obtidos seguindo os procedimentos das normas ISO/TS 17892-6 (2004) e ISO/TS 17892-12 (2004). Os parâmetros I_p, I_C (índice de consistência do solo) e A_t foram calculados através das Equações 6.3 a 6.5. Estes permitem verificar que a amostra 1 do solo fino tem uma consistência rija (0,75 < I_C < 1,0) e a amostra 2 uma consistência muito rija (I_C > 1,0). Relativamente à atividade da fração argilosa do solo fino (relacionada com a sua maior ou menor sensibilidade à presença de água) é possível observar que se trata de um solo inativo (A_t < 0,75). Para o solo granular, apesar de estes parâmetros terem sido quantificados, estes não têm grande impacto no comportamento do solo porque a sua fração fina é reduzida (≈ 8% das partículas).

Tabela 6.4. Limites de consistência e atividade da fração argilosa dos solos

Solos	w _L	w _p	I _p	I _C	A _t
	%	%	%	-	-
Solo fino (Amostra 1)	35,3	24,9	10,4	1,3	0,47
Solo fino (Amostra 2)	36,0	26,6	9,4	0,8	0,45
Solo granular (fração fina)	28,9	18,0	10,9	1,8	-

$$I_p = w_L - w_p \quad (6.3)$$

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (6.4)$$

$$A_t = \frac{I_p}{\% \text{ partículas } < 2 \mu\text{m}} \quad (6.5)$$

6.3.2. Classificação dos solos

A classificação dos dois solos foi realizada primeiro com recurso ao triângulo de *Feret*. Esta representação é apresentada na Figura 6.5. Segundo esta classificação o solo fino é um silte argiloso e o solo granular uma areia.

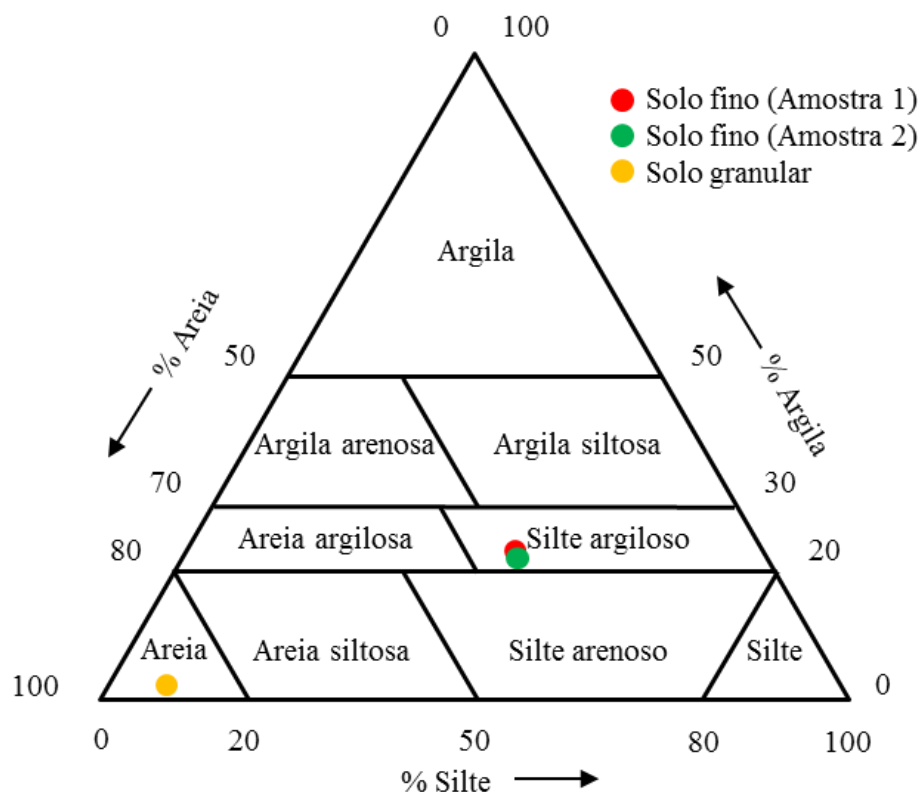


Figura 6.5. Representação dos solos considerados no Triângulo de *Feret*

Os solos foram ainda classificados segundo a classificação unificada, descrita na ASTM D2487 (2011), e segundo a classificação descrita pela AASHTO M 145 (1991). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.5. As duas amostras de solo fino são siltes arenosos e o solo granular uma areia bem graduada com silte.

A classificação das duas amostras de solo fino realizada pelo Triângulo de *Feret* e pela classificação unificada é diferente. Isto ocorre porque são consideradas propriedades diferentes nos dois tipos de classificação. Enquanto a classificação do Triângulo de *Feret* considera apenas as frações granulométricas do solo, na classificação unificada além da distribuição granulométrica são considerados o limite de liquidez e o índice de plasticidade do solo.

Tabela 6.5. Classificação dos solos

Classificação	Solo fino (Amostra1)	Solo fino (Amostra2)	Solo granular
Triângulo de <i>Feret</i>	Silte argiloso	Silte argiloso	Areia
Unificada	ML – silte arenoso	ML – silte arenoso	SW-SM – areia bem graduada com silte
AASHTO	A – 4	A – 4	A – 2

6.3.3. Propriedades físicas dos solos

As propriedades físicas quantificadas foram: o teor em água (w); a densidade das partículas sólidas (G_s); o peso volúmico natural (γ_{nat}); o peso volúmico natural seco ($\gamma_{nat,d}$); peso volúmico das partículas (γ_s); índice de vazios (e); índice de vazios mínimo (e_{min}); índice de vazios máximo (e_{max}); e o grau de saturação (S).

Os ensaios foram realizados seguindo os procedimentos das normas, ISO/TS 17892-1 (2004) (obtenção do teor em água), ISO/TS 17892-3 (2004) (obtenção da densidade das partículas sólidas), ASTM D 4254 (2000) e ASTM D 4253 (2000) (obtenção do índice de vazios mínimo e máximo, respetivamente) e ISO/TS 17892-2 (2004) (obtenção do peso volúmico natural do solo). O γ_{nat} foi obtido recorrendo ao método da parafina. As propriedades, γ_s , $\gamma_{nat,d}$, e , e S foram obtidas através das equações 6.6 a 6.9. As propriedades físicas dos solos obtidas nos ensaios de laboratório são apresentadas na Tabela 6.6. Note-se que o e_{min} e o e_{max} não foram obtidos pelo autor deste estudo por falta de meios para a realização destes ensaios no laboratório de geotecnia do departamento de engenharia civil da Universidade de Aveiro. Estes foram obtidos pela unidade de investigação em que o autor se encontrava inserido durante a realização deste estudo.

Tabela 6.6. Propriedades físicas dos solos

Solos	w	γ_{nat}	$\gamma_{nat,d}$	G_s	γ_s	e	e_{min}	e_{max}	S
	%	kN/m ³	kN/m ³	-	kN/m ³	-	-	-	%
Solo fino (Amostra 1)	22,0	18,3	15,0	2,64	25,9	0,73	-	-	79,9
Solo fino (Amostra 2)	28,0	17,7	13,8	2,63	25,8	0,87	-	-	84,7
Solo granular	9,0	16,4	16,3	2,55	25,0	0,53	0,48	1,00	42,9

$$\gamma_{nat,d} = \frac{\gamma_{nat}}{1 + w} \quad (6.6)$$

$$\gamma_s = G_s \times \gamma_w \quad (6.7)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{nat,d}}} - 1 \quad (6.8)$$

$$S = \frac{G_s w}{e} \quad (6.9)$$

6.3.4. Propriedades de compressibilidade e consolidação dos solos

As propriedades de compressibilidade e consolidação (índice de compressão (C_c); índice de recompressão (C_r); coeficiente de compressibilidade (a_v); coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v); e coeficiente de consolidação vertical (c_v)) foram quantificadas apenas para o solo fino (solos em que têm significado). Para tal foram realizados ensaios edométricos com aplicação de tensões incrementais às duas amostras de solo fino. O procedimento experimental utilizado seguiu as recomendações da norma ISO/TS 17892-5 (2004).

As propriedades de compressibilidade obtidas através do tratamento de dados provenientes dos ensaios edométricos são apresentadas na Tabela 6.7. Na Figura 6.6 é apresentada a variação de algumas destas propriedades com a tensão vertical aplicada durante os ensaios edométricos. Os parâmetros m_v e c_v foram usados para calcular a permeabilidade vertical do solo fino (k_v) para diferentes níveis de confinamento. Para tal, considerou-se a relação apresentada na Equação 6.10 referida por Matos-Fernandes (2006). Os valores obtidos para esta propriedade variam entre 0,4 e $7,8 \times 10^{-10}$ m/s para a amostra 1 e 0,5 e $48,3 \times 10^{-10}$ m/s para a amostra 2.

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \Leftrightarrow k_v = c_v m_v \gamma_w \quad (6.10)$$

Tabela 6.7. Propriedades de compressibilidade e consolidação do solo fino

Solo fino	C_c	C_r	a_v	m_v	c_v	OCR
	-	-	10^{-4} kPa ⁻¹	10^{-4} kPa ⁻¹	10^{-8} m ² /s	-
Amostra 1	0,34	0,06	0,05 a 23	0,03 a 13	4,7 a 10,5	2,1
Amostra 2	0,33	0,06	0,07 a 48	0,05 a 29	5,8 a 17,8	1,5

A tensão de pré-consolidação obtida através das curvas da Figura 6.6 (determinada segundo o processo de construção gráfica proposto por *Casagrande*) é 58 kPa para ambas as amostras.

Por fim, o grau de sobreconsolidação do solo (OCR) apresentado na Tabela 6.7 sugere que o solo, no seu estado natural, se encontrava ligeiramente sobreconsolidado ($OCR > 1$).

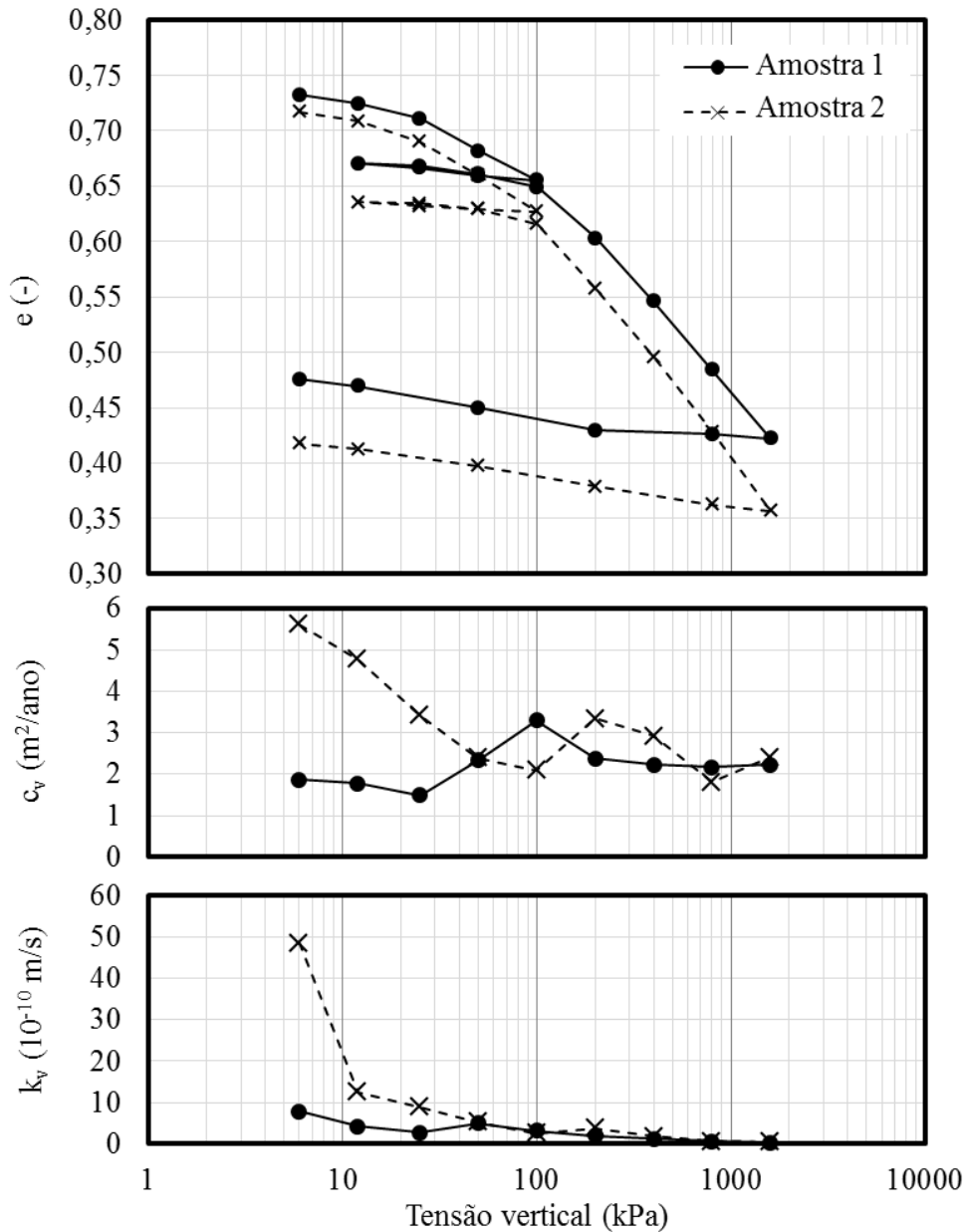


Figura 6.6. Variação do índice de vazios (e), do coeficiente de consolidação vertical (c_v) e da permeabilidade vertical (k_v) do solo fino com a tensão vertical

6.3.5. Propriedades de compactação dos solos

As propriedades de compactação dos solos (baridade seca máxima (ρ_{dmax}) e teor em água ótimo ($w_{óti.}$)) foram obtidas através de ensaios de Proctor modificado. O procedimento de ensaio utilizado foi o método C apresentado na norma ASTM D1557 (2012). Este permitiu

determinar a relação entre o teor em água e a baridade seca dos solos (curva de compactação). O solo foi compactado num molde metálico com 152,4 mm de diâmetro com um compactador que caiu 56 vezes de uma altura de 457 mm produzindo um esforço de compactação de 2700 kN.m/m³.

As curvas de compactação obtidas para os dois solos são apresentadas na Figura 6.7. O ponto máximo das curvas de compactação corresponde ao valor do teor em água do solo que permite obter a sua máxima compactação (baridade seca máxima). Para o solo fino esse conjunto de propriedades correspondem a uma $\rho_{dmax} = 1,845 \text{ g/cm}^3$ e um $w_{óti.} = 13,9 \%$ e para o solo granular uma $\rho_{dmax} = 1,925 \text{ g/cm}^3$ e um $w_{óti.} = 11,5 \%$. Note-se que a baridade seca máxima pode ser convertida no peso volúmico seco máximo: $\gamma_{dmax} = 18,09 \text{ kN/m}^3$ para o solo fino e $\gamma_{dmax} = 18,88 \text{ kN/m}^3$ para o solo granular.

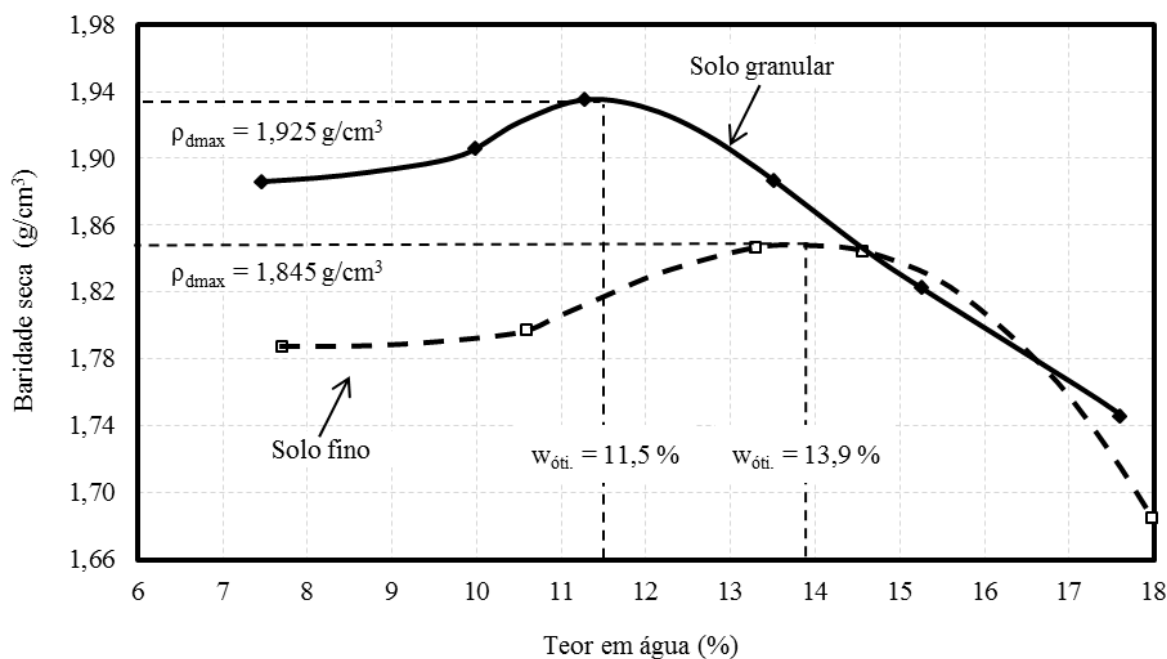


Figura 6.7. Curvas de compactação dos solos

6.3.6. Propriedades mecânicas dos solos

As propriedades mecânicas dos solos foram obtidas através de ensaios de compressão triaxial a provetes de solo remoldado. O procedimento considerado para a preparação e ensaio dos provetes é apresentado no Capítulo 7. Nesse capítulo são apresentados os resultados de um programa de ensaios triaxiais desenvolvido para observar a influência de diversos parâmetros no comportamento mecânico dos solos e dos solos reforçados com geossintéticos. Por esse

motivo, as propriedades mecânicas dos solos foram obtidas para diversos conjuntos de parâmetros (velocidade de ensaio (v); tensão de confinamento (σ_C); índice de compacidade (I_D) (para o solo granular) ou grau de compactação do solo (G_C) (para o solo fino); teor em água do solo (w); e dimensões do provete de ensaio (diâmetro do provete (D) e altura do provete (H); mantendo a relação $D = H/2$). O índice de compacidade e o grau de compactação dos provetes de solo foram obtidos segundo as Equações 6.11 e 6.12 (peso volúmico seco do solo (γ_d)).

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad (6.11)$$

$$G_C = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\max}} \times 100 \quad (6.12)$$

Os ensaios realizados permitiram obter os seguintes parâmetros mecânicos: tensão de desvio máxima (q_{\max}); tensão de desvio final (q_{fin}); extensão para q_{\max} ($\epsilon_{q_{\max}}$); extensão para q_{fin} ($\epsilon_{q_{\text{fin}}}$); coesão de pico do solo (c); coesão do solo obtida no fim do ensaio (c_{fin}); ângulo de atrito de pico (ϕ); ângulo de atrito obtido no fim do ensaio (ϕ_{fin}); resistência não drenada (s_u); e os módulos de deformabilidade secante correspondentes a 50% da tensão de desvio na rotura (E_{50}) e a uma extensão de 5% ($E_{\epsilon=5\%}$). Na maioria dos casos o final do ensaio não correspondeu com os valores residuais ou de volume constante da tensão de desvio (onde pode ser aplicada uma tensão de corte ilimitada sem alterações na tensão de desvio e no volume específico). Por este motivo, opta-se por designar os parâmetros correspondentes à tensão de desvio final como finais e não residuais. A tensão de desvio foi obtida pela diferença entre a maior tensão principal e a menor tensão principal.

Os parâmetros de resistência foram calculados a partir das envolventes de rotura obtidas nos gráficos s - t (parâmetros em termos de tensões totais) ou s' - t' (parâmetros em termos de tensões efetivas) através da metodologia apresentada na secção 2.2.3. Na Figura 6.8 são apresentados exemplos de envolventes de rotura obtidas nos ensaios realizados (neste caso para provetes de solo fino saturado com $G_C = 93\%$), com o parâmetro equivalente a σ' (tensão normal efetiva) para a análise no diagrama s' - t' (s') e o parâmetro equivalente a τ' (tensão tangencial efetiva) para a análise no diagrama s' - t' (t').

Os módulos de deformabilidade secante E_{50} e $E_{\epsilon=5\%}$ foram calculados através do declive das retas iniciadas na origem do gráfico e interceção com a curva tensão-extensão, no caso do E_{50} ,

no ponto correspondente a metade da q_{max} , e no caso do $E_{\epsilon=5\%}$, no ponto correspondente a uma extensão de 5%. Por um lado, o E_{50} foi calculado porque é um dos parâmetros necessários para a realização das modelações numéricas descritas no Capítulo 10. Por outro lado, o $E_{\epsilon=5\%}$ foi calculado para permitir a comparação da rigidez dos provetes de solo e de solo reforçado sujeitos a ensaios triaxiais. Alguns provetes de solo reforçado não atingiram a rotura. Por esse motivo, quando q_{max} não foi alcançada, o E_{50} foi calculado para 50 % da q_{fin} . Deste modo, por vezes, o E_{50} não correspondeu a 50% da tensão de desvio na rotura não sendo um parâmetros comparável para todas os provetes ensaiados. A definição gráfica dos dois parâmetros é apresentada na Figura 6.9.

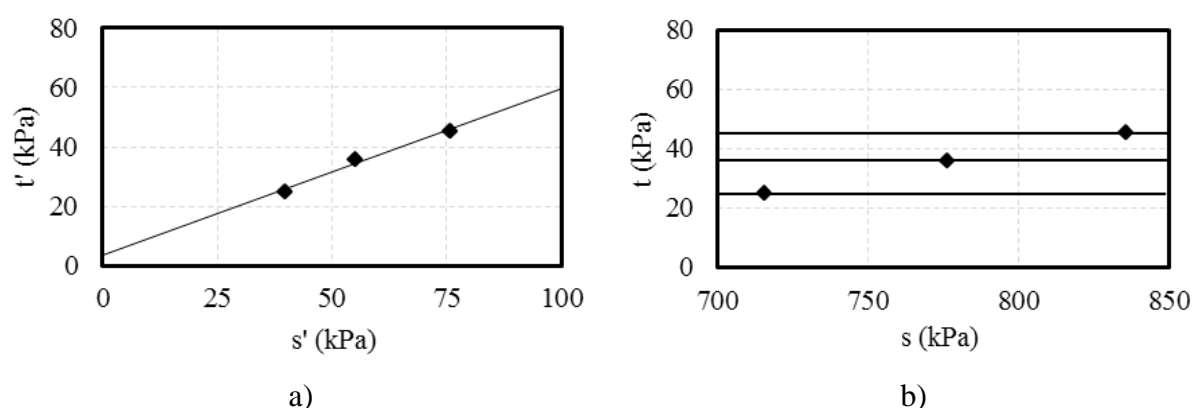


Figura 6.8. Envolventes de rotura obtidas para o solo fino (solo saturado; $G_C = 93\%$):
 a) tensões efetivas; b) tensões totais

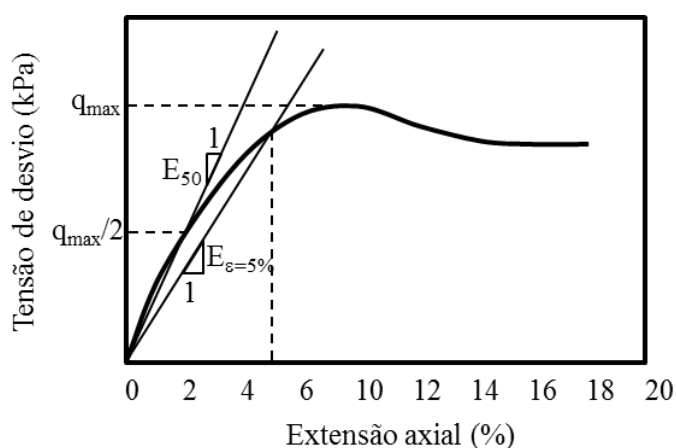


Figura 6.9. Definição gráfica dos módulos de deformabilidade secante E_{50} e $E_{\epsilon=5\%}$

Os resultados obtidos para os parâmetros mecânicos referidos são apresentados na Tabela 6.8 (solo granular) e Tabela 6.9 (amostra 1 do solo fino). Nestes estão incluídos, entre outros, os resultados dos ensaios realizados a provetes dos dois tipos de solos preparadas com o teor em

água ótimo. Como não é possível medir pressões intersticiais no interior dos provetes de solo (solos não saturados) não foi possível obter os parâmetros de resistência do solo. Por este motivo estes parâmetros não são apresentados.

Tabela 6.8. Resultados dos ensaios de compressão triaxial (solo granular)

Ensaio		Parâmetros de ensaio						Resultados					
Nº	Tipo	D	w	I _D	σ _C	v	q _{max} (q _{fin})	ε _{qmax} (ε _{qfin})	φ' (φ' _{fin})	c' (c' _{fin})	E ₅₀	E _{ε=5%}	
			%	%	kPa	mm/min	kPa	%	°	kPa	MPa	MPa	
1	UU	70	0	83	50	0,7	219,7 (143,1)	8,9 (17,9)			4,82	3,60	
2	UU	70	0	83	100	0,7	434,3 (344,3)	9,7 (17,8)	41,8	0	9,36	7,28	
3	UU	70	0	83	150	0,7	587,0 (463,8)	10,5 (17,8)	(37,7)	(0)	11,69	9,34	
4	UU	70	0	83	50	2,8	267,0 (225,7)	10,5 (17,9)			4,49	4,04	
5	UU	70	0	83	100	2,8	409,8 (334,6)	12,2 (17,8)	36,8	13,0	6,72	5,89	
6	UU	70	0	83	150	2,8	544,4 (391,4)	10,2 (17,8)	(28,9)	(31,1)	9,26	7,98	
7	UU	70	0	53	50	0,7	165,2 (130,2)	11,0 (17,0)			3,08	2,49	
8	UU	70	0	53	100	0,7	294,4 (232,9)	11,6 (17,0)	36,6	0	4,69	4,21	
9	UU	70	0	53	150	0,7	441,4 (341,2)	10,8 (17,0)	(32,3)	(0)	7,36	6,39	
10	UU	70	0	53	50	2,8	159,1 (136,3)	13,0 (17,7)			1,97	1,97	
11	UU	70	0	53	100	2,8	323,3 (289,5)	13,6 (17,5)	36,9	0	4,05	3,81	
12	UU	70	0	53	150	2,8	505,0 (429,4)	14,9 (17,5)	(36,1)	(0)	6,23	5,92	
13	UU	70	0	83	50	0,7	216,8 (163,6)	8,5 (17,0)			5,11	3,60	
14	UU	70	0	83	100	0,7	441,5 (349,5)	8,5 (17,0)	41,2	0	9,70	7,42	
15	UU	70	0	83	150	0,7	575,3 (429,2)	9,5 (17,0)	(37,4)	(0)	11,50	9,18	
16	UU	70	0	83	50	0,7	225,0 (183,0)	8,5 (17,0)			4,98	3,72	
17	UU	70	0	83	100	0,7	440,5 (414,9)	9,5 (17,0)	41,2	0	9,62	7,30	
18	UU	70	0	83	150	0,7	574,3 (548,7)	10,5 (17,0)	(40,6)	(0)	11,26	9,05	
19	UU	70	11,5	97	50	0,7	189,7 (170,7)	6,4 (18,1)			8,04	3,59	
20	UU	70	11,5	97	100	0,7	321,4 (294,0)	7,4 (18,0)	-	-	11,99	6,08	
21	UU	70	11,5	97	150	0,7	431,1 (412,9)	9,3 (18,1)	(-)	(-)	12,53	7,79	
22	UU	70	11,5	83	50	0,7	103,9 (99,2)	14,1 (18,1)			4,64	1,91	
23	UU	70	11,5	83	100	0,7	213,8 (200,8)	10,3 (18,1)	-	-	8,75	4,02	
24	UU	70	11,5	83	150	0,7	340,2 (327,8)	10,3 (18,1)	(-)	(-)	10,50	6,05	
25	UU	70	11,5	53	50	0,7	66,3 (63,0)	13,6 (18,2)			2,63	1,11	
26	UU	70	11,5	53	100	0,7	119,4 (115,4)	12,7 (18,1)	-	-	2,57	1,98	
27	UU	70	11,5	53	150	0,7	192,4 (188,4)	15,6 (18,2)	(-)	(-)	4,63	3,13	
28*	CD	70	19,0	97	50	0,28	183,8 (148,6)	8,1 (18,1)			12,55	3,65	
29*	CD	70	17,2	97	100	0,28	363,5 (307,5)	6,2 (18,1)	39,9	0	13,08	7,21	
30*	CD	70	18,1	97	150	0,28	526,3 (457,6)	7,3 (18,1)	(37,4)	(0)	17,54	9,78	
31*	CD	70	20,1	83	50	0,28	180,9 (145,4)	8,7 (18,1)			4,86	3,20	
32*	CD	70	19,2	83	100	0,28	351,0 (301,2)	9,5 (18,1)	40,4	0	7,70	5,88	
33*	CD	70	18,4	83	150	0,28	566,3 (492,3)	9,4 (18,0)	(38,3)	(0)	11,28	8,90	
34*	CD	70	21,0	53	50	0,28	159,3 (137,2)	9,7 (17,9)			3,17	2,38	
35*	CD	70	20,2	53	100	0,28	310,7 (276,5)	11,2 (18,1)	38,1	0	6,04	4,65	
36*	CD	70	18,5	53	150	0,28	485,5 (449,0)	11,9 (17,6)	(36,6)	(0)	8,76	7,15	
37	UU	150	0	83	50	1,5	- (231,9)	- (17)			2,20 ⁺	2,22	
38	UU	150	0	83	100	1,5	- (402,0)	- (17)			3,71 ⁺	3,74	
39	UU	150	0	83	150	1,5	- (535,8)	- (17)	(38,2)	(0)	5,33 ⁺	5,33	

* Provetes saturados; ⁺ Quando q_{max} não foi alcançada o E₅₀ foi calculado para 50 % da q_{fin}

De forma geral, para os diversos conjuntos de parâmetros considerados na preparação dos provetes e no seu ensaio, o ângulo de atrito de pico em termos de tensões efetivas do solo granular variou entre 36,6 e 41,8° e do solo fino entre 34 e 37,6°. A coesão em termos de tensões efetivas do solo granular foi nula (à exceção da c' obtida para os ensaios 4, 5 e 6 (Tabela 6.8), apenas com significado matemático) e do solo fino variou entre 4,3 e 27,2 kPa. Os valores obtidos para a resistência não drenada do solo fino foram: $s_u = 25,0$ kPa (para $\sigma_C = 50$ kPa); $s_u = 35,8$ kPa (para $\sigma_C = 100$ kPa); e $s_u = 45,4$ kPa (para $\sigma_C = 150$ kPa). O módulo de deformabilidade secante E_{50} do solo granular variou entre 1,97 e 17,54 MPa e do solo fino entre 6,10 e 12,47 MPa. Por fim, o módulo de deformabilidade secante $E_{\varepsilon=5\%}$ do solo granular variou entre 1,11 e 9,78 MPa e do solo fino entre 2,87 e 8,60 MPa.

No Capítulo 7 é apresentada uma análise mais detalhada do comportamento do solo (em contraponto com o comportamento do solo reforçado) observado para os diferentes parâmetros de ensaio considerados. Nesse capítulo é ainda incluída uma análise da repetibilidade dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

Tabela 6.9. Resultados dos ensaios de compressão triaxial (solo fino (amostra 1))

Ensaio		Parâmetros de ensaio						Resultados						
Nº	Tipo	D	w	G _C	σ _C	v	q _{max} (q _{fin})	ε _{qmax} (ε _{qfin})	φ' (φ' _{fin})	c' (c' _{fin})	s _u	E ₅₀	E _{ε=5%}	
			%	%	kPa	mm/min	kPa	%	°	kPa	kPa	MPa	MPa	
40	UU	70	0	77	50	0,7	265,1 (228,0)	8,1 (18,0)			-	11,05	4,89	
41	UU	70	0	77	100	0,7	446,3 (390,1)	9,8 (17,7)	37,6	27,2	-	12,47	7,63	
42	UU	70	0	77	150	0,7	573,5 (536,8)	12,6 (17,5)	(37,4)	(18,0)	-	11,16	8,60	
43	UU	70	0	74	50	0,7	216,1 (200,3)	11,5 (18,1)			-	8,25	3,57	
44	UU	70	0	74	100	0,7	345,5 (330,0)	13,5 (18,0)	35,0	20,1	-	6,86	4,85	
45	UU	70	0	74	150	0,7	485,3 (471,8)	15,0 (18,0)	(35,2)	(15,3)	-	7,80	6,43	
46	UU	70	0	71	50	0,7	181,7 (170,7)	12,6 (18,0)	35,2	11,4	-	7,10	2,87	
47	UU	70	0	71	100	0,7	321,8 (312,5)	13,7 (17,3)	(35,5)	(7,9)	-	6,10	4,58	
48	UU	70	0	71	150	0,7	454,3 (446,9)	16,0 (18,1)			-	7,30	5,78	
49	UU	70	13,9	98	50	0,7	95,9 (92,6)	33,0 (35,3)	-	-	-	- ⁺⁺	- ⁺⁺	
50	UU	70	13,9	98	100	0,7	98,1 (95,7)	33,8 (35,4)	(-)	(-)	-	- ⁺⁺	- ⁺⁺	
51	UU	70	13,9	98	150	0,7	94,2 (92,6)	34,1 (35,2)			-	- ⁺⁺	- ⁺⁺	
52*	CU	70	16,6	93	50	0,28	49,9 (47,0)	15,0 (20,1)			25,0	- ⁺⁺	- ⁺⁺	
53*	CU	70	15,1	93	100	0,28	71,7 (70,8)	19,1 (20,1)	34,0	4,3	35,8	- ⁺⁺	- ⁺⁺	
54*	CU	70	15,9	93	150	0,28	90,7 (86,6)	16,3 (20,1)	(32,3)	(5,5)	45,4	- ⁺⁺	- ⁺⁺	

* Provetes saturados; ⁺ Quando q_{max} não foi alcançada o E_{50} foi calculado para 50 % da q_{fin} ; ⁺⁺ não foi calculado devido a limitações observadas nos resultados obtidos em laboratório

6.3.7. Capacidade de carga dos solos

A capacidade de carga dos solos foi medida através de ensaios laboratoriais de CBR. O procedimento considerado para a preparação e ensaio dos provetes de solo seguiu as recomendações da especificação E198 (1967) do LNEC. Este é descrito no Capítulo 8 onde são apresentados os resultados de um programa de ensaios de CBR desenvolvido para observar a influência de diversos parâmetros na capacidade de carga dos solos e dos solos reforçados com geossintéticos. O CBR dos solos foi obtido para diversos conjuntos de parâmetros (condições de imersão do provete, teor em água do solo e número de pancadas). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.10 (solo granular) e Tabela 6.11 (amostra 1 do solo fino).

Tabela 6.10. Resultados dos ensaios de CBR (solo granular)

Ensaio		Parâmetros de ensaio			Resultados		
Nº	Tipo	w	w _{real} *	Nº de pancadas	CBR _{2,5mm}	CBR _{5mm}	F _{max}
		%	%	un.	%	%	kgf
1	Imerso	9,5	9,6	25	14,6	18,2	785,5
2	Imerso	11,5	11,4	25	22,1	25,1	1060,3
3	Imerso	11,5	11,7	25	21,4	24,7	1056,6
4	Imerso	13,5	13,6	25	8,7	12,5	648,8
5	Imerso	13,5	13,7	25	8,5	12,2	648,8
6	Imerso	11,5	11,7	55	21,4	26,1	1209,8
7	Não imerso	11,5	11,9	55	20,9	28,5	1289,0

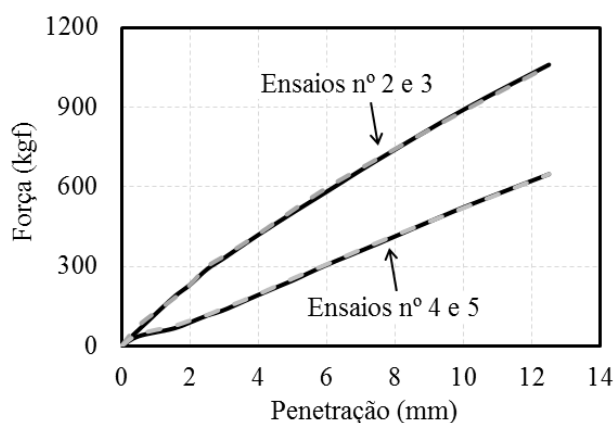
w_{real} - teor em água real; * Parâmetro obtido antes da imersão do provete; F_{max} - força de penetração máxima

Tabela 6.11. Resultados dos ensaios de CBR (solo fino (amostra 1))

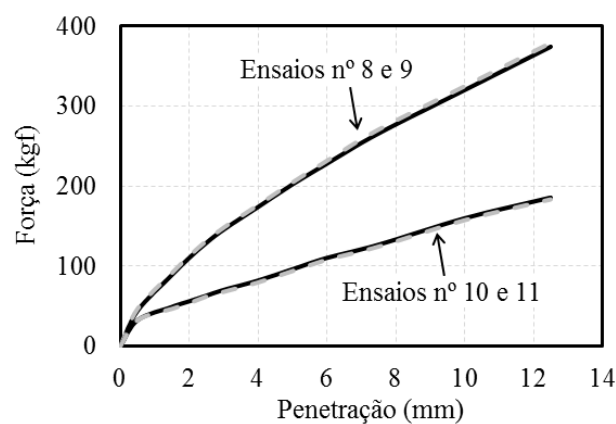
Ensaio		Parâmetros de ensaio			Resultados		
Nº	Tipo	w	w _{real}	Nº de pancadas	CBR _{2,5mm}	CBR _{5mm}	F _{max}
		%	%	un.	%	%	kgf
8	Imerso	11,9	11,9	25	9,5	10,0	374,4
9	Imerso	11,9	11,9	25	9,7	10,1	379,1
10	Imerso	13,9	13,8	25	4,7	4,7	185,8
11	Imerso	13,9	13,9	25	4,6	4,6	183,5
12	Imerso	15,0	15,1	25	3,2	3,5	142,2
13	Imerso	17,0	16,8	25	1,5	1,6	58,6
14	Imerso	19,0	18,8	25	0,9	0,8	29,7
15	Não imerso	11,9	11,8	25	11,1	11,5	429,6

O procedimento considerado para calcular o CBR dos diferentes provetes de solo é o referido na secção 3.2 deste documento. O CBR é calculado usando o valor x e y correspondente a 2,5 mm e 5 mm de penetração. Quando o CBR obtido para 5 mm de penetração é maior que o CBR obtido para 2,5 mm de penetração o ensaio deve ser repetido para verificar a sua repetibilidade. Se esta se confirmar o valor a assumir deve ser o mais elevado.

Visto que o CBR obtido para 5 mm de penetração foi, salvo raras exceções, maior que o obtido para 2,5 mm de penetração foi necessário assegurar a repetibilidade dos resultados destes ensaios. Esta foi analisada apenas para os ensaios 2 e 4 (solo granular) e 8 e 10 (solo fino). As curvas força-penetração obtidas nestes ensaios e nas repetições correspondentes (ensaios 3 e 5 para o solo granular e ensaios 9 e 11 para o solo fino, respetivamente) são apresentadas na Figura 6.10. Observou-se uma variação do $CBR_{2,5mm}$ e do CBR_{5mm} (para as mesmas condições de ensaio) entre 3,3 e 1,2%. Deste modo, considerou-se que os resultados obtidos apresentaram uma boa repetibilidade.



a)



b)

Figura 6.10. Repetibilidade dos ensaios de CBR: a) solo granular (provetes imersos; $w = 11,5$ e $13,5\%$; 25 pancadas); b) solo fino (provetes imersos; $w = 11,9$ e $13,9\%$; 25 pancadas)

O CBR do solo granular variou entre 28,5% (obtido para o provete não imerso preparado com $w_{óti}$ e compactado com 55 pancadas) e 12,5% (obtido para o provete imerso preparado com $w = 13,5\%$ e compactado com 25 pancadas). O CBR do solo fino variou entre 11,5% (obtido para o provete não imerso preparado com $w = 11,9\%$ e compactado com 25 pancadas) e 0,9% (obtido para o provete imerso preparado com $w = 19\%$ e compactado com 25 pancadas).

6.4. Propriedades dos geossintéticos

Por se tratar de um estudo sobre o comportamento mecânico das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, neste estudo foram quantificadas apenas as propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos considerados. No entanto, é importante realçar a importância das propriedades hidráulicas e das propriedades relativas à durabilidade dos geossintéticos neste tipo de aplicação.

Relativamente às propriedades hidráulicas, estas podem ser cruciais em aplicações em que as estruturas estão em contacto com água (da precipitação, de cursos de água adjacentes, do nível freático, etc.) e em que os solos que a constituem apresentem comportamento não drenado. Nestes casos, deve ser dada especial atenção às propriedades hidráulicas dos geossintéticos para que estes materiais permitam a dissipação de possíveis excessos de pressão intersticial gerados durante o período de construção da estrutura e não permitam a entrada de água na estrutura.

As propriedades relativas à durabilidade dos geossintéticos são importantes em todas as aplicações. Nas suas mais variadas aplicações, os geossintéticos podem estar expostos à ação de vários agentes de degradação físicos, químicos e biológicos. O contacto prolongado com estes agentes pode afetar negativamente a durabilidade dos materiais. Deste modo, a durabilidade dos geossintéticos deve ser analisada para as condições em que este será aplicado. Neste estudo não foram avaliadas as propriedades relativas à durabilidade dos geossintéticos considerados (não é o objetivo do estudo). Contudo, quando necessário, foram usados valores indicativos fornecidos por métodos de dimensionamento ou pelas fichas técnicas dos fabricantes de cada geossintético.

Os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios e o tratamento dos dados obtidos não são detalhados neste documento. Contudo, estes podem ser consultados nas normas de ensaio seguidas (Tabela 6.12). A amostragem e preparação dos provetes de geossintético para ensaio foram realizadas segundo as condições definidas na norma NP EN ISO 9862 (2007).

Tabela 6.12. Ensaio realizados para a caracterização dos geossintéticos

Ensaio	Propriedades a avaliar	Norma
Espessura	Espessura	NP EN ISO 9863-1 (2006)
Massa por unidade de área	μ	NP EN ISO 9864 (2006)
Tração em tiras largas	Resistência à tração; extensão na força máxima; e rigidez secante para x% de extensão	NP EN ISO 10319 (2005)

6.4.1. Propriedades físicas

As propriedades físicas dos geossintéticos quantificadas foram a espessura, a massa por unidade de área e as dimensões das aberturas da malha das geogrelhas. Os procedimentos considerados para obter estas propriedades seguiram as recomendações das normas de ensaio: NP EN ISO 9863-1 (2006) (espessura) e NP EN ISO 9864 (2006) (μ). Contudo, devido à geometria das geogrelhas, o procedimento usado para a obtenção da sua espessura e μ foi alterado. A espessura das geogrelhas varia com o ponto em que é registada (é maior nos nós das geogrelhas). Por este motivo, sempre que possível obteve-se a espessura nos nós da geogrelha e nas suas barras constituintes. A μ das geogrelhas resultou da pesagem de um provete com 1 m² de área. Por fim, as dimensões das aberturas da malha das geogrelhas resultaram da média das medições realizadas a cinco aberturas localizadas em diferentes zonas da amostra. As medições foram realizadas com uma craveira ou paquímetro. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.13.

Tabela 6.13. Propriedades físicas dos geossintéticos

Propriedade	GG1	GG2	GC	GT
Espessura (mm) (para 2 kPa de tensão)	2,82/ 1,11*	1,72/ -*	2,14	0,49
μ (g/m ²)	361	252	325	164
S _g (mm)	215/ 17	25/ 25	-	-

*espessura nos nós/ espessura nas barras constituintes;

6.4.2. Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas dos geossintéticos quantificadas foram a resistência à tração máxima, a extensão na força máxima e a rigidez secante para vários níveis de deformação. Estas propriedades foram obtidas através de ensaios de tração em tiras largas de acordo com a norma NP EN ISO 10319 (2005). As curvas médias tração-extensão de cada geossintético

resultantes dos ensaios realizados são apresentadas na Figura 6.11. As suas propriedades mecânicas, na direção longitudinal à de fabrico do material (MD) e na direção transversal à de fabrico do material (CMD), são apresentadas na Tabela 6.14.

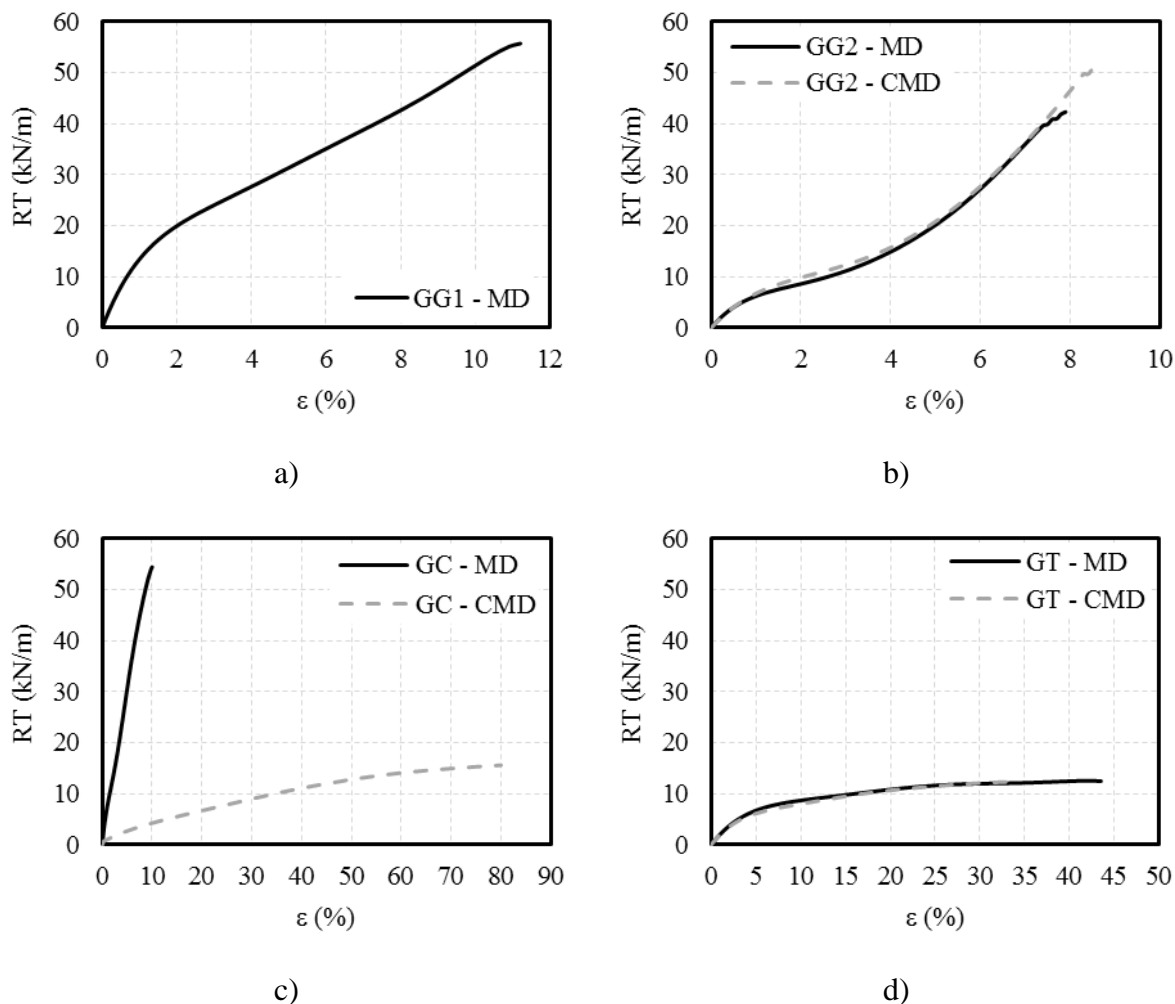


Figura 6.11. Comportamento tração-extensão dos geossintéticos (curvas médias): a) GG1; b) GG2; c) GC; d) GT

Como referido na secção 6.2 os geossintéticos GG1, GG2 e GC são materiais normalmente considerados para desempenhar funções de reforço. Estes materiais apresentaram resistências à tração relativamente elevadas para reduzidas deformações, ou seja, rigidez relativamente elevada. Os coeficientes de variação obtidos para as propriedades quantificadas foram aceitáveis mostrando que estes materiais apresentaram propriedades relativamente homogêneas e assegurando a fiabilidade dos resultados. Embora os coeficientes de variação da $J_{sec,x\%}$ (rigidez secante para x% de extensão) fossem elevados estavam em linha com os valores obtidos para geossintéticos deste tipo.

Tabela 6.14. Propriedades mecânicas dos geossintéticos considerados

Propriedade		GG1		GG2		GC		GT	
		MD	MD	CMD	MD	CMD	MD	CMD	
RT _{max} (kN/m)	Valor médio	56,4	43,9	50,8	54,6	15,6	12,6	12,4	
	CV (%)	2,2	1,9	2,9	2,8	2,0	6,7	3,9	
ε _{max} (%)	Valor médio	11,2	7,9	8,7	10,6	79,7	45,5	34,6	
	CV (%)	3,4	4,8	3,1	4,1	4,1	5,5	8,4	
J _{sec,2%} (kN/m)	Valor médio	998,0	417,0	492,9	625,4	57,4	196,37	181,0	
	CV (%)	3,4	3,1	5,1	12,8	25,8	6,0	19,6	
J _{sec,5%} (kN/m)	Valor médio	627,2	401,6	416,4	600,9	50,45	130,1	119,1	
	CV (%)	1,7	6,1	4,1	15,1	10,2	11,5	7,6	
J _{sec,10%} (kN/m)	Valor médio	514,0	-	-	538,5	40,4	85,7	80,3	
	CV (%)	2,3	-	-	4,1	6,0	8,7	2,9	
J _{sec,max%} (kN/m)	Valor médio	499,5	555,1	621,9	517,9	17,35	27,6	36,1	
	CV (%)	2,4	3,0	4,1	6,2	11,7	6,8	6,2	

CV - coeficiente de variação da propriedade;

6.5. Considerações finais

Como referido, neste capítulo foram apresentadas as propriedades dos materiais considerados mais relevantes para o estudo. Estas são preponderantes na análise das diferenças de comportamento mecânico entre o solo não reforçado e o solo reforçado com geossintéticos (apresentados nos Capítulos 7 e 8). Além disto as propriedades dos materiais são necessárias para o dimensionamento e a modelação numérica do comportamento mecânico das estruturas de solo reforçado em análise neste estudo (apresentados nos Capítulos 9 e 10).

As propriedades dos solos considerados estão dentro dos intervalos de valores obtidos noutros estudos para solos do mesmo tipo. As duas amostras de solo fino caracterizadas foram recolhidas num muro de solo de uma marinha de produção de sal da Ria de Aveiro. Os solos localizados nesta região foram estudados exaustivamente por Bonito (2008) e Gomes (1992) que apresentam intervalos de valores das propriedades dos solos finos em linha com os apresentados neste estudo. As propriedades das amostras de solo fino recolhidas por Carlos (2009) na mesma estrutura também estão em linha com as apresentadas neste estudo. Relativamente ao solo granular, as suas propriedades estão dentro dos intervalos de valores apresentados por Bardet (1997) para areias.

As propriedades dos geossintéticos foram comparadas com os valores apresentados nas fichas técnicas dos produtos (quando disponíveis). Detetaram-se algumas diferenças, principalmente nas propriedades mecânicas de alguns materiais. As diferenças observadas foram relativamente frequentes. As diferenças observadas podem ser eventualmente justificadas pela utilização de métodos e/ou equipamentos de ensaio diferentes e por possíveis problemas no fabrico, transporte ou armazenamento dos materiais que não foi possível detetar.

Capítulo 7 - Caracterização laboratorial do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos

7.1. Introdução

Como referido no Capítulo 2, o comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos pode ser avaliado através de ensaios triaxiais. Neste contexto, normalmente, o objetivo da realização de ensaios triaxiais a provetes de solo não reforçado é quantificar as propriedades mecânicas para posterior utilização no dimensionamento ou na modelação numéricas de estruturas geotécnicas (caracterização das propriedades mecânicas dos solos apresentada no Capítulo 6). No caso dos solos reforçados, em geral, o principal objetivo da realização dos ensaios triaxiais é avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-reforço em relação ao mesmo solo não reforçado e, deste modo, avaliar as vantagens e/ou desvantagens de cada tipo de solução de reforço.

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa laboratorial de ensaios triaxiais realizado para analisar o comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos. Os resultados dos ensaios realizados a provetes de solo reforçado são comparados com os resultados obtidos para os provetes não reforçados. Na discussão dos resultados é verificada a repetibilidade dos resultados e a influência de vários parâmetros de ensaio (velocidade de ensaio; inclusão do geossintético; número e posição das camadas de geossintético; tipo de geossintético; tensão de confinamento; densidade do solo; teor em água do solo; dimensões dos provetes de ensaio; e tipo de solo).

Este capítulo inclui ainda a descrição do programa de ensaios (propriedades consideradas na preparação e ensaio dos provetes), do equipamento de ensaios triaxiais utilizado e do procedimento de ensaio.

O programa de ensaios triaxiais foi desenvolvido no laboratório de geotecnia do departamento de engenharia civil da Universidade de Aveiro e previu a caracterização do comportamento

mecânico de provetes de solo e de solo reforçado preparados com dois solos (solo granular e solo fino) e dois geossintéticos (GC e GG2).

7.2. Programa experimental

O programa de ensaios de laboratório desenvolvido para a análise do comportamento mecânico do solo reforçado consistiu na realização de 69 ensaios de compressão triaxial a provetes de solo reforçado. Foram realizados 60 ensaios não consolidados não drenados e 9 ensaios consolidados drenados.

Com os ensaios realizados pretendeu-se estudar o efeito de vários parâmetros no comportamento do solo reforçado. Esses parâmetros foram: o tipo de reforço; a dimensão do provete de ensaio, a tensão de confinamento e a velocidade de ensaio (parâmetros relacionados com o ensaio); e o tipo de solo, o teor em água e a densidade do solo (I_D para solos granulares ou G_C para solos finos) (parâmetros relacionados com o solo).

Os resultados destes ensaios são comparados com os resultados dos ensaios realizados a provetes de solo não reforçado apresentados no Capítulo 6. Na Tabela 7.1 são apresentados os conjuntos de parâmetros considerados nos ensaios. Nestes ensaios foram utilizados os dois tipos de solos e os geossintéticos GC e GG2.

Tabela 7.1. Programa de ensaios triaxiais realizados com provetes de solo reforçado

Solo	D/ H	Reforço		w	v	I_D ou G_C	σ_C	Ensaio	
	mm	Nº camadas	Tipo	%	mm/min	%	kPa	Nº de provetes ensaiados	Tipo
Granular	70/ 140	1	GC	0	0,7 e 2,8	53, 83	50, 100 e 150	18	UU
	70/ 140	1	GC	11,5	0,7	53, 83, 97	50, 100 e 150	9	UU
	70/ 140	1	GC	S=1	0,28	53, 83, 97	50, 100 e 150	9	CD
	70/ 140	2, 3	GC	0	0,7	83	50, 100 e 150	9	UU
	150/ 300	1, 3	GC	0	1,5	83	50, 100 e 150	6	UU
	150/ 300	1, 3	GG2	0	1,5	83	50, 100 e 150	6	UU
Fino	70/ 140	1	GC	0	0,7	71,74,77	50, 100 e 150	9	UU
	70/ 140	1	GC	13,9	0,7	98	50, 100 e 150	3	UU

É importante referir que o programa de ensaios triaxiais definido inicialmente teve que ser reduzido, devido a avarias no equipamento de aquisição de dados e nos controladores de pressão e volume da água. Estas avarias impossibilitaram a realização de ensaios CU a

provetes de solo fino reforçado (tal como foi realizado para provetes de solo fino não reforçado) e a provetes de solo fino de maior dimensão (150 mm de diâmetro e 300 de altura).

7.3. Equipamento de ensaio utilizado

O equipamento de ensaio triaxial utilizado neste estudo consistiu num sistema formado por diversos equipamentos que desempenharam diferentes funções. Os principais equipamentos constituintes do sistema e as ligações entre eles são apresentadas na Figura 7.1. Estes foram: um reservatório de desaeração; um painel de controlo de pressões; uma prensa eletromecânica; duas unidades de controlo de pressões e de variações de volume; um sistema automático de aquisição de dados; e duas células de ensaio.

A água usada nos ensaios triaxiais deve ter um teor de oxigénio dissolvido reduzido. O reservatório de desaeração é uma unidade autossuficiente que permite baixar, de forma rápida e eficiente, o nível de oxigénio dissolvido na água para que esta possa ser utilizada nos ensaios triaxiais. O ar é removido da água por um sistema de vácuo enquanto a água é forçada a circular continuamente no reservatório. O reservatório de desaeração utilizado tinha uma capacidade máxima de 15 l de água. Depois de devidamente tratada, a água foi introduzida no sistema através de uma tubagem de náilon (*nylon*) ligada ao painel de controlo de pressões.

O painel de controlo de pressões foi utilizado para a distribuição da água pelas diversas tubagens do sistema (através das diferentes válvulas de isolamento incorporadas no painel) e verificar e controlar (através do medidor de pressões da água e de uma bomba manual rotativa) o nível de pressões a que cada uma estava sujeita. A utilização deste equipamento estava limitada a pressões inferiores a 1700 kPa. Ao painel de controlo de pressões estavam ligadas, além do reservatório desaerador mencionado, as duas unidades de controlo de pressões e de variações de volume (UCPV) e a célula de ensaio triaxial (nas entradas de água para o interior da célula e para o interior do provete de ensaio). Deste modo, foi possível fazer a leitura da pressão em todos os pontos do sistema triaxial através de dois medidores de pressões independentes (o medidor de pressão do painel de controlo de pressões e os medidores de pressão das UCPV). As ligações foram realizadas com tubagens de náilon.

As UCPV foram usadas para controlar a variação da pressão e do volume de água na célula de ensaio triaxial e no provete de ensaio, ou seja, para controlar a variação da pressão na célula (*cell pressure*) e da contrapressão (*back pressure*) e a variação do volume de água associado a

cada uma destas pressões. Os equipamentos utilizados tinham uma capacidade volumétrica de 200 cm³.

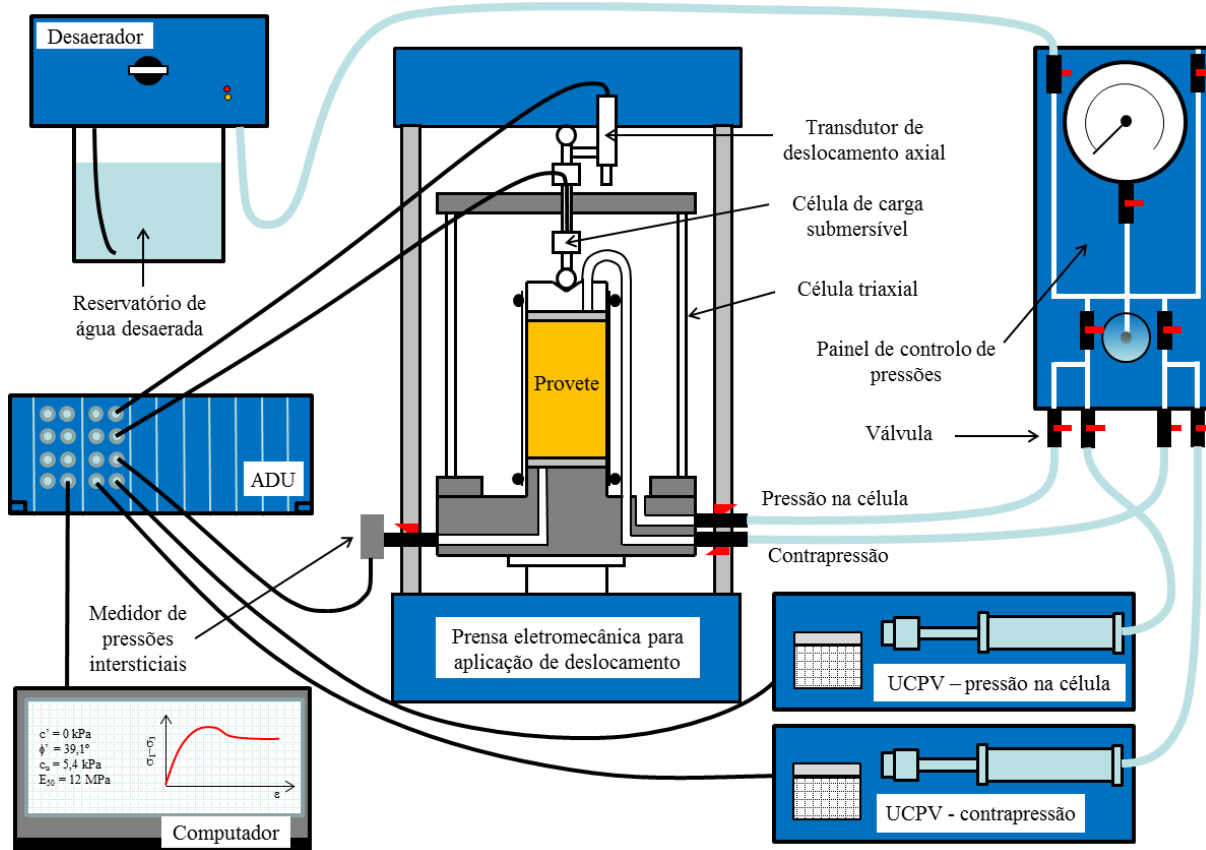


Figura 7.1. Representação esquemática do equipamento de ensaios triaxiais

As duas células de ensaio utilizadas tinham capacidade para provetes de vários diâmetros (38, 70, 100 e 150 mm). As pressões máximas suportadas por ambas as células foram de 1700 kPa. Estas células foram fabricadas de forma a não serem corroídas, permitirem visibilidade total sobre o provete e serem totalmente estanques. Além disto, vinham equipadas com várias válvulas de êmbolo que permitiram controlar as linhas de drenagem da água para a célula, o provete e o medidor de pressões intersticiais. Ambas tinham um pistão que permitia a montagem de uma célula de carga submersível para medir a força axial aplicada ao provete.

A prensa eletromecânica utilizada para aplicar um deslocamento constante na fase de corte do provete de ensaio permitia aplicar velocidades entre 0,00001 e 9,99999 mm/min e tinha uma capacidade de carga máxima de 50 kN.

O sistema automático de controlo, aquisição e registo de dados era composto por um elemento de aquisição de dados (*Aquisition Data Unit (ADU)*) com 12 canais de aquisição de dados e

por um computador com uma ferramenta informática de controlo e registo de dados. O ADU foi utilizado para adquirir as leituras realizadas pelas duas UCPV, pelo medidor de pressões intersticiais, pela célula de carga submersível e pelo potenciómetro linear (*external linear variable differential transformer* (LVDT)). A ferramenta informática permitiu registar os dados adquiridos e controlar de forma automática o funcionamento das duas UCPV. Deste modo, foi possível programar e realizar de forma automática os processos de saturação e consolidação dos provetes.

Como referido, durante a realização do programa de ensaios triaxiais, o ADU sofreu uma avaria que impossibilitou a sua utilização em alguns ensaios. Para colmatar este problema, a leitura e aquisição dos resultados desses ensaios foi realizada de forma manual.

Além destes equipamentos foram usados vários acessórios: transdutor de deslocamento; célula de carga; medidor de pressões intersticiais; anéis dinamométricos; válvulas; tubagens de náilon; pedras porosas; moldes; e membranas de látex.

Os anéis dinamométricos e a célula de carga submersível, utilizados para a leitura da força axial aplicada durante o ensaio ao provete, tinham capacidade para suportar forças de 3, 10 e 50 kN, respetivamente. Os anéis dinamométricos foram utilizados apenas nos ensaios realizados com leitura e aquisição manual dos dados.

Por fim, resta referir que antes da realização do programa de ensaios triaxiais foi realizada a montagem e calibração dos diferentes equipamentos de ensaio, realizados ensaios de teste para a uniformização do procedimento de ensaio, verificadas as limitações do equipamento e a duração dos ensaios previstos no programa de ensaios e desenvolvidas folhas de cálculo para o registo e tratamento dos resultados dos ensaios. Estas atividades foram desenvolvidas seguindo as recomendações de Head (1998), dos manuais dos equipamentos e das normas de ensaio ISO/TS 17892-8 (2004) (ensaios do tipo UU e CU) e ISO/TS 17892-9 (2004) (ensaios do tipo CD).

7.4. Procedimento de ensaio

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados em provetes cilíndricos com diâmetro de 70 e 150 mm e altura de 140 e 300 mm, respetivamente. O procedimento aqui descrito foi considerado para a preparação e ensaio dos provetes de solo e de solo reforçado. A diferença entre os dois tipos de provetes foi a inclusão das camadas de geossintético nos provetes

reforçados. Na Tabela 7.2 são apresentadas as diferentes distribuições das camadas de geossintético consideradas nos provetes de solo reforçado ensaiados no estudo.

O procedimento usado para a preparação e ensaio dos provetes foi uniformizado para maximizar a repetibilidade dos resultados. Todos os provetes foram preparados diretamente no pedestal da célula de ensaio do equipamento de ensaio (Figura 7.1) com o número de camadas de solo referido na Tabela 7.2. A massa de solo necessária para cada provete (de forma a atingir a densidade definida, I_D ou o G_C consoante o tipo de solo) foi preparada com o teor em água correspondente. Depois essa massa de solo foi dividida nas porções correspondentes às diferentes camadas a compactar. Nos provetes reforçados retirou-se a porção de solo correspondente ao volume ocupado pelas camadas de geossintético (porção máxima retirada correspondeu a 4,6% da massa do provete não reforçado). As porções de solo retiradas variaram com a densidade do provete, o tipo de solo, o tipo de geossintético e o número de camadas de reforço.

Tabela 7.2. Distribuição dos reforços nos provetes de solo reforçado usadas nos ensaios triaxiais

D/ H (mm)	Nº de camadas de geossintético	Posição das camadas de geossintético	Nº de camadas de solo (compactadas)
70/ 140	1	1/2 H	4
	2	1/3 H; 2/3 H	3
	2	1/4 H; 3/4 H	4
	3	1/4 H; 2/4 H; 3/4 H	4
150/ 300	1	1/2 H	10
	3	1/4 H; 2/4 H; 3/4 H	8

O primeiro passo para a montagem dos provetes incidiu na colocação de uma membrana de látex que separa o provete do líquido usado para aplicar a tensão de confinamento. Esta foi presa ao pedestal da célula de ensaio através de dois *o-rings*. De seguida colocou-se uma pedra porosa e uma folha de papel de filtro com o diâmetro igual ao do provete. As pedras porosas e o papel de filtro foram sempre usados (mesmo nos provetes secos) para manter a posição do provete no interior da célula de ensaio inalterada e para evitar possíveis entupimentos das tubagens de água por migração de partículas de solo. Para que o provete adquirisse uma forma cilíndrica, procedeu-se à montagem de um molde no exterior da membrana de látex. Esta foi presa ao topo do molde e devidamente esticada através da eliminação do ar (existente entre a membrana e o molde) através de um sistema de aplicação de vácuo (bomba de vácuo).

De seguida colocou-se e compactou-se a porção de solo correspondente a cada camada de solo, até se atingir o topo do provete. A compactação foi realizada manualmente através da vibração do solo por meio de uma espátula (apenas no solo granular) e/ou da aplicação repetida de uma força normal ao solo (através de um peso cilíndrico metálico). Nos provetes de solo reforçado, a colocação das camadas de solo foi intercalada com a colocação das camadas de geossintético nas posições requeridas. As camadas de geossintético foram cortadas diretamente do rolo de material com forma circular com diâmetro igual ao do provete de ensaio.

Terminada a colocação do solo e das camadas de geossintético (quando utilizadas) colocou-se a folha de papel de filtro, a pedra porosa e a placa de aplicação de carga no topo do provete. A membrana foi separada do molde e presa à placa de aplicação de carga de forma a isolar o provete do exterior. Por fim, procedeu-se ao fecho da célula de ensaio e ao seu enchimento com água (líquido usado no confinamento dos provetes). Um exemplo de um provete montado segundo o procedimento descrito é apresentado na Figura 7.2.



Figura 7.2. Provetes de solo granular usado nos ensaios triaxiais ($D = 70$ mm) antes do ensaio

A fase seguinte consistiu na realização do processo de saturação (aplicável apenas a provetes saturados). Note-se que, por um lado, os provetes de solo granular com I_D igual a 53% e 83% foram preparados com o solo completamente seco e depois saturados. Por outro lado, os provetes do mesmo solo preparados com $I_D = 97\%$, tinham um índice de compactidade tão elevado que foi necessário prepará-los para um $w = w_{óti.} = 11,5\%$ e depois proceder à sua saturação. Os provetes de solo fino saturados foram preparados, inicialmente, com $w = w_{óti.} = 13,9\%$, tendo-se procedido depois à sua saturação.

O procedimento seguido para a saturação dos provetes foi o sugerido por Head (1998) e foi realizado segundo as recomendações da norma ISO/TS 17892-9 (2004). Neste procedimento a saturação foi realizada através da aplicação sequencial de incrementos de pressão no interior do provete (contrapressão) e no interior da célula de ensaio (pressão na célula) de forma controlada (Figura 7.3). Estes incrementos foram comparados com os excessos de pressão intersticial resultantes desse processo através do cálculo do coeficiente de pressão intersticial. Os provetes foram considerados saturados quando se atingiu um grau de saturação maior que 95%, ou seja, quando o coeficiente de pressão intersticial foi maior que 0,95 (como sugerido por Head (1998) e na ISO/TS 17892-9 (2004)).

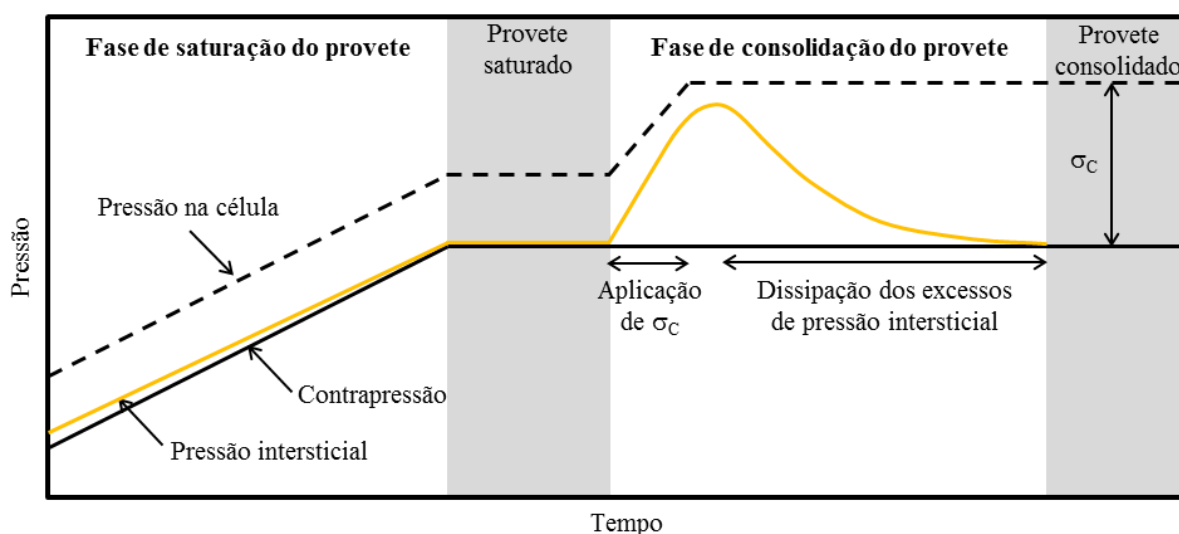


Figura 7.3. Variação da pressão intersticial durante os processos de saturação e consolidação dos provetes usados nos ensaios triaxiais

Alguns provetes saturados foram também sujeitos a um processo de consolidação. Este foi necessário para dissipar os excessos de pressão intersticial (diferença entre a pressão intersticial e a contrapressão) provocados pela aplicação da tensão de confinamento considerada em cada ensaio (Figura 7.3). Quando o processo de saturação terminou a tensão de confinamento aplicada ao provete foi reduzida (10 kPa) e diferente do valor a aplicar durante o ensaio (neste estudo, durante o ensaio, σ_c foi igual a 50, 100 ou 150 kPa). Deste modo, foi necessário aumentar a tensão de confinamento para o valor desejado (aumentou-se a pressão na célula e manteve-se a contrapressão inalterada; a tensão de confinamento é igual à diferença entre a pressão na célula e a contrapressão), processo que gerou excessos de pressão intersticial. A sua dissipação consistiu no processo de consolidação. Este seguiu as recomendações descritas por Head (1998) e na ISO/TS 17892-9 (2004). Considerou-se um

processo de consolidação isotrópica onde se monitorizou a variação da pressão intersticial. Este terminou quando 95% do incremento da pressão intersticial foi dissipado.

Na última fase do ensaio, a fase de corte, foi aplicada um deslocamento normal com uma velocidade constante ao provete de ensaio. Durante este processo foram registados, entre outros parâmetros, a deformação axial do provete, a pressão na célula, a contrapressão, a pressão intersticial, a tensão de desvio e a variação do volume do provete.

As velocidades de aplicação do deslocamento consideradas nos ensaios foram obtidas de acordo com as recomendações da ISO/TS 17892-8 (2004) (para ensaios do tipo CU e UU) e da ISO/TS 17892-9 (2004) (para ensaios do tipo CD). Para os ensaios não drenados as velocidades de ensaio consideradas foram 0,5 e 2,0 %/min. Estas correspondem aos limites inferior e superior do intervalo de valores sugeridos pela norma ISO/TS 17892-8 (2004). A velocidade de ensaio considerada nos ensaios do tipo CD foi 0,2 %/min.

7.5. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios

O programa de ensaios triaxiais realizado teve como principais objetivos analisar a influência de vários parâmetros de ensaio (tensão de confinamento; velocidade de ensaio; e dimensão do provete de ensaio) e dos materiais (tipo, número e posição das camadas de geossintéticos; tipo de solo; densidade do solo; e teor em água do solo) no comportamento do solo reforçado e verificar as diferenças de comportamento em relação aos solos não reforçados.

Esta análise foi realizada através de vários parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais. Os parâmetros considerados foram os mesmos quantificados para os provetes de solo não reforçado (q_{max} , q_{fin} , ε_{qmax} , ε_{qfin} , c , c_{fin} , ϕ , ϕ_{fin} , s_u , E_{50} , $E_{\varepsilon=5\%}$ e $\Delta V/V$). Os parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais realizados são compilados na Tabela 7.3 (para o solo granular) e na Tabela 7.4 (para o solo fino). A tensão de desvio foi obtida pela diferença entre a tensão principal máxima e a tensão principal mínima. Os parâmetros de resistência foram calculados a partir das envolventes de rotura obtidas nos gráficos s-t (parâmetros em termos de tensões totais) ou s'-t' (parâmetros em termos de tensões efetivas) através da metodologia apresentada na secção 2.2.3.

Tabela 7.3. Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo granular reforçado

Ensaio			Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	D	Tipo e posição das camadas de reforço	w %	I _D %	σ _C kPa	v mm/min	q _{max} (q _{fin}) kPa	ε _{qmax} (ε _{qfin}) %	φ' (φ' _{fin}) °	c' (c' _{fin}) kPa	E ₅₀ MPa	E _{ε=5%} MPa
55	UU	70		0	83	50	0,7	263,9 (207,2)	10,1 (17,8)			5,17	4,10
56	UU	70	GC (1/2 H)	0	83	100	0,7	503,8 (454,2)	10,8 (17,6)	43,3 (43,8)	10,1 (0)	8,90	7,41
57	UU	70		0	83	150	0,7	699,6 (686,1)	15,2 (17,5)			11,07	9,52
58	UU	70		0	83	50	2,8	273,9 (239,0)	11,5 (18,0)			3,45	3,27
59	UU	70	GC (1/2 H)	0	83	100	2,8	460,8 (412,9)	12,9 (17,8)	43,0 (41,0)	0 (0)	6,38	5,82
60	UU	70		0	83	150	2,8	682,1(580,9)	12,0 (17,9)			9,69	8,84
61	UU	70		0	53	50	0,7	190,8 (174,3)	15,3 (18,1)			2,50	2,33
62	UU	70	GC (1/2 H)	0	53	100	0,7	353,8 (330,4)	13,1 (18,0)	40,6 (40,0)	0 (0)	4,64	4,42
63	UU	70		0	53	150	0,7	576,9 (565,2)	15,9 (18,0)			7,11	6,77
64	UU	70		0	53	50	2,8	180,3 (171,5)	15,1 (18,1)			1,55	1,94
65	UU	70	GC (1/2 H)	0	53	100	2,8	406,6 (394,6)	16,0 (18,2)	39,3 (39,0)	0 (0)	4,42	4,31
66	UU	70		0	53	150	2,8	528,2 (516,0)	17,2 (19,7)			5,15	5,17
67	UU	70		0	83	50	0,7	271,9 (246,3)	10,0 (17,0)			5,23	4,15
68	UU	70	GC (1/2 H)	0	83	100	0,7	507,8 (476,2)	11,5 (17,0)	43,4 (43,6)	9,7 (5,0)	8,94	7,46
69	UU	70		0	83	150	0,7	705,0 (695,8)	14,5 (17,0)			11,59	9,52
70	UU	70		0	83	50	0,7	277,0 (235,1)	10,0 (17,0)			5,21	4,21
71	UU	70	GC (1/2 H)	0	83	100	0,7	512,9 (489,4)	10,5 (17,0)	43,4 (43,8)	9,9 (2,9)	9,19	7,52
72	UU	70		0	83	150	0,7	708,1 (688,6)	14,5 (17,0)			11,65	9,65
73	UU	70		0	83	50	0,7	- (558,8)	- (17,0)			4,86 ⁺	5,03
74	UU	70	GC (1/3 H e 2/3 H)	0	83	100	0,7	- (844,8)	- (17,0)	- (45,0) ¹	- (68,4) ¹	7,95 ⁺	8,07
75	UU	70		0	83	150	0,7	- (1037,9)	- (17,0)			9,81 ⁺	10,01

- para os provetes de ensaio que não atingiram a rotura só são apresentados os parâmetros q_{fin} e ε_{qfin}; ¹ provetes de ensaio não atingiram a rotura; ⁺ quando q_{max} não foi alcançada o E₅₀ foi calculado para 50 % da q_{fin}

Tabela 7.3. Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo granular reforçado (Continuação)

Ensaio			Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	D	Tipo e posição das camadas de reforço	w	I _D	σ _C	v	q _{max} (q _{fin})	ε _{qmax} (ε _{qfin})	φ' (φ' _{fin})	c' (c' _{fin})	E ₅₀	E _{ε=5%}
				%	%	kPa	mm/min	kPa	%	°	kPa	MPa	MPa
76	UU	70		0	83	50	0,7	- (330,0)	- (17,0)			5,31 ⁺	4,52
77	UU	70	GC (1/4 H e 3/4 H)	0	83	100	0,7	- (546,6)	- (17,0)	- (41,9) ¹	- (29,7) ¹	8,93 ⁺	7,44
78	UU	70		0	83	150	0,7	- (732,5)	- (17,0)			11,27 ⁺	9,56
79	UU	70		0	83	50	0,7	- (707,9)	- (17,0)			5,35 ⁺	5,37
80	UU	70	GC (1/4 H, 2/4 H e 3/4 H)	0	83	100	0,7	- (1064,4)	- (17,0)	- (50,2) ¹	- (69,4) ¹	7,69 ⁺	7,99
81	UU	70		0	83	150	0,7	- (1370,8)	- (17,0)			9,98 ⁺	10,54
82	UU	70		11,5	97	50	0,7	- (224,7)	- (17,7)			8,44 ⁺	4,21
83	UU	70	GC (1/2 H)	11,5	97	100	0,7	- (376,0)	- (17,7)	-	-	12,48 ⁺	6,57
84	UU	70		11,5	97	150	0,7	- (510,0)	- (17,8)			14,96 ⁺	8,85
85	UU	70		11,5	83	50	0,7	- (124,7)	- (17,9)			2,49 ⁺	1,57
86	UU	70	GC (1/2 H)	11,5	83	100	0,7	- (268,6)	- (17,9)	-	-	6,82 ⁺	3,99
87	UU	70		11,5	83	150	0,7	- (391,4)	- (18,0)			9,31 ⁺	5,77
88	UU	70		11,5	53	50	0,7	- (56,4)	- (18,2)			2,83 ⁺	1,07
89	UU	70	GC (1/2 H)	11,5	53	100	0,7	- (108,6)	- (18,2)	-	-	3,47 ⁺	1,80
90	UU	70		11,5	53	150	0,7	- (199,8)	- (18,2)			4,77 ⁺	3,15
91*	CD	70		19,0	97	50	0,28	243,5 (225,6)	6,1 (18,0)			9,44	4,76
92*	CD	70	GC (1/2 H)	17,2	97	100	0,28	419,6 (406,9)	11,7 (18,2)	40,4 (40,1)	14,4 (15,6)	12,02	7,33
93*	CD	70		18,1	97	150	0,28	615,1 (610,2)	17,1 (18,1)			15,61	10,39
94*	CD	70		20,1	83	50	0,28	229,8 (226,4)	17,3 (18,2)			4,19	3,34
95*	CD	70	GC (1/2 H)	19,2	83	100	0,28	443,4 (436,7)	14,4 (18,2)	- (42,4) ¹	- (4,1) ¹	6,91	6,00
96*	CD	70		18,4	83	150	0,28	627,7 (623,2)	16,0 (18,1)			8,87	8,03

* provetes saturados; - para os provetes de ensaio que não atingiram a rotura só são apresentados os parâmetros q_{fin} e ε_{qfin}; ¹ provetes de ensaio não atingiram a rotura; ⁺ quando q_{max} não foi alcançada o E₅₀ foi calculado para 50 % da q_{fin}

Tabela 7.3. Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo granular reforçado (Continuação)

Ensaio			Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	D	Tipo e posição das camadas de reforço	w %	I _D %	σ _C kPa	v mm/min	q _{max} (q _{fin}) kPa	ε _{qmax} (ε _{qfin}) %	φ' (φ' _{fin}) °	c' (c' _{fin}) kPa	E ₅₀ MPa	E _{ε=5%} MPa
97*	CD	70		21,0	53	50	0,28	220,4 (219,5)	18,0 (17,9)			2,45	2,38
98*	CD	70	GC (1/2 H)	20,2	53	100	0,28	414,1 (412,9)	18,0 (18,1)	- (39,9) ¹	- (11,3) ¹	4,83	4,66
99*	CD	70		18,5	53	150	0,28	575,1 (570,2)	17,6 (17,7)			7,08	6,62
100	UU	150		0	83	50	1,5	- (326,2)	- (17,0)			2,41 ⁺	2,49
101	UU	150	GC (1/2 H)	0	83	100	1,5	- (587,7)	- (17,0)	- (44,6) ¹	- (2,1) ¹	3,77 ⁺	3,97
102	UU	150		0	83	150	1,5	- (821,6)	- (17,0)			6,16 ⁺	6,52
103	UU	150		0	83	50	0,7	- (492,2)	- (17,0)			2,85 ⁺	2,84
104	UU	150	GC (1/4 H, 2/4 H e 3/4 H)	0	83	100	0,7	- (690,0)	- (17,0)	- (40,6) ¹	- (64,6) ¹	4,10 ⁺	3,85
105	UU	150		0	83	150	0,7	- (868,6)	- (17,0)			6,01 ⁺	6,12
106	UU	150		0	83	50	1,5	- (334,4)	- (17,0)			2,56 ⁺	2,64
107	UU	150	GG2 (1/2 H)	0	83	100	1,5	- (625,0)	- (17,0)	- (44,6) ¹	- (5,3) ¹	4,70 ⁺	4,65
108	UU	150		0	83	150	1,5	- (822,9)	- (17,0)			7,03 ⁺	7,26
109	UU	150		0	83	50	0,7	- (500,3)	- (17,0)			3,05 ⁺	2,96
110	UU	150	GG2 (1/4 H, 2/4 H e 3/4 H)	0	83	100	0,7	- (738,0)	- (17,0)	- (44,6) ¹	- (43,7) ¹	4,44 ⁺	4,16
111	UU	150		0	83	150	0,7	- (952,3)	- (17,0)			6,06 ⁺	5,91

* provetes saturados; - para os provetes de ensaio que não atingiram a rotura só são apresentados os parâmetros q_{fin} e ε_{qfin}; ¹ provetes de ensaio não atingiram a rotura; ⁺ quando q_{max} não foi alcançada o E₅₀ foi calculado para 50 % da q_{fin}

Tabela 7.4. Resultados dos ensaios triaxiais realizados a provetes de solo fino (amostra 1) reforçado

Ensaio			Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	D	Tipo e posição das camadas de reforço	w	G _C	σ _C	v	q _{fin}	ε _{qfin}	φ' _{fin}	c' _{fin}	E ₅₀	E _{ε=5%}
				%	%	kPa	mm/min	kPa	%	°	kPa	MPa	MPa
112	UU	70		0	77	50	0,7	304,9	18,1			7,33 ⁺	4,64
113	UU	70	GC (1/2 H)	0	77	100	0,7	509,7	18,1	41,2 ¹	24,7 ¹	8,97 ⁺	7,12
114	UU	70		0	77	150	0,7	690,1	18,0			10,20 ⁺	8,84
115	UU	70		0	74	50	0,7	246,8	18,0			5,44 ⁺	3,46
116	UU	70	GC (1/2 H)	0	74	100	0,7	418,7	18,0	38,9 ¹	17,2 ¹	5,99 ⁺	5,13
117	UU	70		0	74	150	0,7	581,0	18,0			6,76 ⁺	6,27
118	UU	70		0	71	50	0,7	214,8	18,2			4,42 ⁺	2,90
119	UU	70	GC (1/2 H)	0	71	100	0,7	366,5	18,1	39,5 ¹	6,9 ¹	4,75 ⁺	4,24
120	UU	70		0	71	150	0,7	564,8	18,1			6,54 ⁺	6,22
121	UU	70		13,9	98	50	0,7	72,6	18,1			- ⁺⁺	- ⁺⁺
122	UU	70	GC (1/2 H)	13,9	98	100	0,7	88,9	18,0	-	-	- ⁺⁺	- ⁺⁺
123	UU	70		13,9	98	150	0,7	113,7	18,0			- ⁺⁺	- ⁺⁺

q_{max} e ε_{qmax} não são apresentados porque os provetes de ensaio não atingiram a rotura; ¹ Provetes de ensaio não atingiram a rotura; ⁺ Quando q_{max} não foi alcançada o E₅₀ foi calculado para 50 % da q_{fin}; ⁺⁺ não foi calculado devido a limitações observadas nos resultados obtidos em laboratório

A metodologia usada para a obtenção dos módulos de deformabilidade secante (E_{50} e $E_{\epsilon=5\%}$) foi apresentada na secção 6.3.6. A variação da deformação volumétrica (em %) dos provetes durante os ensaios foi calculada dividindo a variação de volume do provete pelo seu volume inicial. A alteração de volume dos provetes foi medida através da variação do volume de água dentro da célula de ensaio necessário para manter a pressão na célula próxima da tensão de confinamento admitida. Admitiu-se que uma redução do volume do provete foi compensada por um aumento (da mesma ordem de grandeza) do volume da água dentro da célula de ensaio. O efeito contrário também foi admitido.

7.5.1. Repetibilidade dos resultados

Os resultados dos ensaios triaxiais podem ter sido afetados por diversos fatores. Para avaliar o seu efeito, a repetibilidade dos resultados obtidos nos ensaios foi analisada. Os fatores considerados relevantes e que motivaram a análise dessa repetibilidade foram: a heterogeneidade das propriedades dos materiais usados (solos e geossintéticos); a heterogeneidade do processo de preparação e montagem dos provetes de ensaio; e a possibilidade de terem sido usados equipamentos danificados ou descalibrados em algum período.

A heterogeneidade dos solos pode ter implicado que as amostras de solo usadas para a preparação dos diferentes provetes apresentassem propriedades mecânicas diferentes. Por exemplo, a distribuição granulométrica das partículas do solo granular pode ter variado nos diferentes provetes e pode ter alterado as suas propriedades mecânicas (provetes com mais partículas com maiores dimensões podem ter apresentado propriedades mecânicas maiores). No solo fino, além da distribuição granulométrica, diferentes níveis de plasticidade do solo também podem ter afetado as propriedades mecânicas dos provetes. A heterogeneidade das propriedades dos geossintéticos também pode ter condicionado as propriedades mecânicas dos provetes de solo reforçado. A utilização de provetes de geossintético com melhor comportamento tensão-extensão e/ou melhores propriedades de interação com o solo pode ter contribuído para o aumento da resistência mecânica dos provetes de solo reforçado.

O processo de preparação e de montagem dos provetes também pode ter afetado as suas propriedades mecânicas. Este pode ter incrementado o efeito da heterogeneidade do solo. A utilização de solo com teor em água incorreto ou heterogéneo pode ter possibilitado a utilização de provetes com características diferentes das pretendidas. Além disso, a incorreta

compactação das camadas de solo que compõem cada provete pode ter provocado a segregação das partículas do solo (este efeito também pode ter sido provocado pelo processo de saturação), ter gerado provetes com densidade heterogênea e/ou superfícies de interação entre o solo e o geossintético com propriedades de interação distintas.

Na Figura 7.4a é apresentado um provete onde a rotura foi irregular, resultante da incorreta compactação do solo. Neste provete (de solo reforçado) a rotura localizou-se nas camadas de solo superiores (camadas de solo menos densas). A incorreta desmontagem do molde usado na moldagem dos provetes pode ter provocado deformações permanentes nos provetes (protuberâncias, cavidades, embarricamento, desaprumo e inclinações) e a descentralização dos provetes em relação ao eixo de aplicação do carregamento axial (aplicação de cargas excêntricas). Na Figura 7.4b é apresentado um provete que sofreu uma rotura irregular devido à incorreta desmontagem do molde. Após a rotura, o provete apresentou um desaprumo evidente resultante da aplicação de cargas excêntricas durante o ensaio.

Todos os aspetos referidos podem ter condicionado o comportamento mecânico dos provetes ensaiados. Contudo, sempre que os provetes ensaiados apresentaram uma das anomalias referidas ou resultados muito diferentes do esperado procedeu-se à sua repetição.

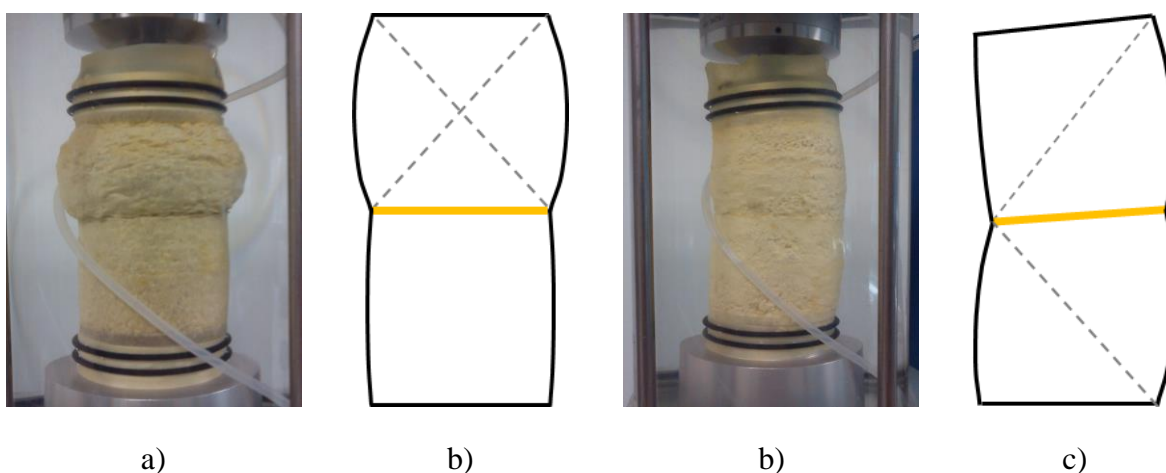


Figura 7.4. Tipos de roturas provocadas pela incorreta preparação e montagem dos provetes:
a) e b) rotura localizada numa porção do provete; c) e d) rotura determinada pelo desaprumo do provetes

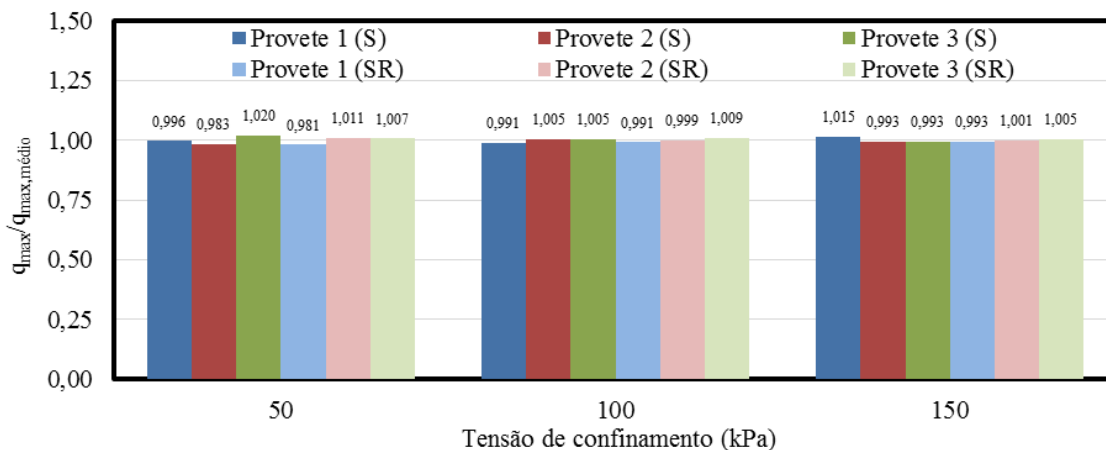
Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais podem ainda ter sido afetados pela utilização de equipamentos danificados ou descalibrados que podem ter danificado os provetes de ensaio (por exemplo: tubagens, válvulas, membranas, pedras porosas e papel de filtro) e ter

inviabilizado a correta leitura dos dados do ensaio (por exemplo: células de carga, anéis dinamométricos, transdutores de deslocamento e medidores de pressões intersticiais).

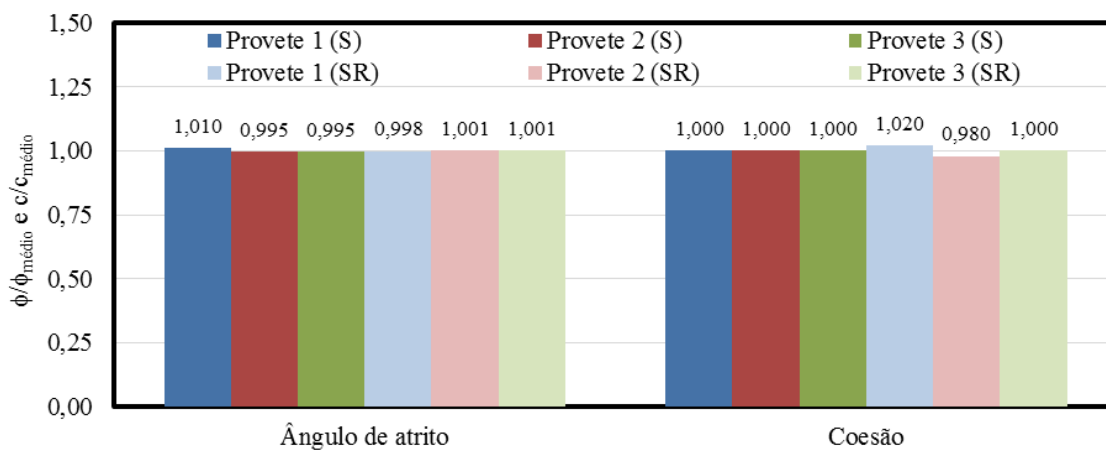
O controlo simultâneo de todos estes fatores foi difícil. Por esse motivo, para dissipar o seu efeito realizou-se a preparação e montagem dos provetes com procedimentos padronizados e avaliou-se, constantemente, o estado de conservação dos equipamentos utilizados. Mesmo tomando em consideração estes cuidados, sempre que ocorreu alguma dúvida sobre a fiabilidade dos resultados obtidos para algum dos provetes, foram realizados ensaios de confirmação ou de substituição. Idealmente, o programa de ensaios deveria ter considerado a realização de ensaios de repetição para todos os tipos de provetes. Todavia, devido a limitações de tempo para a sua realização e às avarias detetadas nos equipamentos não foi possível proceder dessa forma.

A repetibilidade dos resultados obtidos foi analisada através dos resultados obtidos em ensaios realizados a conjuntos de 3 provetes preparados e ensaiados sobre as mesmas condições. Os provetes considerados ($D = 70$ mm; solo granular; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa; $v = 0,7$ mm/min) corresponderam aos ensaios nº 1 a 3 e 13 a 18 (provetes não reforçados) e aos ensaios nº 55 a 57 e 67 a 72 (provetes reforçados com uma camada de GC) (Tabela 7.3). Os parâmetros obtidos para cada provete (q_{max} ; ϕ ; c ; e $E_{\epsilon=5\%}$) foram divididos pelos valores médios dos resultados obtidos para os 3 provetes preparados e ensaiados sobre as mesmas condições ($q_{max,médio}$; $\phi_{médio}$; $c_{médio}$; e $E_{\epsilon=5\%,médio}$). Estes coeficientes ($q_{max}/q_{max,médio}$; $\phi/\phi_{médio}$; $c/c_{médio}$; $E_{\epsilon=5\%}/E_{\epsilon=5\%,médio}$) permitiram observar a variação dos parâmetros obtidos para cada provete em relação ao seu valor médio. A repetibilidade da $\Delta V/V$ foi verificada comparando as curvas obtidas para os três provetes preparados e ensaiados sobre as mesmas condições.

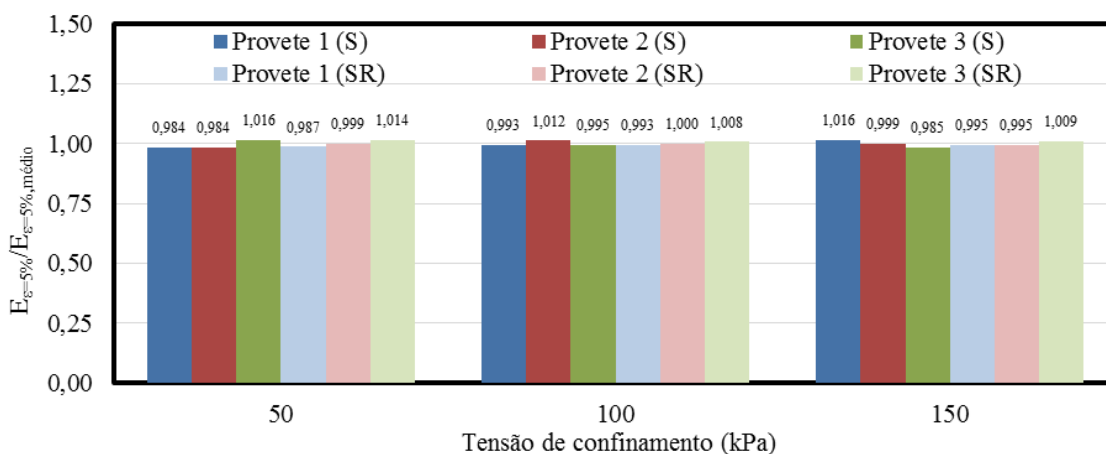
A repetibilidade da q_{max} obtida em cada provete foi analisada com os coeficientes apresentados na Figura 7.5a. Esta análise foi realizada com provetes de solo e de solo reforçado ensaiados para diferentes níveis de σ_C (50, 100 e 150 kPa). Os resultados indicam que a q_{max} observada nos provetes de solo não reforçado e solo reforçado apresentou variações, em relação aos valores médios, reduzidas e com a mesma ordem de grandeza. A variação máxima observada para os provetes de solo foi 2,0% (proвете 3 ensaiado com $\sigma_C = 50$ kPa) enquanto para os provetes de solo reforçado foi 1,9% (proвете 1 ensaiado com $\sigma_C = 50$ kPa). Deste modo, como as variações observadas para a q_{max} foram reduzidas, considerou-se que a repetibilidade deste parâmetro foi aceitável.



a)



b)



c)

Figura 7.5. Repetibilidade dos resultados dos ensaios triaxiais ($D = 70$ mm; solo granular; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa; $v = 0,5$ %/min; provetes de solo (S) ensaios nº 1 a 3 e 13 a 18; provetes de solo reforçado com uma camada de GC (SR) ensaios nº 55 a 57 e 67 a 72): a) q_{max} ; b) parâmetros de resistência; c) $E_{\epsilon=5\%}$

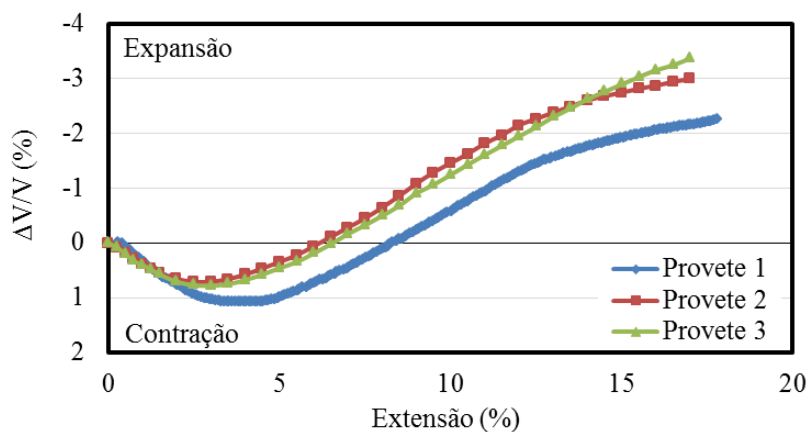
Na Figura 7.5b são apresentados os coeficientes ($\phi/\phi_{\text{médio}}$ e $c/c_{\text{médio}}$) usados para verificar a repetibilidade dos parâmetros de resistência do solo e do solo reforçado obtidos nos ensaios triaxiais. Estes coeficientes indicam que os parâmetros de resistência do solo não reforçado e do solo reforçado apresentaram variações reduzidas. A variação máxima observada para os provetes de solo foi 1,0% no ângulo de atrito do provete 1. Nos provetes de solo reforçado a variação máxima foi 2,0% observada na coesão obtida para os provetes 1 e 2. As variações observadas para os parâmetros de resistência também foram reduzidas. Deste modo, considerou-se que a repetibilidade destes parâmetros também foi aceitável.

Os valores obtidos para o coeficiente $E_{\varepsilon=5\%}/E_{\varepsilon=5\%,\text{médio}}$, considerado para analisar a repetibilidade do $E_{\varepsilon=5\%}$ do solo e do solo reforçado, indicam que a variação deste parâmetro também foi reduzida (Figura 7.5c). A variação máxima observada para os provetes de solo foi 1,6% (proвете 1 ensaiado com $\sigma_C = 150$ kPa e provete 3 ensaiado com $\sigma_C = 50$ kPa). Para os provetes de solo reforçado a variação máxima foi 1,4% (proвете 3 ensaiado com $\sigma_C = 50$ kPa). De acordo com a justificação dada para admitir a repetibilidade da q_{max} e dos parâmetros de resistência, como as variações observadas no $E_{\varepsilon=5\%}$ foram reduzidas, considerou-se que a repetibilidade deste parâmetro também foi admissível.

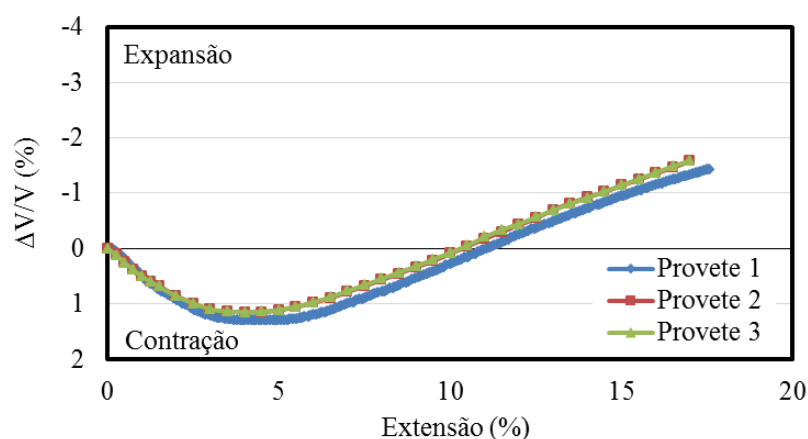
A repetibilidade da deformação volumétrica ($\Delta V/V$) foi verificada comparando o comportamento das curvas $\Delta V/V$ -extensão, obtidas para os três provetes preparados e ensaiados sobre as mesmas condições, apresentadas na Figura 7.6. Antes de apresentar os resultados obtidos nesta análise, note-se que, admitiu-se que, relativamente ao volume inicial do provete, uma $\Delta V/V$ negativa significou que ocorreu uma expansão do provete e que uma $\Delta V/V$ positiva significou que ocorreu uma contração do provete.

A observação do comportamento das curvas $\Delta V/V$ -extensão permitiu verificar que existiu alguma variação nos pares de valores, $\Delta V/V$ -extensão, principalmente, no provete 1 em ambos os tipos de provetes (de solo não reforçado e de solo reforçado). Contudo, esta variação deveu-se, essencialmente, ao facto de, no provete 1 a $\Delta V/V$ ter sido atingida para maiores extensões e não a uma diferença pronunciada no valor de $\Delta V/V$. Além disso como a $\Delta V/V$ observada foi reduzida, considerou-se que mesmo pequenas flutuações no comportamento $\Delta V/V$ -extensão podem ter sido amplificadas. Deste modo, considerou-se que a repetibilidade da $\Delta V/V$ foi aceitável, no entanto, com algumas reservas.

Por fim, embora a repetibilidade dos resultados tenha sido aceitável, como comprovado pela análise realizada, é importante ressaltar que os resultados obtidos e apresentados neste documento servem apenas para qualificar o comportamento mecânico dos provetes, ou seja, observar tendências no comportamento do solo e do solo reforçado.



a)



b)

Figura 7.6. Repetibilidade da $\Delta V/V$ obtida nos ensaios triaxiais (solo granular; $D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa): a) provetes de solo (ensaios n° 2, 14, 17); b) provetes de solo reforçado com 1 camada de GC (ensaios n° 56, 68, 71)

7.5.2. Influência da velocidade de ensaio

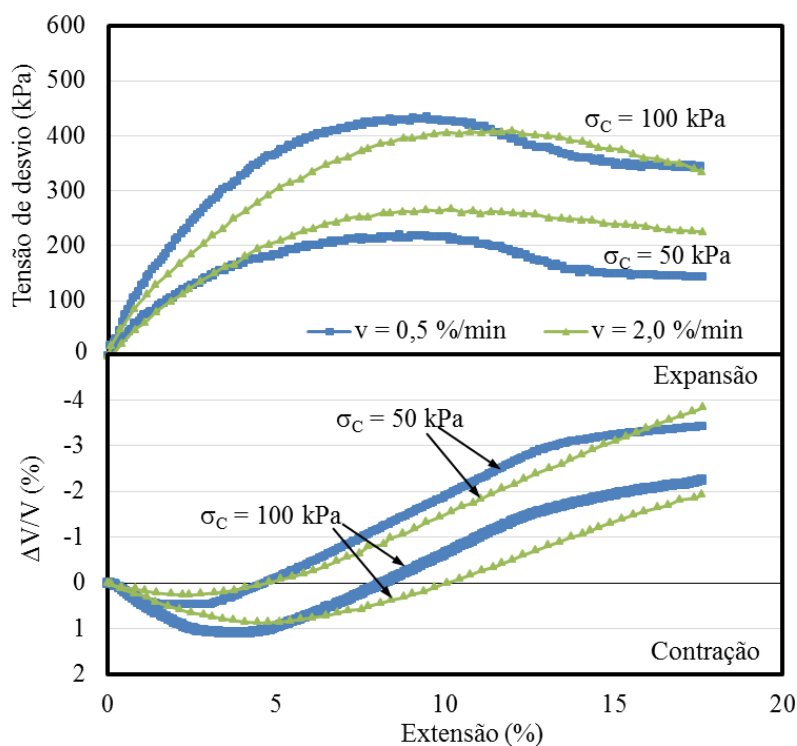
A influência da velocidade de deformação axial considerada nos ensaios de compressão triaxial foi analisada através dos resultados dos ensaios realizados a provetes preparados sobre as mesmas condições (σ_C , I_D e w) e ensaiados com $v = 0,5$ e $2,0$ %/mim (extremos do intervalo de valores recomendado pela norma ISO/TS 17892-8 (2004) para ensaios do tipo

UU). Esta análise foi realizada apenas para o solo granular e para provetes com $D = 70$ mm e $H = 140$ mm. Os resultados considerados foram obtidos nos ensaios nº 1 a 12 (provetes de solo) e 55 a 66 (provetes de solo reforçado) apresentados nas Tabelas 6.8 e 7.3.

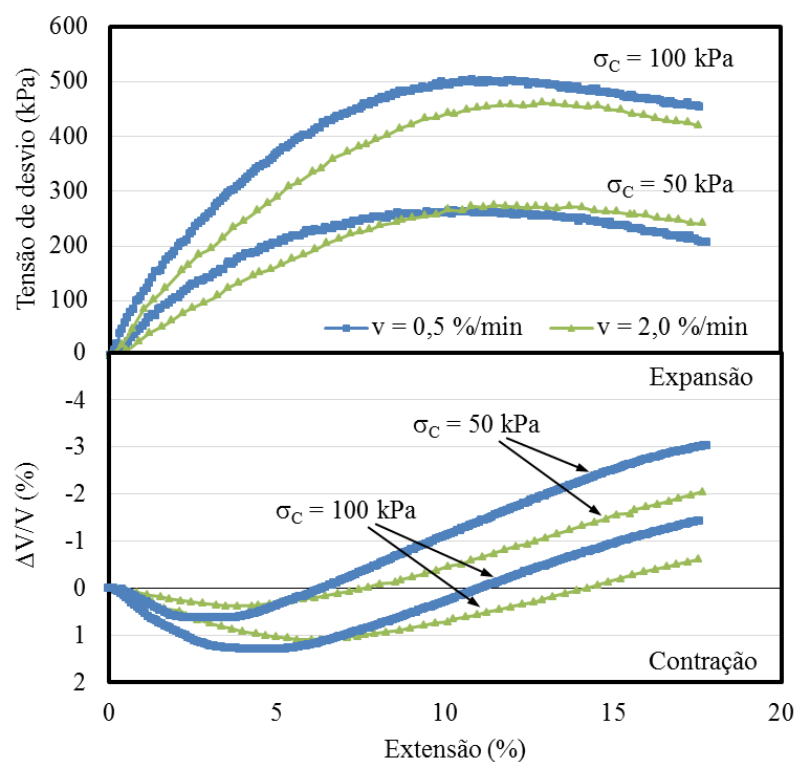
O comportamento tensão-extensão dos provetes de solo e de solo reforçado preparados com as mesmas características e ensaiados com $v = 0,5$ e $2,0$ %/mim foi, na maioria dos casos, substancialmente diferente. O comportamento da tensão de desvio máxima não obedeceu a uma tendência. Os provetes ensaiados com $v = 2,0$ %/min apresentaram tensões de desvio máximas com variações entre $-9,3\%$ e $21,5\%$ em relação aos provetes ensaiados com $v = 0,5$ %/min. A extensão na rotura dos provetes foi, na maioria dos casos, maior nos provetes ensaiados com velocidade de deformação axial maior, $v = 2,0$ %/mim (variações entre $-21,1\%$ e $37,9\%$). O comportamento inverso observou-se para a rigidez secante. O $E_{\epsilon=5\%}$ foi, na maioria dos casos, maior nos provetes ensaiados com $v = 0,5$ %/mim (variações entre $-10,9\%$ e $30,9\%$). Por fim, a deformação volumétrica medida nos provetes foi maior quando foram ensaiados com $v = 0,5$ %/min. Estes provetes sofreram maiores deformações por contração do volume (na fase inicial do ensaio) e maiores deformações por expansão do volume após o mínimo das curvas $\Delta V/V$ -extensão.

O comportamento descrito pode ser confirmado nos resultados apresentados na Figura 7.7 que correspondem aos provetes de solo e de solo reforçado com uma camada de GC ensaiados com diferentes velocidades de deformação axial ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ e 100 kPa; $v = 0,5$ e $2,0$ %/min).

Relativamente aos parâmetros de resistência, nos provetes de solo (Tabela 6.8) preparados com $w = 0\%$ e $I_D = 83\%$ observou-se que, com o aumento da velocidade de ensaio de $0,5$ %/min para $2,0$ %/min, o ângulo de atrito do solo diminuiu de $41,8^\circ$ para $36,8^\circ$ ($-12,0\%$) e a coesão aumentou de 0 kPa para 13 kPa. Para provetes semelhantes mas preparados com $I_D = 53\%$ as variações dos parâmetros de resistência do solo foram substancialmente menores. O aumento de v provocou um aumento do ângulo de atrito de $36,6^\circ$ para $36,9^\circ$ ($0,8\%$) e manteve a coesão igual a 0 kPa. Deste modo, verificou-se que, para os provetes de solo mais densos, a v pareceu influenciar os parâmetros de resistência do solo. A utilização de uma v maior proporcionou a obtenção de parâmetros de resistência incomuns em areias. A coesão obtida nesses provetes de solo ($c = 13$ kPa), provavelmente, não corresponde a uma propriedade física do solo porque este é essencialmente granular.



a)



b)

Figura 7.7. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular ensaiados com diferentes velocidades de deformação axial ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_c = 50$ e 100 kPa; $v = 0,5$ e $2,0$ %/min): a) provetes de solo (ensaios nº 1, 2, 4 e 5); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 55, 56, 58 e 59)

Nos provetes de solo reforçado correspondentes (Tabela 7.3) foi observado um comportamento diferente nos parâmetros de resistência. Nos provetes preparados com $w = 0\%$ e $I_D = 83\%$ observou-se que o aumento da velocidade de deformação axial usada no ensaio resultou numa diminuição de $-0,7\%$ do ângulo de atrito, de $43,3^\circ$ ($v = 0,5 \text{ \%/mim}$) para $43,0^\circ$ ($v = 2,0 \text{ \%/mim}$) e na diminuição da coesão, de $10,1 \text{ kPa}$ ($v = 0,5 \text{ \%/mim}$) para 0 kPa ($v = 2,0 \text{ \%/mim}$). Nos provetes preparados com $w = 0\%$ e $I_D = 53\%$, a coesão obtida foi igual (0 kPa) e o ângulo de atrito foi $3,2\%$ menor nos provetes ensaiados com $v = 2,0 \text{ \%/mim}$.

Os resultados parecem indicar que os provetes ensaiados com a maior velocidade de deformação axial sofreram alguma instabilidade interna provocada pelo desenvolvimento, mais rápido, de tensões e deformações entre as partículas. A consequência deste processo parece ter sido a deterioração do comportamento mecânico dos provetes de solo e de solo reforçado (embora, em alguns casos a q_{\max} tenha sido maior para provetes ensaiados com $v = 2,0 \text{ \%/mim}$, em grande parte dos provetes ensaiados com $v = 0,5 \text{ \%/min}$, q_{\max} e a $E_{\varepsilon=5\%}$ foi maior e $\varepsilon_{q_{\max}}$ foi menor).

Estes resultados, não estão de acordo com as conclusões relatadas por Markou e Droudakis (2006). Esse estudo diz que a resistência ao corte de uma areia reforçada parece não ter sido afetada pela velocidade de deformação axial usada nos ensaios. No entanto, os materiais considerados no estudo não têm propriedades comparáveis, o número de camadas de reforço usadas nos provetes foi diferente, e o intervalo de valores de velocidade de deformação axial considerado por Markou e Droudakis (2006) foi maior.

Os resultados considerados nesta análise e apresentados nesta secção foram usados para escolher a velocidade de deformação axial usada nos restantes ensaios realizados. Pelos motivos apresentados, optou-se por utilizar a menor velocidade de deformação axial sugerida pela norma ISO/TS 17892-8 (2004) ($v = 0,5 \text{ \%/min}$) para realizar os restantes ensaios do tipo UU. Para os ensaios do tipo CD não foi realizada uma análise deste tipo. A velocidade de deformação axial considerada correspondeu ao valor máximo sugerido pela norma ISO/TS 17892-9 (2004) ($v = 0,2 \text{ \%/min.}$).

7.5.3. Influência dos geossintéticos

Nesta seção são analisadas as diferenças entre o comportamento mecânico dos provetes de solo e dos provetes de solo reforçado. A influência da configuração das camadas de geossintético e do tipo de geossintético também foram analisadas. Esta análise foi realizada

considerando apenas os resultados dos provetes de solo granular. Uma comparação do comportamento observado para os provetes dos dois tipos de solos considerados é apresentada na secção 7.5.8.

7.5.3.1. Solo *versus* solo reforçado

De forma geral, os resultados dos ensaios realizados a provetes de solo (Tabela 6.8) e de solo reforçado correspondentes (Tabela 7.3), preparados e ensaiados segundo as mesmas condições, permitem verificar que o comportamento tensão-extensão melhorou com a inclusão do geossintético (a tensão de desvio máxima, a extensão na rotura e a rigidez aumentaram). Como consequência, também os parâmetros de resistência do solo aumentaram com a inclusão do reforço. Nos ensaios em que foi possível calcular os parâmetros de resistência dos provetes de solo e de solo reforçado, no momento da rotura (parâmetros de pico), verificou-se que os provetes de solo reforçado tinham ângulo de atrito e coesão maiores (incremento mais ou menos elevado conforme as características dos provetes ensaiados).

Para ilustrar o que foi referido, apresentam-se os resultados obtidos para o provete de solo granular (ensaio nº 14) e para o provete de solo granular reforçado com uma camada de GC (ensaio nº 68), preparados e ensaiados segundo as mesmas condições ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa).

As curvas tensão-extensão e $\Delta V/V$ -extensão dos provetes são apresentadas na Figura 7.8. As curvas tensão-extensão mostram que a inclusão da camada de reforço aumentou a tensão de desvio máxima de 441,5 kPa para 507,8 kPa (aumento de 15,0%), a extensão na rotura de 8,5% para 11,5 % (aumento de 35,3%) e a rigidez secante ($E_{\epsilon=5\%}$) de 7,42 MPa para 7,46 MPa (0,5%). Isto significa que, para níveis de extensão iguais, o provete de solo reforçado suportou tensões de desvio mais elevadas que o provete de solo.

As curvas $\Delta V/V$ -extensão dos provetes demonstram que, numa primeira fase, os provetes sofreram diminuições de volume (predominantemente deformações verticais) até atingirem o mínimo das curvas $\Delta V/V$ -extensão. A diminuição do volume resultou do processo de densificação inicial dos provetes, já que o I_D considerado não era extremamente elevado (na secção 7.5.5 é analisada a diferença de comportamento dos provetes para diferentes I_D). No provete de solo reforçado a diminuição de volume foi maior, ou seja, para níveis de extensão iguais, este provete tinha um volume menor que o provete de solo correspondente (este efeito foi observado para todos os conjuntos de provetes de solo e de solo reforçado

correspondentes). Isto ocorreu porque, além do referido, a inclusão das camadas de geossintético aumentou o confinamento do solo (principalmente nas suas imediações) permitindo que o processo de densificação fosse prolongado. O facto de as camadas de geossintético serem compressíveis (provocaram deformações verticais maiores no provete) também pode ter contribuído para a diminuição do volume do provete nesta primeira fase.

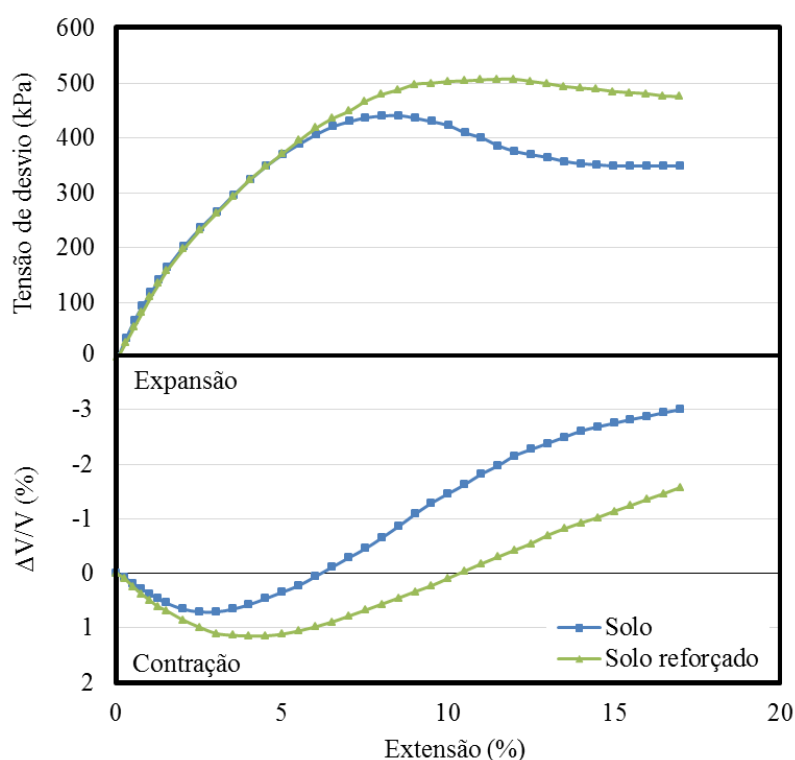


Figura 7.8. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio n° 14) e reforçado com uma camada de GC (ensaio n° 68) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa)

Após o mínimo das curvas $\Delta V/V$ -extensão, o solo atingiu a densidade máxima, ou seja, os espaços vazios escassearam. Assim, para ocorrerem os movimentos relativos entre as partículas, provocados pela aplicação do carregamento axial, estas tiveram de se afastar implicando o aumento do volume dos provetes (nesta fase, as deformações horizontais foram acentuadas). Note-se que, tal como esperado, o pico das curvas tensão-extensão ocorreu para, sensivelmente, a mesma extensão onde a $\Delta V/V$ mudou de sinal, ou seja, o máximo da curva tensão-extensão ocorreu quando o provete voltou ao seu volume inicial.

Por fim, em teoria, a alteração do volume dos provetes não é ilimitada. Quando o solo atinge o seu estado crítico (onde podem ser aplicadas tensões de corte ilimitadas sem que ocorram alterações na tensão de desvio e no volume específico) a alteração do volume do provete

cessa. Este fenómeno não foi observado nos ensaios realizados porque ocorreriam para níveis de extensão não suportados pelo equipamento de ensaio.

Contudo, excetuando a $\Delta V/V$, os parâmetros referidos sofreram variações pouco acentuadas quando os provetes foram sujeitos a pequenas deformações (para extensões $< 3\%$). Nesta gama de extensões a diminuição da espessura da camada de geossintético, quando sujeita a um carregamento, pode ter anulado a melhoria do comportamento mecânico que, em regra, induz nos provetes de solo reforçado. Além disso, a resistência da camada de geossintético só foi mobilizada quando este sofreu deformações (extensões) o que pode não ter ocorrido para extensões $< 3\%$.

A influência da inclusão do reforço nos parâmetros de resistência pode ser analisada através dos resultados apresentados na Figura 7.9. Os resultados foram obtidos a partir dos ensaios realizados a 3 provetes de solo (nº 1 a 3 e 13 a 18) e 3 provetes de solo reforçado com uma camada de GC (nº 55 a 57 e 67 a 71), preparados e ensaiados segundo as mesmas condições ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa). Na Figura 7.9 são representados os resultados num gráfico s' - t para permitir a representação das envolventes de rotura e o cálculo dos parâmetros de resistência de pico dos dois tipos de provetes.

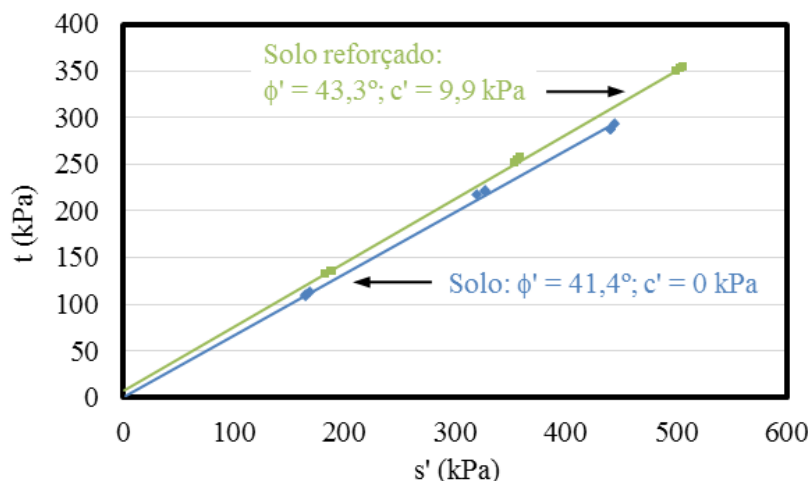


Figura 7.9. Envolventes de rotura lineares dos provetes de solo (ensaios nº 1 a 3 e 13 a 18) e de solo reforçado (ensaios nº 55 a 57 e 67 a 71) considerados para analisar a influência da inclusão do reforço nos parâmetros de resistência do solo ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$)

As envolventes de rotura lineares apresentadas foram obtidas através de regressões lineares dos conjuntos de valores s' - t , obtidos para as três tensões de confinamento consideradas (3 provetes por σ_C). Os parâmetros de resistência calculados foram maiores nos provetes de solo

reforçado. A inclusão da camada do geocompósito GC provocou o aumento do ângulo de atrito de $41,4^\circ$ para $43,3^\circ$ (4,6%) e da coesão de 0 kPa para 9,9 kPa.

Contudo, tal como referido por Ruiken e Ziegler (2008), os parâmetros de resistência do solo reforçado dependem da tensão de confinamento utilizada nos ensaios e devem ser calculados através de envolventes de rotura bilineares. Na Figura 7.10 é apresentada a envolvente de rotura bilinear obtida para os mesmos provetes de solo reforçado e os parâmetros de resistência correspondentes.

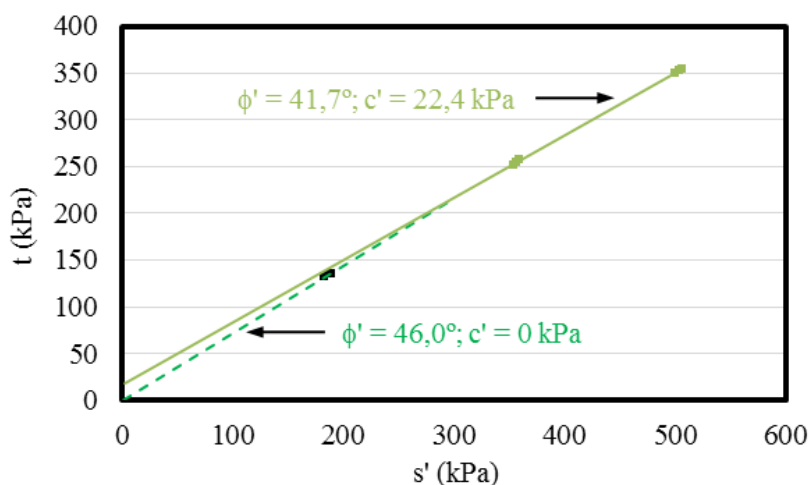


Figura 7.10. Envolvente de rotura bilinear dos provetes de solo reforçado (ensaios nº 55 a 57 e 67 a 71) considerados para analisar a influência da inclusão do reforço nos parâmetros de resistência do solo ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$)

A primeira parte da envolvente de rotura corresponde à reta que liga a origem do gráfico ao conjunto de valores s^t - t obtidos para a σ_C de 50 kPa. A segunda parte da envolvente de rotura (linha contínua) foi obtida através de uma regressão linear dos conjuntos de valores s^t - t , obtidos para as σ_C de 100 e 150 kPa. A divisão das duas partes da envolvente de rotura bilinear foi realizada para a $\sigma_C = 50$ kPa porque permitiu confirmar as observações reportadas por Ruiken e Ziegler (2008) (para σ_C reduzidas o ângulo de atrito do solo reforçado é maior do que o mesmo parâmetro obtido para o solo sem reforço; e para σ_C elevadas o ângulo de atrito é aproximadamente igual para ambos os tipos de provetes, mas a coesão é maior para o solo reforçado).

A envolvente de rotura bilinear permite verificar que, para σ_C reduzidas, o ângulo de atrito do provete de solo reforçado ($46,0^\circ$) foi maior que o obtido para o provete de solo ($41,4^\circ$) e que, para σ_C elevadas, o ângulo de atrito permaneceu praticamente inalterado para ambos os

provetes ($41,4^\circ$ para o provete de solo e $41,7^\circ$ para o provete de solo reforçado), enquanto a coesão aumentou (0 kPa para o provete de solo e 22,4 kPa para o provete de solo reforçado). Deste modo, parece plausível admitir que as observações reportadas por Ruiken e Ziegler (2008) foram confirmadas pelos resultados obtidos neste estudo. No entanto, é importante referir que, para a construção da envolvente de rotura bilinear, deveriam ter sido utilizados mais resultados principalmente obtidos em ensaios realizados com tensões de confinamento menores (a caracterização da envolvente de rotura para tensões de confinamento reduzidas é mais complexa). Por este motivo, os parâmetros de resistência do solo reforçado apresentados nas Tabelas 7.3 e 7.4 foram obtidos através de envolventes de rotura lineares.

Os tipos de rotura e a localização predominante das superfícies de rotura observadas nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial são apresentadas na Figura 7.11. Estas foram observadas, durante e após os ensaios de compressão triaxial, através da inspeção visual dos provetes.

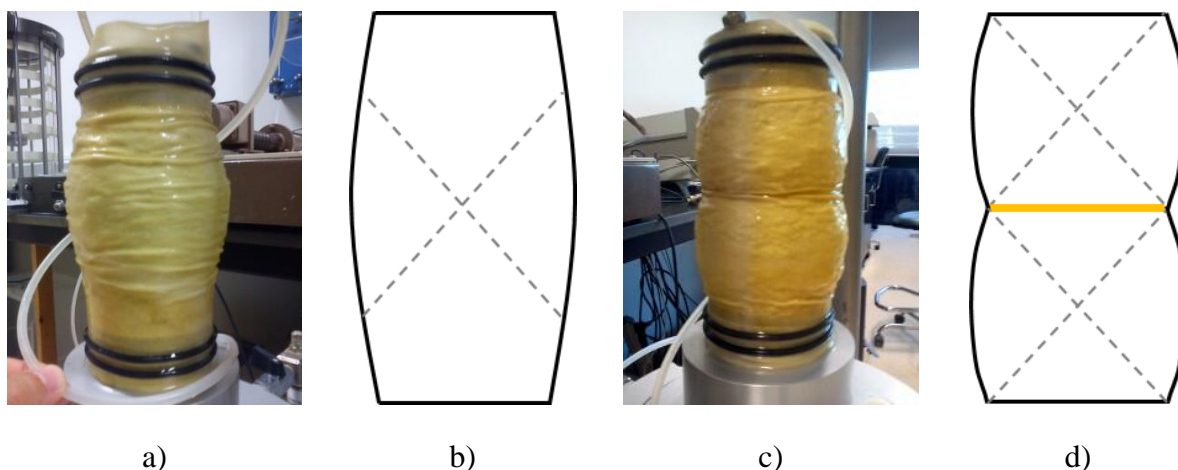


Figura 7.11. Tipos de rotura e localização predominante das superfícies de rotura observadas nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) e b) 0 reforços; c) e d) 1 reforço

A rotura dos provetes de solo foi tipicamente por embarricamento (Figura 7.11a). Os provetes de solo reforçado atingiram a rotura por abaulamento do solo acima e abaixo da camada geossintético (Figura 7.11c), ou seja, a porção de solo acima e abaixo da camada de geossintético sofreram embarricamento. Isto ocorreu porque a deformação radial do solo foi restringida pela camada de reforço na região central do provete (a resistência de corte da interface solo-reforço foi mobilizada) e porque a deformação radial do solo foi maior que a do geossintético. Os tipos de rotura observados foram semelhantes aos relatados por Haeri *et al.* (2000).

Na Figura 7.11 são apresentadas, ainda, as superfícies de corte tipicamente observadas nos provetes ensaiados. Estas são representações esquemáticas das superfícies observadas nos ensaios. Nos provetes de solo (Figura 7.11b) observaram-se duas superfícies de corte diagonais na região central da amostra. Nos provetes de solo reforçado (Figura 7.11d), as superfícies de corte observadas tinham a mesma configuração (inclinação semelhante), mas foram duplicadas e transferidas para as regiões não reforçadas dos provetes (as superfícies de corte não trespassaram o provete de geossintético).

7.5.3.2. Número e posição das camadas de geossintético

A análise da influência do número e da posição das camadas de geossintético no comportamento mecânico dos provetes de solo reforçado foi realizada através da comparação do comportamento dos provetes de solo (ensaio nº 14, Tabela 6.8) e de solo reforçado com diferentes configurações de camadas de GC (ensaios nº 68, 75, 77, 80, Tabela 7.3), preparados e ensaiados segundo as mesmas condições ($D = 70 \text{ mm}$; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$).

As configurações das camadas de GC consideradas são representadas na Figura 7.12. Os espaçamentos entre as camadas de reforço considerados nos ensaios não correspondem aos espaçamentos considerados nas estruturas de solo reforçado. Isto acontece por causa das reduzidas dimensões dos provetes de ensaio. Deste modo, não é possível garantir que o comportamento mecânico dos provetes de solo reforçado observado nos ensaios é semelhante ao comportamento do solo reforçado nas estruturas.

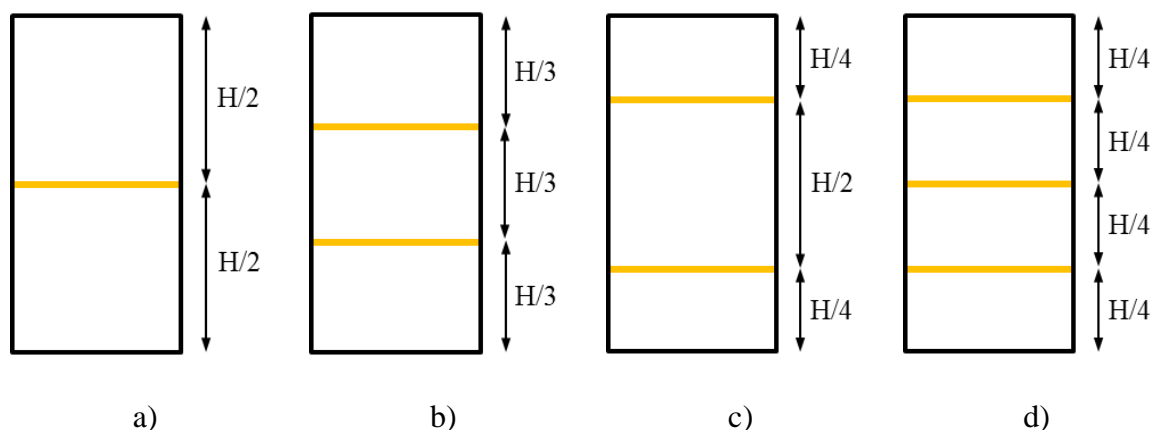


Figura 7.12. Número e posição das camadas de geossintético utilizadas nos provetes reforçados dos ensaios triaxiais: a) 1 camada (posição $1/2H$); b) 2 camadas (posição $1/3H$ e $2/3H$); c) 2 camadas (posição $1/4H$ e $3/4H$); d) 3 camadas (posição $1/4H$, $2/4H$ e $3/4H$)

O comportamento tensão-extensão desses provetes é apresentado na Figura 7.13. A tensão de desvio máxima dos provetes reforçados com mais do que uma camada de reforço não foi alcançada (ocorreria para extensões não comportadas pelo equipamento de ensaio). Por esse motivo, não foi possível quantificar completamente o acréscimo de resistência devido à inclusão de mais camadas de reforço. Contudo, os resultados apresentados na Figura 7.13 mostram que a inclusão de mais camadas de reforço melhorou o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo reforçado, ou seja, para níveis de extensão iguais, à medida que o número de camadas de reforço aumentou, os provetes suportaram tensões de desvio mais elevadas.

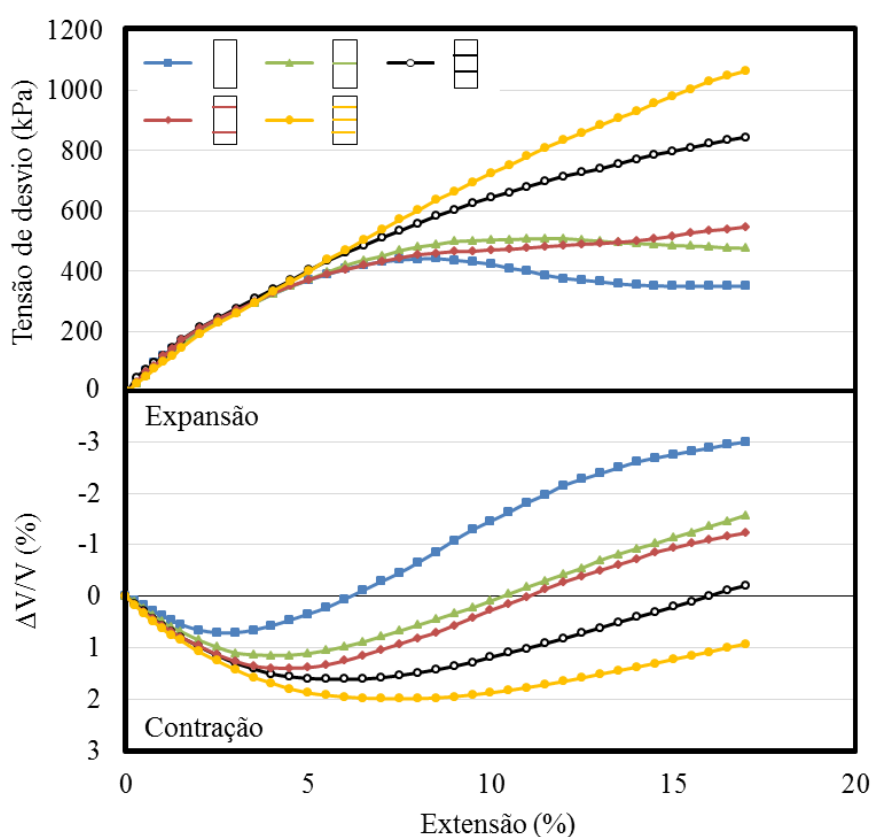


Figura 7.13. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio nº14) e reforçado com diferentes configurações de camadas de GC (ensaios nº 68, 75, 77 e 80) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100$ kPa)

Isto ocorreu porque a inclusão de mais camadas de reforço implicou a redução do seu espaçamento vertical e o crescimento do confinamento do provete (efeito que surge com a inclusão das camadas de reforço reportado por Ruiken *et al.* (2010), Ruiken e Ziegler (2008), Sieira (2003) e Rajagopal *et al.* (1999)).

A exceção foi observada no provete reforçado com duas camadas de reforço posicionadas a 1/4H e a 3/4H (Figura 7.12c). A resistência deste provete foi similar à do provete reforçado com uma camada de reforço (espaçamento vertical máximo entre camadas igual a H/2 em ambos os provetes) e muito diferente da resistência do provete reforçado com duas camadas de reforço posicionadas a 1/3H e a 2/3H (espaçamento vertical máximo entre camadas igual a 1/3H, Figura 7.12b). Assim verificou-se que, quando a inclusão de mais camadas de reforço não conduzir a uma redução efetiva do seu espaçamento vertical também não aumentou a resistência do provete.

Conclui-se então que além do número de camadas de reforço, o espaçamento vertical entre as camadas também condicionou o aumento da resistência do provete (menor espaçamento vertical entre camadas de reforço conduziu a um maior aumento da resistência do provete).

Para extensões reduzidas (extensões < 3%) a rigidez secante destes provetes foi semelhante (curvas tensão-extensão quase coincidentes). O $E_{\epsilon=5\%}$ permitiu verificar que, embora a rigidez tenha sido mais elevada no provete reforçado com duas camadas de reforço posicionadas a 1/3H e a 2/3H, pareceu existir uma tendência para este parâmetro aumentar com a inclusão de mais camadas de reforço (0 reforços: $E_{\epsilon=5\%} = 7,42$ MPa; 1 reforço: $E_{\epsilon=5\%} = 7,46$ MPa; 2 reforços (1/4H e a 3/4H): $E_{\epsilon=5\%} = 7,44$ MPa; 2 reforços (1/3H e a 2/3H): $E_{\epsilon=5\%} = 8,07$ MPa; 3 reforços: $E_{\epsilon=5\%} = 7,99$ MPa).

Esta tendência confirmou-se para extensões maiores. A inclinação das curvas tensão-extensão dos provetes (e como consequência a rigidez dos provetes) cresceu com a inclusão de mais camadas de reforço. Mais uma vez, pelas mesmas razões referidas, a exceção foi o provete reforçado com duas camadas de reforço posicionadas a 1/4H e a 3/4H (rigidez semelhante à do provete reforçado com uma camada de GC). O espaçamento vertical entre as camadas de reforço também condicionou o comportamento da rigidez dos provetes.

Como referido, os provetes reforçados com mais do que uma camada de GC não atingiram a rotura (q_{\max}) (Figura 7.13). Por esse motivo não foi possível calcular os parâmetros de resistência destes provetes e realizar uma comparação semelhante à realizada na secção 7.5.3.1 (comparação entre os parâmetros de resistência do solo e do solo reforçado com uma camada de GC).

As curvas $\Delta V/V$ -extensão dos provetes reforçados com diferentes configurações de camadas de geossintético, apresentadas na Figura 7.13, confirmam as observações realizadas na secção 7.5.3.1. Além disso, verificou-se que a variação do volume dos provetes (com o

comportamento semelhante ao referido na secção 7.5.3.1) aumentou com o incremento do número de camadas de reforço. Por um lado, na fase de contração dos provetes, quanto mais camadas compressíveis de GC foram usadas maior foi a redução de volume dos provetes. Por outro lado, na fase de expansão dos provetes, quanto mais camadas de reforço (contínuo) foram usadas maior foi a restrição dos movimentos verticais das partículas do solo (menos deformações verticais) e maior foi o aumento do confinamento dos provetes (menores deformações horizontais), ou seja, menor foi a expansão dos provetes.

Os tipos de rotura e a localização predominante das superfícies de rotura observados nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial com várias camadas de reforço são apresentados na Figura 7.14. Ao contrário das imagens apresentadas na Figura 7.11, as superfícies de rotura não são apresentadas em todos os provetes. Isto sucede porque não foi possível visualizá-las durante e após os ensaios, não significando, contudo, que não tenham ocorrido.

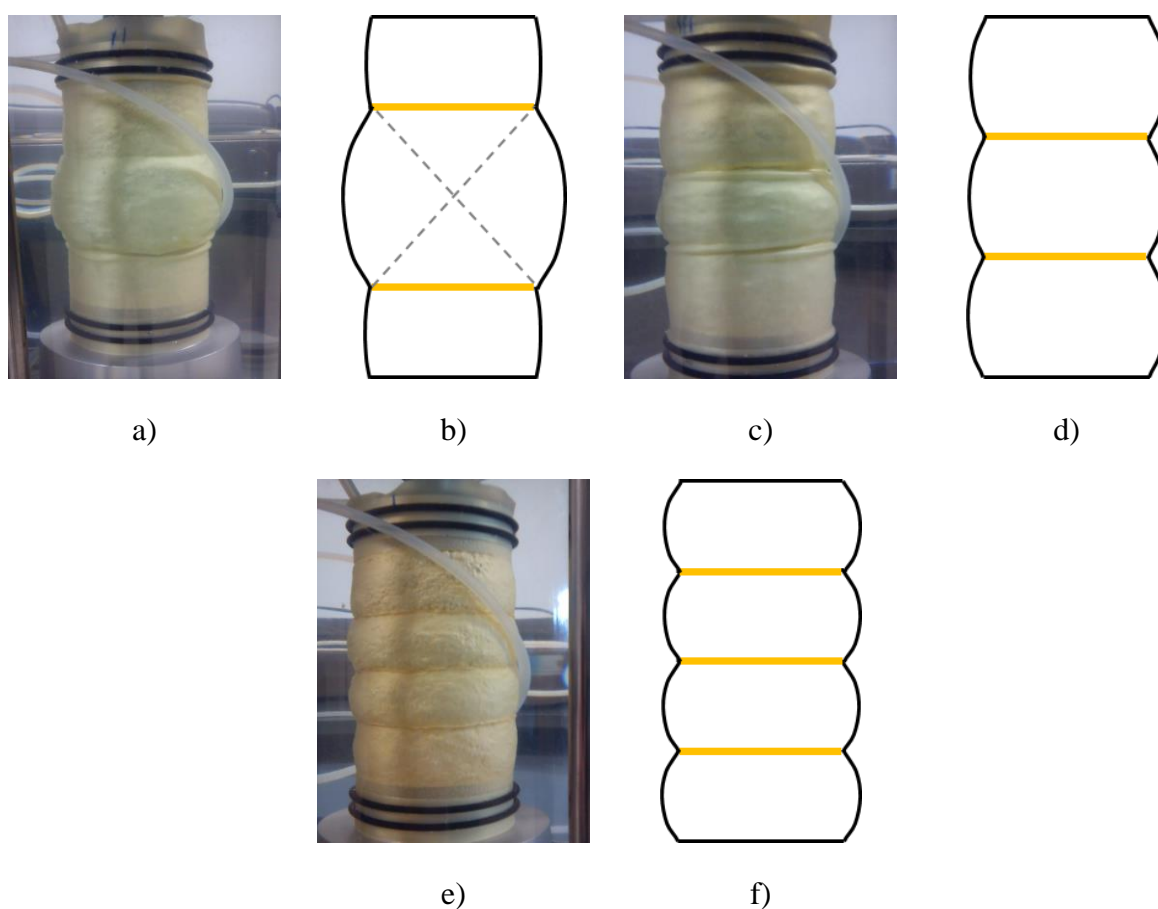


Figura 7.14. Tipos de rotura e localização predominante das superfícies de rotura observadas nos provetes sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) e b) 2 reforços colocados a $1/4 H$; $3/4 H$; c) e d) 2 reforços colocados a $1/3 H$ e $2/3 H$; e) e f) 3 reforços

A rotura dos provetes de solo reforçado com diferentes números de camadas de geossintético ocorreu por embarricamento do solo acima e abaixo das camadas geossintético (fenómeno idêntico ao ocorrido nos provetes reforçados com apenas uma camada de geossintético). A inspeção visual dos provetes, após o ensaio, permitiu verificar que a deformação por embarricamento das diferentes camadas de solo diminuiu com o aumento do número de camadas de geossintético e a diminuição do espaçamento vertical entre as mesmas (o aumento do confinamento do solo foi mais acentuado).

Por fim, resta referir que as observações registadas nesta seção, para todos os parâmetros analisados, podem ser generalizadas para os provetes ensaiados com σ_C igual a 50 e 150 kPa e os provetes de maior dimensão ($D = 150$ mm) preparados e ensaiados sobre as mesmas condições.

7.5.3.3. Tipo de geossintético

Os geossintéticos considerados nos ensaios triaxiais foram o GC e a GG2. O GT não foi considerado porque não é um material com função predominante de reforço (funções principais: filtragem e separação). Relativamente às geogrelhas (GG1 e GG2), assumiu-se que a sua utilização estava condicionada pelo princípio descrito pela norma ASTM D5321 (2008) (utilizado por Sieira (2003)) que diz que a relação entre a dimensão das aberturas do geossintético (S_g) e o diâmetro dos provetes dos ensaios triaxiais (D) (S_g/D) deve ser menor que $1/5 = 0,2$. Considerando os provetes com $D = 70$ mm, a GG1 tinha $S_g/D = 3,06 > 0,2$ e a GG2 tinha $S_g/D = 0,36 > 0,2$. Deste modo, foi necessário realizar ensaios com provetes de maior dimensão.

A célula triaxial disponível tinha capacidade máxima para provetes com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Para provetes com esta dimensão, a GG1 apresentou uma relação $S_g/D = 1,43 > 0,2$, muito acima do valor sugerido pela norma ASTM D5321 (2008), não podendo ser utilizada nos ensaios. A GG2 apresentou uma relação $S_g/D = 0,17 < 0,2$ e, por este motivo, foi considerada para a realização de ensaios triaxiais, no entanto, apenas em provetes com $D = 150$ mm.

A utilização de provetes reforçados com geossintéticos diferentes (GC e GG2) só foi possível em provetes com maior dimensão ($D = 150$ mm e $H = 300$ mm). Deste modo, a análise da influência do tipo de geossintético no comportamento mecânico dos provetes de solo granular reforçado foi realizada com os resultados obtidos nos ensaios nº 100, 103, 106 e 109 (solo

reforçado) e nº 37 (ensaio de referência: provete de solo). Os provetes ensaiados tinham as seguintes características: solo granular; $D = 150$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ kPa; e diferentes números de camadas de reforço (1 ou 3).

As curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios referidos são apresentadas na Figura 7.15. Uma vez mais, tal como referido, a inclusão de mais camadas de geossintético aumentou a resistência dos provetes (tal como observado para as amostras com $D = 70$ mm). Este efeito ocorreu nos provetes reforçados com os dois tipos de geossintético. Além disto, o comportamento tensão-extensão demonstrado pelos provetes reforçados com GC e GG2 não foi muito diferente. Os provetes reforçados com GG2 foram ligeiramente mais resistentes (para os mesmos níveis de extensão apresentaram tensões de desvio maiores).

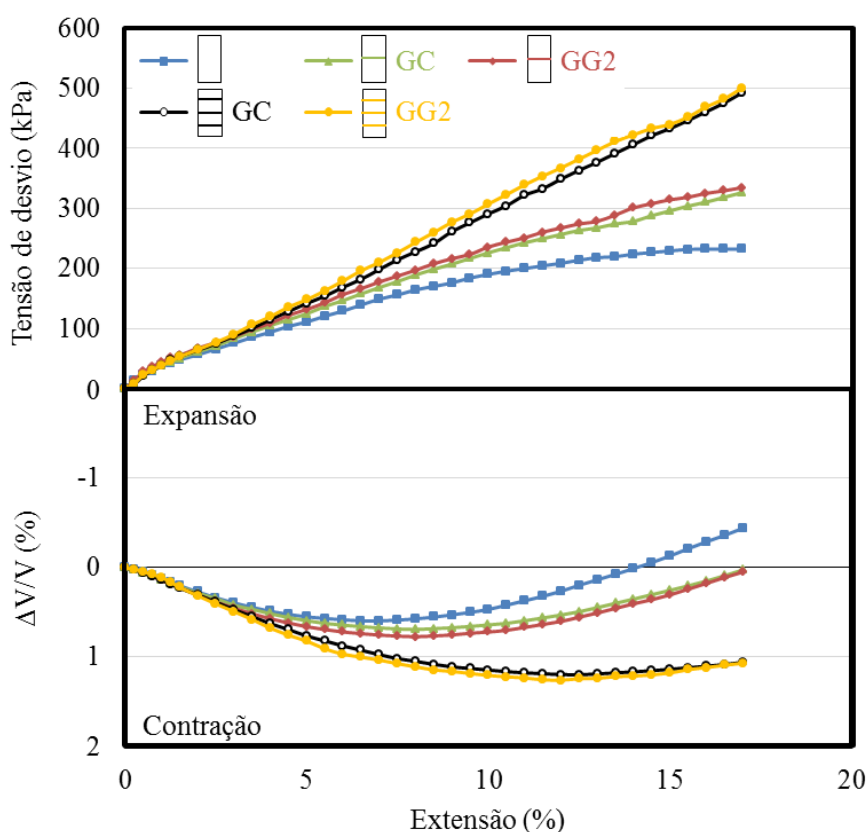


Figura 7.15. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular não reforçado (ensaio nº37) e reforçados com geossintéticos diferentes (GC e GG2) (ensaios nº 100, 103, 106 e 109) ($D = 150$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50$ kPa)

Os provetes com $D = 150$ mm não atingiram a rotura. Por esse motivo, não foi possível obter parâmetros de pico e, assim, quantificar as diferenças de comportamento e os parâmetros de resistência dos provetes ensaiados. A diferença de comportamento observada (q_{fin} foi maior

nos provetes reforçados com GG2; variação entre 0,2% e 9,6%) poderia, na realidade, ser diferente para níveis de extensão maiores.

A rigidez secante apresentou um comportamento semelhante. O $E_{\varepsilon=5\%}$ do provete de solo reforçado com 1 camada de GG2 ($E_{\varepsilon=5\%} = 2,64$ MPa) foi 6,0% maior que o $E_{\varepsilon=5\%}$ do provete de solo reforçado com 1 camada de GC ($E_{\varepsilon=5\%} = 2,49$ MPa). Nos provetes reforçados com 3 camadas de reforço a diferença foi menos acentuada. O $E_{\varepsilon=5\%}$ do provete de solo reforçado com 3 camadas de GG2 ($E_{\varepsilon=5\%} = 2,96$ MPa) foi 4,2% maior que o $E_{\varepsilon=5\%}$ do provete de solo reforçado com 3 camadas de GC ($E_{\varepsilon=5\%} = 2,84$ MPa).

As curvas $\Delta V/V$ -extensão dos provetes referidos (Figura 7.15) são praticamente coincidentes confirmando a semelhança entre o comportamento dos provetes reforçados com os dois tipos de geossintético.

A diferença entre o comportamento dos provetes de solo reforçado com os dois tipos de geossintéticos pode ter sido, essencialmente, afetada por três fatores: a resistência à tração dos geossintéticos, as propriedades de interação entre os geossintéticos e o solo e a estrutura do geossintético.

A resistência à tração dos geossintéticos (GG2: MD - $RT_{\max} = 43,9$ kN/m e CMD - $RT_{\max} = 50,8$ kN/m; GC: MD - $RT_{\max} = 54,6$ kN/m e CMD - $RT_{\max} = 15,6$ kN/m) parece não ter influenciado o comportamento do material compósito (solo-geossintético). Após os ensaios, não se verificaram extensões muito expressivas nos provetes de geossintético (mesmo no caso do GC, material uniaxial com resistência à tração muito mais baixa na CMD). Isto indicia que os provetes de geossintético não foram sujeitos a grandes níveis de tensão por tração (grande parte da sua resistência à tração não foi mobilizada) e pode justificar, em parte, a pequena variação observada no comportamento mecânico dos provetes de solo reforçado com os dois tipos de geossintético.

Os outros parâmetros que podem ter condicionado os resultados foram as propriedades de interação entre o solo e os geossintéticos. Estes não foram alvo de estudo neste documento. Ferreira *et al.* (2015) realizou um programa de ensaios de corte direto de laboratório considerando, entre outros materiais, o mesmo solo granular e os mesmos geossintéticos usados neste estudo. Os coeficientes de interação entre o solo e o GC são 0,68 e entre o solo e a GG2 variaram entre 0,90 e 0,93 (obtidos para provetes de solo seco com $I_D = 85\%$ e $\sigma_C = 50$ e 100 kPa), ou seja, são consideravelmente menores quando considerado o GC.

Deste modo, antes da realização dos ensaios esperava-se que os provetes reforçados com GG2 fossem mais resistentes (coeficientes de atrito maiores possibilitam a mobilização de maiores tensões entre o solo e o reforço). No entanto, esta hipótese carecia de validação porque os movimentos relativos na interface entre os dois materiais são diferentes nos dois tipos de ensaios (triaxial e corte direto). Os resultados obtidos foram os esperados. Como referido os provetes reforçados com GG2 apresentaram q_{fin} maiores. Contudo, como referido a tensão mobilizada (para deformações reduzidas) foi pequena em ambos os tipos de provetes pelo que a diferença observada nos coeficientes de interação (que foram obtidos para grandes deformações) pode não ter sido suficiente para provocar uma diferença significativa na resistência dos provetes.

Por fim, os dois geossintéticos considerados nesta análise têm estruturas diferentes. O geocompósito GC é um material contínuo enquanto a geogrelha GG2 tem uma estrutura com aberturas. Como referido, as camadas de geossintético constituíram uma barreira física à migração de partículas do solo entre camadas (quanto menores as aberturas do geossintético menor foi a migração de partículas). Esta barreira impediu (no caso do GC) ou diminuiu (no caso da GG2) a interação entre as partículas de solo das diferentes camadas e, desta forma, condicionou a resistência mecânica do provete. Além disto, o imbricamento entre as partículas de solo acima e abaixo das camadas de reforço só existiu nos provetes reforçados com a geogrelha GG2. Estes fatores podem explicar o melhor comportamento mecânico (embora ligeiro) observado nos provetes de solo reforçado com a GG2.

7.5.4. Influência da tensão de confinamento

As tensões de confinamento consideradas no programa de ensaios de compressão triaxial foram 50, 100 e 150 kPa. A influência deste parâmetro no comportamento mecânico dos provetes de solo e de solo reforçado foi semelhante. Assim, nesta secção, são discutidos os resultados obtidos nos provetes nº 70, 71 e 72 (provetes de solo granular reforçado; $D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa). As curvas tensão-extensão e a deformação volumétrica correspondente dos provetes são apresentadas na Figura 7.16.

A tensão de desvio máxima, a extensão na rotura e a rigidez dos provetes aumentaram com o aumento da tensão de confinamento considerada no ensaio (q_{max} aumentou de 270,9 kPa ($\sigma_C = 50$ kPa), para 508,2 kPa ($\sigma_C = 100$ kPa) e para 704,2 kPa ($\sigma_C = 150$ kPa); ϵ_{max} aumentou de 10,0% ($\sigma_C = 50$ kPa), para 10,5% ($\sigma_C = 100$ kPa) e para 14,5% ($\sigma_C = 150$ kPa); $E_{\epsilon=5\%}$

aumentou de 4,21 MPa ($\sigma_C = 50$ kPa), para 7,52 MPa ($\sigma_C = 100$ kPa) e para 9,65 MPa ($\sigma_C = 150$ kPa). O aumento da tensão de confinamento (tensão que restringe a deformação dos provetes) implicou que as tensões e as deformações necessárias para provocar a rotura dos provetes fossem maiores.

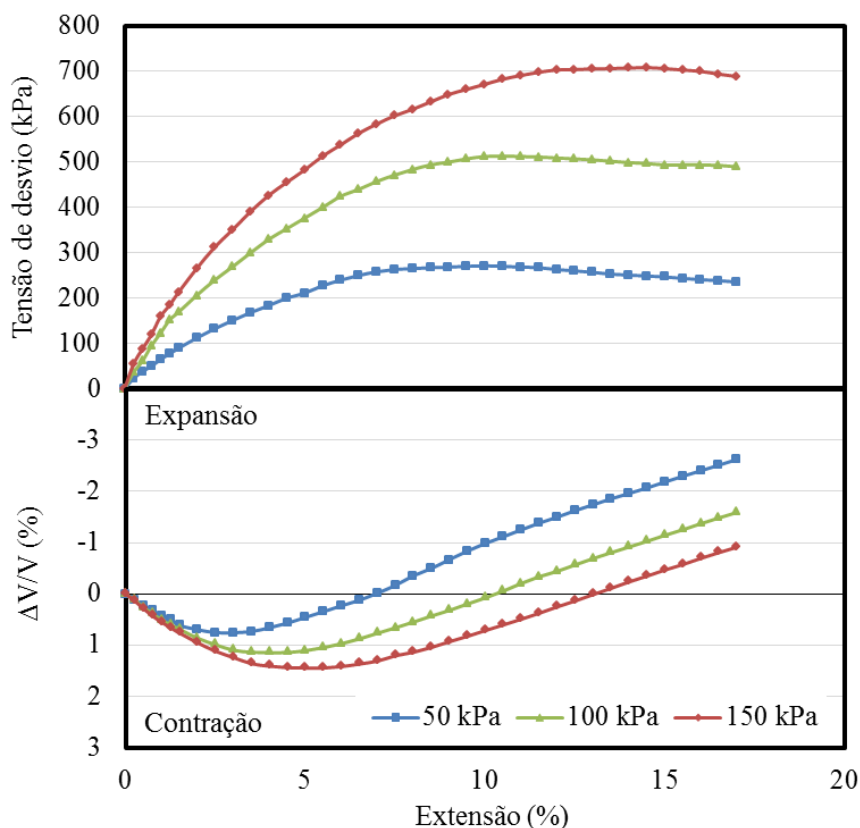


Figura 7.16. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de σ_C (ensaios nº 70, 71, 72) ($D = 70$ mm; $I_D = 83\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa)

A deformação volumétrica por contração dos provetes foi maior em valor absoluto e ocorreu para extensões maiores quando utilizadas tensões de confinamento maiores. No sentido oposto, o aumento do confinamento dos provetes provocou menores deformações volumétricas de expansão.

A variação dos parâmetros analisados com a tensão de confinamento foi semelhante em todos os tipos de provetes, independentemente do índice de compactidade, do teor em água e do tipo de solo, da velocidade de deformação axial de ensaio, do número e do tipo de camadas de reforço e da dimensão do provete (solo - Tabela 6.8 e 6.9; solo reforçado - Tabelas 7.3 e 7.4).

7.5.5. Influência da densidade do solo

A influência da densidade do solo no comportamento mecânico do solo e do solo reforçado foi observada em provetes preparados e ensaiados com diferentes conjuntos de parâmetros (tipo de solo, tensão de confinamento, teor em água e velocidade de ensaio). De forma geral, os resultados dos ensaios (apresentados nas Tabelas 6.8 e 6.9 (provetes de solo) e nas Tabelas 7.3 e 7.4 (provetes de solo reforçado)) mostram que o comportamento mecânico dos provetes mais densos foi melhor (tensão de desvio máxima e rigidez secante maiores; extensões na rotura menores). Isto ocorreu em todos os provetes preparados com os dois tipos de solos e ensaiados com as três tensões de confinamento e as duas velocidades de ensaio. No entanto, ocorreu apenas nos provetes preparados com solo seco.

Na Figura 7.17 são apresentadas as curvas tensão-extensão dos provetes de solo granular seco reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 57 e 63; $D = 70$ mm; $I_D = 53$ e 83% ; $w = 0\%$; $\sigma_C = 150$ kPa). É importante referir que segundo Matos-Fernandes (2006), solos arenosos com $I_D = 53\%$ são medianamente compactos e com $I_D = 83\%$ são compactos ou densos. A tensão de desvio máxima aumentou 21,3%, de 576,9 kPa ($I_D = 53\%$) para 699,6 kPa ($I_D = 83\%$), a extensão na rotura diminuiu 4,4%, de 15,9% ($I_D = 53\%$) para 15,2% ($I_D = 83\%$) e a rigidez secante $E_{\epsilon=5\%}$ aumentou 40,6%, de 6,77 MPa ($I_D = 53\%$) para 9,52 MPa ($I_D = 83\%$).

As tensões foram suportadas pelas partículas sólidas do solo. Nos provetes menos densos, a aplicação de tensões de corte provocou a diminuição dos vazios do solo. Os provetes menos densos sofreram maiores deformações para um mesmo nível de tensão. Assim, é natural que a resistência mecânica dos provetes menos densos tenha sido menor.

O comportamento observado nos provetes saturados preparados com diferentes densidades foi diferente. Na Figura 7.18 são apresentadas as curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios realizados aos provetes saturados (ensaios nº 93, 96 e 99; $D = 70$ mm; $I_D = 53, 83$ e 97% ; $S = 1$; $\sigma_C = 150$ kPa). Segundo Matos-Fernandes (2006) solos arenosos com $I_D = 97\%$ são muito compactos ou muito densos.

Por um lado, numa primeira fase, existiram diferenças consideráveis no comportamento mecânico dos provetes. Tal como observado nos provetes secos, quando a I_D foi maior, as tensões de desvio e a rigidez dos provetes foram maiores. Por outro lado, para grandes extensões, as curvas tensão-extensão tenderam para o mesmo valor de tensão de desvio correspondente ao estado crítico do solo. Isto ocorreu porque a estrutura interna dos provetes

menos densos se rearranjou de forma a tornar os provetes mais densos (este processo foi mais longo para provetes com densidade inicial menor).

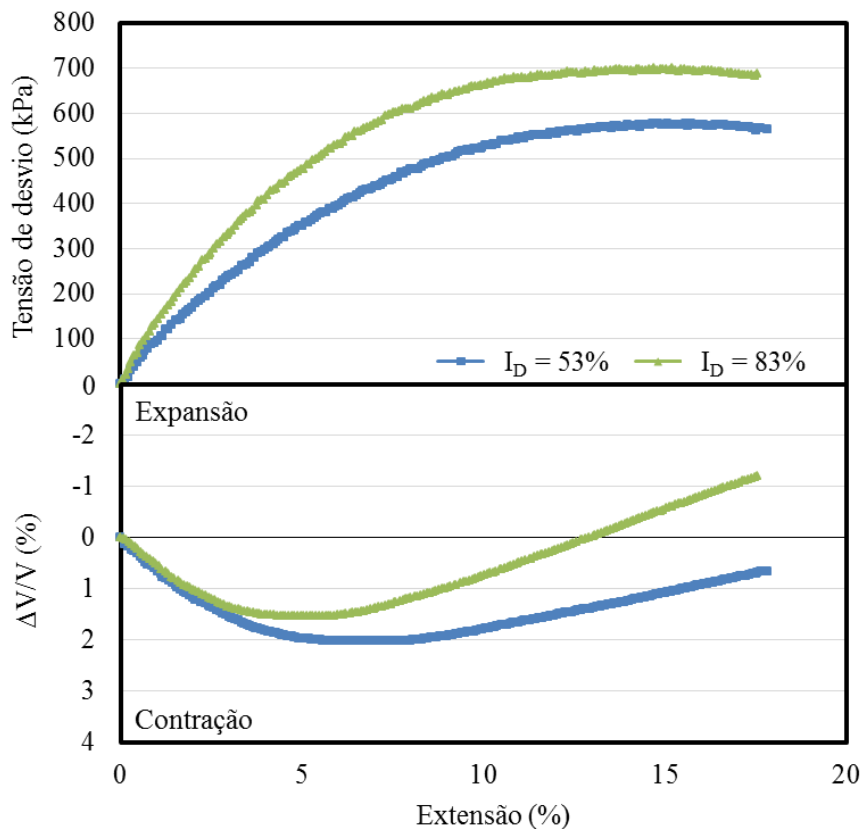


Figura 7.17. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular seco reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de I_D (ensaios nº 57 e 63) ($D = 70$ mm; $I_D = 53$ e 83% ; $w = 0\%$; $\sigma_C = 150$ kPa)

Nas Figuras 7.17 e 7.18 é apresentada a variação da deformação volumétrica dos provetes considerados nesta análise. As curvas $\Delta V/V$ -extensão mostram que os provetes com menor I_D sofreram reduções de volume maiores durante a fase inicial do ensaio onde ocorre a densificação dos provetes. O que distingue os provetes preparados com diferentes I_D é a quantidade de partículas sólidas e de poros (com ar nos provetes secos e com água nos provetes saturados) que os constituem.

No início do ensaio a estrutura do solo nos provetes preparados com menor I_D era constituída por mais poros (do que os provetes correspondentes mais densos). A aplicação da tensão axial durante o ensaio triaxial implicou o reajustamento gradual da estrutura interna do solo e, como consequência, a redução do número de poros e do volume dos provetes. Depois de atingir a densidade máxima o volume dos provetes aumenta.

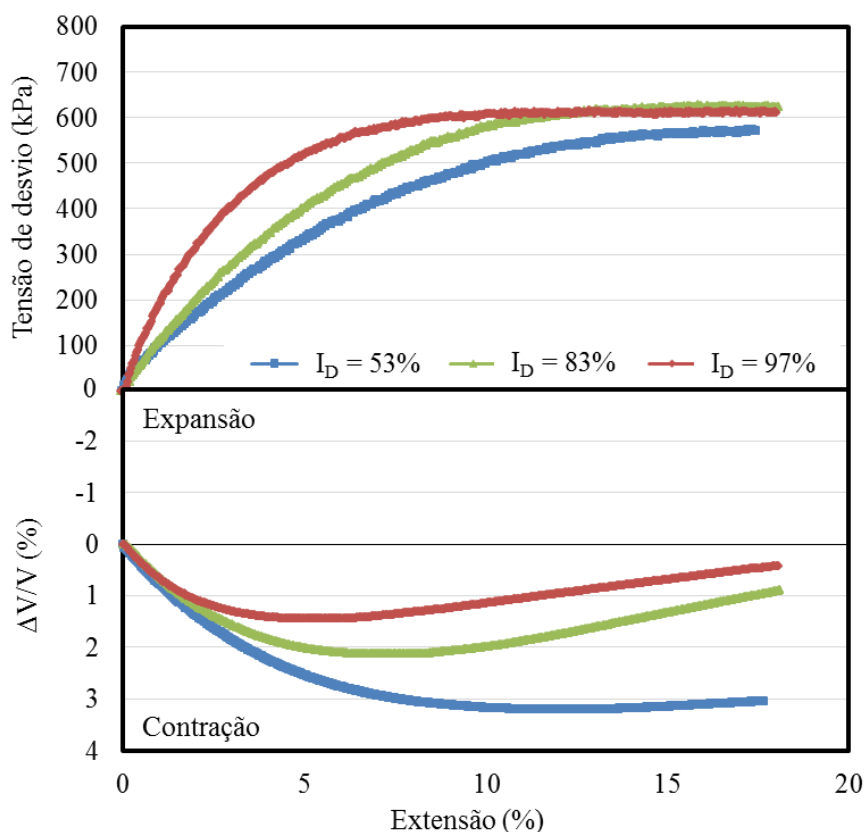
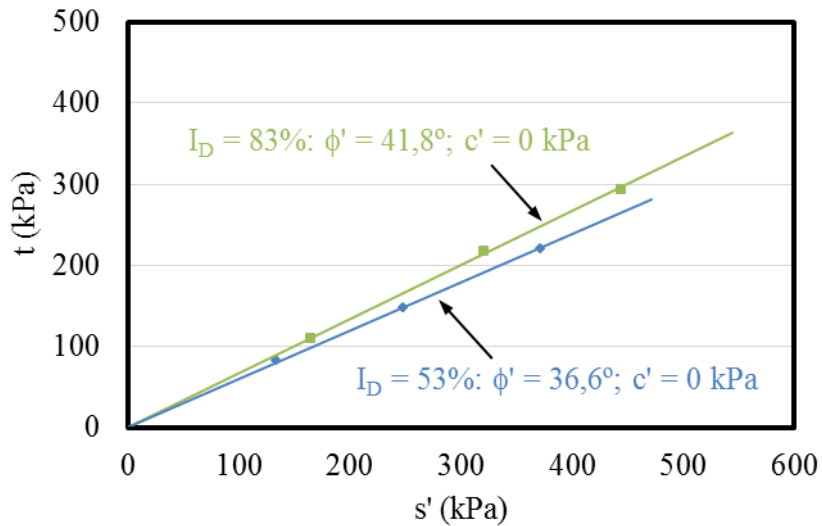


Figura 7.18. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular saturado reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes níveis de I_D (ensaios n° 93, 96, 99) ($D = 70$ mm; $I_D = 53, 83$ e 97% ; $S = 1$; $\sigma_C = 150$ kPa)

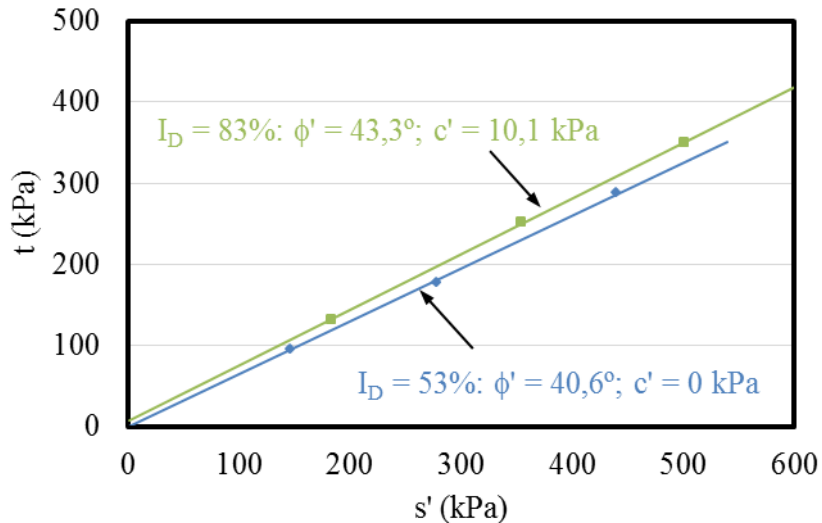
O aumento do volume observado nesta fase do ensaio não foi o mesmo para todos os provetes. Isto pode ter ocorrido por causa do imbricamento das partículas ser maior nos provetes mais densos. Durante a fase de corte do ensaio triaxial os movimentos relativos entre as partículas do solo só ocorreram quando foi vencida a resistência friccional e o imbricamento entre as partículas de solo. A destruição do imbricamento entre as partículas obrigou-as a afastarem-se e implicou o aumento do volume do provete.

As envolventes de rotura lineares dos provetes de solo e de solo reforçado considerados para analisar a influência da densidade dos provetes nos seus parâmetros de resistência são apresentadas na Figura 7.19. A análise do seu comportamento permite verificar que, no solo não reforçado, o ângulo de atrito foi 14,2% maior nos provetes preparados com maior I_D ($I_D = 83\%$) e que a coesão se manteve inalterada ($c' = 0$ kPa). Nos provetes de solo reforçado, o ângulo de atrito aumentou 6,7%, de $40,6^\circ$ ($I_D = 53\%$) para $43,3^\circ$ ($I_D = 83\%$) e a coesão aumentou de 0 kPa ($I_D = 53\%$) para 10,1 kPa ($I_D = 83\%$). Assim, provetes de solo e de solo

reforçado com uma camada de GC apresentaram parâmetros de resistência melhores quando preparados com densidade maior. Como referido os provetes mais densos tinham mais partículas de solo, portanto, nestes provetes ocorreram mais contactos entre as partículas e, por isso, a mobilização de resistência durante a fase de corte do ensaio triaxial foi maior.



a)



b)

Figura 7.19. Envolventes de rotura lineares consideradas na análise da influência da densidade dos provetes nos seus parâmetros de resistência (solo granular; $D = 70$ mm; $I_D = 53$ e 83% ; $w = 0\%$; $v = 0,7$ mm/min); a) provetes de solo (ensaios nº 1 a 3 e 7 a 9); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 55 a 57 e 61 a 63)

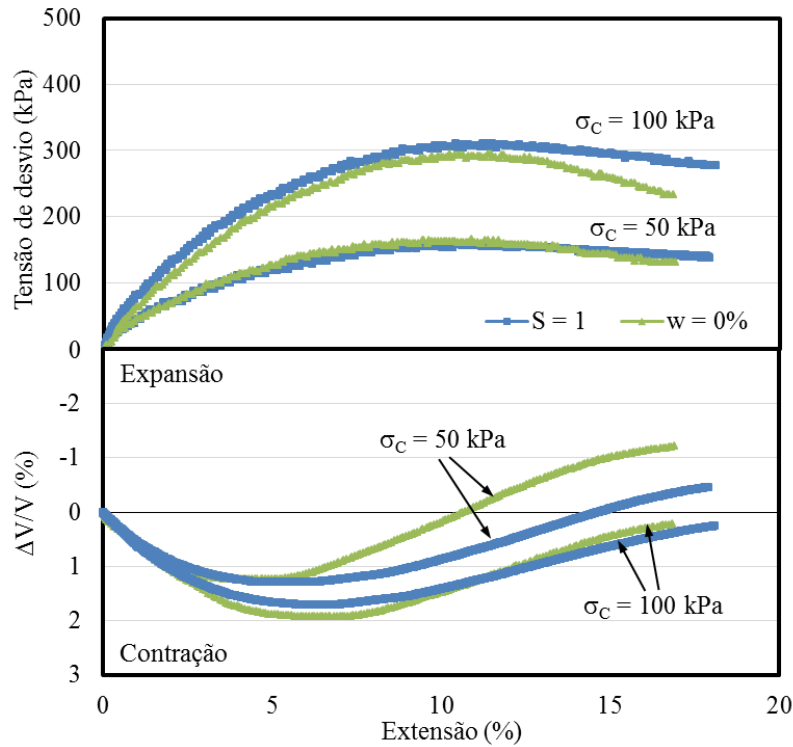
7.5.6. Influência do teor em água do solo

O programa de ensaios triaxiais realizado para analisar o comportamento mecânico do solo e do solo reforçado incluiu a realização de ensaios a provetes preparados com diferentes valores de teor em água: $w = 0\%$ (provetes secos); $w_{óti.}$ ($w_{óti.} = 11,5\%$ para o solo granular e $w_{óti.} = 13,9\%$ para o solo fino); e w necessário para assegurar a sua saturação (os provetes foram considerados saturados quando $S > 0,95$). Não foi possível realizar todos os ensaios necessários para analisar a influência do teor em água no comportamento mecânico dos provetes de solo fino (não reforçados e reforçados). Por esse motivo, nesta secção, são considerados apenas os provetes de solo granular.

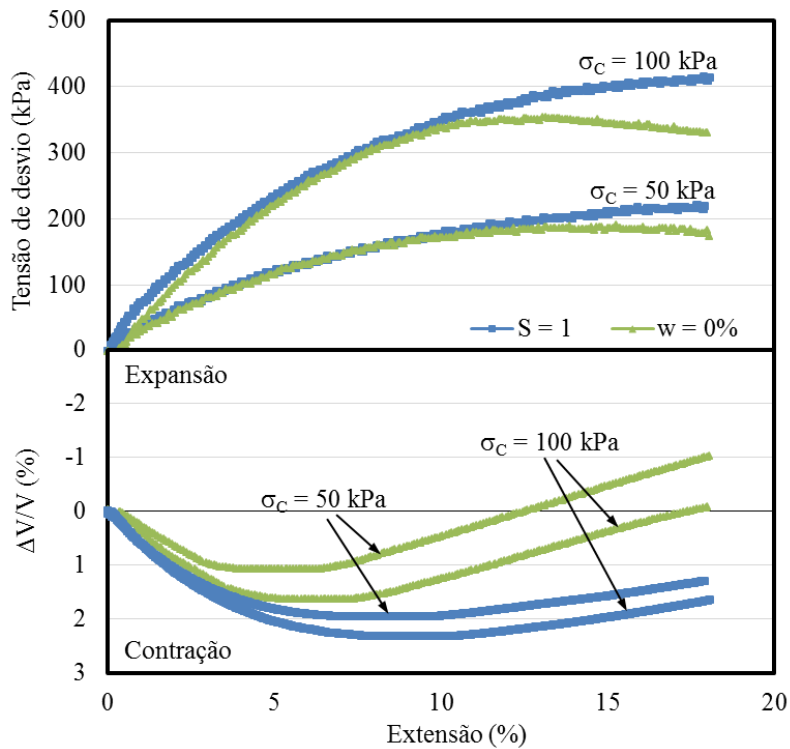
De forma geral, os resultados apresentados nas Tabelas 6.8 e 7.3 não permitem observar uma tendência no comportamento dos provetes de solo ou de solo reforçado preparados com diferentes teores em água.

Por um lado, os resultados obtidos nos provetes preparados com $w = 11,5\%$ (solo não saturado) não podem ser comparados com os resultados dos provetes secos ou saturados. Nos provetes com $w = 11,5\%$, os vazios estavam preenchidos com ar e água. Como o ar não pode ser considerado incompressível em comparação com a matriz do solo [Powrie (2004)], não foi possível garantir a correta medição das pressões intersticiais no interior do solo e garantir que não ocorreram mudanças no volume dos provetes. Deste modo, as curvas tensão-extensão e os parâmetros de resistência destes provetes apresentados referem-se ao estado de tensões totais do solo.

Por outro lado, a comparação dos resultados dos provetes secos e saturados, não permitiu definir uma tendência no comportamento dos parâmetros analisados (q_{max} , ϵ_{qmax} , $E_{\epsilon=5\%}$, $\Delta V/V$, ϕ' e c'). Alguns resultados obtidos nestes provetes são apresentados na Figura 7.20 (ensaios nº 7, 8, 34, 35, 61, 62, 97 e 98; $D = 70$ mm; $I_D = 53\%$; $\sigma_C = 50$ e 100 kPa; $w = 0\%$ ou $S = 1$). As curvas tensão-extensão de alguns provetes secos e saturados preparados segundo as mesmas condições são parecidas. Noutros casos, apresentam diferenças significativas sendo a resistência mecânica (e os parâmetros analisados q_{max} , ϵ_{qmax} , $E_{\epsilon=5\%}$, ϕ' e c') maior em alguns provetes secos mas também em alguns provetes saturados. As variações da deformação volumétrica nos provetes secos e saturados ainda são mais desiguais. As diferenças observadas nos provetes preparados com $I_D = 53\%$, apresentados na Figura 7.20, são menos expressivas que as observadas nos provetes preparados com $I_D = 83\%$.



a)



b)

Figura 7.20. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular ensaiados com diferentes teores em água ($D = 70$ mm; $I_D = 53\%$; $\sigma_c = 50$ e 100 kPa; $w = 0\%$ ou $S = 1$): a) provetes de solo (ensaios nº 7, 8, 34 e 35); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 61, 62, 97 e 98)

A variabilidade dos resultados obtidos pode ter sido provocada por três fatores. A compressibilidade do ar presente nos poros dos provetes secos pode ter provocado as diferenças de comportamento observadas em relação aos provetes saturados. Além disso, é possível que o processo de saturação também tenha condicionado os resultados obtidos nos provetes saturados. Este processo foi interrompido quando os provetes atingiram um $S > 0,95$, mas o grau de saturação não foi exatamente igual em todos os provetes ($0,95 < S < 0,97$). Por fim, as camadas de geossintético podem ter afetado a circulação da água no interior dos provetes saturados. Logo, o comportamento drenado dos provetes pode ter sido influenciado pela permeabilidade normal ao plano dos geossintético. Note-se, contudo, que não foram observados excessos de pressão intersticial durante os ensaios CD.

7.5.7. Influência das dimensões dos provetes de ensaio

A influência das dimensões dos provetes de ensaio no comportamento mecânico dos provetes de solo e de solo reforçado foi analisada comparando os resultados de ensaios realizados a provetes com diferentes dimensões ($D = 70$ e 150 mm e $H = 140$ e 300 mm, respectivamente) preparados e ensaiados sobre as mesmas condições. Esta análise foi realizada considerando diferentes tensões de confinamento ($\sigma_C = 50, 100$ e 150 kPa) e diferentes tipos e número de camadas de geossintético (0, 1 e 3 camadas de GC e GG2).

Os resultados que reproduzem o comportamento observado em todos os ensaios preconizados nesta análise foram obtidos nos ensaios nº 15 e 39 (provetes de solo), ensaios nº 69 e 102 (provetes de solo reforçado com uma camada de GC) e ensaios nº 81 e 105 (provetes de solo reforçado com 3 camadas de GC). As condições de ensaio consideradas foram: $D = 70$ e 150 mm; $I_D = 83\%$; $\sigma_C = 150$ kPa; $w = 0\%$; e $v = 0,5$ %/mim. As curvas tensão-extensão e $\Delta V/V$ -extensão obtidas nestes ensaios são apresentadas na Figura 7.21.

Os provetes com maiores dimensões ($D = 150$ mm) não atingiram a rotura durante os ensaios realizados. Por esse motivo, não foi possível obter os parâmetros de pico (q_{\max} , $\varepsilon_{q\max}$, ϕ' e c') e quantificar a diferença de comportamento entre os provetes com diferentes dimensões correspondentes. Contudo foi possível, ainda que com algumas reservas, observar a tendência do comportamento de alguns destes parâmetros.

A tensão de desvio máxima observada nos provetes de solo não reforçado foi ligeiramente maior no provete de menores dimensões (o comportamento das curvas tensão-extensão e $\Delta V/V$ -extensão do provete com $D = 150$ mm sugere que a resistência máxima do provete

estava próxima). Nos provetes reforçados com três camadas de GC essa diferença parece ter tendência a aumentar (embora o máximo das curvas não tenha sido atingido). Estes resultados estão em linha com as conclusões obtidas por Haeri *et al.* (2000) e Unnikrishnan *et al.* (2002). De forma geral, esses estudos concluíram que a tensão de desvio de pico obtida em provetes com $D = 100$ mm foi menor (5 a 8% segundo Unnikrishnan *et al.* (2002)) que a tensão de desvio de pico observada em provetes com $D = 38$ mm com propriedades semelhantes.

Nos provetes de solo reforçado com uma camada de GC verificou-se o inverso, ou seja, a tensão de desvio máxima foi maior no provete com maiores dimensões. Este resultado parece anômalo porque é diferente do observado nos outros tipos de provetes. Contudo, foi semelhante ao comportamento observado nos provetes reforçados com uma camada de GG2 e ensaiados com as restantes tensões de confinamento. Não foi encontrada uma explicação para esta diferença de comportamento.

Relativamente à deformação sofrida pelos provetes, quer a extensão na rotura quer a deformação volumétrica foram maiores nos provetes com maiores dimensões. Para níveis de tensão de desvio semelhantes a extensão nos provetes com $D = 150$ mm foi maior. Além disto, a fase inicial de contração dos provetes foi maior nos provetes com maiores dimensões enquanto a fase de expansão foi maior nos provetes com menores dimensões.

A rigidez secante ($E_{\varepsilon=5\%}$) foi menor nos provetes com maiores dimensões (inclinação das curvas tensão-extensão dos provetes com $D = 150$ mm foi menor). As reduções da $E_{\varepsilon=5\%}$ observadas nos provetes de solo não reforçado, reforçado com uma camada de GC e reforçado com três camadas de GC foram, respetivamente, 41,9%, 31,5% e 41,9%.

Como referido como os parâmetros de pico não foram observados não foi possível calcular os parâmetros de resistência dos provetes. Assim, não foi possível verificar o efeito das dimensões dos provetes nestes parâmetros.

Os tipos de rotura observados nos provetes de solo granular com maiores dimensões ($D = 150$ mm) são apresentados na Figura 7.22. A rotura dos provetes de solo e de solo reforçado ocorreu conforme os mesmos mecanismos observados nos provetes com menores dimensões ($D = 70$ mm) apresentados nas Figuras 7.11 e 7.14. A rotura dos provetes de solo foi tipicamente por embarricamento do solo na região central. Nos provetes de solo reforçado a rotura ocorreu por abaulamento do solo acima e abaixo das camadas de geossintético (embarricamento das diferentes camadas de solo). As superfícies de rotura não foram identificáveis nos provetes com maiores dimensões.

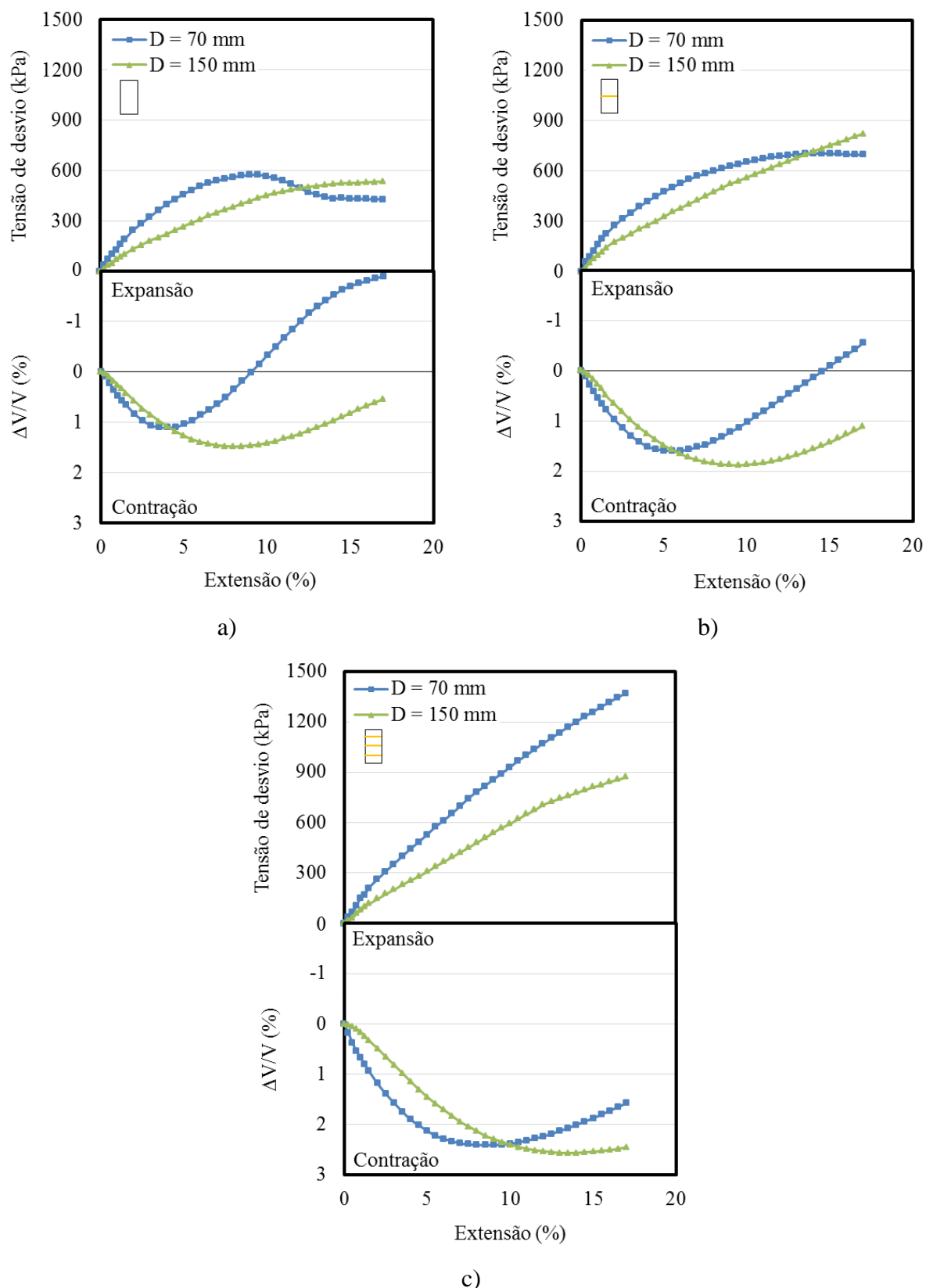


Figura 7.21. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo granular preparados com diferentes dimensões ($D = 70$ e 150 mm; $I_D = 83\%$; $\sigma_c = 150$ kPa; $w = 0\%$): a) provetes de solo (ensaios nº 15 e 39); b) provetes de solo reforçado com uma camada de GC (ensaios nº 69 e 102); c) provetes de solo reforçado com 3 camadas de GC (ensaios nº 81 e 105)

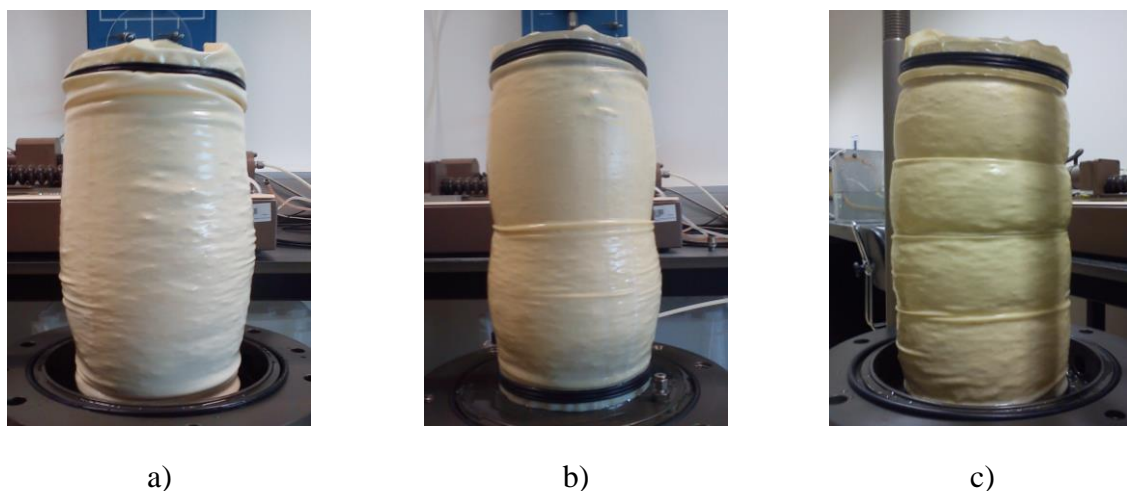


Figura 7.22. Tipos de rotura observadas em provetes de solo granular ($D = 150 \text{ mm}$; $H = 300 \text{ mm}$) sujeitos a ensaios de compressão triaxial: a) 0 reforços; b) 1 reforço; c) 3 reforços

O efeito das dimensões dos provetes relatado foi semelhante nas outras condições de ensaio consideradas (provetes ensaiados com $\sigma_C = 50$ e 100 kPa e provetes reforçados com GG2).

7.5.8. Ensaio com o solo fino

Nesta secção, procede-se à comparação do comportamento mecânico dos dois tipos de solos considerados no estudo (solo granular e solo fino). Como referido, muitos dos ensaios com provetes de solo fino previstos no programa de ensaios não puderam ser realizados. Por esse motivo, a análise aqui realizada é limitada.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados com provetes dos dois tipos de solos não são diretamente comparáveis porque não foi possível realizar ensaios com provetes com a mesma densidade. Contudo, a tendência do comportamento observado para alguns dos parâmetros analisados (efeito da inclusão do geossintético; tensão de confinamento; densidade do solo; e teor em água do solo) é comparável e, por este motivo, analisada nesta secção.

A diferença principal entre o comportamento dos provetes (não reforçados e reforçados) preparados com os dois tipos de solos foram as condições de drenagem durante os ensaios. Nos ensaios foram considerados provetes secos ou provetes saturados.

Na Figura 7.23 é apresentado o comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo fino seco (amostra 1) não reforçados (ensaios nº 40 e 41) e reforçados com uma camada de GC (ensaios nº112 e 113) ($D = 70 \text{ mm}$; $G_C = 77\%$; $w = 0\%$;

$\sigma_c = 50$ e 100 kPa). Os resultados destes ensaios sugerem que, tal como observado nos provetes de solo granular secos (Figura 7.8), a inclusão do reforço fez aumentar a resistência dos provetes de solo fino reforçado com uma camada de GC relativamente aos provetes de solo fino não reforçados. O comportamento tensão-extensão dos provetes de solo fino melhorou com a inclusão do geossintético (a tensão de desvio máxima e a extensão na rotura aumentaram). A deformação volumétrica dos provetes de solo fino reforçado também foi maior (essencialmente deformação por contração dos provetes).

Além disto, também o efeito da tensão de confinamento nos provetes de solo fino obedeceu à mesma tendência observada nos provetes de solo granular. Os provetes sujeitos a maiores tensões de confinamento apresentaram melhor comportamento mecânico (tensão de desvio máxima e rigidez secante maiores). A deformação volumétrica por contração dos provetes foi maior quando foram utilizadas tensões de confinamento maiores. No sentido oposto, a deformação volumétrica por expansão foi menor nos provetes ensaiados com tensões de confinamento maiores.

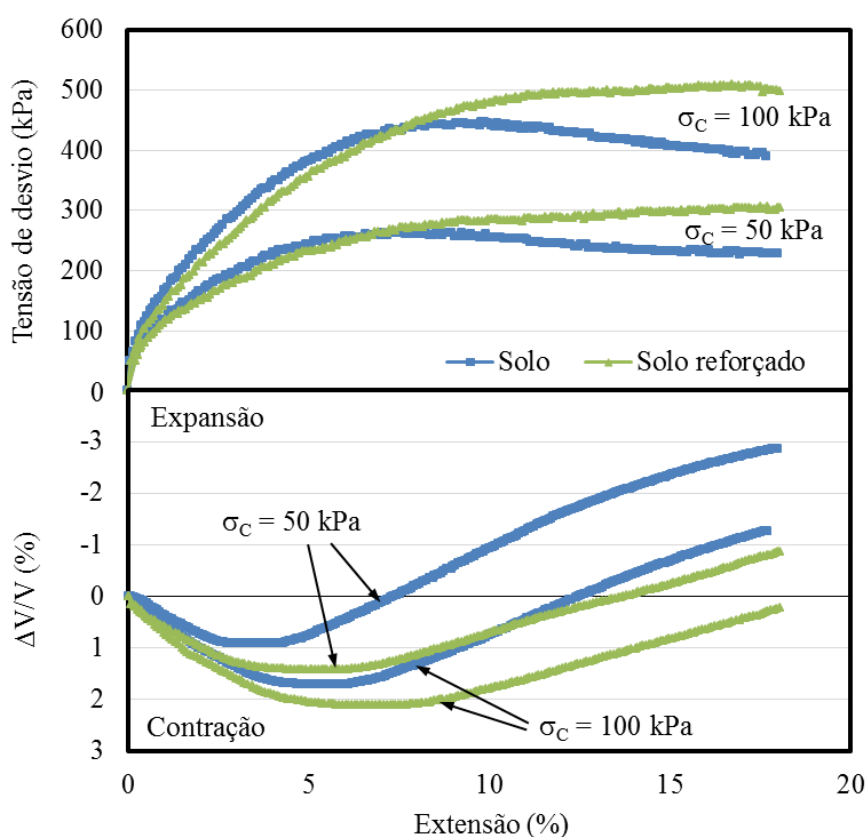


Figura 7.23. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo fino (amostra 1) não reforçados (ensaios nº 40 e 41) e reforçados com uma camada de GC (ensaios nº 112 e 113) ($D = 70$ mm; $G_c = 77\%$; $w = 0\%$; $\sigma_c = 50$ e 100 kPa)

Relativamente ao efeito da densidade no comportamento mecânico dos provetes secos, alguns dos resultados obtidos nesta análise são apresentados na Figura 7.24 (ensaios nº 41, 44 e 47; $D = 70 \text{ mm}$; $G_C = 71, 74 \text{ e } 77\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100 \text{ kPa}$). As curvas tensão-extensão mostram que, tal como observado nos provetes secos de solo granular (Figura 7.17), o comportamento mecânico dos provetes secos de solo fino mais densos é melhor (tensão de desvio máxima e rigidez secante maiores). Além disto, para o solo fino, a deformação volumétrica (nestes casos apenas por contração) também foi maior nos provetes menos densos. Isto ocorreu em todos os provetes ensaiados com as três tensões de confinamento.

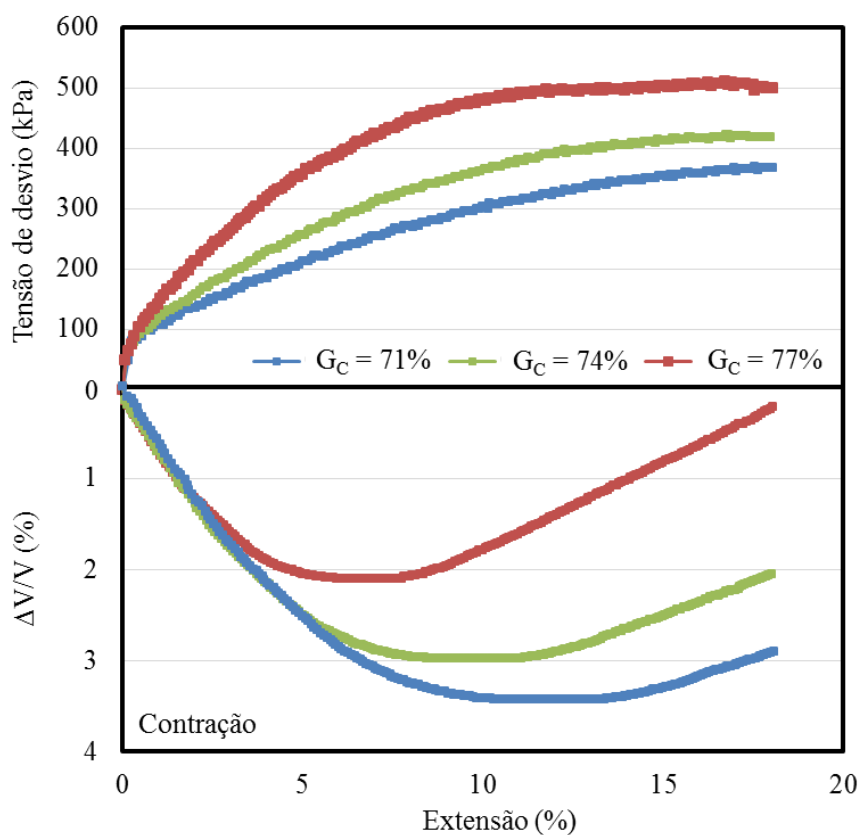


Figura 7.24. Comportamento tensão-extensão e deformação volumétrica correspondente de provetes de solo fino (amostra 1) reforçados com uma camada de GC ensaiados com diferentes G_C (ensaios nº 41, 44 e 47) ($D = 70 \text{ mm}$; $G_C = 71, 74 \text{ e } 77\%$; $w = 0\%$; $\sigma_C = 100 \text{ kPa}$)

Assim, observou-se que, quando secos, os provetes dos dois tipos de solos apresentaram comportamentos com tendências semelhantes. Isto ocorreu porque, nestes provetes, não foram desenvolvidas pressões intersticiais (não tinham água). Os parâmetros obtidos em ambos os tipos de solos foram obtidos considerando tensões efetivas (como a pressão intersticial foi nula, as tensões totais foram iguais às tensões efetivas).

Contudo, a presença de água condicionou o comportamento dos provetes dos dois tipos de solos. Por um lado, nos provetes saturados de solo granular não ocorreram excessos de pressão intersticial durante os ensaios, ou seja, o comportamento foi drenado e os parâmetros de resistência (apresentados nas Tabelas 6.8 e 7.3) obtidos em tensões efetivas. Por outro lado, para as condições de carregamento consideradas nos ensaios, ocorreram excessos de pressão intersticial nos provetes de solo fino. Isto ocorreu porque o solo fino (com permeabilidade reduzida) dificultou a drenagem da água durante os ensaios. O solo fino apresentou um comportamento não drenado e os parâmetros de resistência foram obtidos em tensões totais (coesão não drenada, assumindo o critério de rotura de *Tresca* (Figura 6.8b)). Os parâmetros de resistência dos provetes de solo fino (apresentados na Tabela 6.9), em tensões efetivas, também foram calculados porque os ensaios CU foram realizados com medição das pressões intersticiais no interior dos provetes.

Como referido não foi possível realizar os ensaios com os provetes saturados de solo fino reforçado. Assim, não foi possível verificar a influência da inclusão do reforço, da tensão de confinamento e da densidade do solo no comportamento dos provetes saturados de solo fino reforçado, ou seja, se o comportamento observado nos provetes saturados de solo fino reforçado seria semelhante ao apresentado nos provetes não reforçados.

7.6. Considerações finais

Como referido, neste capítulo foi comparado o comportamento mecânico (obtido através de ensaios triaxiais) de provetes de solo não reforçado e de provetes de solo reforçado com geossintéticos. De forma geral os resultados dos ensaios permitiram verificar que o comportamento tensão-extensão (a tensão de desvio máxima, a extensão na rotura e a rigidez) e os parâmetros de resistência dos solos (ângulo de atrito e coesão) melhoraram com a inclusão do geossintético e que essa melhoria foi maior quando foram considerados solos reforçados com mais camadas de geossintético.

Contudo, os resultados dos ensaios realizados apresentaram algumas limitações. Em grande parte dos ensaios (principalmente nos realizados a provetes reforçados) não foi possível obter parâmetros de pico porque o máximo das curvas tensão-extensão não foi atingido. Deste modo, embora tenha sido possível observar diferenças no comportamento, não foi possível quantificar completamente o ganho de resistência do solo reforçado em relação ao solo não reforçado. Além disto não foi possível analisar a influência de alguns parâmetros de ensaio

nos provetes de solo fino reforçado (como previsto inicialmente) porque não foi possível fazer alguns dos ensaios previstos.

Capítulo 8 - Caracterização laboratorial da capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos

8.1. Introdução

Como referido no Capítulo 3, a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos pode ser quantificada através de ensaios de CBR. Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados do programa de ensaios laboratoriais de CBR realizados para analisar a capacidade de carga de solos reforçados com geossintéticos. Os resultados dos ensaios realizados a provetes de solo reforçado com geossintéticos são comparados com os resultados obtidos nos provetes não reforçados (apresentados no Capítulo 6). Além disto é avaliada a influência de vários parâmetros (associados à preparação e às condições de ensaio dos provetes) na capacidade de carga dos provetes de solo reforçado com geossintéticos. Os parâmetros analisados são: o efeito da inclusão do geossintético; o número e a posição das camadas de geossintético; o tipo de geossintético; o número de pancadas usadas na compactação dos provetes; o teor em água do solo; e o tipo de solo.

A descrição do programa de ensaios (propriedades consideradas na preparação e ensaio dos provetes) e do procedimento e equipamento de ensaio de CBR considerados no estudo também é realizada neste capítulo.

O programa de ensaios de CBR foi realizado no equipamento disponível no laboratório de geotecnia do departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e previu a caracterização da capacidade de carga de provetes preparados com dois solos (solo granular e solo fino) e três geossintéticos (GC, GG2 e GT) considerados neste estudo.

8.2. Programa experimental

O programa experimental descrito neste capítulo consistiu na realização de 57 ensaios de CBR em provetes de solo reforçado com vários tipos de geossintéticos. Os parâmetros

considerados na preparação dos provetes de ensaio e na realização dos ensaios são descritos na Tabela 8.1. Estes foram escolhidos com base nos parâmetros considerados noutros estudos realizados sobre o tema (apresentados no Capítulo 3). No caso particular do teor em água, os valores foram definidos de forma a considerar o $w_{óti}$, e teores em água do ramo seco e do ramo húmido das curvas de compactação dos solos definidas nos ensaios de Proctor. Os ensaios foram realizados a provetes não imersos e provetes imersos em água durante 96 horas. Também foram considerados provetes compactados com 25 ou 55 pancadas. Os provetes ensaiados foram reforçados com 1, 2 ou 4 camadas de GC, GG2 ou uma conjugação da GG2 com o GT (GG2+GT).

Tabela 8.1. Programa de ensaios de CBR realizados com provetes de solo reforçado

Solo	Reforço		w (%)	Nº de pancadas por camada	Ensaio	
	Nº	Tipo			Condições do provete	Nº
Granular	1	GC	9,5; 11,5; 13,5	25	Imerso	3
	1	GG2	9,5; 11,5; 13,5	25	Imerso	3
	1	GG2 + GT	9,5; 11,5; 13,5	25	Imerso	3
	1; 2; 4	GC	11,5	55	Imerso; não imerso	6
	1; 2; 4	GG2	11,5	55	Imerso; não imerso	6
	1; 2; 4	GG2 + GT	11,5	55	Imerso; não imerso	6
Fino	1	GC	11,9; 13,9; 15; 17; 19	25	Imerso	5
	1	GG2	11,9; 13,9; 15; 17; 19	25	Imerso	5
	1	GG2 + GT	11,9; 13,9; 15; 17; 19	25	Imerso	5
	1	GC	11,9	25	Não imerso	1
	1	GG2	11,9	25	Não imerso	1
	1	GG2 + GT	11,9	25	Não imerso	1
	2; 4	GC	11,9	25	Imerso; não imerso	4
	2; 4	GG2	11,9	25	Imerso; não imerso	4
	2; 4	GG2 + GT	11,9	25	Imerso; não imerso	4

8.3. Procedimento e equipamento de ensaio de CBR

O procedimento de ensaio para a obtenção do CBR é normalizado pela norma ASTM D1883 (2007^{e2}) e pela especificação do LNEC, E198 (1967). Os procedimentos descritos pelos dois documentos são semelhantes. Contudo têm algumas diferenças (velocidade de ensaio e número de pancadas a usar no processo de compactação). Neste estudo foi seguido o procedimento de ensaio descrito na E198 (1967).

Os provetes de ensaio foram moldados segundo o procedimento descrito na E198 (1967) para este tipo de provete. Os provetes tinham forma cilíndrica com 152 mm de diâmetro e 125 mm de altura (Figura 8.1a). A primeira tarefa foi preparar a quantidade de solo (com teor em água

pretendido) necessária para o provete. Para tal, procedeu-se à secagem e destorroamento das partículas do solo que posteriormente foram misturadas com a quantidade de água pretendida. De acordo com a norma ASTM D1557 (2012), conforme o tipo de solo, foi necessário uniformizar o seu teor em água. Os períodos de uniformização adotados foram: 0,5 horas para o solo granular (a norma recomenda 0 a 3 horas para solos do tipo SP-SM); e 24 horas para o solo fino (a norma recomenda um mínimo de 16 horas para solos do tipo ML). As amostras de solo permaneceram em ambiente controlado (temperatura de 20°C e humidade relativa de 65%) fechadas dentro de um saco de plástico selado durante os períodos referidos.

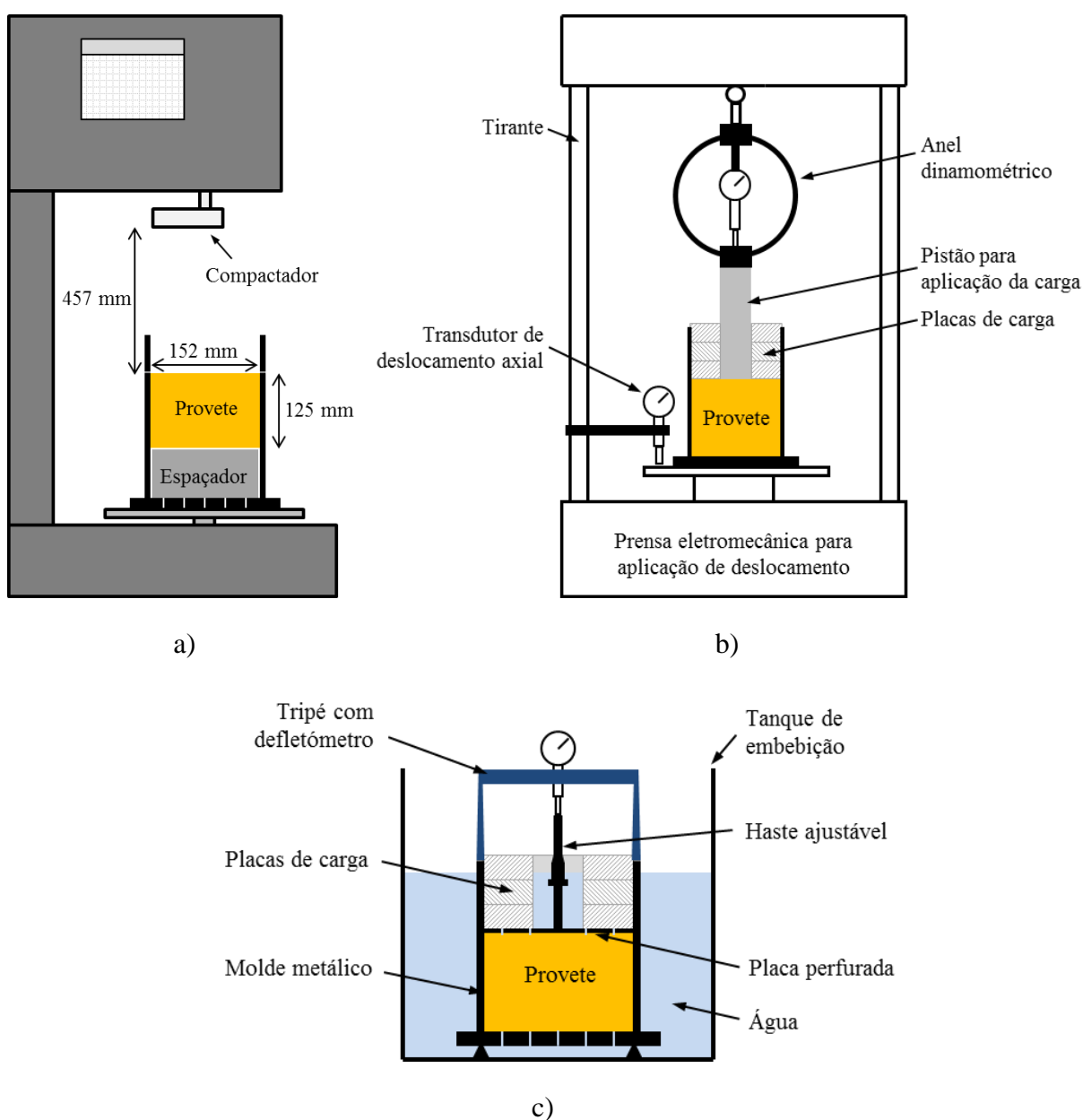


Figura 8.1. Equipamentos usados para preparação e ensaio de provetes de CBR: a) compactador automático; b) prensa eletromecânica; c) tanque de embebição

Para preparar os provetes foi usado um molde metálico com 152 mm de diâmetro interior e 178 mm de altura, apetrechado com uma alonga com 50 mm de altura, uma base perfurada com furos com diâmetro inferior a 1,5 mm e um espaçador com diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro interior do molde e altura de 64 mm.

O solo necessário para realizar uma camada com 25 mm de altura foi colocado dentro do molde e compactado (Figura 8.1a) com o número de pancadas pretendido (25 ou 55 pancadas, com um pilão da compactação pesada com 4,54 kg de massa e 457 mm de altura de queda). O valor aproximado da massa de solo necessária para cada camada foi calculado a partir do peso volumico do solo obtido nos ensaios de Proctor. Assim foi possível usar camadas de solo com espessura aproximadamente semelhante, de forma a obter provetes o mais uniformes possível. As restantes camadas de solo (até perfazer as 5 camadas) foram preparadas da mesma forma.

Nos provetes de solo reforçado, cada camada de geossintético (discos circulares com 152 mm de diâmetro) foi colocada entre as camadas de solo, conforme a posição pretendida. Antes da sua colocação procedeu-se à regularização da camada de solo inferior para que a camada de geossintético ficasse sem rugas, nivelada e não fosse danificada por partículas de maiores dimensões (durante o processo de compactação).

Depois de concluída a preparação dos provetes procedeu-se à sua imersão em água (quando aplicável). Nesta fase, os provetes foram carregados com a placa perfurada com haste ajustável e as placas de carga (Figura 8.1c). De seguida foi colocado o tripé com um transdutor de deslocamento axial acoplado (dispositivo necessário para medir a expansão do solo durante o período de imersão) e os provetes foram colocados dentro de um tanque de embebição cheio com água (Figura 8.1c). Os provetes permaneceram nestas condições de imersão durante 96 horas (período de imersão referido na E198 (1967) e na norma ASTM D1883 (2007^{e2})).

Por fim, os provetes foram sujeitos aos ensaios de CBR. Durante os ensaios os provetes foram penetrados pelo pistão do equipamento de ensaio com uma velocidade de deslocamento axial de 1 mm/min. Os parâmetros registados durante os ensaios foram a penetração (através do transdutor de deslocamento axial) e a força (através do anel dinamométrico) impostas pelo pistão aos provetes. Os provetes permaneceram carregados com as placas de carga usadas durante o processo de imersão (Figura 8.1c).

8.4. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios

Os principais objetivos do programa de ensaios de CBR foram analisar a influência de vários parâmetros (tipo, número e posição das camadas de geossintéticos; tipo de solo; número de pancadas usadas na compactação dos provetes; e teor em água do solo) na capacidade de carga do solo reforçado e verificar as diferenças de comportamento em relação ao solo não reforçado. A discussão sobre os resultados obtidos para os dois tipos de solo, considerados para analisar a influência do tipo de solo, é realizada nas seções consideradas para a discussão dos restantes parâmetros.

Esta análise é realizada com vários parâmetros obtidos nos ensaios de CBR: o CBR correspondente a 2,5 mm de penetração ($CBR_{2,5mm}$); o CBR correspondente a 5 mm de penetração (CBR_{5mm}); a variação do valor de CBR observado para os provetes não reforçados e reforçados preparados sobre as mesmas condições (calculado com o maior dos valores de $CBR_{2,5mm}$ ou CBR_{5mm}) (ΔCBR); a força de penetração máxima (F_{max}); e a variação do valor da força de penetração máxima observada para os provetes não reforçados e reforçados preparados sobre as mesmas condições (ΔF_{max}). Os parâmetros obtidos nos ensaios de CBR realizados a provetes de solo reforçado são apresentados na Tabela 8.2 (para solo granular) e na Tabela 8.3 (para a amostra 1 do solo fino). A influência dos parâmetros referidos na capacidade de carga dos provetes de solo e de solo reforçado é analisada nas seções seguintes recorrendo aos parâmetros referidos nas Tabelas 6.10, 6.11, 8.2 e 8.3 e às curvas força-penetração de alguns dos provetes ensaiados.

A repetibilidade dos resultados foi analisada apenas para provetes não reforçados. As conclusões observadas foram apresentadas na secção 6.3.7.

Tabela 8.2. Resultados dos ensaios de CBR (solo granular)

Ensaio		Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	Camadas de reforço			w	w _{real} *	Nº de pancadas	CBR		Δ CBR	F _{max}	Δ F _{max}
		Nº	Tipo	Posição	%	%		2,5mm	5mm			
					%	%	-	%	%	%	kgf	%
16	Imerso				9,5	9,5	25	16,7	19,0	4,5	822,2	4,8
17	Imerso	1	GC	2/5H	11,5	11,0	25	22,4	25,4	1,0	1116,9	5,3
18	Imerso				13,5	13,7	25	9,4	13,4	7,2	704,4	8,7
19	Imerso				9,5	9,7	25	18,1	22,1	21,6	956,6	21,9
20	Imerso	1	GG2	2/5H	11,5	11,6	25	23,6	30,5	21,3	1343,2	26,7
21	Imerso				13,5	14,0	25	12,7	16,6	32,8	857,6	32,4
22	Imerso				9,5	10,0	25	19,6	21,0	15,5	897,7	14,4
23	Imerso	1	GG2+GT	2/5H	11,5	11,3	25	25,5	30,2	20,1	1307,8	23,3
24	Imerso				13,5	13,9	25	11,8	17,4	39,2	878,8	35,7
25	Imerso	1	GC	2/5H	11,5	11,1	55	22,9	27,9	7,0	1296,0	7,2
26	Não imerso				11,5	11,9	55	22,2	29,5	3,5	1340,8	4,0
27	Imerso	1	GG2	2/5H	11,5	11,4	55	25,0	31,9	22,2	1498,8	24,0
28	Não imerso				11,5	11,0	55	25,9	33,5	17,5	1541,2	19,6
29	Imerso	1	GG2+GT	2/5H	11,5	11,9	55	24,5	30,5	16,9	1409,2	16,6
30	Não imerso				11,5	11,7	55	24,2	32,0	12,3	1463,4	13,5
31	Imerso	2	GC	2/5H e 3/5H	11,5	11,6	55	20,0	25,5	-2,2	1100,4	-9,0
32	Não imerso				11,5	11,2	55	20,2	27,5	-3,5	1251,3	-2,9
33	Imerso	2	GG2	2/5H e 3/5H	11,5	11,7	55	21,5	28,9	10,9	1364,4	12,9
34	Não imerso				11,5	11,3	55	22,8	30,2	6,0	1432,8	11,2
35	Imerso	2	GG2+GT	2/5H e 3/5H	11,5	11,3	55	20,3	27,7	6,3	1310,2	8,4
36	Não imerso				11,5	11,4	55	21,5	28,7	0,7	1380,9	7,1
37	Imerso	4	GC	1/5H; 2/5H; 3/5H e 4/5H	11,5	11,5	55	11,8	14,2	-45,5	704,4	-41,7
38	Não imerso				11,5	11,2	55	13,9	18,5	-35,1	959,0	-25,6

w_{real} - teor em água real; * Parâmetro obtido antes da imersão do provete;

Tabela 8.2. Resultados dos ensaios de CBR (solo granular) (Continuação)

Ensaio		Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	Camadas de reforço			w	w _{real} *	Nº de pancadas	CBR		ΔCBR	F _{max}	ΔF _{max}
		Nº	Tipo	Posição	%	%		2,5mm	5mm			
					%	%	-	%	%	%	kgf	%
39	Imerso	4	GG2	1/5H; 2/5H; 3/5H e 4/5H	11,5	11,2	55	21,2	29,4	12,8	1477,5	22,2
40	Não imerso				11,5	11,1	55	21,5	30,7	7,7	1512,9	17,4
41	Imerso	4	GG2+GT	1/5H; 2/5H; 3/5H e 4/5H	11,5	11,5	55	17,4	20,4	-21,7	1003,8	-17,0
42	Não imerso				11,5	11,7	55	18,8	26,0	-8,8	1270,1	-1,5

w_{real} - teor em água real; * Parâmetro obtido antes da imersão do provete;

Tabela 8.3. Resultados dos ensaios de CBR (amostra 1 do solo fino)

Ensaio		Parâmetros de ensaio					Resultados					
Nº	Tipo	Camadas de reforço			w	w _{real} *	Nº de pancadas	CBR		ΔCBR	F _{max}	ΔF _{max}
		Nº	Tipo	Posição	%	%		2,5 mm	5 mm			
					%	%	-	%	%	%	kgf	%
43	Imerso	1	GC	2/5H	11,9	11,9	25	12,3	12,2	28,9	464,0	23,9
44	Imerso				13,9	13,6	25	4,7	4,9	3,6	192,9	3,8
45	Imerso				15,0	15,0	25	3,4	3,7	5,1	161,1	13,3
46	Imerso				17,0	17,1	25	1,6	1,7	9,0	64,6	10,3
47	Imerso				19,0	19,1	25	0,9	0,8	4,7	30,9	4,0
48	Imerso	1	GG2	2/5H	11,9	11,8	25	14,2	14,6	46,7	534,7	42,8
49	Imerso				13,9	13,6	25	5,0	5,5	16,3	233,0	25,4
50	Imerso				15,0	14,8	25	3,5	4,3	22,2	204,0	43,5
51	Imerso				17,0	16,8	25	2,6	3,0	92,3	122,3	108,8
52	Imerso				19,0	18,8	25	1,5	1,4	74,4	53,3	79,6

w_{real} - teor em água real; * Parâmetro obtido antes da imersão do provete;

Tabela 8.3. Resultados dos ensaios de CBR (amostra 1 do solo fino) (Continuação)

Ensaio		Parâmetros de ensaio					Resultados					
N°	Tipo	Camadas de reforço			w	w _{real} *	N° de pancadas	CBR		Δ CBR	F _{max}	Δ F _{max}
		N°	Tipo	Posição	%	%		2,5 mm	5 mm			
53	Imerso				11,9	11,7	25	13,7	13,8	38,7	492,2	31,5
54	Imerso				13,9	13,7	25	4,8	5,2	9,9	223,5	20,3
55	Imerso	1	GG2+GT	2/5H	15,0	14,6	25	3,4	4,1	16,5	187,6	31,9
56	Imerso				17,0	16,6	25	2,0	2,3	47,4	99,8	70,5
57	Imerso				19,0	19,0	25	1,1	1,0	27,9	37,3	25,6
58	Não imerso	1	GC	2/5H	11,9	11,9	25	15,9	15,2	43,2	550,3	28,1
59	Não imerso	1	GG2	2/5H	11,9	12,0	25	20,7	19,6	86,5	672,5	56,5
60	Não imerso	1	GG2+GT	2/5H	11,9	11,7	25	17,1	16,4	54,1	598,3	39,3
61	Imerso	2	GC	2/5H e 3/5H	11,9	11,9	25	13,6	13,9	39,7	533,0	42,4
62	Não imerso				11,9	11,9	25	17,5	17,0	57,7	640,4	49,1
63	Imerso	2	GG2	2/5H e 3/5H	11,9	11,9	25	16,7	17,4	74,9	695,7	85,8
64	Não imerso				11,9	12,0	25	22,2	23,1	101,2	887,7	106,6
65	Imerso	2	GG2+GT	2/5H e 3/5H	11,9	11,9	25	14,9	15,3	53,8	595,9	59,2
66	Não imerso				11,9	12,0	25	19,5	19,4	75,7	729,0	69,7
67	Imerso	4	GC	1/5H, 2/5H, 3/5H e 4/5H	11,9	11,9	25	14,9	15,5	55,8	585,5	56,4
68	Não imerso				11,9	11,9	25	18,3	18,2	64,9	690,5	60,7
69	Imerso	4	GG2	1/5H, 2/5H, 3/5H e 4/5H	11,9	11,8	25	18,5	20,2	103,0	798,7	113,3
70	Não imerso				11,9	11,8	25	23,9	25,4	121,3	999,9	132,7
71	Imerso	4	GG2+GT	1/5H, 2/5H, 3/5H e 4/5H	11,9	11,9	25	16,1	16,8	68,8	654,1	74,7
72	Não imerso				11,9	12,0	25	20,2	21,4	86,4	822,4	91,4

w_{real} - teor em água real; * Parâmetro obtido antes da imersão do provete;

8.4.1. Influência dos geossintéticos

Nesta seção são analisadas as diferenças entre a capacidade de carga dos provetes de solo e dos provetes de solo reforçado. A influência da configuração das camadas de geossintético e do tipo de geossintético também foram analisadas. Esta análise foi realizada considerando os resultados dos ensaios de CBR realizados aos provetes de solo granular e de solo fino reforçados com 1, 2 ou 4 camadas de GC, GG2 ou GG2+GT.

8.4.1.1. Solo *versus* solo reforçado

A influência da inclusão do reforço na capacidade de carga do solo foi analisada considerando diferentes condições de ensaio e provetes formados com diferentes conjugações de materiais. De forma geral, os resultados dos ensaios de CBR apresentados nas Tabelas 6.10, 6.11, 8.2 e 8.3 mostram que, na maioria dos casos, o CBR e a força de penetração máxima é maior nos provetes de solo reforçado (com uma camada de reforço) e que estes parâmetros variaram com diversos parâmetros (tipo, número e posição das camadas de geossintéticos; tipo de solo; número de pancadas usadas na compactação dos provetes; e teor em água do solo) analisados nas seções seguintes.

As curvas força-penetração de alguns provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de GG2 que mostram este comportamento são apresentadas na Figura 8.2. Estas foram obtidas com os resultados dos ensaios nº 2 e 20 (solo granular; provetes imersos; $w = 11,5\%$; 25 pancadas) e ensaios nº 8 e 48 (solo fino; provetes imersos; $w = 11,9\%$; 25 pancadas). Em ambos os tipos de solos observou-se que para o mesmo nível de penetração a força aplicada pelo pistão foi maior nos provetes de solo reforçado. O CBR e a força de penetração máxima dos provetes de solo reforçados também foram maiores. Nos provetes de solo reforçados com uma camada de geossintético (provetes imersos; 25 pancadas) o aumento do CBR variou entre 1,0% e 39,2% (solo granular) e 3,6% e 92,3% (solo fino) e o aumento da F_{max} variou entre 4,8% e 35,7% (solo granular) e 3,8% e 108,8% (solo fino).

A observação visual dos provetes, após a realização dos ensaios, permitiu verificar que a aparência exterior dos provetes ensaiados foi igual para todos os tipos de provetes (Figura 8.3). Os provetes apresentaram deformações permanentes (assentamentos) na região solicitada pelo pistão do equipamento (depressão com forma cilíndrica visível na Figura 8.3a). Não se observaram empolamentos nas regiões adjacentes à solicitação.

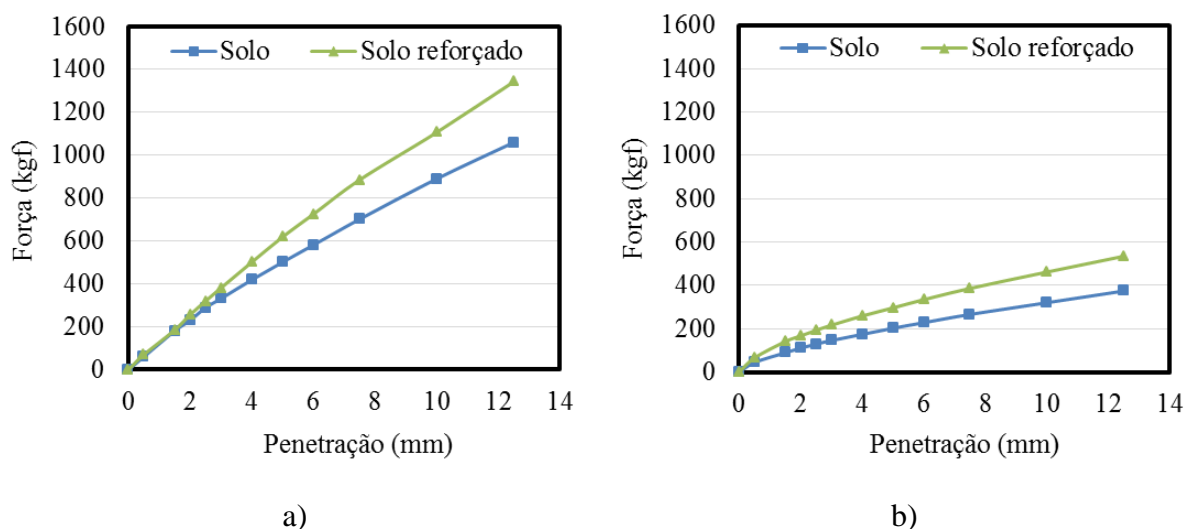


Figura 8.2. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de GG2: a) solo granular (provetes imersos; $w = 11,5\%$; 25 pancadas); b) solo fino (provetes imersos; $w = 11,9\%$; 25 pancadas)

No interior dos provetes foram detetadas diferenças significativas. Por um lado, nos provetes de solo, observou-se apenas o aumento da densidade do solo abaixo da depressão permanente provocada pelo pistão do equipamento. Por outro lado, nos provetes de solo reforçado com uma camada de reforço, além da densificação do solo na região referida, verificou-se que a camada de reforço acompanhou as deformações permanentes do solo (Figura 8.3b). Na zona solicitada o geossintético assumiu uma configuração côncava e sofreu tensões de tração.

Isto sugere que ocorreu o mecanismo de reforço que permitiu a transferência dos esforços provocados pelas solicitações através do efeito de membrana tensionada (introduzido por Giroud e Noiray (1981) e descrito na secção 3.3). Neste mecanismo parte da solicitação que seria transferida para a camada de solo inferior (não reforçado) foi transferida pelo geossintético para zonas laterais dos provetes (aumentando a sua capacidade de carga). Este mecanismo só se desenvolveu quando a camada de solo inferior e o geossintético sofreram deformações plásticas. O efeito deste mecanismo foi mais pronunciado nos provetes de solo fino reforçado onde as camadas de geossintético sofreram deformações maiores.

O mecanismo de reforço que consiste no aumento da capacidade de carga das camadas de solo (descrito na secção 3.3) também foi observado. Neste verificou-se que o geossintético criou uma camada de maior resistência (camada de solo acima da camada de geossintético) que afastou as superfícies de rotura potenciais da camada de solo inferior (Figura 3.2a). O efeito deste mecanismo também foi mais pronunciado nos provetes de solo fino (solo com menor capacidade de carga) porque permitiu aumentar a capacidade de carga de forma

substancial. Nos provetes de solo granular o efeito deste mecanismo de reforço não foi tão acentuado porque a capacidade de carga do solo não reforçado já era relativamente elevada.

Por fim, não foi possível identificar o terceiro mecanismo de reforço (descrito na secção 3.3) que consistia no aumento do confinamento lateral das camadas de solo (através da restrição do deslocamento das partículas de solo na região abaixo da solicitação). Isto aconteceu porque não foi possível analisar o deslocamento das partículas nos provetes de solo não reforçado.

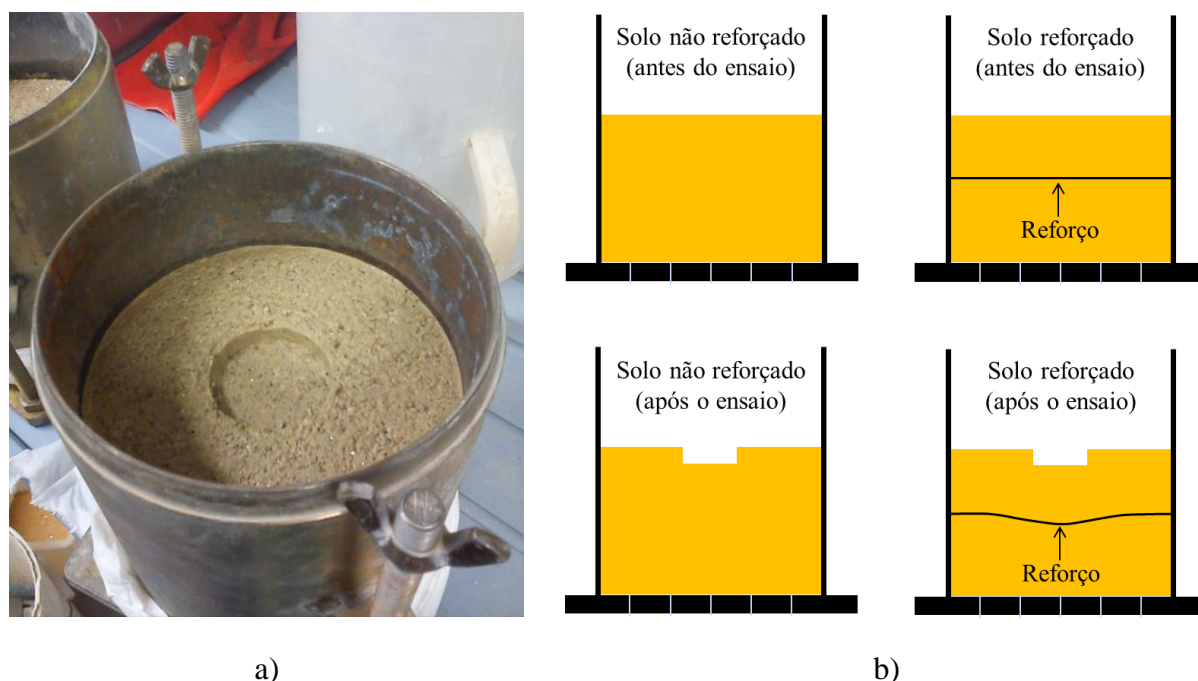


Figura 8.3. Representação esquemática da configuração dos provetes de solo e de solo reforçado antes e após os ensaios de CBR: a) aspeto exterior (provette de solo granular real); b) aspeto interior (representação em perfil)

8.4.1.2. Número e posição das camadas de geossintético

O programa laboratorial de ensaios de CBR incluiu o teste de provetes de solo reforçado com diferentes números e configurações de camadas de geossintético. As configurações consideradas são apresentadas na Figura 8.4. Tal como referido em relação aos provetes dos ensaios triaxiais, os espaçamentos entre as camadas de reforço considerados nos ensaios de CBR também não são da mesma ordem de grandeza dos espaçamentos considerados nas estruturas de solo reforçado. Isto acontece porque as dimensões dos provetes de ensaio são muito menores que as dimensões das estruturas. Por este motivo, não é possível garantir que o comportamento dos provetes de solo reforçado observado nos ensaios é semelhante ao comportamento do solo reforçado em estruturas reais.

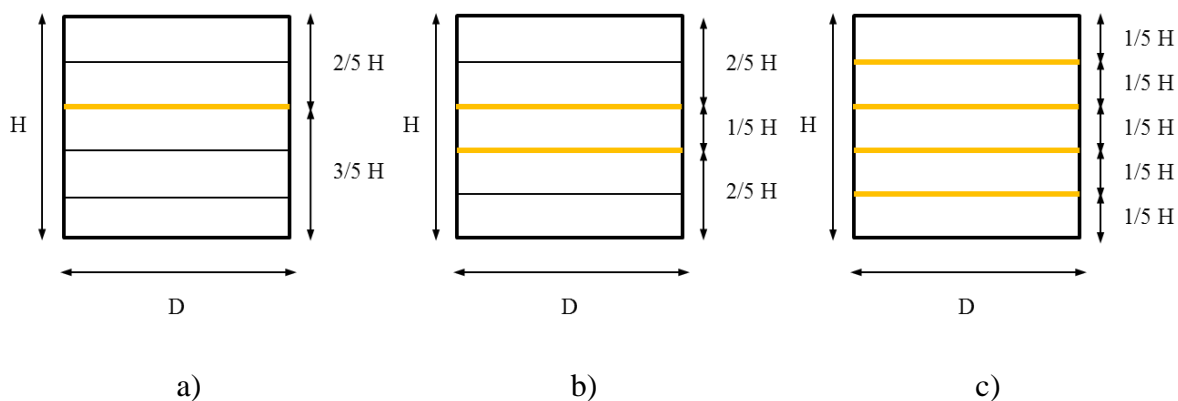
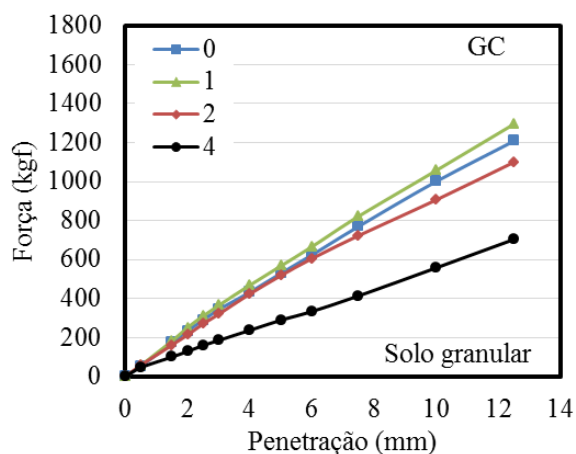


Figura 8.4. Número e posição das camadas de geossintético utilizadas nos provetes reforçados dos ensaios de CBR: a) 1 camada (posição $2/5H$); b) 2 camadas (posição $2/5H$ e $3/5H$); c) 4 camadas (posição $1/5H$, $2/5H$, $3/5H$ e $4/5H$)

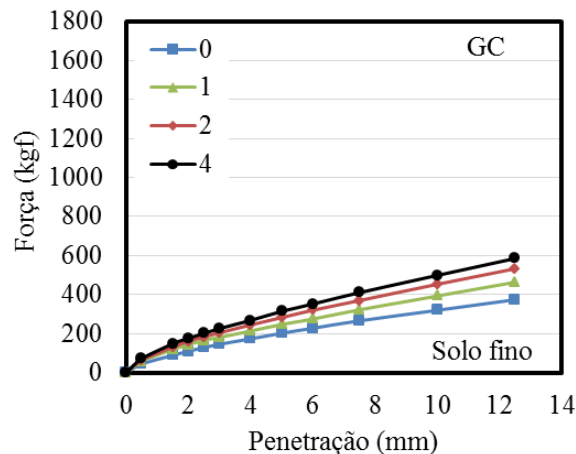
A análise da influência do número e da posição das camadas de geossintético na capacidade de carga dos provetes de solo reforçado foi realizada através da comparação do comportamento dos provetes de solo (ensaios nº 6 e 8) e de solo reforçado com diferentes configurações de camadas de geossintéticos (ensaios nº 25, 27, 29, 31, 33, 35, 37, 39, 41, 43, 48, 53, 61, 63, 65, 67, 69 e 71), preparados e ensaiados segundo as mesmas condições (solo granular - provetes imersos, $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - provetes imersos, $w = 11,9\%$ e 25 pancadas).

O comportamento força-penetração dos provetes é apresentado na Figura 8.5 enquanto o CBR, a F_{\max} e a variação destes parâmetros são apresentados nas Tabelas 6.10, 6.11, 8.2 e 8.3. As curvas força-penetração mostram que a inclusão de um maior número de camadas de reforço nem sempre conduziu a um aumento da capacidade de carga dos provetes (CBR e F_{\max}). A influência do número de camadas de reforço variou com o tipo de geossintético e de solo utilizados.

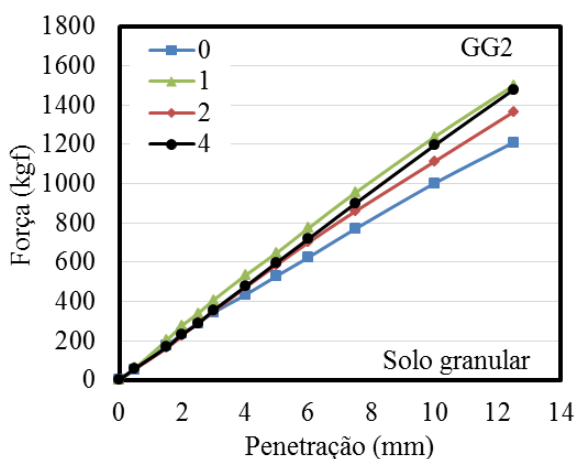
Nos provetes de solo fino reforçado com cada um dos tipos de geossintético verificou-se que o CBR e a F_{\max} aumentaram com a inclusão de mais camadas de geossintético (para os provetes imersos considerados nesta análise o aumento do CBR variou entre 28,9% e 46,7% (1 camada de reforço), 39,7% e 74,9% (2 camadas de reforço) e 55,8% e 103,0% (4 camadas de reforço)) (Figuras 8.5 e 8.6). A melhoria do comportamento induzida pela inclusão das camadas de reforço foi mais pronunciada quando foi considerada a GG2. O material resultante da combinação da GG2+GT teve um efeito intermédio enquanto o GC foi o que induziu uma melhoria do comportamento menor. Uma discussão sobre a influência do tipo de geossintético na capacidade de carga do solo reforçado é incluída na secção 8.4.1.3.



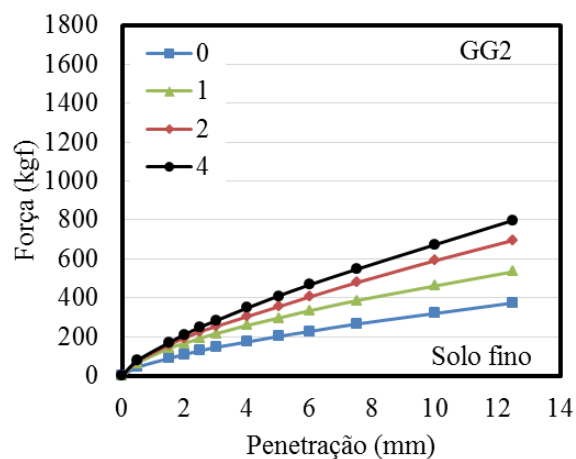
a)



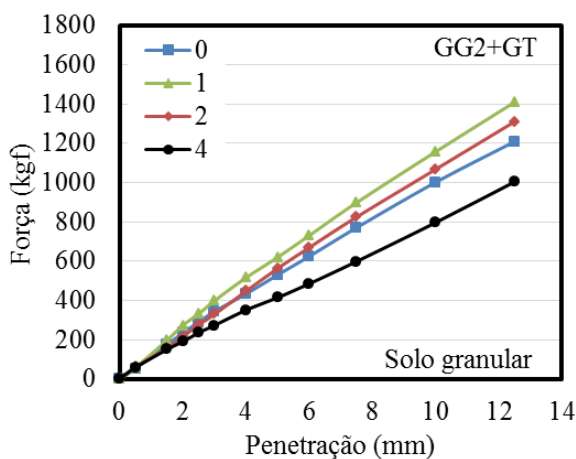
b)



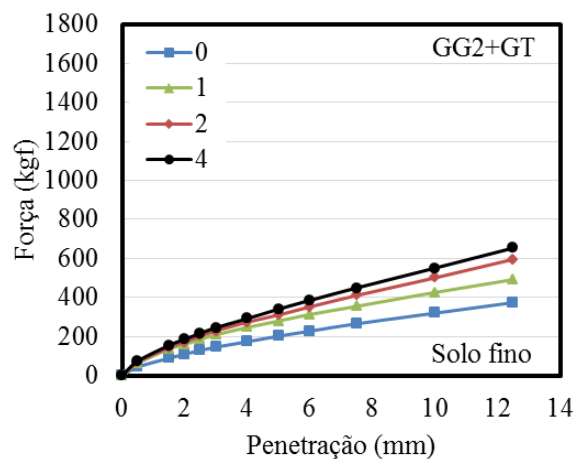
c)



d)



e)



f)

Figura 8.5. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com diferentes configurações de camadas de geossintético (solo granular - provetes imersos, $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - provetes imersos, $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) e b) solo reforçado com GC; c) e d) solo reforçado com GG2; e) e f) solo reforçado com GG2+GT

Nos provetes de solo granular, a inclusão de mais camadas de reforço nos provetes nem sempre provocou a melhoria do comportamento do solo. Como referido, a inclusão de uma camada de geossintético permitiu aumentar a capacidade de carga dos provetes. No entanto, quando foram consideradas duas camadas de geossintético, embora a capacidade de carga tenha sido maior que a dos provetes não reforçados, não foi maior que a capacidade de carga dos provetes reforçados com uma camada de geossintético. A exceção a esta regra observou-se no CBR obtido nos provetes de solo granular reforçado com duas camadas de GC que foi menor que o CBR obtido nos provetes não reforçados (Figuras 8.5 e 8.6).

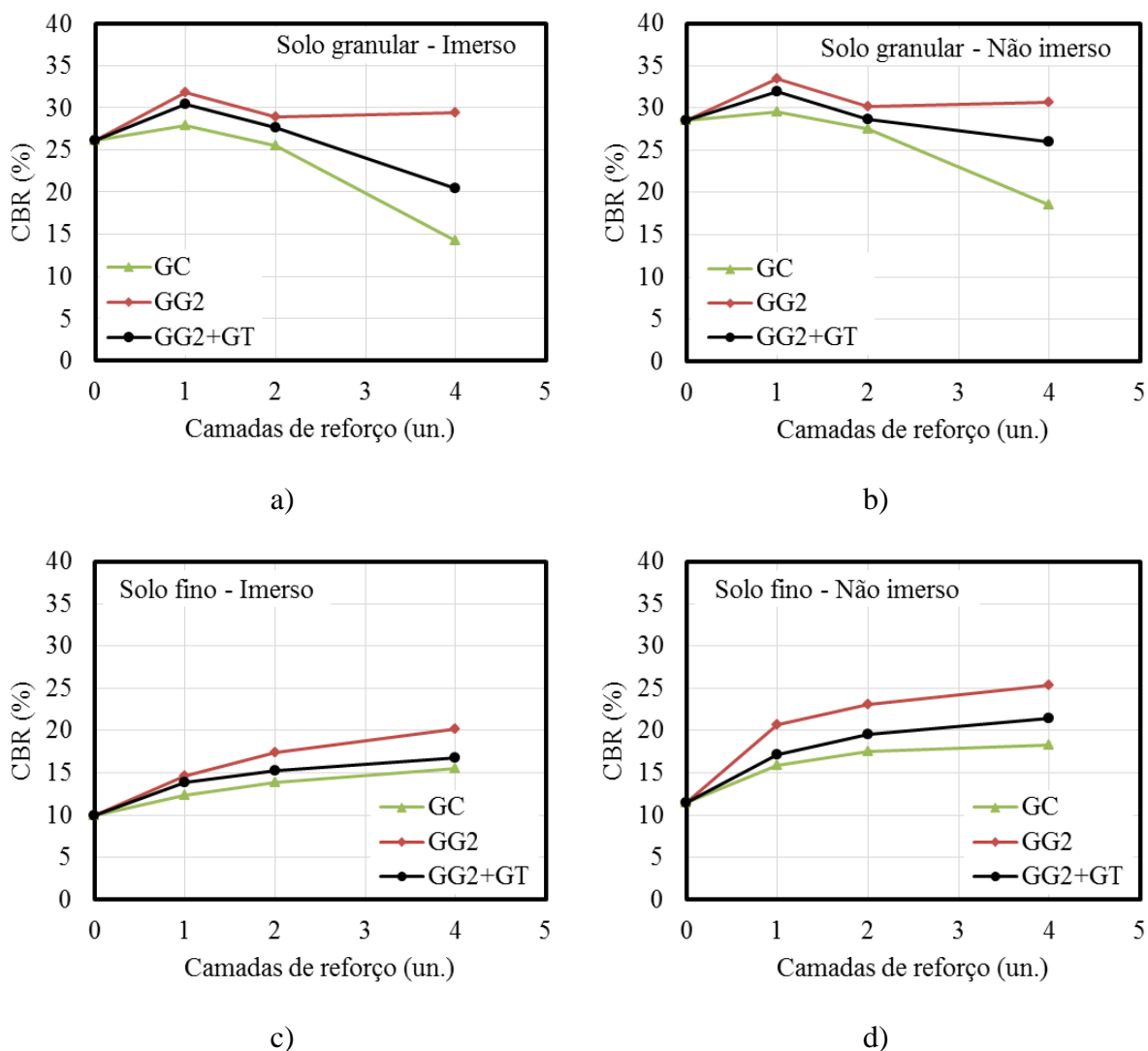


Figura 8.6. Variação do CBR com o número de camadas de reforço (solo granular – $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) solo granular (provetes imersos); b) solo granular (provetes não imersos); c) solo fino (provetes imersos); d) solo fino (provetes não imersos)

Este efeito foi ainda mais pronunciado quando os provetes foram reforçados com quatro camadas de geossintético. A capacidade de carga dos provetes de solo granular reforçados com quatro camadas de GC ou GG2+GT foi menor que a observada nos provetes não reforçados ($\Delta\text{CBR} = -44,3\%$ para o GC e $\Delta\text{CBR} = -20,0\%$ para a GG2+GT). Os provetes de solo granular reforçado com quatro camadas de GG2 tiveram um CBR maior que os provetes não reforçados ($\Delta\text{CBR} = 15,3\%$) e reforçados com duas camadas de GG2 ($\Delta\text{CBR} = 13,4\%$) e menor que os provetes reforçados com uma camada de GG2 ($\Delta\text{CBR} = 22,2\%$). Tal como observado no solo fino a capacidade de carga dos provetes de solo granular reforçado foi maior quando foi considerada a GG2 e menor quando foi usado o GC.

O efeito descrito também foi reportado por Vinod e Minu (2010) e Naeini e Mirzakhani (2008). Nesses estudos não foi apresentada uma justificação. A análise dos resultados e a observação visual dos provetes após os ensaios permite sugerir que, na análise realizada neste estudo, este efeito tenha ocorrido por dois motivos: 1) a diminuição da espessura das camadas de geossintético durante o ensaio de CBR; e 2) a capacidade de carga do solo não reforçado.

Na Figura 8.7 é apresentada a variação da espessura dos geossintéticos (isolados) com a tensão normal aplicada (segundo o procedimento da norma NP EN ISO 9863-1 (2006)). A espessura dos geossintéticos diminuiu com o aumento da tensão, ou seja, os geossintéticos são compressíveis mesmo para tensões de compressão reduzidas (2, 20 e 200 kPa) quando comparadas com as tensões atingidas durante os ensaios de CBR (tensões máximas na superfície dos provetes de ensaio: 8000 kPa para solo granular reforçado com 1 camada de GG2; 5100 kPa para solo fino reforçado com 1 camada de GG2). O geossintético mais compressível foi o GC seguido da GG2 e do GT.

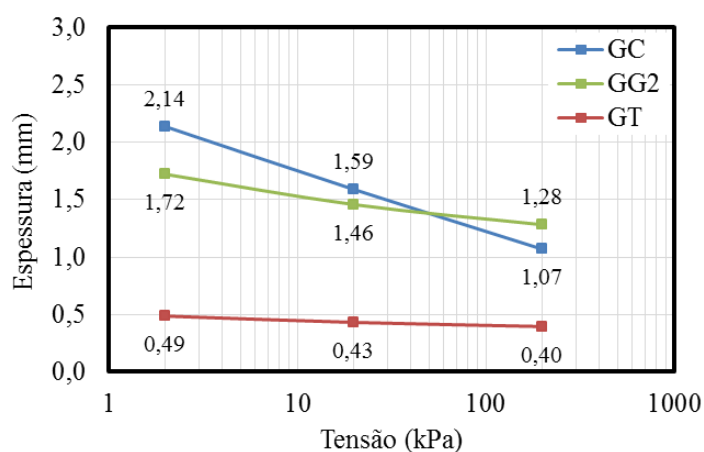


Figura 8.7. Variação da espessura dos geossintéticos com a tensão

A diminuição da espessura das camadas de geossintético pode ter contribuído para a redução da força de penetração observada nos ensaios de CBR realizados a provetes de solo reforçado. Por um lado, ao contrário dos provetes de solo não reforçado, parte da deformação permanente imposta aos provetes de solo reforçado pode ter ocorrido por causa da diminuição da espessura das camadas de geossintético. Assim, enquanto nos provetes de solo não reforçado a força de penetração foi desenvolvida durante todo o período de penetração (equivalente a 12,5 mm), nos provetes de solo reforçado o período de penetração em que se desenvolveu a força de penetração pode ter sido menor (equivalente a 12,5 mm menos uma fração da diminuição da espessura das camadas de geossintético). Isto pode ter implicado que o aumento da capacidade de carga de alguns provetes de solo reforçado tenha sido menor e que noutros casos a capacidade de carga dos provetes de solo reforçado tenha sido menor que a observada nos provetes de solo não reforçado.

Por outro lado, a diminuição da espessura das camadas de geossintético pode ter implicado que o desenvolvimento das deformações permanentes internas nas camadas de solo e de geossintético (configuração côncava) tenham sido menores. Deste modo, o efeito dos mecanismos de reforço (descritos na secção 8.4.1.1) pode ter sido minorado (por exemplo, a transferência dos esforços provocados pelas solicitações através do efeito de membrana tensionada foi tanto mais importante quanto maiores foram as deformações permanentes internas das camadas de material). Este efeito não foi maior porque durante a compactação dos provetes a espessura das camadas de geossintético também diminuiu.

Além do referido a capacidade de carga do solo não reforçado também pode explicar as diferenças de comportamento observadas entre os provetes de solo granular reforçado e os provetes de solo fino reforçado.

Ao contrário do observado nos provetes de solo fino reforçado, a diminuição da capacidade de carga com a inclusão das camadas de geossintético nos provetes de solo granular (provetes reforçados com duas ou quatro camadas de geossintético) pode ter ocorrido porque, nos provetes de solo granular não reforçados, a capacidade de carga era relativamente elevada. Deste modo, a redução da capacidade de carga provocada pela diminuição da espessura das camadas de geossintético foi maior que o aumento da capacidade de carga provocado pelos mecanismos de reforço. Nos provetes de solo fino reforçado pode ter ocorrido o comportamento inverso.

A representação esquemática da configuração interna dos provetes de solo reforçado com diferentes números de camadas de geossintético, apresentada na Figura 8.8, foi conseguida através da informação colhida na observação visual dos provetes após os ensaios de CBR.

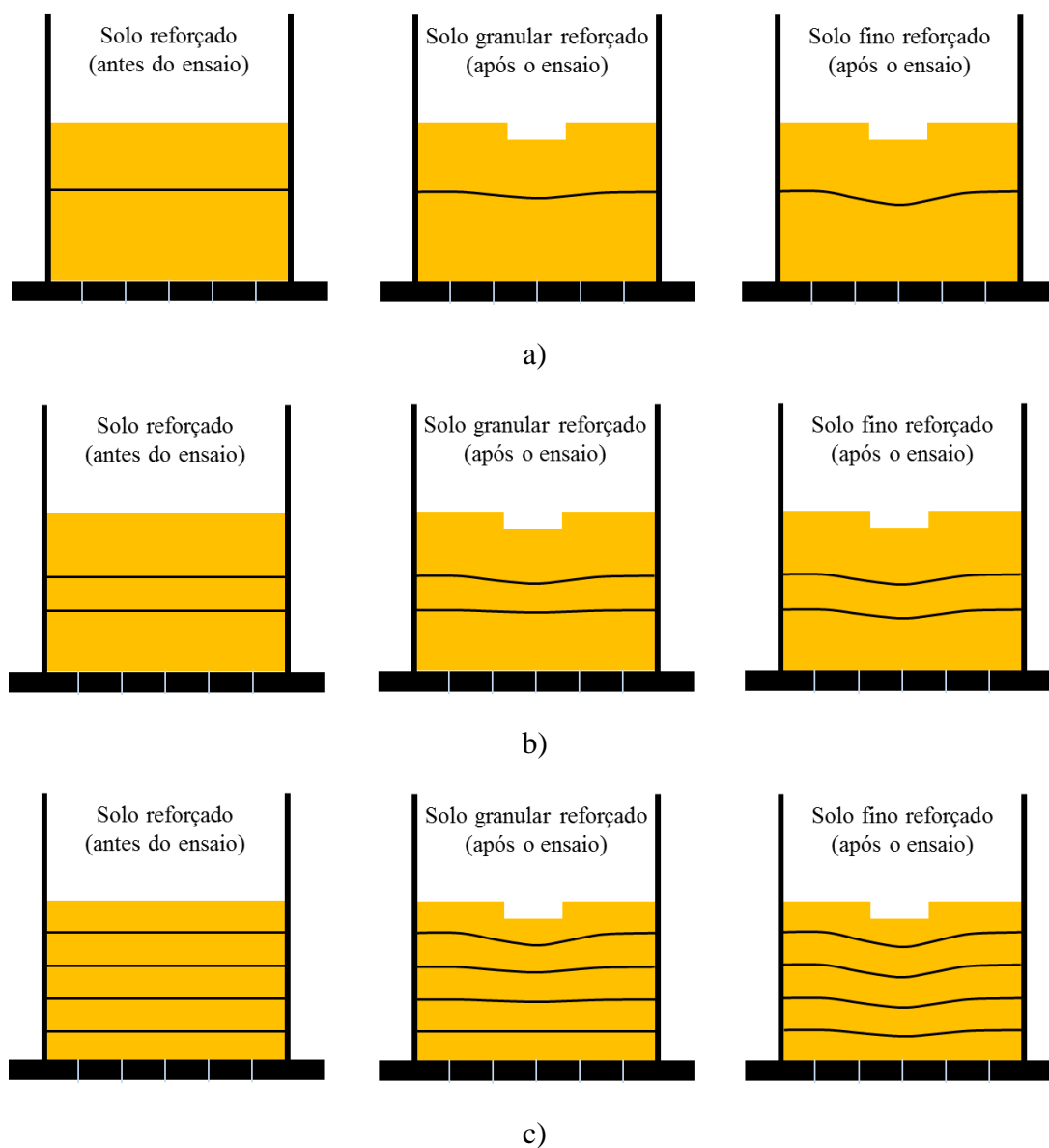


Figura 8.8. Representação esquemática da configuração dos provetes de solo reforçado antes e após os ensaios de CBR: a) 1 camada de reforço; b) 2 camadas de reforço; c) 4 camadas de reforço (esquemas em perfil)

Tal como referido, nos provetes de solo reforçado verificou-se que, além da densificação do solo na região solicitada pelo pistão de carregamento, o geossintético acompanhou o assentamento do solo e assumiu uma configuração côncava. Isto implicou que, conforme a dimensão da deformação sofrida, o geossintético tenha sofrido tensões de tração mais ou

menos elevadas (concavidades maiores implicaram o desenvolvimento de tensões de tração maiores) e a transferência dos esforços através dos três mecanismos de reforço já referidos tenha sido mais ou menos eficaz.

Nos esquemas apresentados é possível verificar que a deformação interna dos provetes ocorreu de forma diferente conforme o tipo de solo e o número e a posição das camadas de geossintético. A deformação do solo e das camadas de geossintético observadas foram maiores nos provetes de solo fino. Nestes provetes todas as camadas de reforço sofreram deformações, ao contrário do que foi observado nos provetes de solo granular. Isto aconteceu porque o solo fino tinha uma capacidade de carga muito baixa. Nos provetes de solo granular, apenas as camadas de geossintético mais superficiais sofreram deformações visíveis. Neste caso, como a capacidade de carga do solo granular era relativamente elevada e o espaçamento entre as camadas de reforço era muito pequeno pode ter sido criada uma camada mais resistente e/ou mais rígida (localizada na região superior do provete) que impediu que as camadas de solo e reforço inferiores tenham sido mobilizadas.

Assim, como a melhoria do comportamento com a inclusão dos reforços foi maior nos provetes de solo fino pode-se considerar que a mobilização dos esforços foi mais eficaz neste tipo de solo (os mecanismos de reforço foram mais eficazes em solos com menor capacidade de carga, tal como referido por Holtz *et al.* (1998) e Perkins (1999a)).

8.4.1.3. Tipo de geossintético

Os geossintéticos considerados nos ensaios de CBR foram o GC, a GG2 e a associação da GG2 com o GT (uma camada superior de GG2 e uma camada inferior de GT).

A análise da influência do tipo de geossintético na capacidade de carga dos provetes de solo reforçado foi realizada através da comparação do comportamento dos provetes de solo reforçado com diferentes tipos de geossintéticos. Os resultados dos ensaios considerados nesta análise foram obtidos em provetes preparados e ensaiados segundo as mesmas condições (solo granular - provetes imersos, $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - provetes imersos, $w = 11,9\%$ e 25 pancadas) e são apresentados nas Figuras 8.5 e 8.6 e nas Tabelas 8.2 e 8.3.

As curvas força-penetração (Figura 8.5) mostram que a capacidade de carga dos provetes variou com o tipo de geossintético considerado. Os provetes reforçados com a GG2 foram os que exibiram um CBR e uma F_{\max} maior, seguidos pelos provetes reforçados com GG2+GT e pelos provetes reforçados com GC (Figura 8.6). Este efeito foi observado em todos os tipos de

provetes preparados e ensaiados segundo as mesmas condições (incluindo provetes com teor em água e número de pancadas usadas na compactação diferentes dos apresentados nas Figuras 8.5 e 8.6).

As diferenças de comportamento observadas podem ter sido provocadas por diversos fatores: a compressibilidade das camadas de geossintético; a resistência à tração dos geossintéticos; e as propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos (considerando que se desenvolveram movimentos relativos de corte direto entre os solos e os geossintéticos).

Como referido, a diminuição da espessura dos geossintéticos durante os ensaios pode ter diminuído a força de penetração observada nos ensaios de CBR realizados a provetes de solo reforçado. O geossintético mais compressível foi o GC, seguido da GG2 e do GT (Figura 8.7). Isto é consistente com a capacidade de carga observada para os provetes de solo reforçado com os diferentes tipos de geossintéticos. Os provetes reforçados com a GG2 (menos compressível) foram os que exibiram um CBR maior ($1,5\% \leq \text{CBR} \leq 14,6\%$ para provetes de solo fino reforçado com uma camada de GG2), seguidos pelos provetes reforçados com GG2+GT ($1,1\% \leq \text{CBR} \leq 13,8\%$ para provetes de solo fino reforçado com uma camada de GG2+GT) e pelos provetes reforçados com GC (mais compressível) ($0,9\% \leq \text{CBR} \leq 12,3\%$) para provetes de solo fino reforçado com uma camada de GC).

Quanto à influência da resistência à tração dos geossintéticos, esta é difícil de analisar porque não foi possível verificar até que ponto esta propriedade foi mobilizada. Contudo, na inspeção visual dos provetes, após os ensaios de CBR, verificou-se que as camadas de geossintético não atingiram a rotura por tração, ou seja, a resistência à tração máxima dos geossintéticos foi sempre maior que os esforços de tração a que as camadas de geossintético foram sujeitas. As deformações permanentes impostas aos provetes de geossintético também foram reduzidas, sugerindo que os esforços de tração por estes suportados também foram reduzidos. No entanto, verificou-se que os provetes reforçados com geossintéticos com maior RT_{\max} apresentaram CBR maiores (para esta análise considerou-se o menor valor de RT_{\max} obtido para as duas direções (MD e CMD) dos geossintéticos).

O desmantelamento dos provetes de ensaio não permitiu verificar a ocorrência de movimentos relativos entre as partículas de solo e os geossintéticos, ou seja, se foi desenvolvido algum mecanismo de interação entre os dois materiais. Contudo, caso este tenha ocorrido, o mecanismo de interação associado foi o de corte direto envolvendo o atrito lateral entre o solo e o reforço e o atrito solo-solo (apenas nos provetes reforçados com a GG2 que foi o único geossintético com aberturas considerado) junto das interfaces das camadas de geossintético.

Os provetes reforçados com a GG2 apresentaram maior capacidade de carga porque foram os provetes em que as camadas de geossintético mobilizaram maiores tensões de tração e desenvolveram os mecanismos de reforço de forma mais eficaz. O efeito inverso foi observado nos provetes reforçados com o GC. Isto pode ter ocorrido porque a geogrelha GG2 (com coeficientes de interação com o solo granular entre 0,90 e 0,93) tem propriedades de interação com os solos melhores que os geossintéticos contínuos GC e GT (coeficientes de interação entre o GC e o solo granular entre 0,68 a 0,71), ou seja, possibilita uma transferência de esforços mais eficaz (coeficientes de interação obtidos em ensaios de corte direto com provetes de solo granular seco com $I_D = 85\%$ e $\sigma_C = 50$ e 100 kPa realizados por Ferreira *et al.* (2015)).

Por fim, a capacidade de carga dos provetes de solo reforçado com GG2+GT foi intermédia. A introdução da camada de GT limitou o contacto da superfície inferior da GG2 com os solos, diminuindo o atrito solo-solo, mas aumentou a superfície de mobilização de atrito lateral. Deste modo, as propriedades de interação do conjunto (GG2+GT) podem ter sido menores que as propriedades de interação da GG2 o que justifica a menor capacidade de carga dos provetes reforçados com camadas de GG2+GT.

8.4.2. Influência do número de pancadas usadas na compactação dos provetes

A influência do número de pancadas usadas na compactação dos provetes na sua capacidade de carga foi analisada comparando os resultados dos ensaios de CBR realizados a dois grupos de provetes de solo granular não reforçado (ensaios nº 2 e 6) e reforçado com uma camada de geossintético (ensaios nº 17, 20, 23, 25, 27 e 29) compactados com 25 ou 55 pancadas, com um pilão da compactação pesada (solo granular; provetes imersos, $w = 11,5\%$; 25 ou 55 pancadas).

Esta análise só foi realizada com provetes de solo granular porque, nos provetes de solo fino reforçado, a compactação com 55 pancadas (principalmente nos provetes com maiores teores em água) provocou deformações permanentes nas camadas de geossintético, durante o processo de preparação dos provetes. Além disto, não permitiu controlar a espessura das camadas de solo que intercalaram as camadas de geossintético de forma satisfatória. Por este motivo não foram realizados ensaios a provetes de solo fino compactados com 55 pancadas.

O parâmetro que foi diretamente influenciado pelo número de pancadas usadas na compactação dos provetes foi a baridade húmida dos provetes. Na Figura 8.9 são apresentadas as baridades húmidas obtidas nos provetes considerados nesta análise. A baridade húmida foi maior (variação entre 0,3% e 2,8%) nos provetes compactados com 55 pancadas. Além disso, existiu uma tendência para as diferenças de baridade húmida entre os provetes compactados com 25 ou 55 pancadas serem maiores nos provetes reforçados com geossintéticos.

Assim, por um lado, nos provetes de solo não reforçado a maior baridade húmida observada nos provetes compactados com 55 pancadas deveu-se apenas à densificação do solo. Por outro lado, nos provetes de solo reforçado a baridade húmida dos provetes compactados com 55 pancadas foi maior porque, além da densificação do solo, ocorreu uma redução da espessura das camadas de geossintético (durante a preparação dos provetes). Isto provocou a redução do volume das camadas de geossintético e o aumento do volume de solo nos provetes.

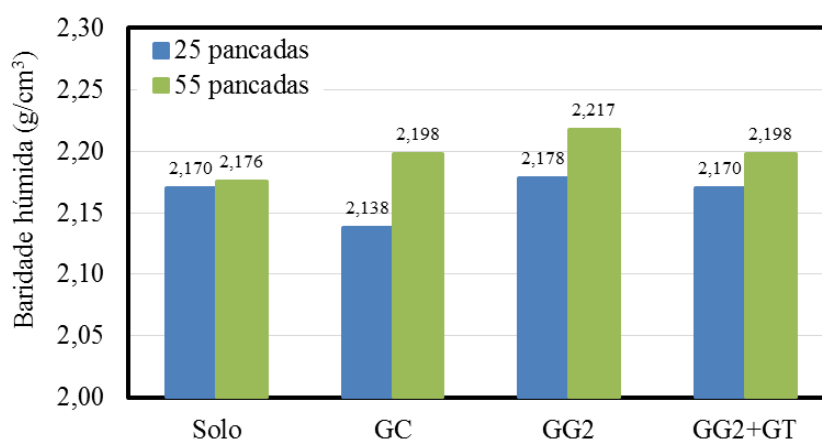


Figura 8.9. Variação da baridade húmida de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético com o número de pancadas usadas na sua compactação (solo granular; provetes imersos, $w = 11,5\%$; 25 ou 55 pancadas)

O efeito direto do aumento da baridade húmida dos provetes foi o aumento da sua capacidade de carga. Na Figura 8.10 são apresentadas as curvas força-penetração obtidas nos ensaios de CBR realizados aos provetes considerados nesta análise. Como se pode constatar, para penetrações até 4 mm, verificou-se que a variação da força de penetração entre os provetes compactados com 25 ou 55 pancadas foi reduzida (em alguns casos a força de penetração foi maior nos provetes compactados com 25 pancadas (com menor baridade húmida)). Para penetrações superiores a 4 mm, constatou-se que para os mesmos níveis de penetração a força de penetração nos provetes compactados com 55 pancadas (com maior baridade húmida) foi

maior. Os valores de CBR calculados e a F_{max} também foram maiores nos provetes compactados com 55 pancadas (o aumento do CBR variou entre 0,9% e 9,8% e da F_{max} entre 7,8% e 16,0%). Este efeito foi observado, quer nos provetes de solo não reforçado, quer nos provetes reforçados com uma camada de GC, GG2 ou GG2+GT.

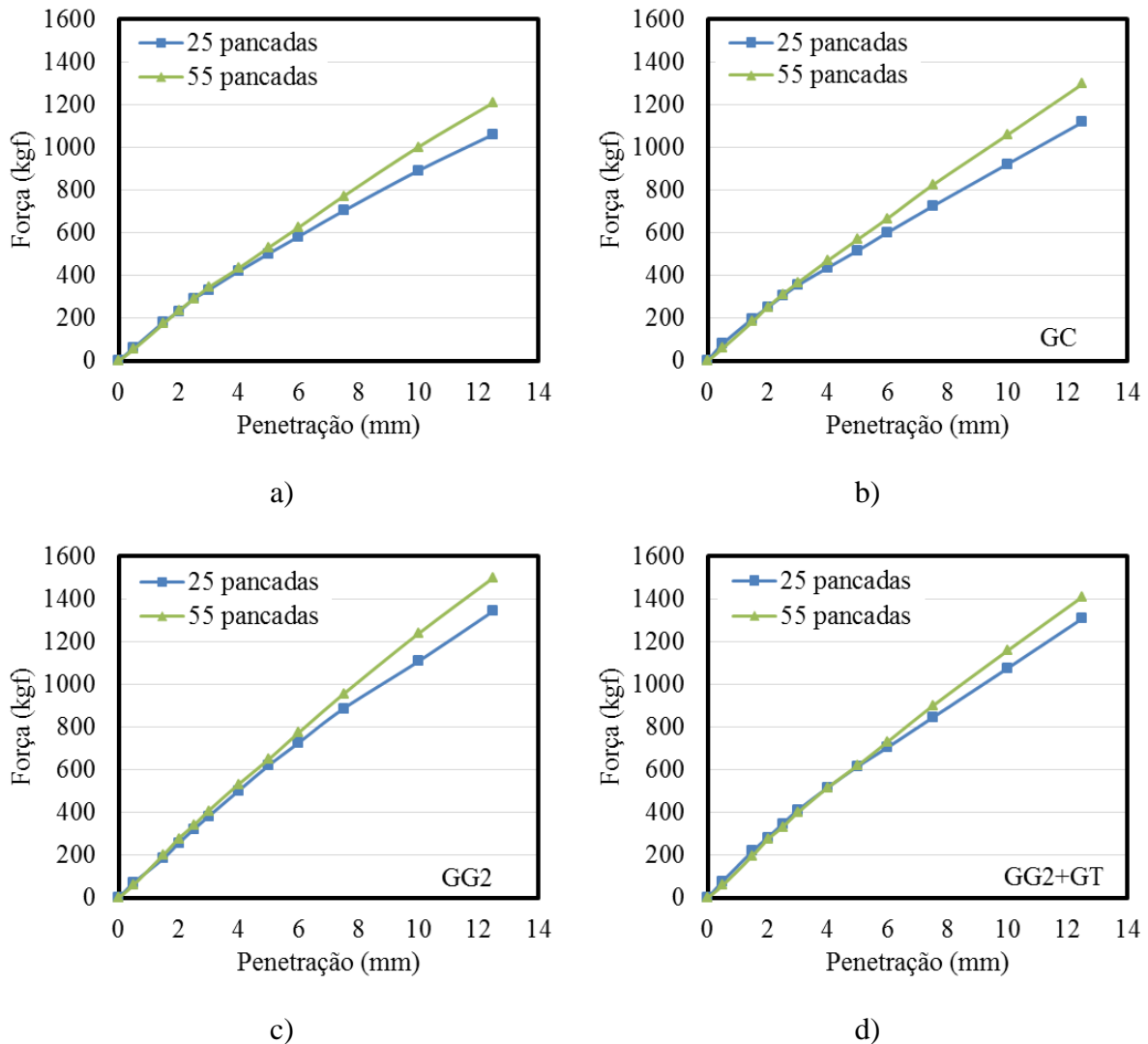


Figura 8.10. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (solo granular; provetes imersos, $w = 11,5\%$; 25 ou 55 pancadas): a) solo não reforçado; b) solo reforçado com GC; c) solo reforçado com GG2; d) solo reforçado com GG2+GT

8.4.3. Influência do teor em água do solo

A influência do teor em água na capacidade de carga dos provetes de solo reforçado com geossintéticos foi analisada de duas formas: 1) com provetes sujeitos a diferentes condições

de imersão (provetes imersos *versus* provetes não imersos); e 2) com provetes preparados com diferentes teores em água.

O efeito das condições de imersão a que os provetes foram sujeitos antes do ensaio de CBR na sua capacidade de carga foi analisado através dos resultados dos ensaios de CBR realizados a provetes não imersos e a provetes imersos em água durante um período de 96 horas (ensaios nº 6, 7, 29 e 30 (solo granular; $w = 11,5\%$ e 55 pancadas) e nº 8, 15, 53 e 60 (solo fino; $w = 11,9\%$ e 25 pancadas).

As curvas força-penetração obtidas nos ensaios referidos, apresentadas na Figura 8.11, mostram que o comportamento força-penetração foi melhor nos provetes não imersos. As forças observadas para os mesmos níveis de penetração foram menores nos provetes que foram imersos em água. Isto ocorreu porque o teor em água dos provetes aumentou durante o processo de imersão. Deste modo, concluiu-se que a capacidade de carga dos provetes diminuiu com o aumento do teor em água porque o aumento da quantidade de água no solo implicou a redução das tensões efetivas e o aumento das tensões intersticiais do solo. Este efeito foi tanto maior quanto menor era a permeabilidade e a capacidade de drenagem do solo. Por esse motivo embora este efeito tenha sido observado nos vários tipos de provetes (de solo granular ou de solo fino, não reforçado ou reforçados com uma camada de geossintético) foi mais intenso nos provetes de solo fino.

Os valores de CBR obtidos nos ensaios referidos também mostram este efeito. Nos provetes de solo granular o $CBR_U = 28,5\%$ foi 9,2% maior que o $CBR_S = 26,1\%$ enquanto nos provetes de solo granular reforçado com uma camada de GG2+GT o $CBR_U = 32,0\%$ foi 4,9% maior que o $CBR_S = 30,5\%$. Nos provetes de solo fino o $CBR_U = 11,5\%$ foi 21,1% maior que o $CBR_S = 9,5\%$ e nos provetes de solo fino reforçado com uma camada de GG2+GT o $CBR_U = 17,1\%$ foi 23,9% maior que o $CBR_S = 13,8\%$.

Na Figura 8.12 são apresentados os valores de CBR obtidos nos ensaios realizados a provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada dos diferentes tipos de geossintéticos preparados com diferentes teores em água (solo granular: $w = 9,5\%$; $11,5\%$ e $13,5\%$; solo fino: $w = 11,9\%$; $13,9\%$; $15,0\%$; $17,0\%$ e $19,0\%$). Os resultados foram obtidos nos ensaios nº 1, 2, 4 e 16 a 24 (solo granular) e nº 8, 10, 12, 13, 14 e 43 a 57 (solo fino) em provetes imersos e compactados com 25 pancadas. Os gráficos incluem os teores em água reais dos provetes (ligeiramente diferentes do teor em água pretendido).

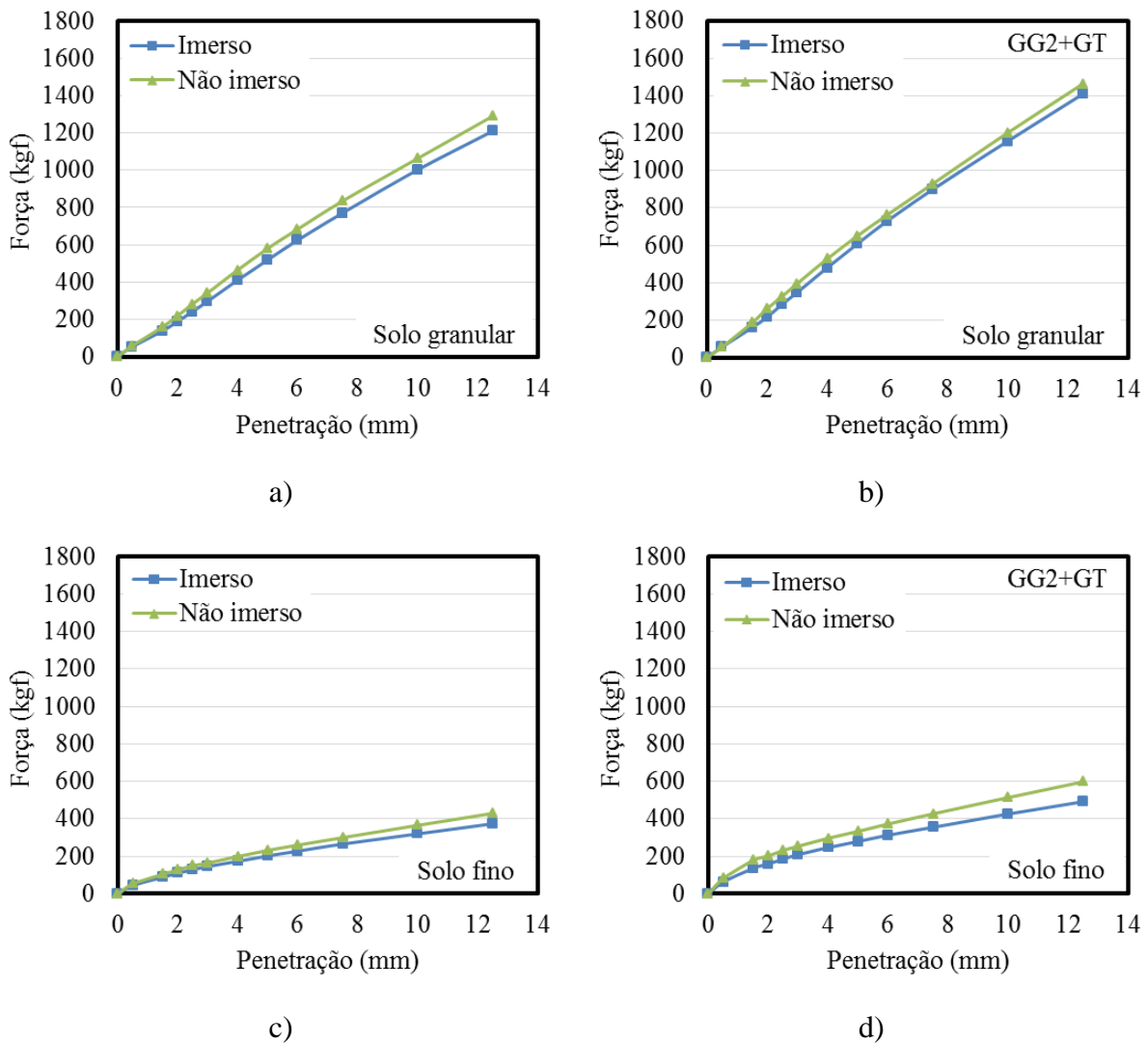
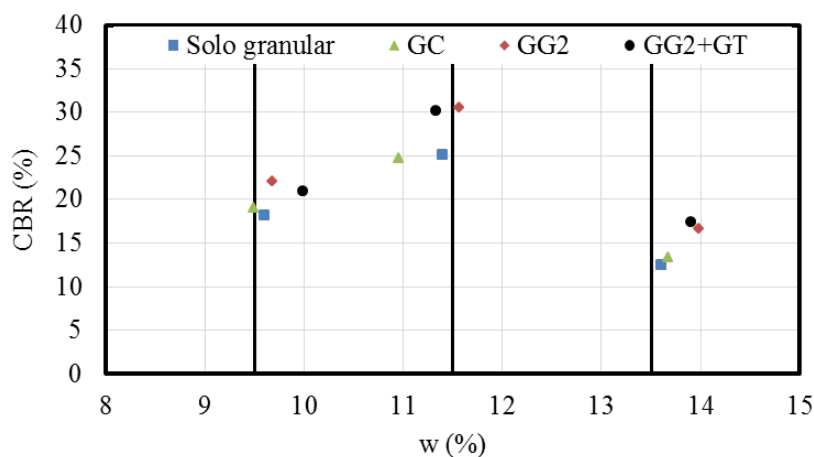


Figura 8.11. Comportamento força-penetração de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (solo granular - $w = 11,5\%$ e 55 pancadas; solo fino - $w = 11,9\%$ e 25 pancadas): a) solo granular não reforçado; b) solo granular reforçado com uma camada de GG2+GT; c) solo fino não reforçado; d) solo fino reforçado com uma camada de GG2+GT

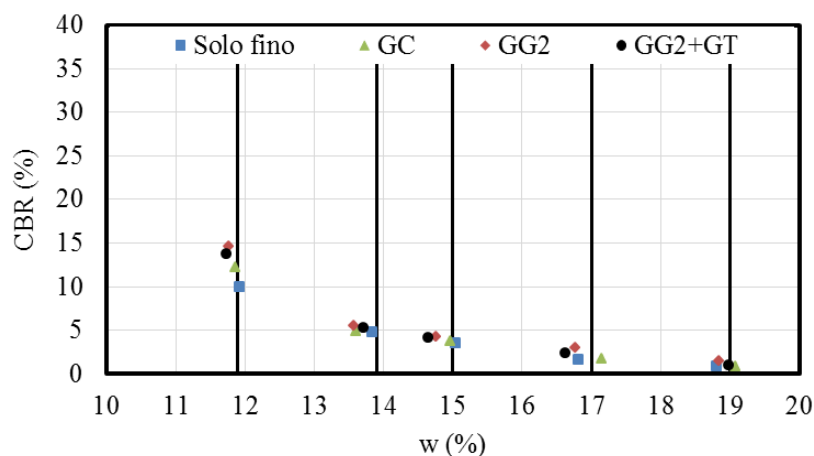
Os resultados obtidos para os provetes não reforçados e os provetes reforçados com uma camada de cada tipo de geossintético mostram que o CBR foi influenciado pelo teor em água do solo. Contudo, o comportamento observado nos provetes dos dois tipos de solos foi diferente.

Por um lado, nos provetes de solo granular observou-se que os valores de CBR maiores foram obtidos nos provetes preparados com o teor em água ótimo (w necessário para obter a baridade máxima do provete). Os valores de CBR menores foram obtidos nos provetes preparados com w maior (w do lado húmido da curva de compactação onde a baridade do

proвете é menor). A associação dos valores do CBR, do w e da baridade húmida (apresentada na Figura 8.13a) de cada tipo de provete permitiu verificar que o aumento do CBR foi resultado do aumento da baridade húmida que por sua vez foi influenciada pelo teor em água dos provetes.



a)

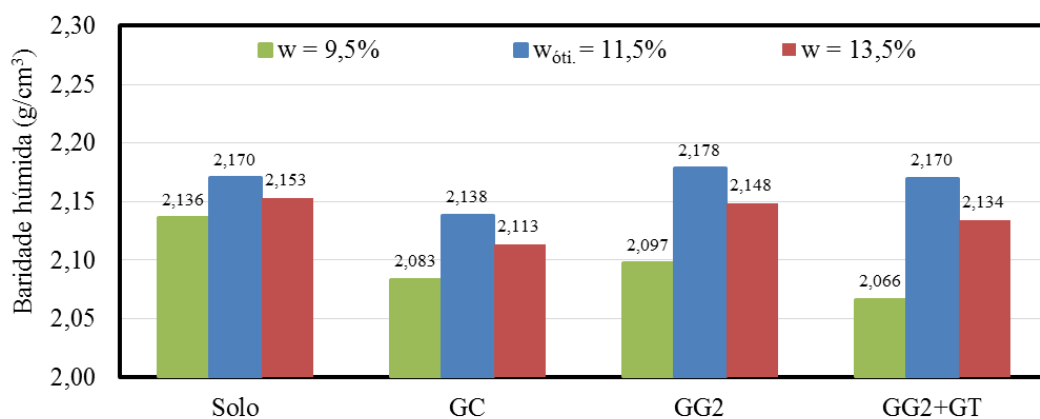


b)

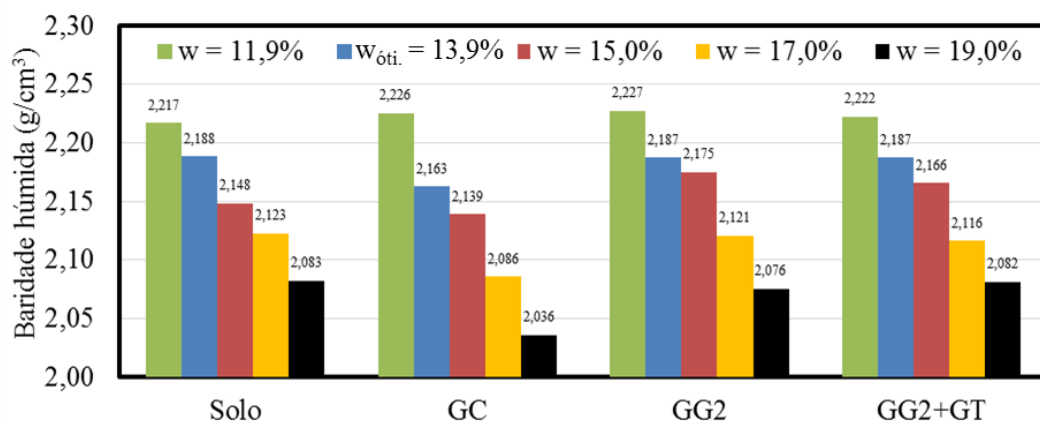
Figura 8.12. Variação do CBR com o teor em água de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (provetes imersos; 25 pancadas): a) solo granular; b) solo fino

Por outro lado, nos provetes de solo fino o CBR diminuiu com o aumento do teor em água dos provetes. Nestes casos também se verificou que os provetes com maior baridade húmida (apresentada na Figura 8.13b) foram os que apresentaram CBR maiores. Contudo, ao contrário dos provetes de solo granular, os provetes com maior baridade húmida não foram os provetes preparados com o $w_{óti}$. (foram os provetes preparados com o menor teor em água

(Figura 8.13b)). Este facto sugere que as propriedades de compactação obtidas através do ensaios de Proctor, para o solo fino, tenham sido diferentes das obtidas nos provetes considerados nos ensaios de CBR. As diferenças observadas podem ter resultado de vários fatores, tal como, a heterogeneidade da amostra de solo (aproximadamente 2000 kg de solo), o número de pancadas considerado na preparação dos provetes dos dois tipos de ensaios (55 pancadas nos ensaios de Proctor e 25 pancadas nos ensaios de CBR), e a inclusão das camadas de geossintético nos provetes reforçados.



a)



b)

Figura 8.13. Variação da baridade húmida com o teor em água de provetes de solo não reforçado e reforçado com uma camada de geossintético (provetes imersos; 25 pancadas): a) solo granular; b) solo fino

O outro parâmetro afetado pelo teor em água do solo, que pode ter condicionado a capacidade de carga dos provetes compostos por solo fino, foi a plasticidade do solo. Os solos com elevadas percentagens de partículas finas (como o solo fino considerado neste estudo) são

muito sensíveis à água. O aumento do teor em água pode ter implicado o aumento da plasticidade do solo e a redução da capacidade de carga dos provetes.

As conclusões referidas foram semelhantes nos provetes de solo não reforçado e nos provetes de solo reforçado com uma camada de geossintético. No entanto, em grande parte dos ensaios verificou-se que o efeito da inclusão do reforço (em percentagem) foi mais pronunciado nos provetes preparados com maiores teores em água. Por exemplo, nos provetes de solo granular reforçado com uma camada de GG2 observou-se que ΔCBR foi maior nos provetes preparados com maior teor em água ($\Delta\text{CBR} = 21,9\%$ para $w = 9,5\%$; $\Delta\text{CBR} = 26,7\%$ para $w = 11,5\%$ e $\Delta\text{CBR} = 35,7\%$ para $w = 13,5\%$). Este comportamento foi observado em todos os provetes de solo granular. Nos provetes de solo fino, nem sempre foi observado este aspeto, embora também pareça existir a tendência de ΔCBR ser maior nos provetes preparados maiores teores em água. Contudo, os incrementos do CBR provocados pela inclusão das camadas de reforço (nos provetes de solo fino), em valores absolutos, não foram significativos (por exemplo: nos provetes preparados com $w = 19,0\%$ o CBR aumentou de 0,9% (solo não reforçado) para 0,9 a 1,5% (solo reforçado)). Estes foram significativos apenas nos provetes preparados com o menor teor em água ($w = 11,9\%$) (o CBR aumentou de 9,5% (solo não reforçado) para 12,3 a 14,6% (solo reforçado)).

8.5. Considerações finais

Como referido, neste capítulo foi comparada a capacidade de carga (obtida através de ensaios de CBR) de provetes de solo não reforçado e de provetes de solo reforçado com geossintéticos. De forma geral os resultados permitiram constatar que, na maioria dos casos, a capacidade de carga dos provetes foi maior nos provetes de solo reforçado (com uma camada de reforço) e que a inclusão de um maior número de camadas de reforço nem sempre provocou um aumento da capacidade de carga dos provetes.

Durante a realização dos ensaios de CBR previstos no programa de ensaios verificou-se que os resultados obtidos podem ter sido afetados por vários fatores. Os fatores detetados foram: a dificuldade de controlar a localização exata das camadas de geossintético no interior dos provetes de solo reforçado após a compactação; a dificuldade de controlar o teor em água durante todo o processo de preparação e de ensaio dos provetes; a compressibilidade das camadas de geossintético; e a reduzida dimensão dos provetes de ensaio (que limitaram as

dimensões das camadas de solo e de reforço, potenciaram os efeitos das condições fronteira e condicionaram o desenvolvimento dos mecanismos de reforço).

Capítulo 9 - Dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: estudo paramétrico

9.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento de diferentes estruturas de solo reforçado. Os objetivos deste estudo são analisar a influência dos métodos de dimensionamento e de vários parâmetros (propriedades dos materiais, geometria da estrutura e sobrecargas) no dimensionamento interno e na verificação da estabilidade externa das estruturas de solo reforçado estudadas e dimensionar as soluções construtivas consideradas nas modelações numéricas apresentadas no Capítulo 10.

O estudo apresentado neste capítulo é composto por duas partes. Na primeira parte do estudo foi realizado um estudo paramétrico sobre o dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado com geossintéticos consideradas. Os parâmetros analisados no estudo paramétrico foram: algumas propriedades mecânicas dos solos (ângulo de atrito e coesão); a resistência à tração dos geossintéticos; as propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos; a geometria da estrutura (altura e inclinação da face da estrutura); e as sobrecargas de construção e/ou utilização da estrutura. Este estudo paramétrico permitiu analisar a variação da distribuição das camadas de reforço com a modificação dos parâmetros referidos.

Na segunda parte foi realizado o dimensionamento de duas estruturas de solo reforçado (um muro com inclinação da face com a horizontal igual a 80° e um talude com inclinação da face com a horizontal igual a 60° ; ambos com 5 m de altura). Os materiais constituintes destas estruturas foram os solos (solo fino e solo granular) e os geossintéticos (GG1, GG2 e GC) considerados no programa de ensaios laboratoriais deste estudo.

Por fim são apresentadas algumas conclusões obtidas em estudos preliminares (Carlos *et al.* (2012a); Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011)) sobre o dimensionamento de outras estruturas de solo reforçado realizados ao longo do desenvolvimento deste estudo.

9.2. Metodologia considerada no dimensionamento

As estruturas em análise neste estudo foram muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos (com face inclinada realizada em envelopes de geossintético e protegida com um dispositivo de controlo de erosão). A primeira tarefa realizada neste estudo foi a definição da geometria das estruturas, das propriedades dos materiais que as constituem e das solicitações a considerar no dimensionamento.

Numa fase posterior, realizou-se o dimensionamento de várias soluções para o reforço das estruturas definidas. Na primeira parte do estudo realizou-se um estudo paramérico sobre o dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado. Para tal consideraram-se intervalos de valores para os parâmetros analisados no estudo paramérico em questão. Na segunda parte do estudo foi realizado o dimensionamento interno de um muro e de um talude específicos considerando as propriedades de alguns dos materiais usados no programa de ensaios deste estudo.

Nestes estudos foram usados os métodos de dimensionamento interno do *Nordic Handbock* (Rogbeck *et al.* (2003)), de Jewell (1996) e da BS 8006-1 (2010)). De forma geral, estes métodos de dimensionamento permitiram definir a distribuição das camadas de reforço (e_v e L_R) no interior da estrutura que permitiu garantir que a resistência à tração dos reforços não foi excedida e que a segurança relativamente aos mecanismos de arranque e de corte direto do reforço foi garantida.

Para tal os métodos de dimensionamento consideram que a zona reforçada das estruturas de solo reforçado é constituída por uma zona ativa e uma zona passiva e que a linha que delimita estas zonas corresponde à superfície de rotura crítica da estrutura. A zona ativa corresponde à massa de solo em cedência e é a zona onde os reforços têm de suportar maiores tensões, pelo que os reforços têm de sustentar os níveis de resistência impostos pelo cálculo e de ter o e_v suficiente para possibilitar o equilíbrio interno. A zona passiva garante que a interação solo-reforço é suficiente para permitir a mobilização dos esforços a que os reforços são sujeitos na zona ativa e permite evitar o desenvolvimento dos mecanismos de rotura por arranque ou corte direto. Como consequência, o L_R resulta da soma da largura das duas zonas.

No entanto verificou-se que existem diferenças consideráveis entre as metodologias de dimensionamento. Por exemplo os métodos de dimensionamento considerados podem ser usados para dimensionar as estruturas constituídas por solos granulares. O mesmo não acontece quando são considerados os solos finos. Neste caso, apenas os métodos do *Nordic*

Handbook e da BS 8006-1 (2010) devem ser usados porque são os únicos que consideram a coesão dos solos finos no dimensionamento interno. Mesmo sabendo desta limitação do método de Jewell (1996) optou-se por utilizá-lo no dimensionamento das estruturas para analisar a sua aplicabilidade no dimensionamento de estruturas constituídas por solos finos.

Outra diferença entre os métodos de dimensionamento consiste na abordagem que estes fazem ao dimensionamento de muros e taludes de solo reforçado. O método de Jewell (1996) considera a mesma metodologia para o dimensionamento de taludes e de muros de solo reforçado. O *Nordic Handbook* também dispõe de um método de dimensionamento semelhante para os dois tipos de estruturas. A única diferença está na forma de definir a zona ativa da estrutura e o comprimento dos reforços nessa região. Para estruturas com inclinação da face com a horizontal superior a 80° o método de dimensionamento considera uma superfície de rotura crítica linear (superfície que delimita as regiões ativa e passiva da estrutura) com geometria definida pela Equação 4.6. Para inclinações da face inferiores a 80° , o método refere que a superfície de rotura crítica deve ser calculada considerando a análise de estabilidade de taludes clássica da mecânica dos solos (neste estudo utilizou-se o SLOPE/W versão de estudante de 2012 para calcular as superfícies de rotura crítica). A norma BS 8006-1 (2010) dispõe de métodos de dimensionamento distintos para os dois tipos de estruturas.

A definição das propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos também é realizada de forma diferente pelos métodos de dimensionamento. O método do *Nordic Handbook* fornece valores para o coeficiente de interação entre o solo e o reforço (apresentados na Tabela 4.6). Para o método da BS 8006-1 (2010) devem ser considerados coeficientes de interação obtidos em ensaios de interação solo-reforço (conforme o mecanismo de interação preponderante podem ser realizados ensaios de corte direto ou de arranque). O método de dimensionamento de Jewell (1996) dispõe de fórmulas para o cálculo do coeficiente de resistência da interface solo-reforço.

Contudo não foi possível obter os coeficientes de interação segundo as abordagens dos métodos da BS 8006-1 (2010) e de Jewell (1996). Por um lado, não foi possível realizar ensaios laboratoriais para a caracterização da interface. Por outro lado, não foi possível quantificar alguns parâmetros considerados pelo método de Jewell (1996) para o cálculo dos coeficientes de interação solo-geossintético (ângulo de atrito solo-reforço; tensão passiva em termos de tensões efetivas).

Assim, optou-se por considerar os valores recomendados pelo *Nordic Handbook* em todos os dimensionamentos efetuados para garantir a uniformidade das propriedades da interface

consideradas no dimensionamento. Isto pode ter condicionado os resultados obtidos pelos diferentes métodos de dimensionamento na segunda parte do estudo. Contudo, não foi possível analisar este efeito porque não foram obtidos parâmetros que se pudessem comparar.

A definição dos coeficientes de segurança parciais para a majoração das ações e minoração das propriedades dos materiais também é realizada de forma diferente nos três métodos de dimensionamento. O *Nordic Handbock* considera os coeficientes de segurança parciais definidos pelo Eurocódigo 7 [EN 1997-1 (2004)] enquanto o método da BS 8006-1 (2010) dispõe de valores indicativos para estes coeficientes. O método de Jewell (1996) considera coeficientes parciais de segurança apenas para a redução da resistência à tração dos geossintéticos mas não apresenta valores indicativos.

Neste estudo foram considerados os coeficientes de segurança parcial definidos em cada método de dimensionamento. A exceção foram os coeficientes parciais de segurança considerados para a redução da resistência à tração dos geossintéticos. Apenas o método de dimensionamento do *Nordic Handbock* dispõe de valores indicativos para os coeficientes de segurança parcial para os efeitos da fluência, para os efeitos provocados pela instalação em obra e para os efeitos atmosféricos. Por esse motivo, quando necessário, optou-se por considerar os valores do *Nordic Handbock* nos outros métodos de dimensionamento.

Por fim, realizou-se a verificação da estabilidade externa das estruturas reforçadas com a metodologia da BS 8006-1 (2010) (nas soluções dimensionadas com a mesma norma) e a metodologia da EN 1997-1 (2004) (nas soluções dimensionadas com os métodos do *Nordic Handbock* e de Jewell (1996)) descritas no Capítulo 4 deste estudo.

Estas metodologias preveem a verificação da estabilidade externa das estruturas geotécnicas para o estado limite último e para o estado limite de utilização. Além disto, devem ser consideradas as condições imediatamente após a construção da estrutura (análise em tensões totais) e as condições a longo prazo (análise em tensões efetivas). Para atingir os objetivos do estudo considerou-se suficiente a realização da verificação da estabilidade das estruturas apenas para o estado limite último e para condições a longo prazo. A estabilidade externa para curto prazo é importante mas pode ser facilmente controlada com medidas de estabilização durante a construção da estrutura (utilização de contenções periféricas e escoramentos, construção faseada considerando períodos de consolidação dos solos, etc.). No que concerne à verificação dos vários mecanismos de rotura foram seguidas as abordagens de cálculo presentes nas normas.

O mecanismo de rotura por escorregamento global foi verificado através do cálculo do fator de segurança da superfície de rotura crítica. Para simplificar e reduzir o número de verificações optou-se por comparar os fatores de segurança calculados com um fator de segurança global igual a 1,5. Embora as estruturas sejam estáveis para $FS > 1$, optou-se por considerar uma margem de segurança para garantir a estabilidade das estruturas através do $FS = 1,5$. A análise de estabilidade global das estruturas reforçadas foi realizada com o programa informático PLAXIS (versão 8.2). Mais informações sobre as modelações realizadas com o PLAXIS são mencionadas no Capítulo 10. A verificação da estabilidade externa foi realizada apenas na segunda parte do estudo.

9.3. Estudo paramétrico

O estudo paramétrico apresentado nesta secção avaliou a influência de vários parâmetros no dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado. Por se tratar de um estudo bastante extenso optou-se por não realizar a verificação da estabilidade externa das estruturas. Na verdade o objetivo desta parte do estudo foi apenas analisar a variação dos parâmetros resultantes do dimensionamento interno (e_v e L_R) com a variação das propriedades dos materiais constituintes das estruturas, a variação da geometria das estruturas e a variação da sobrecarga de construção ou utilização das estruturas. Esta análise foi realizada com diferentes métodos de dimensionamento (*Nordic Handbock*, Jewell (1996) e BS 8006-1 (2010)) e considerando as propriedades de dois tipos de solos fictícios (um granular e um fino).

O perfil transversal genérico das estruturas dimensionadas no estudo paramétrico é apresentado na Figura 9.1. Como referido os parâmetros analisados neste estudo paramétrico foram: as propriedades mecânicas dos solos (ângulo de atrito ($\phi' = 20, 30, 35$ e 40°) e coesão ($c' = 0, 1$ e 5 kPa) em termos de tensões efetivas; a resistência à tração de cálculo do geossintético ($RT_d = 10$ e 20 kN/m); as propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos (coeficiente de interação ($\alpha = 0,6$ e $0,9$ para o solo granular; $\alpha = 0,3$ e $0,6$ para o solo fino); as sobrecargas de construção e/ou utilização da estrutura ($q = 10$ e 20 kPa); e a geometria da estrutura (altura da estrutura ($H_m = 5$ e 10 m) e inclinação da face da estrutura ($\beta = 60, 70$ e 80°)).

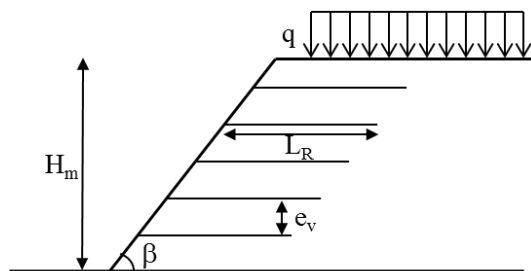


Figura 9.1. Perfil transversal genérico das estruturas dimensionadas

Os intervalos de valores para cada parâmetro em análise foram definidos com a informação recolhida em estudos preliminares sobre o dimensionamento de estruturas de solo reforçado. Entre outros podem ser referidos os estudos apresentados por Carlos *et al.* (2012a); Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011).

9.3.1. Influência das propriedades mecânicas dos solos

Neste estudo foi realizado o dimensionamento de estruturas de solo reforçado constituídas por solos granulares ou solos finos. As propriedades mecânicas dos solos usadas nos métodos de dimensionamento interno foram o ângulo de atrito e a coesão em termos de tensões efetivas. De forma geral os solos granulares são solos puramente friccionais (solos sem coesão) e os solos finos são solos com comportamento friccional e coesivo. Assim, para o solo granular foi estudado o efeito da variação do ângulo de atrito ($\phi' = 30, 35$ e 40°) mantendo a coesão igual a 0 kPa. Para o solo fino foi analisado o efeito da variação da coesão ($c' = 1$ e 5 kPa) mantendo o ângulo de atrito do solo inalterado ($\phi' = 20$). Em suma, foram consideradas propriedades dentro da gama de valores obtidos para o solo granular e o solo fino utilizados nos ensaios laboratoriais deste estudo.

A estrutura considerada nesta análise consistiu num muro com altura igual a 5 m e uma inclinação da face de 80° . A sobrecarga considerada foi igual a 10 kPa e o reforço tinha uma RT_d de 10 kN/m. O coeficiente de interação entre o reforço e o solo granular foi 0,9 e entre o reforço e o solo fino foi 0,6.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 9.1. Estes permitem verificar que, ao contrário da coesão, o ângulo de atrito influenciou bastante o L_R e o e_v obtido no dimensionamento. O solo com menor ângulo de atrito necessitou de reforços com L_R maior e com e_v menor. O contrário foi observado para o solo com maior ângulo de atrito. Assim, à medida que o ângulo de atrito do solo decresceu o e_v necessário foi menor e o L_R foi maior.

Tabela 9.1. Resultados dos casos de estudo usados para analisar a influência das propriedades mecânicas dos solos (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>							
Solo	Propriedades do solo			Propriedades do geossintético	Propriedades de interação	Resultados do dimensionamento	
	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	RT_d kN/m	α	L_R m	e_v m
Granular	18	40	0	10	0,9	2,10	0,41
		35				2,39	0,33
		30				2,68	0,27
Fino	16	20	5	10	0,6	3,58	0,19
			1			4,35	0,19
Resultados do método de Jewell (1996)							
Granular	18	40	0	10	0,9	2,22	0,64
		35				2,61	0,48
		30				3,11	0,38
Fino	16	20	5	10	0,6	4,50	0,26
			1			4,50	0,26
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)							
Granular	18	40	0	10	0,9	3,50	0,30
		35				3,50	0,24
		30				3,50	0,19
Fino	16	20	5	10	0,6	4,70	0,14
			1			4,50	0,14

Isto sucedeu porque quando o ângulo de atrito do solo foi menor, a massa da zona ativa a estabilizar foi maior (Figura 9.2) implicando que os reforços tivessem de resistir a esforços de tração maiores. Deste modo, visto que ao fixar o tipo de reforço a RT_d não podia ser aumentada, foi necessário distribuir esses esforços de tração adicionais por um maior número de camadas de reforço (diminuir o e_v). Além disto, a resistência da interface também foi menor quando se considerou o menor ângulo de atrito. Portanto, o aumento da superfície de contacto entre o solo e as camadas de reforço, ou seja, o aumento do L_R , foi inevitável para se garantir a estabilidade interna da estrutura. O aumento da dimensão da zona ativa da estrutura também provocou o aumento do L_R . Note-se que os L_R calculados com o método da BS 8006-1 (2010) também variaram com o ângulo de atrito (embora os resultados apresentados na Tabela 9.1 não o demostrem). Contudo, como foram menores que o valor mínimo imposto pela BS 8006-1 (2010) ($L_R \geq 0,7 \times H_m = 3,5$ m) o L_R a considerado foi independente do ângulo de atrito (Figura 9.2c).

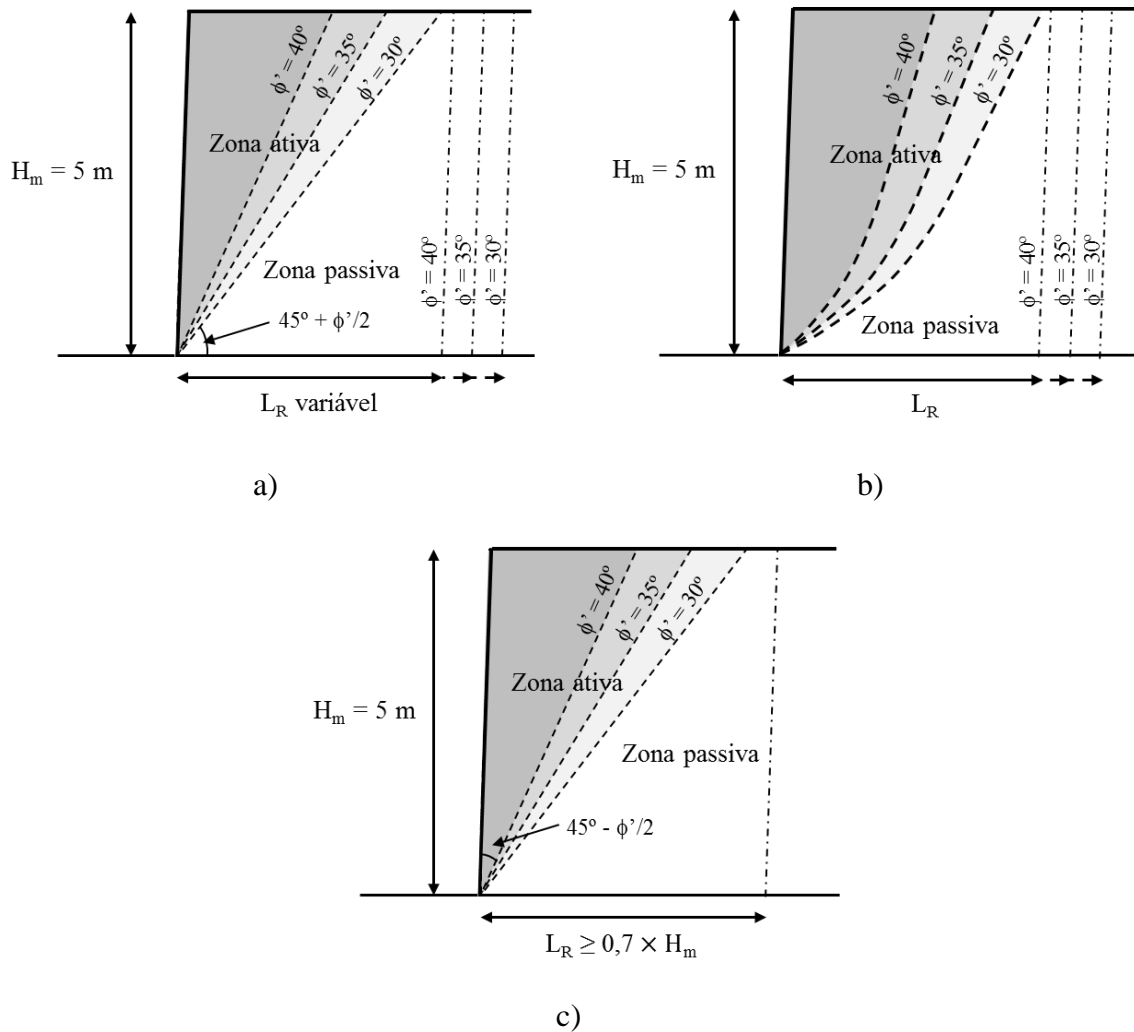


Figura 9.2. Variação da configuração das zonas ativa e passiva com o ângulo de atrito: a) método do *Nordie Handbock*; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)

O efeito da coesão foi muito menor. Como referido, uma das condições de aplicabilidade do método de Jewell (1996) é que os solos constituintes das estruturas de solo reforçado têm de ser granulares puramente friccionais. Por esse motivo este método não utiliza a coesão para o dimensionamento sendo o L_R e o e_v independentes desse parâmetro.

A BS 8006-1 (2010) toma em consideração a coesão no dimensionamento mas os resultados obtidos mostraram que este parâmetro tinha pouco impacto. Em primeiro lugar o cálculo dos esforços de tração previu uma parcela relativa à coesão do solo (segundo a Equação 4.34 quanto maior é a coesão maiores são os esforços de tração nos reforços) que, no entanto, foi muito reduzida ($<0,6$ kN/m) quando comparada com a $RT_d = 10$ kN/m do reforço. Este foi o motivo pelo qual a coesão teve pouco impacto no e_v . Em segundo lugar, embora o L_R tenha sido maior no caso de estudo com maior coesão, a diferença foi pouco significativa. Neste

caso o L_R foi diferente porque o método de dimensionamento considera que a coesão diminui a resistência da interface entre o solo e o reforço. Assim, para garantir que não ocorra o mecanismo de rotura por arranque, os cálculos previram o incremento do L_R (na região passiva da estrutura) com a coesão.

Os L_R obtidos pelo método do *Nordic Handbock* também diferiram com a variação da coesão do solo considerada no dimensionamento. Contudo, o L_R foi maior quando a coesão do solo foi menor sugerindo que o método de dimensionamento considera que a resistência da interface entre o solo e o reforço aumenta com o aumento da coesão (o contrário do que é considerado pela BS 8006-1 (2010)).

9.3.2. Influência da resistência à tração de cálculo dos geossintéticos

A propriedade do geossintético considerada no dimensionamento foi a resistência à tração de cálculo que resultou da aplicação de coeficiente parciais para a redução da resistência à tração característica dos geossintéticos devido, entre outros, aos efeitos da fluência, da instalação em obra (DDI) e dos fatores atmosféricos. Para analisar a influência deste parâmetro na distribuição e nas dimensões das camadas de geossintético realizou-se o dimensionamento da mesma estrutura considerada na análise anterior considerando reforços com $RT_d = 10$ e 20 kN/m.

Uma vez mais, a estrutura considerada nesta análise consistiu num muro com altura igual a 5 m e uma inclinação da face de 80° . A sobrecarga considerada foi igual a 10 kPa. Foram considerados os dois tipos de solos na análise (solo granular - $\phi' = 40^\circ$ e $c' = 0$ kPa; solo fino - $\phi' = 20^\circ$ e $c' = 5$ kPa). O coeficiente de interação entre o reforço e o solo granular foi 0,9 e entre o reforço e o solo fino foi 0,6.

Os resultados obtidos nestes casos de estudo são apresentados na Tabela 9.2. Quando se consideraram reforços com RT_d maior admitiu-se que cada camada de reforço podia absorver esforços de tração maiores. A consequência direta foi a redução do número de camadas de reforço necessárias para estabilizar a estrutura de solo já que os esforços de tração a transferir para os reforços permaneceram inalterados. Assim, como mostram os resultados o e_v foi maior quando foi usado um geossintético com RT_d maior. Embora os e_v calculados pelos três métodos de dimensionamento tenham sido diferentes verificou-se que a duplicação da RT_d correspondeu aproximadamente à duplicação do e_v .

Tabela 9.2. Resultados dos casos de estudo usados para analisar a influência da resistência à tração de cálculo dos geossintéticos (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>							
Propriedades do solo			Propriedades do geossintético		Propriedades de interação	Resultados do dimensionamento	
Solo	γ	ϕ'	c'	RT_d	α	L_R	e_v
	kN/m ³	°	kPa	kN/m		m	m
Granular	18	40	0	10	0,9	2,10	0,41
				20		2,00	0,82
Fino	16	20	5	10	0,6	3,58	0,19
				20		3,80	0,38
Resultados do método de Jewell (1996)							
Granular	18	40	0	10	0,9	2,22	0,64
				20		2,22	1,00 [†]
Fino	16	20	5	10	0,6	4,50	0,26
				20		4,50	0,49
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)							
Granular	18	40	0	10	0,9	3,50	0,30
				20		3,50	0,61
Fino	16	20	5	10	0,6	4,70	0,14
				20		4,80	0,28

[†] o método de Jewell (1996) estabelece que $e_v \leq 1$ m

Os L_R calculados pelo método de Jewell (1996) não variaram com a RT_d . No entanto, no método do *Nordic Handbock* os L_R variaram com o e_v (Equação 4.5) que por sua vez foi influenciado pela RT_d (Equação 4.1). Analisando estas equações verificou-se que o incremento da RT_d provocou o aumento do L_R . Para colmatar a diminuição da resistência da interface solo-reforço inerente à diminuição do número de camadas de reforço foi necessário aumentar o comprimento dos reforços na zona passiva da estrutura. Contudo, como L_R cresceu à medida que as camadas de reforço eram mais superficiais (porque na região superior da estrutura o mecanismo de arranque dos reforços foi mais importante) esta premissa, por vezes, não se verificou. Foi o que acontece para as soluções dimensionadas com o solo granular. A camada superior da solução dimensionada com $RT_d = 10$ kN/m era mais superficial (Figura 9.3), logo estava sujeita a menores tensões de confinamento e era mais suscetível a sofrer arranque. Por esse motivo, o L_R desta camada de reforço foi maior que o da camada mais superficial da solução dimensionada com $RT_d = 20$ kN/m (Figura 9.3).

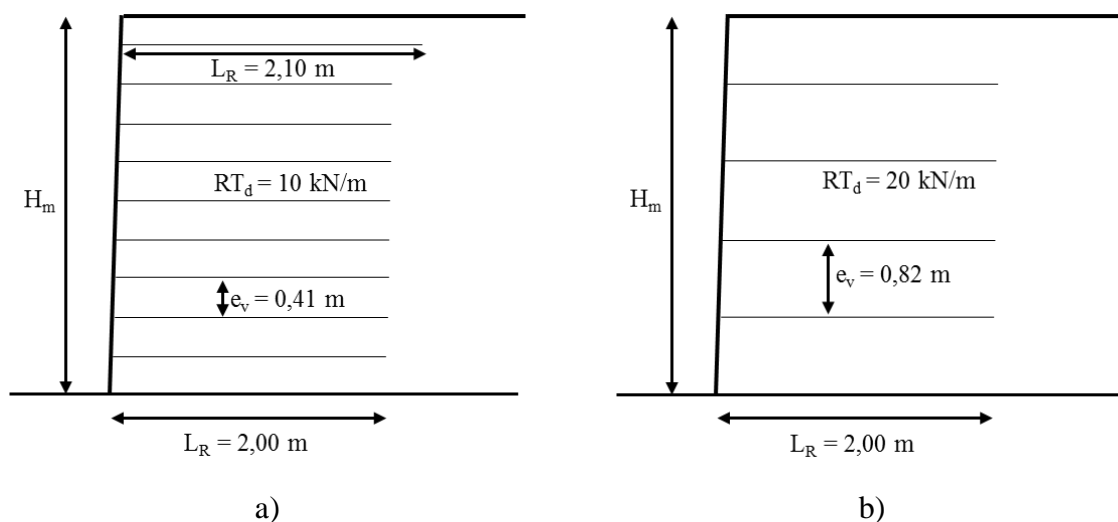


Figura 9.3. Efeito da profundidade das camadas de reforço superiores no L_R calculado com o método do *Nordic Handbock*: a) reforço com $RT_d = 10$ kN/m; b) reforço com $RT_d = 20$ kN/m (estrutura constituída com solo granular)

9.3.3. Influência das propriedades de interação solo-reforço

Nos métodos de dimensionamento a resistência da interface entre o solo e o reforço é tomada em consideração sob a forma de coeficientes de interação solo-reforço e de coeficientes de adesão solo-reforço (apenas no caso da norma BS 8006-1 (2010)). A influência do coeficiente de adesão nos resultados do dimensionamento de estruturas de solo reforçado foi estudada por Carlos *et al.* (2012a) (estudo paramétrico sobre o dimensionamento de estruturas de solo reforçado realizado com o método da BS 8006-1 (2010)). As conclusões desse estudo referem que o L_R e o e_v não variaram com o coeficiente de adesão solo-reforço. Por este motivo, optou-se por não considerar este parâmetro nesta análise porque apenas incrementaria o número de casos de estudo a analisar sem, contudo, resultar em resultados relevantes.

O parâmetro em análise nesta seção é o coeficiente de interação solo-reforço. A análise foi realizada considerando os dois tipos de solos. Geralmente, o coeficiente de interação entre um solo granular e um geossintético é maior que o coeficiente de interação entre o mesmo geossintético e um solo fino. Por este motivo, os valores considerados nesta análise foram $\alpha = 0,6$ e $0,9$ para o solo granular e $\alpha = 0,3$ e $0,6$ para o solo fino.

A estrutura considerada nesta análise consistiu num muro com altura igual a 5 m e uma inclinação da face de 80° . A sobrecarga considerada foi igual a 10 kPa e o reforço tinha uma RT_d de 10 kN/m. Foram considerados os dois tipos de solos na análise (solo granular - $\phi' = 40^\circ$ e $c' = 0$ kPa; solo fino - $\phi' = 20^\circ$ e $c' = 5$ kPa).

Os resultados obtidos nos casos de estudo dimensionados para esta análise são apresentados na Tabela 9.3. Nos casos dimensionados com os métodos do *Nordic Handbook* e da BS 8006-1 (2010) o e_v não foi dependente do coeficiente de interação solo-reforço. Contudo, o L_R foi maior nos casos de estudo que consideram os coeficientes de interação menores, ou seja, nos casos em que a resistência da interface foi menor foi necessário considerar reforços com maior L_R para garantir a sua estabilidade interna relativamente aos mecanismos de rotura por arranque ou corte direto. Os L_R calculados pelo método de Jewell (1996) não foram afetados pelo coeficiente de interação entre o solo e o reforço. Os L_R obtidos pelo método de Jewell (1996) foram obtidos através de ábacos que relacionam o ângulo de atrito do solo com a inclinação da face e a altura da estrutura. No que respeita aos e_v calculados com o método de Jewell (1996) estes foram ligeiramente menores quando considerados os coeficientes de interação menores.

Tabela 9.3. Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência do coeficiente de interação solo-reforço (muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbook</i>							
Solo	Propriedades do solo			Propriedades do geossintético	Propriedades de interação	Resultados do dimensionamento	
	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	RT_d kN/m	α	L_R m	e_v m
Granular	18	40	0	10	0,9	2,10	0,41
					0,6	2,27	0,41
Fino	16	20	5	10	0,6	3,58	0,19
					0,3	4,07	0,19
Resultados do método de Jewell (1996)							
Granular	18	40	0	10	0,9	2,22	0,64
					0,6	2,22	0,63
Fino	16	20	5	10	0,6	4,50	0,26
					0,3	4,50	0,24
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)							
Granular	18	40	0	10	0,9	3,50	0,30
					0,6	3,50	0,30
Fino	16	20	5	10	0,6	4,70	0,14
					0,3	5,00	0,14

9.3.4. Influência da geometria da estrutura

A geometria das estruturas consideradas foi definida pela altura e pela inclinação da face. Estes foram então os dois parâmetros analisados nos dimensionamentos realizados nesta

seção. A primeira análise pretendeu verificar qual a influência da altura da estrutura nos resultados do dimensionamento interno. A estrutura considerada nesta análise consistiu num muro com altura igual a 5 ou 10 m e uma inclinação da face de 80°. Na segunda análise foi analisada a influência da inclinação da face da estrutura ($\beta = 60, 70$ e 80°) considerando que a mesma tinha uma altura de 5 m. As propriedades dos materiais usadas no dimensionamento foram $RT_d = 10$ kN/m (para o reforço), $\phi' = 40^\circ$ e $c' = 0$ kPa (para o solo granular) e $\phi' = 20^\circ$ e $c' = 5$ kPa (para o solo fino). O coeficiente de interação entre o reforço e o solo granular foi 0,9 e entre o reforço e o solo fino foi 0,6.

Os resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da altura da estrutura são apresentados na Tabela 9.4. Os resultados mostram que quando se dimensionou uma estrutura com altura maior ($H_m = 10$ m) as camadas de reforço foram mais compridas e os e_v foram menores. De forma geral as estruturas com maior altura foram mais instáveis, logo, a massa de solo destabilizada (zona ativa da estrutura representada na Figura 9.4), as tensões efetivas no solo e os esforços de tração a transferir para os reforços foram maiores.

Tabela 9.4. Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da altura da estrutura (muros com $H_m = 5$ ou 10 m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>								
Propriedades do solo			Propriedades do geossintético	Propriedades de interação	Altura da estrutura	Resultados do dimensionamento		
Solo	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	RT_d kN/m	α	H_m m	L_R m	e_v m
Granular	18	40	0	10	0,9	5	2,10	0,41
						10	3,78	0,21
Fino	16	20	5	10	0,6	5	3,58	0,19
						10	6,17	0,10
Resultados do método de Jewell (1996)								
Granular	18	40	0	10	0,9	5	2,22	0,64
						10	4,22	0,34
Fino	16	20	5	10	0,6	5	4,50	0,26
						10	8,50	0,14
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)								
Granular	18	40	0	10	0,9	5	3,50	0,30
						10	7,00	0,16
Fino	16	20	5	10	0,6	5	4,70	0,14
						10	8,70	0,07

O efeito da altura da estrutura na forma e nas dimensões das zonas ativa e passiva obtidas pelos três métodos de dimensionamento (apresentadas na Figura 9.4) foi semelhante.

Portanto, para a estrutura com altura maior, o comprimento dos reforços na zona ativa e na zona passiva da estrutura, e como consequência o L_R , teve de ser maior (Figura 9.4). Ao contrário, o e_v teve de ser diminuído para que o número de camadas de reforço fosse suficiente para suportar os esforços de tração que foram maiores na estrutura com $H_m = 10$ m.

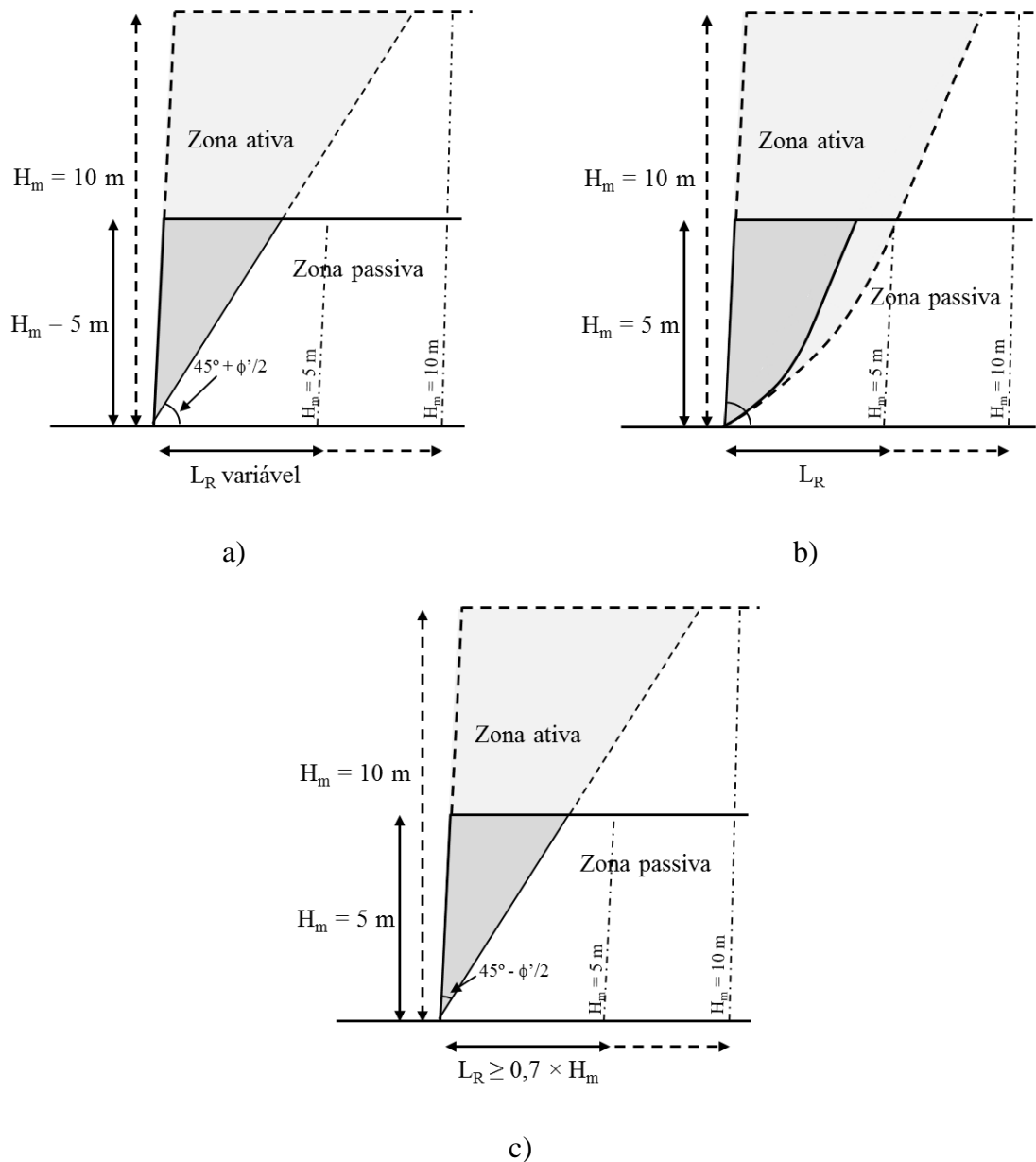


Figura 9.4. Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a altura da estrutura:
 a) método do *Nordic Handbock*; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)

Os resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da inclinação da face da estrutura são apresentados na Tabela 9.5. À partida esperava-se que com a diminuição da inclinação do talude as estruturas fossem estáveis com quantidades de reforço menores, ou

seja, com L_R menores e e_v maiores. Contudo nos resultados obtidos foram raros os casos de estudo em que isto aconteceu.

Tabela 9.5. Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da inclinação da face da estrutura (estruturas com $H_m = 5$ m, $\beta = 60, 70$ ou 80° e $q = 10$ kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>								
Propriedades do solo			Propriedades do geossintético	Propriedades de interação	Inclinação da face da estrutura	Resultados do dimensionamento		
Solo	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	RT_d kN/m	α	β °	L_R m	e_v m
Granular	18	40	0	10	0,9	80	2,10	0,41
						70	3,87*	0,41
						60	3,15*	0,41
Fino	16	20	5	10	0,6	80	3,58	0,19
						70	4,40*	0,19
						60	4,05*	0,19
Resultados do método de Jewell (1996)								
Granular	18	40	0	10	0,9	80	2,22	0,64
						70	1,83	0,96
						60	1,67	1,00 ⁺
Fino	16	20	5	10	0,6	80	4,50	0,26
						70	4,73	0,30
						60	5,40	0,37
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)								
Granular	18	40	0	10	0,9	80	3,50	0,30
						70	3,50	0,30
						60	2,42*	0,31
Fino	16	20	5	10	0,6	80	4,70	0,14
						70	5,90	0,14
						60	3,30*	0,15

* L_R calculado com a superfície de rotura crítica obtida através do SLOPE/W; ⁺ o método de Jewell (1996) estabelece que $e_v \leq 1$ m

Como referido, nos métodos do *Nordic Handbock* e da BS 8006-1 (2010) os parâmetros resultantes do dimensionamento de muros ($\beta \geq 70^\circ$) e de taludes ($\beta < 70^\circ$) foram obtidos com metodologias diferentes. Isto teve um efeito semelhante nos resultados dos dois métodos (embora quantitativamente os resultados fossem diferentes). Os e_v calculados com o método do *Nordic Handbock* ou com o método da BS 8006-1 (2010) para os muros de solo reforçado ($\beta \geq 70^\circ$) não foram influenciados pela inclinação da face da estrutura. Contudo os e_v calculados com o método da BS 8006-1 (2010) para o caso de estudo com $\beta = 60^\circ$ foram ligeiramente maiores que os e_v calculados para as estruturas com $\beta = 70$ e 80° .

No L_R foi mais difícil observar um comportamento consistente. Como referido, seria de esperar uma redução do L_R com redução de β . Contudo os L_R calculados com os métodos do *Nordic Handbock* e da BS 8006-1 (2010) foram maiores nas estruturas com $\beta = 70^\circ$. Foi a forma de calcular as superfícies de rotura críticas que levaram a este desfecho. No caso do *Nordic Handbock* o comprimento dos reforços na zona passiva foi independente de β . Além disso, a superfície de rotura para a estrutura com $\beta = 80^\circ$ foi mais superficial (superfície linear com uma inclinação com a horizontal igual a $45^\circ + \phi'/2$) que as superfícies obtidas para as estruturas com $\beta = 70$ e 60° (superfícies obtidas com o SLOPE/W) (Figura 9.5).

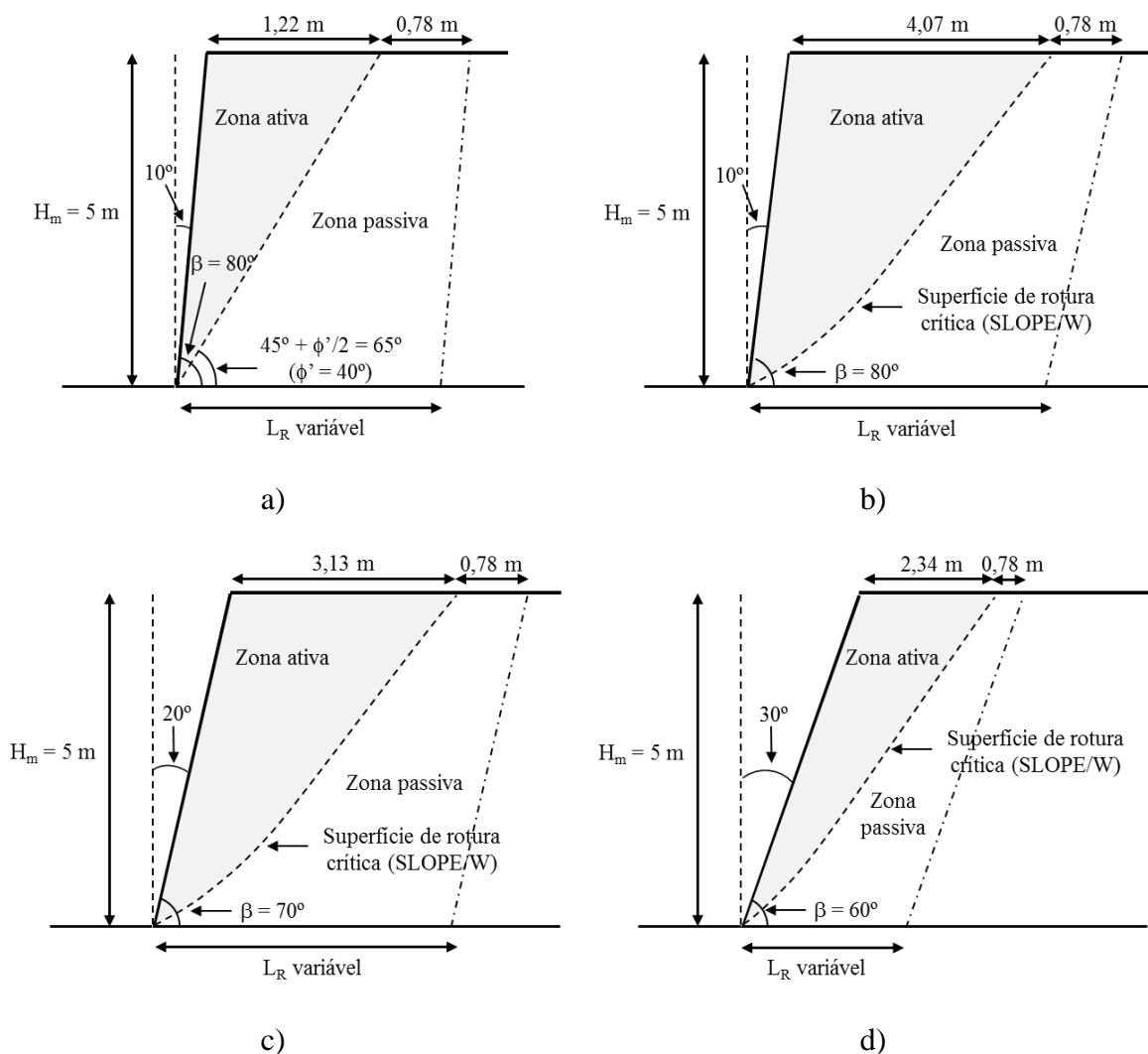


Figura 9.5. Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a inclinação da face da estrutura: a) $\beta = 80^\circ$; b) $\beta = 80^\circ$ (abordagem do SLOPE/W); c) $\beta = 70^\circ$; d) $\beta = 60^\circ$ (estrutura constituída com solo granular e dimensionada com o *Nordic Handbock*)

Isto pode significar que as superfícies de rotura críticas obtidas com o SLOPE/W foram mais conservativas. Para confirmar esta suposição optou-se por modelar a superfície de rotura

crítica da estrutura constituída por solo granular com $\beta = 80^\circ$ no SLOPE/W. Esta é apresentada na Figura 9.5b e é bastante diferente da considerada pelo método de dimensionamento. No caso de se considerar a superfície de rotura crítica do SLOPE/W o L_R passaria a ser 4,85 m (maior que o L_R obtido para as estruturas com $\beta = 70$ e 60° e, deste modo, mais próximo do esperado).

Os L_R obtidos com o método da BS 8006-1 (2010) foram afetados da mesma forma descrita. Contudo neste caso apenas a superfície de rotura crítica da estrutura com $\beta = 60^\circ$ foi obtida com o SLOPE/W (Figura 9.6c). Para as estruturas com $\beta = 80$ e 70° as superfícies foram lineares com uma inclinação com a vertical igual a $90 - \beta + 45^\circ - \phi'/2$ (Figura 9.6a e 9.6b). Deste modo, a superfície de rotura crítica da estrutura com $\beta = 80^\circ$ foi mais superficial (ao contrário do que seria de esperar).

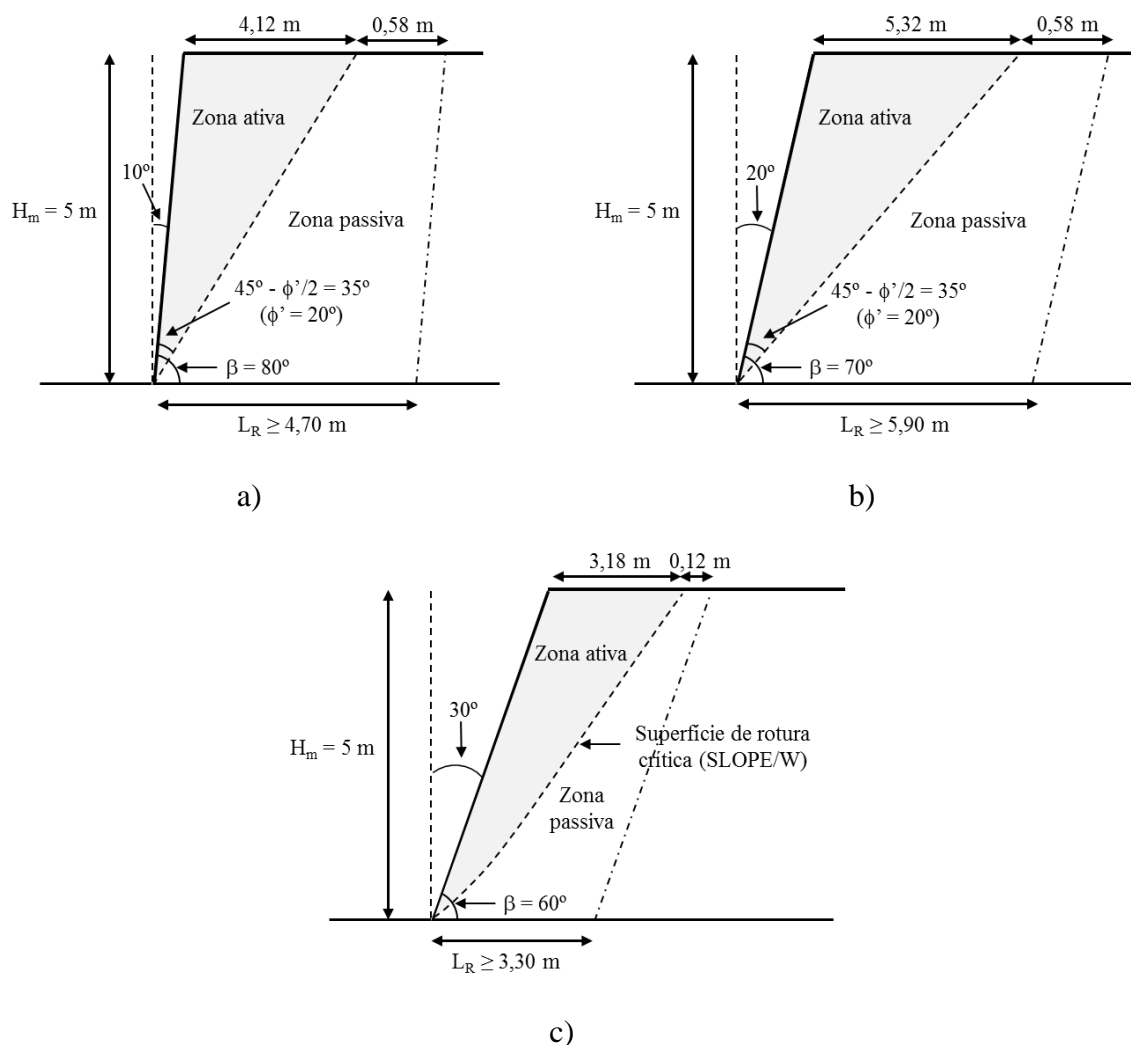


Figura 9.6. Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a inclinação da face da estrutura: a) $\beta = 80^\circ$; b) $\beta = 70^\circ$; c) $\beta = 60^\circ$ (estrutura constituída com solo fino e dimensionada com o método da BS 8006-1 (2010))

Os resultados obtidos com o método de Jewell (1996) foram influenciados pela inclinação da face da estrutura (os parâmetros de entrada nos ábacos de dimensionamento foram o β e o ϕ'). Os resultados apresentados na Tabela 9.5 mostram que o e_v diminuiu quando a inclinação da face da estrutura aumentou. O parâmetro que condicionou os e_v foi o coeficiente de impulsos de terras requerido (quando β diminuiu o coeficiente de impulsos de terras requerido diminuiu e o e_v aumentou). O efeito nos L_R calculados diferiu com o tipo de solo da estrutura. Por um lado, nas estruturas constituídas por solo granular o L_R diminuiu à medida que a inclinação da face da estrutura também diminuiu. O L_R destas estruturas correspondeu ao comprimento do reforço mínimo requerido para a estabilidade global da estrutura que, para ϕ' maiores que 30° (o solo granular tem $\phi' = 40^\circ$), diminuiu com a β (Figura 4.6). Por outro lado, nas estruturas constituídas pelo solo fino o L_R calculado correspondeu ao comprimento do reforço mínimo requerido para o mecanismo de corte direto (que segundo a Figura 4.7 aumenta com a diminuição da β).

9.3.5. Influência da sobrecarga

A sobrecarga considerada nesta análise foi uma carga uniformemente distribuída no topo da estrutura que pretendeu simular o efeito do processo de construção e/ou da utilização da estrutura. Foram considerados dois valores distintos ($q = 10$ e 20 kPa). A estrutura considerada nesta análise foi um muro com altura igual a 5 m e uma inclinação da face de 80° . O reforço tinha uma $RT_d = 10$ kN/m e os dois tipos de solos considerados na análise foram o solo granular ($\phi' = 40^\circ$ e $c' = 0$ kPa) e o solo fino ($\phi' = 20^\circ$ e $c' = 5$ kPa). O coeficiente de interação entre o reforço e o solo granular foi $0,9$ e entre o reforço e o solo fino foi $0,6$.

Os resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da sobrecarga no dimensionamento são apresentados na Tabela 9.6. Estes mostram que quando se considerou uma sobrecarga maior foi necessário considerar camadas de reforço mais compridas e com e_v menores para garantir a estabilidade interna das estruturas de solo reforçado. Isto indicou que a sobrecarga foi um elemento desestabilizador que diminuiu a estabilidade interna das estruturas.

Nos dimensionamentos realizados com os três métodos a sobrecarga aumentou as tensões efetivas no solo e os esforços de tração a transferir para os reforços influenciando o e_v de forma significativa. Para sobrecargas maiores foi necessário considerar e_v menores.

Contudo como representado na Figura 9.7 a evolução da configuração das zonas ativa e passiva com o valor da sobrecarga diferiu com o método de dimensionamento considerado, ou seja, os métodos de dimensionamento não consideraram o efeito da sobrecarga da mesma forma.

O método de Jewell (1996) considera que o efeito da sobrecarga é semelhante ao efeito provocado pelo aumento da altura da estrutura (Figura 9.7b). A aplicação de uma sobrecarga maior aumentou a massa de solo destabilizada (zona ativa da estrutura) tornando a estrutura mais instável. Portanto, para sobrecargas maiores, o comprimento dos reforços na zona ativa da estrutura e como consequência o L_R foi maior.

Tabela 9.6. Resultados dos casos de estudo considerados para analisar a influência da sobrecarga (Muros com $H_m = 5$ m, $\beta = 80^\circ$ e $q = 10$ ou 20 kPa)

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>								
Propriedades do solo			Propriedades do geossintético	Propriedades de interação	Sobrecarga	Resultados do dimensionamento		
Solo	γ kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	RT_d kN/m	α	q kPa	L_R m	e_v m
Granular	18	40	0	10	0,9	10	2,10	0,41
						20	2,25	0,37
Fino	16	20	5	10	0,6	10	3,58	0,19
						20	3,72	0,17
Resultados do método de Jewell (1996)								
Granular	18	40	0	10	0,9	10	2,22	0,64
						20	2,44	0,59
Fino	16	20	5	10	0,6	10	4,50	0,26
						20	5,00	0,23
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)								
Granular	18	40	0	10	0,9	10	3,50	0,30
						20	3,50	0,27
Fino	16	20	5	10	0,6	10	4,70	0,14
						20	4,70	0,12

A geometria da zona ativa obtida com os métodos de dimensionamento do *Nordic Handbock* (Figura 9.7b) e da BS 8006-1 (2010) (Figura 9.7c) não variou com o valor da sobrecarga. O mesmo não sucedeu na zona passiva das estruturas. Quando a sobrecarga foi maior desenvolveram-se tensões efetivas no solo mais significativas. Logo os esforços que tinham de ser transferidos para as camadas de reforço também foram maiores. Contudo, como as propriedades da interface foram as mesmas (independentemente da sobrecarga considerada) a

mobilização de mais esforços pode ter implicado o aumento do comprimento dos reforços na zona passiva da estrutura para garantir que não ocorria o mecanismo de arranque dos reforços. Os resultados obtidos com o método da BS 8006-1 (2010) (Tabela 9.6) não mostraram o que foi descrito no parágrafo anterior. Por um lado, os L_R calculados para as estruturas constituídas pelo solo granular foram menores que o valor mínimo imposto pela BS 8006-1 (2010) ($L_R \geq 0,7 \times H_m = 3,5$ m). Por outro lado, os L_R calculados para as estruturas constituídas pelo solo fino não variaram com o valor da sobrecarga. Tal pode ter resultado da menor resistência da interface entre o solo fino e o reforço que pode ter causado um impacto maior que o valor da sobrecarga no L_R .

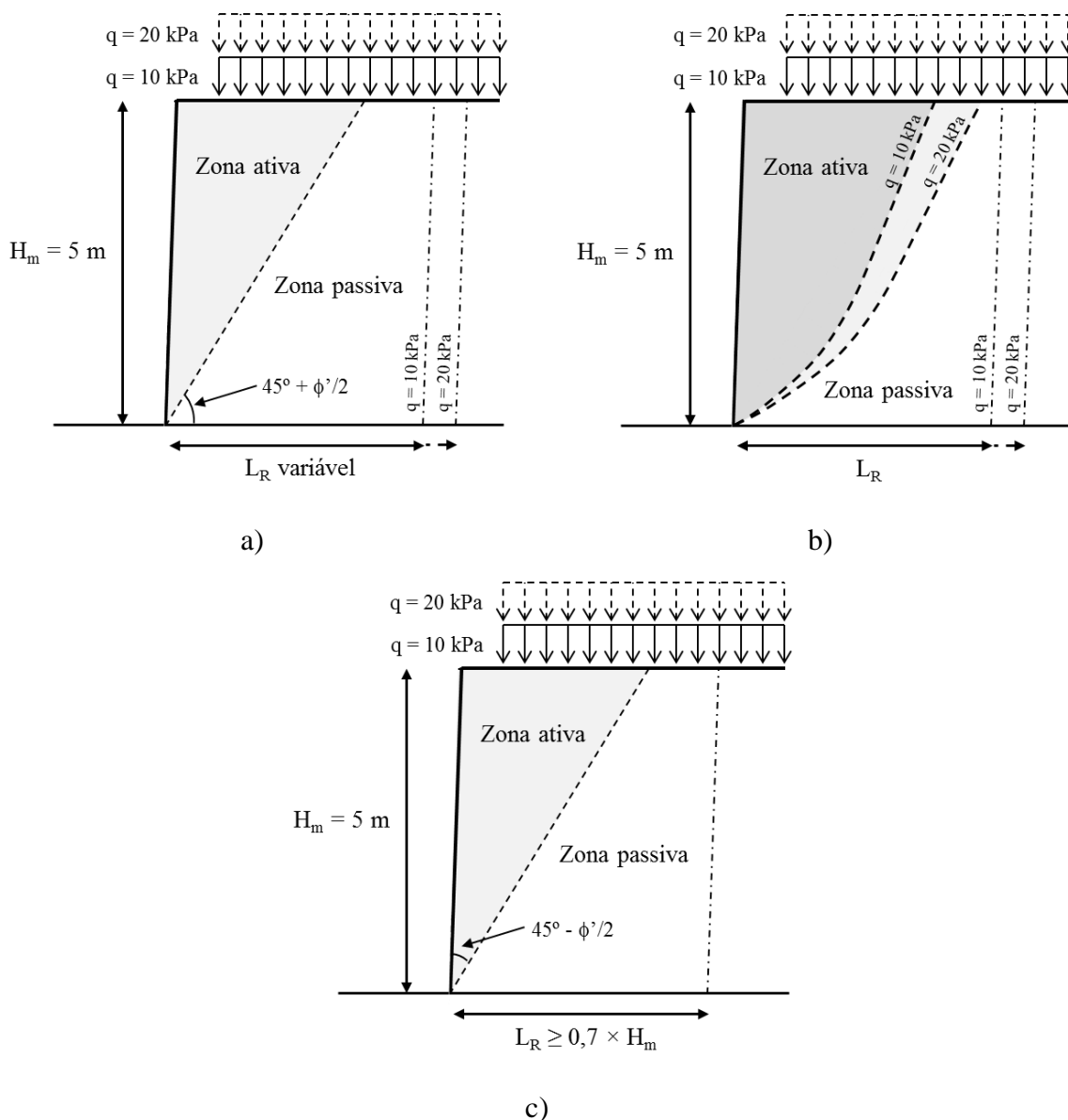


Figura 9.7. Variação da configuração das zonas ativa e passiva com a sobrecarga: a) método do *Nordic Handbook*; b) método de Jewell (1996); c) método da BS 8006-1 (2010)

9.4. Dimensionamento de um muro e de um talude de solo reforçado com geossintéticos

Os perfis transversais do muro e do talude de solo dimensionados neste estudo estão representados na Figura 9.8. O muro tinha uma altura de 5 m e uma inclinação da face com a horizontal de 80° enquanto o talude, embora com a mesma altura, tinha uma inclinação da face com a horizontal de apenas 60° . No dimensionamento foi considerada uma sobrecarga distribuída na face superior das estruturas. Esta pretendeu tomar em consideração as ações variáveis que podem advir do processo de construção da estrutura assim como da sua utilização durante a sua vida útil. O valor considerado foi $q = 10$ kPa.

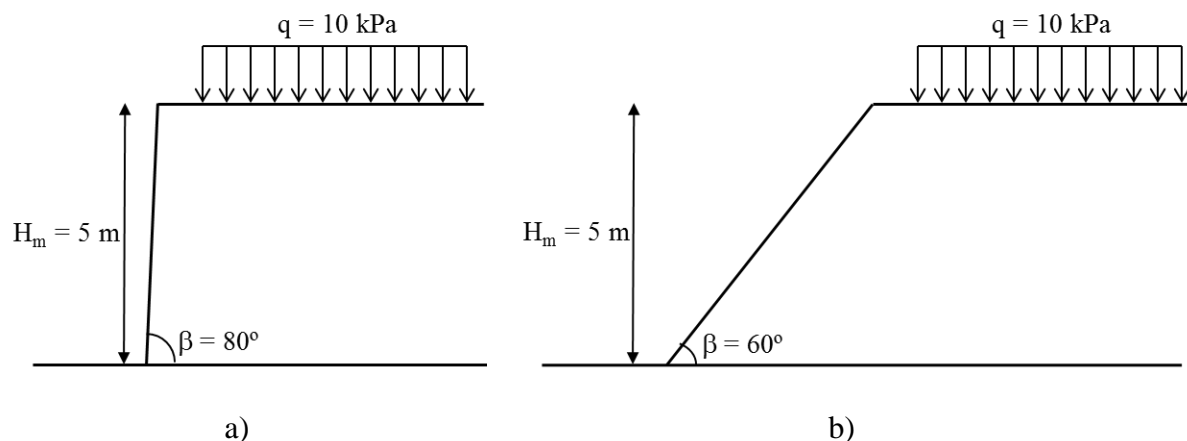


Figura 9.8. Perfis transversais das estruturas dimensionadas: a) muro; b) talude

Como referido os materiais considerados para as estruturas foram o solo granular e o solo fino e os geossintéticos GG1, GG2 e GC. As propriedades destes materiais relevantes para o dimensionamento são apresentadas na Tabela 9.7. Estas resultaram dos ensaios de caracterização dos materiais realizados no programa de ensaios deste estudo. A exceção foram as propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos. Ferreira *et al.* (2013) apresentam alguns valores indicativos para os coeficientes de interação entre o solo granular e os geossintéticos GG2 e GC. No entanto, como não existem valores indicativos para os coeficientes de interação entre o solo fino e os geossintéticos optou-se por considerar os valores sugeridos pelo método do *Nordic Handbock* (apresentados na Tabela 4.6) para os dimensionamentos realizados com os outros métodos.

Para a fundação foi considerado um solo com propriedades fictícias para que não ocorressem problemas de instabilidade nesta região. Não foi o objetivo deste trabalho estudar o reforço de

fundações. Por esse motivo optou-se por considerar que as estruturas em estudo tinham uma fundação competente. As propriedades do solo de fundação consideradas são apresentadas na Tabela 9.7.

As soluções construtivas dimensionadas para cada estrutura consistiram na utilização de cada um dos geossintéticos para o reforço de cada um dos solos. Deste modo, para cada estrutura (muro e talude) foram dimensionadas seis soluções construtivas (três para o solo granular e três para o solo fino). Estas foram dimensionadas com o recurso aos três métodos de dimensionamento.

Tabela 9.7. Valores característicos das propriedades dos materiais considerados no dimensionamento do muro e do talude de solo reforçado

Propriedades dos solos					Propriedades dos geossintéticos			Propriedades de interação solo-geossintético
Solo	γ	E_{50}	ϕ'	c'	Geossintéticos	RT_{max}	$J_{sec,max\%}$	α
	kN/m ³	MPa	°	kPa		kN/m	kN/m	
Granular	17,0	17,5	39,9	0	GG1	56,4	499,5	0,9
					GG2	43,9	555,1	0,9
					GC	54,6	517,9	0,7
Fino	16,7	7,3	34,0	4,3	GG1	56,4	499,5	0,8
					GG2	43,9	555,1	0,8
					GC	54,6	517,9	0,7
Fundação	18,0	40,0	40,0	50	GG1	56,4	499,5	0,9
					GG2	43,9	555,1	0,9
					GC	54,6	517,9	0,9

Nota: foram consideradas as propriedades na direção de fabrico dos geossintéticos

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 9.8 (muros) e Tabela 9.9 (taludes). As estruturas não reforçadas correspondentes a cada tipo de solo serviram como padrão para a análise dos resultados. Assim, a primeira tarefa realizada consistiu em verificar a estabilidade externa dessas estruturas não reforçadas. Os fatores de segurança das superfícies de rotura críticas das estruturas (FS) não reforçadas foram sempre menores que 1,5 (valor de referência), ou seja, não foi possível garantir a sua estabilidade com a margem de segurança considerada. De facto, grande parte dos fatores de segurança foram inferiores à unidade mostrando que as estruturas não foram estáveis.

O dimensionamento interno resultou na definição do espaçamento vertical entre reforços e do comprimento dos reforços que garantiam a estabilidade interna das diferentes soluções de solo

reforçado. Os resultados obtidos através do processo de dimensionamento interno variaram com o tipo de solo e de reforço que constituiu a estrutura, com o tipo de estrutura e com o método de dimensionamento utilizado.

Tabela 9.8. Resultados do dimensionamento dos muros de solo reforçado

Resultados do método do <i>Nordic Handbock</i>										
Solo	Geossintético	RT _d kN/m	α	Resultados iniciais				Resultados corrigidos		
				L _R m	e _v m	Estabilidade externa FS	Verifica?	L _R m	e _v m	FS
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,5	0,9	2,21	0,36	1,56	Sim	-	-	-
	GG2	13,3	0,9	2,37	0,57	1,37	Não	2,70	0,57	1,58
	GC	8,2	0,7	2,12	0,35	1,54	Sim	-	-	-
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,3	0,8	2,50	0,32	1,56	Sim	-	-	-
	GG2	14,5	0,8	2,41	0,5	1,42	Não	2,50	0,50	1,58
	GC	9,0	0,7	2,46	0,31	1,50	Sim	-	-	-
Resultados do método de Jewell (1996)										
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,5	0,9	2,24	0,58	1,33	Não	2,70	0,50	1,66
	GG2	13,3	0,9	2,24	0,89	1,18	Não	2,70	0,50	1,66
	GC	8,2	0,7	2,24	0,55	1,42	Não	2,70	0,50	1,57
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,3	0,8	2,69	0,45	1,68	Sim	-	-	-
	GG2	14,5	0,8	2,69	0,70	1,51	Sim	-	-	-
	GC	9,0	0,7	2,69	0,44	1,63	Sim	-	-	-
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)										
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,8	0,9	3,50	0,28	2,24	Sim	-	-	-
	GG2	13,6	0,9	3,50	0,43	2,00	Sim	-	-	-
	GC	8,3	0,7	3,50	0,26	2,06	Sim	-	-	-
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,6	0,8	3,70	0,24	2,18	Sim	-	-	-
	GG2	14,9	0,8	4,00	0,35	2,24	Sim	-	-	-
	GC	9,3	0,7	3,50	0,21	1,94	Sim	-	-	-

Começando pela influência do tipo de solo nas dimensões dos reforços é possível referir que os L_R obtidos para o solo fino foram maiores do que os necessários para o solo granular. O comportamento do e_v foi inverso ao observado para o L_R. Os e_v calculados para as soluções constituídas pelo solo fino foram menores que os obtidos para o solo granular. Isto ocorreu

porque a resistência mobilizada na interface solo-reforço através da interação entre estes materiais foi, naturalmente, menor no solo fino. Além disto o ângulo de atrito do solo fino (propriedade mecânica do solo que mais condicionou os resultados do dimensionamento) foi menor que o do solo granular. Com o intuito de compensar a menor resistência mecânica do solo e da interface foi necessário aumentar a superfície de contacto entre o solo e as camadas de reforço, ou seja, aumentar o comprimento dos reforços e/ou aumentar o número de camadas de reforço na zona reforçada da estrutura.

Tabela 9.9. Resultados do dimensionamento do talude de solo reforçado

Resultados do método do <i>Nordic Handbook</i>										
Solo	Geossintético	RT _d kN/m	α	Resultados iniciais				Resultados corrigidos		
				L _R m	e _v m	Estabilidade externa FS	Verifica?	L _R m	e _v m	FS
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,5	0,9	3,28	0,36	1,38	Não	3,5	0,36	2,03
	GG2	13,3	0,9	3,42	0,57	1,38	Não	3,5	0,57	1,94
	GC	8,2	0,7	3,17	0,35	1,42	Não	3,5	0,35	1,85
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,3	0,8	3,60	0,32	1,40	Não	3,5	0,32	1,81
	GG2	14,5	0,8	3,44	0,50	1,33	Não	3,5	0,50	1,79
	GC	9	0,7	3,95	0,31	1,35	Não	3,5	0,31	1,70
Resultados do método de Jewell (1996)										
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,5	0,9	1,68	1,00	1,07	Não	3,5	0,50	1,99
	GG2	13,3	0,9	1,68	1,00	1,07	Não	3,5	0,50	1,98
	GC	8,2	0,7	1,68	1,00	1,07	Não	3,5	0,50	1,78
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,3	0,8	2,35	0,95	1,32	Não	3,5	0,50	1,76
	GG2	14,5	0,8	2,35	1,00	1,26	Não	3,5	0,50	1,76
	GC	9	0,7	2,35	0,92	1,18	Não	3,5	0,50	1,67
Resultados do método da BS 8006-1 (2010)										
Granular	Não reforçado	-	-	-	-	0,98	Não	-	-	-
	GG1	8,8	0,9	2,50	0,29	1,74	Sim	-	-	-
	GG2	13,6	0,9	3,11	0,45	1,86	Sim	-	-	-
	GC	8,3	0,7	2,40	0,29	1,54	Sim	-	-	-
Fino	Não reforçado	-	-	-	-	1,07	Não	-	-	-
	GG1	9,6	0,8	3,05	0,25	1,72	Sim	-	-	-
	GG2	14,9	0,8	4,00	0,38	1,93	Sim	-	-	-
	GC	9,3	0,7	3,27	0,24	1,68	Sim	-	-	-

O tipo de reforço também influenciou os resultados do dimensionamento. A propriedade dos reforços que condicionou o dimensionamento foi a sua resistência à tração. No dimensionamento foi considerada a RT_d dos reforços. Este parâmetro resultou da aplicação de coeficientes parciais para a redução da RT_{max} dos geossintéticos devido aos efeitos da fluência, instalação em obra e fatores atmosféricos (apresentados na Tabela 9.10). Portanto, os geossintéticos com maior RT_{max} nem sempre dispunham de uma RT_d maior. O geossintético com maior RT_d foi a geogrelha GG2 porque, embora fosse o geossintético com menor RT_{max} , também foi o que teve valores menores para os coeficientes parciais de redução. A diferença estava, fundamentalmente, no tipo de polímero constituinte dos geossintéticos que influenciou o coeficiente parcial de redução para o efeito da fluência. A geogrelha GG2 era constituída por poliéster, o geocompósito GC por polipropileno e a geogrelha GG1 por polietileno.

Os resultados do dimensionamento mostraram que a geogrelha GG2, com maior RT_d , possibilitou soluções construtivas com menos camadas de reforço, ou seja, maior e_v . No sentido contrário o geossintético com menor RT_d e que implicou um e_v menor foi o geocompósito GC. O comprimento dos reforços só foi afetado pela RT_d quando foram considerados os métodos de dimensionamento do *Nordic Handbock* e da BS 8006-1 (2010). No entanto, não foi possível observar uma tendência na variação do L_R com a RT_d dos reforços.

Tabela 9.10. Coeficientes parciais de segurança para a redução da RT_{max}

Solo	Geossintético	Coeficientes parciais para a redução da RT_{max}			
		C_{FLU}	C_{DDI}	C_{ATM}	Global
Granular	GG1	5			6,6
	GG2	2,5	1,2	1,1	3,3
	GC	5			6,6
Fino	GG1	5			6,0
	GG2	2,5	1,1	1,1	3,0
	GC	5			6,0

Os resultados obtidos no dimensionamento interno dos dois tipos de estruturas (muros e taludes) foram consideravelmente diferentes. A diferença fundamental entre os dois tipos de estruturas foi a inclinação da sua face. Os fatores de segurança globais das superfícies de rotura críticas obtidos na verificação da estabilidade externa das estruturas não reforçadas mostram que os muros foram mais instáveis que os taludes (os FS dos muros foram menores

que os FS dos taludes para os dois tipos de solos considerados). Por este motivo, ficou claro que para se atingirem soluções reforçadas estáveis, os muros tinham de ser reforçado com uma quantidade de geossintético maior.

Os resultados do dimensionamento interno realizado com os métodos de dimensionamento de Jewell (1996) e da BS 8006-1 (2010) mostraram este efeito. De forma geral, as soluções construtivas dimensionadas para os muros apresentaram L_R maiores e e_v menores. Isto foi observado para as soluções construtivas constituídas com os dois tipos de solos e com os três tipos de geossintéticos.

Contudo nas soluções dimensionadas com o método do *Nordic Handbock* não se verificou o mesmo. Por um lado, os e_v calculados por este método não se alteraram com a inclinação da face da estrutura, ou seja, foram iguais para os muros e os taludes (quando constituídos pelos mesmos materiais). Por outro lado, os L_R calculados para os muros foram menores que os obtidos para os taludes, pelos motivos referidos no estudo paramétrico apresentado previamente (as superfícies de rotura críticas que permitiram obter o comprimento dos reforços na zona ativa da estrutura foram calculados de forma diferente nos dois tipos de estruturas).

Isto não está em linha com os resultados obtidos com os outros métodos de dimensionamento e que parecem mais próximos do comportamento real das estruturas. Ao contrário do considerado pelo método do *Nordic Handbock*, nos muros a zona ativa da estrutura foi mais instável (porque foi maior e mais inclinada) do que nos taludes. Assim, os esforços de tração transferidos para as camadas de reforço também foram maiores e, por este motivo, o dimensionamento dos muros teve de prever a utilização de e_v menores. Além disso, o aparecimento do mecanismo de arranque na zona passiva dos muros foi mais provável, pelo que os L_R tinham de ser maiores nos muros.

Depois de realizado o dimensionamento interno dos diferentes casos de estudo foi necessário verificar a sua estabilidade externa relativa aos mecanismos de rotura por deslizamento pela base, derrubamento, falta de capacidade de carga do terreno de fundação e escorregamento global.

Nas Tabelas 9.8 e 9.9 são indicados os resultados das análises realizadas para averiguar a estabilidade externa das estruturas reforçadas. Além disso, são apresentados os fatores de segurança globais das superfícies de rotura críticas obtidos nas mesmas análises. Não foram observados problemas na estabilidade das estruturas reforçadas para os mecanismos de rotura

por deslizamento pela base, derrubamento e falta de capacidade de carga do terreno de fundação. Contudo, não foi possível garantir a estabilidade em algumas estruturas reforçadas para o mecanismo de rotura por escorregamento global. Como se pode verificar nas Tabelas 9.8 e 9.9 alguns FS, principalmente nos taludes de solo reforçado, foram menores que 1,5. Assim, embora as superfícies de rotura críticas obtidas nas modelações numéricas fossem estáveis ($FS > 1$), assumindo uma visão conservadora e pelo lado da segurança não foi possível garantir a estabilidade das estruturas com a margem de segurança considerada relativamente a este mecanismo de rotura.

Isto demonstrou que, embora o dimensionamento interno (quando realizado com os métodos de dimensionamento usados neste estudo) tenha gerado soluções construtivas estáveis internamente, nem sempre gerou soluções construtivas com margem de segurança suficiente. Nos casos de estudo em que não foi possível garantir a estabilidade externa da estrutura verificou-se que a introdução dos reforços deslocou as superfícies de rotura críticas para a zona não reforçada da estrutura (Figura 9.9). Os FS destas superfícies de rotura críticas foram maiores que os obtidos para as estruturas não reforçadas mostrando o efeito benéfico da utilização dos reforços (Tabelas 9.8 e 9.9).

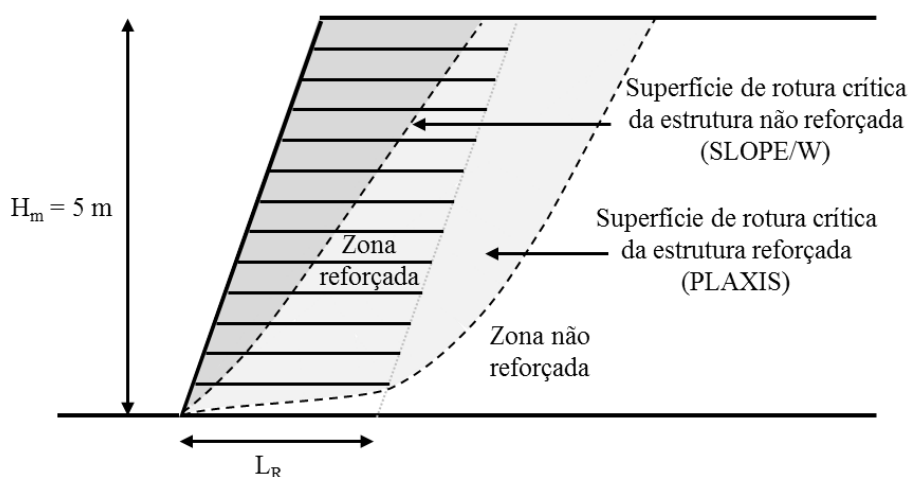


Figura 9.9. Superfícies de rotura críticas típicas nas estruturas de solo não reforçado e de solo reforçado dimensionadas

Para aumentar a estabilidade externa das estruturas de solo reforçado (com $FS < 1,5$) foi essencial diminuir os e_v e/ou aumentar os L_R . Na verificação da estabilidade externa não se detetaram roturas na massa de solo reforçado. Isto sugeriu que o número de camadas de reforço (em cada caso de estudo) foi suficiente para suportar os esforços de tração (ou seja, os e_v foram adequados). Assim, nestes casos a instabilidade pode ter resultado do L_R obtido no

dimensionamento interno que foram relativamente reduzidos (a rotura ocorreu fora da zona reforçada (Figura 9.9)). No caso particular dos casos de estudo dimensionados com o método de Jewell (1996), além de ter sido necessário aumentar o L_R , foi indispensável diminuir o e_v para evitar o aparecimento de superfícies de rotura críticas superficiais como as representadas na Figura 9.10 (deformação excessiva do envelope de geossintético na face da estrutura; especialmente na camada de solo mais superficial).

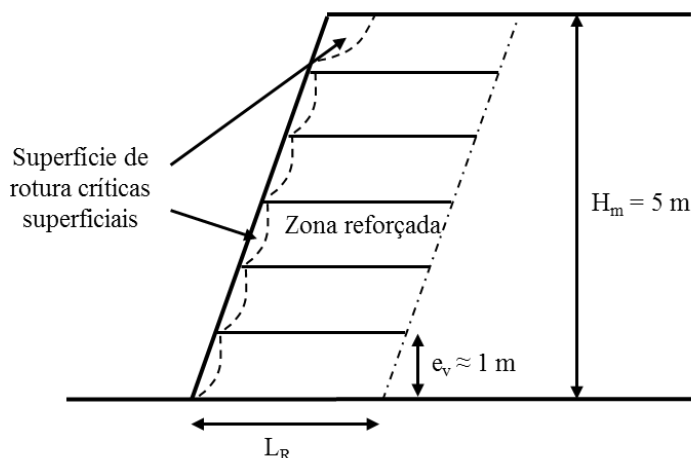


Figura 9.10. Superfícies de rotura críticas superficiais típicas em estruturas de solo reforçado com e_v elevado

Os resultados das análises da estabilidade externa realizadas para corrigir a estabilidade externa das estruturas com $FS < 1,5$ são apresentados nas Tabelas 9.8 e 9.9. O método de dimensionamento da BS 8006-1 (2010) foi o mais conservativo e o que promoveu soluções mais estáveis (nos vários casos de estudo; incluindo no estudo paramérico). Assim, numa primeira fase a verificação da estabilidade das novas soluções considerou L_R maiores e mais parecidos com os obtidos com esse método. Os resultados obtidos mostraram que o aumento do L_R foi suficiente para garantir a estabilidade externa apenas dos casos de estudo dimensionados com o método do *Nordic Handbock*. Nos restantes casos de estudo (dimensionados com o método de Jewell (1996)) o aumento do L_R promoveu o aumento da resistência global das estruturas mas (como o e_v continuou a ser muito grande) também o aparecimento de superfícies de rotura críticas superficiais na face das estruturas (Figura 9.10).

Numa segunda fase a verificação da estabilidade das novas soluções considerou a redução dos e_v para valores mais próximos dos considerados nas soluções estáveis (sensivelmente metade dos valores obtidos no dimensionamento interno inicial). As superfícies de rotura críticas

superficiais na face das estruturas desapareceram e foi possível garantir a estabilidade externa das estruturas.

Com base nos resultados obtidos no dimensionamento das diferentes soluções de solo reforçado para o muro e o talude em estudo é possível referir que o método de dimensionamento interno da BS 8006-1 (2010) foi o que obteve soluções mais estáveis (independentemente do solo e do geossintético considerado). Estas são, portanto, as soluções mais indicadas para o dimensionamento dos dois tipos de estruturas.

9.5. Dimensionamento de outros tipos de estruturas

Como referido durante a realização deste trabalho de doutoramento foram realizados vários estudos sobre o dimensionamento de estruturas de solo (granulares e finos) reforçado com geossintéticos. Entre outros podem ser referidos os estudos apresentados por Carlos *et al.* (2012a); Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011).

Nestes estudos foi analisada a influência de alguns dos parâmetros já referidos todavia considerando outros tipos de estruturas. De forma geral os resultados e as conclusões obtidas nos estudos referidos estão em linha com o mencionado ao longo deste documento. O dimensionamento obteve estruturas com maior quantidade de reforço (ou seja, com e_v menores e L_R maiores) quando: 1) foram considerados materiais (solos e geossintéticos) com propriedades mecânicas piores; 2) a resistência da interface entre os solos e os reforços foi menor; 3) as estruturas tinham dimensões maiores; e 4) as sobrecargas de construção ou utilização foram mais elevadas.

Os resultados desses estudos permitiram também analisar o efeito de outros parâmetros ou fatores e, desta forma, complementar as conclusões mencionadas neste capítulo. Por exemplo Carlos *et al.* (2012a) realizaram um estudo paramétrico sobre o dimensionamento do reforço de muros de solo das marinhas de sal da ria de Aveiro com o método da BS 8006-1 (2010) (em que se considerou o solo fino e alguns dos geossintéticos deste estudo). Entre outros assuntos, o estudo analisou quais as características do geossintético e da sua interface com o solo que são mais importantes para o aparecimento de cada mecanismo de rotura interno considerado pelo método de dimensionamento (rotura por tração dos reforços; rotura por arranque dos reforços do maciço de solo; e rotura por cunhas potenciais). Os resultados apresentados por Carlos *et al.* (2012a) mostraram que: 1) o mecanismo de rotura por cunhas potenciais não teve qualquer impacto nos dimensionamentos realizados; 2) as propriedades da

interface entre o solo e o geossintético só influenciaram os e_v e os L_R quando o mecanismo de rotura interna por arranque condicionou o dimensionamento; 3) o mecanismo de rotura por arranque foi mais importante para o dimensionamento das soluções em que os reforços com maior resistência à tração foram considerados; 4) a largura total por metro das faces superior e inferior do reforço influenciou em grande medida a ocorrência do mecanismo de rotura interna por arranque; e 5) o mecanismo de rotura por tração dos reforços foi o que mais vezes condicionou os e_v e os L_R .

Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011) também estudaram o reforço dos muros das marinhas de sal da ria de Aveiro considerando diferentes tipos de solos (granulares e finos), geossintéticos (geogrelhas, geocompósitos e geotêxteis), geometrias das estruturas (altura e inclinação da face) e métodos de dimensionamento. Como referido as conclusões destes estudos estão em sintonia com as apresentadas neste capítulo. Além do referido, estes estudos também estudaram o efeito da presença da água no interior das estruturas.

A água pode ser proveniente da infiltração da água da chuva e de canais, lagos, oceanos adjacentes às estruturas (conforme a localização da estrutura), do nível freático no subsolo e do processo construtivo das estruturas. A presença de água pode ter dois efeitos. O aumento das tensões totais no solo é o primeiro e acontece em todos os tipos de solos. Além disto, quando os solos têm um comportamento não drenado a introdução de água no solo pode implicar o aparecimento de excessos de pressão intersticial que podem diminuir a resistência do solo de forma drástica e súbita.

Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011) utilizaram os métodos do *Nordic Handbock* e de Jewell (1996) para o dimensionamento dos muros das marinhas de sal da ria de Aveiro. Estas estruturas são sujeitas à ação direta de impulsos da água da ria adjacente aos muros. A entrada e saída de água na estrutura ocorre consoante os ciclos da maré da ria de Aveiro. Estes métodos de dimensionamento apenas preveem o comportamento das estruturas em tensões efetivas, ou seja, com comportamento drenado. Os resultados obtidos nestes estudos indicaram que a presença de água fez com que a tensão requerida aos reforços fosse maior (a existência da tensão intersticial fez aumentar a tensão total) implicando a diminuição dos e_v e o aumento dos L_R das estruturas (independentemente do tipo de solo e de geossintético).

No entanto, por vezes, as estruturas constituídas por solos finos apresentam comportamento não drenado (envolve o aparecimento de excessos de pressão intersticial que têm de ser dissipados). Os métodos de dimensionamento usados não consideram este aspeto. O único

método de dimensionamento encontrado na bibliografia é apresentado por Naughton *et al.* (2001). Este método baseia-se num processo iterativo em que é verificado o tempo de dissipação dos excessos de pressão intersticial e a transmissividade do reforço utilizado. Contudo apenas pode ser utilizado para os materiais e as condições consideradas no seu desenvolvimento. Apesar desta limitação foi considerado por Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011). Os resultados mostraram a necessidade de considerar geossintéticos com funções de drenagem em algumas aplicações e a necessidade de desenvolver métodos de dimensionamento que considerem a função de reforço e a função de drenagem dos geossintéticos.

9.6. Considerações finais

Como referido, o estudo paramétrico apresentado pretendeu analisar a influência de vários parâmetros no dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado. Por esse motivo, a verificação da estabilidade externa dos casos de estudo considerados não foi realizada. Logo, não foi possível garantir que os resultados do dimensionamento interno definem estruturas com estabilidade externa.

Os resultados obtidos com os três métodos de dimensionamento foram discutidos ao longo deste documento. Não foi possível dizer qual dos métodos de dimensionamento foi melhor. Contudo foi possível verificar que, de forma geral, o método de dimensionamento da BS 8006-1 (2010) foi o mais conservativo, ou seja, foi o que previu soluções construtivas com quantidades de reforço maiores (L_R maiores e e_v menores). Pelo contrário, os e_v calculados pelo método de Jewell (1996) e os L_R calculados pelo método do *Nordic Handbock* foram os menos conservativos.

O método de Jewell (1996) foi utilizado para o dimensionamento das estruturas constituídas com o solo fino, embora violando um dos pressuposto de utilização do método (só pode ser usado para solos não coesivos). O método de Jewell (1996) não considera a coesão do solo fino no dimensionamento e os seus resultados foram muito influenciados pelo ângulo de atrito. Isto levou a que, principalmente para o solo fino (embora também tenha ocorrido no solo granular), os e_v fossem bastante maiores que os obtidos pelos outros métodos. Deve portanto evitar-se a utilização deste método para o dimensionamento de estruturas de solo fino reforçado com geossintéticos.

Os resultados da verificação da estabilidade externa do muro e do talude dimensionados na segunda parte do estudo mostraram que o dimensionamento interno nem sempre obteve estruturas reforçadas estáveis. Nos casos estudados verificou-se que ocorriam superfícies de rotura críticas (com $FS < 1,5$) fora da zona reforçada da estrutura. Procedeu-se à verificação da estabilidade externa de soluções corrigidas para cada um destes casos. Verificou-se que em grande parte o aumento dos L_R foi suficiente para aumentar a estabilidade externa das estruturas.

Ainda sobre os resultados obtidos verificou-se que existiam várias soluções em que o e_v foi demasiado pequeno ($e_v < 0,10$ m). A construção de estruturas com este tipo de e_v implicaria o aumento dos custos da construção, do tempo de execução e da complexidade do processo construtivo. As vantagens competitivas deste tipo de solução construtiva seriam anuladas. Nestes casos seria preferível escolher materiais com melhores propriedades por forma a aumentar o e_v para um valor viável.

Por fim, as conclusões obtidas só devem ser tomadas em consideração para estruturas e materiais com propriedades semelhantes aos considerados neste estudo. Não devem, portanto, ser generalizados para outros tipos de estruturas ou materiais com propriedades muito diferentes.

Capítulo 10 - Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

10.1. Introdução

A utilização de ferramentas numéricas para o estudo do comportamento de estruturas geotécnicas é corrente. Desde que devidamente calibradas e validadas, as ferramentas numéricas conseguem apresentar resultados que preveem o comportamento real das estruturas de forma muito aproximada. Estas ferramentas também são utilizadas de forma convincente na modelação de ensaios laboratoriais.

Neste estudo foi utilizada a ferramenta informática comercial PLAXIS para a modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. A calibração e validação dos modelos numéricos foram realizadas através da modelação numérica de alguns resultados dos ensaios triaxiais apresentados no Capítulo 7. Estes permitiram definir os parâmetros que foram usados nas modelações numéricas das estruturas.

A modelação numérica das estruturas de solo reforçado serviu para verificar a sua estabilidade global e analisar as tensões e deformações que se desenvolveram nos vários elementos constituintes. Estes parâmetros variaram com a geometria da estrutura, as propriedades dos materiais que a constituíam, as condições de carregamento a que foi sujeita, entre outros fatores. Assim, neste capítulo são apresentados os resultados de várias modelações numéricas realizadas para estudar a influência destes fatores no comportamento das estruturas de solo reforçado para o estado limite último, no momento da rotura (para calcular os FS) e durante o seu processo construtivo.

As modelações numéricas foram realizadas aos muros e taludes de solo reforçado dimensionados na segunda parte do estudo sobre o dimensionamento apresentado no Capítulo 9.

10.2. Ferramenta numérica e modelos constitutivos

A ferramenta numérica usada neste estudo foi o PLAXIS. Este é um programa de elementos finitos constituído por vários módulos. A versão 8.2 foi utilizada para a realização deste estudo. Esta permite a realização de análises em duas dimensões da estabilidade e da deformação das estruturas em estudo. Para tal, o programa permite utilizar modelos axi-simétricos ou de estado plano de deformação para a modelação de secções transversais da estrutura real [Brinkgreve (2002)].

A interação entre o utilizador e o programa é realizada através de uma interface gráfica. Esta consiste em quatro sub-programas (*Input*, *Calculations*, *Output* e *Curves*) que permitem: gerar um modelo geométrico e uma malha de elementos finitos (no sub-programa *Input*); gerar o tipo de cálculo a realizar e as várias fases de cálculo (no sub-programa *Calculations*); observar os resultados (no sub-programa *Output*); e gerar gráficos dos resultados obtidos (no sub-programa *Curves*) [Brinkgreve (2002)].

Um dos componentes essenciais para realizar uma análise numérica bem-sucedida de um problema geotécnico é o modelo constitutivo do solo. Atualmente existem diversos modelos constitutivos capazes de reproduzir vários aspetos do comportamento de um solo real. Por isso, é necessário decidir quais das características do solo regem o comportamento num determinado problema geotécnico (por exemplo, rigidez, deformação, dilatação, anisotropia, etc.) e escolher um modelo constitutivo que possa captar essas características da melhor forma [Potts e Zdravkovic (2001)]. O mesmo acontece quando se pretende avaliar o comportamento dos elementos de reforço, devendo selecionar-se um modelo constitutivo que represente o seu comportamento esperado.

No PLAXIS são disponibilizados seis modelos de comportamento do solo (*linear elástico*, *Mohr-Coulomb*, *jointed rock*, *hardening soil*, *soft soil creep* e *soft soil*) e dois para outros materiais como as ancoragens, os geossintéticos, etc. (elástico ou elastoplástico). Neste último caso, quando o nível de deformações esperado é elevado deve utilizar-se o modelo elastoplástico [Brinkgreve (2002)].

O modelo constitutivo do solo usado nas modelações numéricas foi o *hardening soil model*. Este é um modelo avançado para a simulação do comportamento do solo que, à semelhança de outros modelos constitutivos (por exemplo o modelo de *Mohr-Coulomb*), utiliza o ângulo de atrito, a coesão e a dilatância do solo para simular o seu comportamento. Contudo, neste modelo, a rigidez do solo é descrita com mais precisão pois são usados três parâmetros para a

quantificar: a rigidez obtida através de ensaios triaxial (E_{50}), a rigidez obtida na fase de descarga do ensaio triaxial (E_{ur}) e a rigidez obtida através de ensaios edométricos (E_{oed}). Além disto, considera ainda a dependência da rigidez relativamente às tensões do solo, ou seja, considera que a rigidez aumenta com a tensão no solo [Brinkgreve (2002)].

O modelo *hardening soil* obedece à relação tensão-extensão hiperbólica apresentada na Figura 10.1. Alguns dos parâmetros relevantes usados pelo modelo são: o peso volúmico do solo (seco ou saturado); o módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de desvio de rotura (E_{50}); o módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de desvio na rotura para a tensão de confinamento de referência (E_{50}^{ref}); a tensão de confinamento de referência ($\sigma_{C,ref}$); o ângulo de atrito do solo (ϕ); a coesão do solo (c); o ângulo de dilatância do solo (ψ); o coeficiente de Poisson (ν); o índice de vazios (e); a constante para o controlo da relação entre a tensão e a rigidez (m); o coeficiente para controlo da rotura (R_f); o coeficiente de interação entre o solo e o geossintético (α); a tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$); o valor da tensão de desvio na assintota da curva tensão-extensão (q_a); a tensão de desvio máxima (q_{max}); a tensão principal máxima (σ_1); e a tensão principal mínima (σ_3).

Alguns destes parâmetros foram obtidos diretamente dos resultados dos ensaios de laboratório (γ , ϕ , c , α , e , ν e q_{max}). O valor de E_{50} foi calculado com as Equações 10.1, 10.2 e 10.3. Para os restantes parâmetros (ψ , ν , m e R_f) Brinkgreve (2002) recomenda os seguintes valores: $m = 1,0$ para argilas moles e $m = 0,5$ para areias e siltes; $\nu = 0,25$; e $R_f = 0,9$. Durante as modelações numéricas realizadas neste estudo estes parâmetros foram otimizados e validados através de um processo iterativo. Os valores resultantes desse processo e que foram considerados nas modelações numéricas apresentadas foram $m = 0,5$, $\nu = 0,25$ e $R_f = 0,8$.

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{q_a}} \quad \text{se } \sigma_1 - \sigma_3 < q_{max} \quad (10.1)$$

$$q_a = \frac{q_{max}}{R_f} \quad (10.2)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma_3}{c \cot \phi + \sigma_{C,ref}} \right)^m \quad (10.3)$$

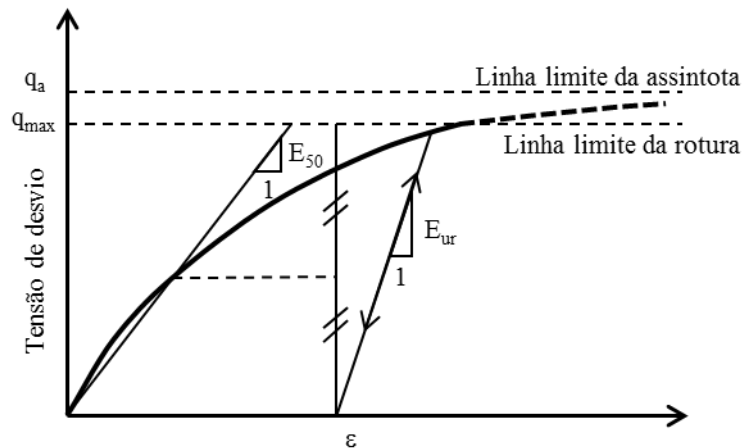


Figura 10.1. Relação tensão-extensão hiperbólica para modelação numérica de ensaios triaxiais drenados [adaptado de Brinkgreve (2002)]

O comportamento do geossintético foi simulado com o modelo constitutivo elastoplástico isotrópico. Os parâmetros considerados pelo modelo são a rigidez secante e a resistência à tração do geossintético (para a modelação dos ensaios triaxiais foi $J_{sec,max\%}$ e RT_{max} ; para a modelação das estruturas foi considerada a rigidez secante para a extensão correspondente à resistência à tração de cálculo ($J_{sec,RTd\%}$) e a RT_d) quantificadas através de ensaios de tração de laboratório. A modelação numérica foi realizada com uma ferramenta numérica 2D. Por causa disto a anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos não foi considerada. Deste modo, nas modelações numéricas realizadas neste estudo consideraram-se as propriedades mecânicas obtidas na direção de fabrico dos geossintéticos (valores mais elevados). Para avaliar a influência da utilização destes valores foi realizada uma modelação numérica adicional onde se consideraram as propriedades mecânicas obtidas na direção perpendicular ao fabrico dos geossintéticos.

10.3. Modelação numérica dos ensaios triaxiais

O objetivo principal da modelação numérica dos ensaios triaxiais foi calibrar e validar os modelos numéricos. Além disso, como a informação extraída dos ensaios triaxiais não permitiu analisar o estado de tensões e as deformações em todos os pontos do solo e do reforço, as modelações numéricas foram utilizadas para analisar a influência dos parâmetros analisados no programa de ensaios laboratoriais (introdução do reforço, tensão de confinamento, densidade do solo, teor em água e tipo de solo) no comportamento mecânico interno dos provetes de solo e de solo reforçado.

10.3.1. Procedimento considerado na modelação numérica dos ensaios triaxiais

Os modelos considerados na modelação numérica dos ensaios triaxiais (Figura 10.2) foram axi-simétricos com eixo de simetria coincidente com o eixo vertical dos provetes triaxiais (largura dos modelos igual a $D/2$; altura dos modelos igual a H). O solo foi modelado com elementos triangulares com 15 nós e os reforços com elementos lineares específicos. A interação entre o solo e o reforço foi modelada com dois elementos de interface (um superior e outro inferior). Na fronteira vertical (coincidente com o eixo de simetria) foram considerados apoios que restringiram os movimentos horizontais e na base do modelo apoios para impedirem os movimentos verticais (tal como aconteceu no ensaio). A malha de elementos finitos foi definida de forma automática. Esta malha podia ter cinco níveis de discretização (com diferente número de elementos). As malhas de elementos finitos consideradas na modelação dos provetes de solo e de solo reforçado são apresentadas na Figura 10.3.

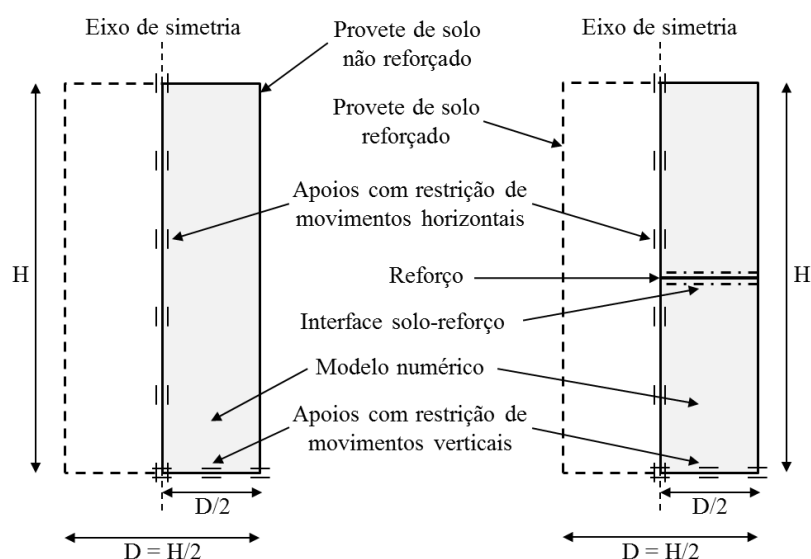


Figura 10.2. Perfil dos modelos numéricos considerados na modelação dos provetes de solo e de solo reforçado dos ensaios triaxiais

O PLAXIS permite a definição de várias fases de cálculo. Tal como no ensaio, a modelação de cada ensaio foi dividida em duas etapas de cálculo. Na primeira etapa foram aplicadas as tensões de confinamento na face superior e na face lateral direita dos provetes. Na segunda etapa manteve-se a tensão de confinamento e aplicou-se uma carga distribuída na face superior do provete suficiente para provocar a rotura do provete.

Os resultados obtidos nas modelações numéricas foram, entre outros, as curvas tensão-extensão dos provetes de solo e de solo reforçado. Estas curvas foram comparadas com as curvas correspondentes obtidas nos ensaios triaxiais. Além disso foi considerada a relação entre as tensões de desvio máximas obtidas no ensaio triaxial e nas modelações numéricas (rácio da variação da tensão de desvio máxima ($R_{\Delta, q_{max}}$)) para completar essa análise. As modelações numéricas forneceram ainda alguns parâmetros que caracterizaram o estado de tensões e deformações dos elementos de cada provete (tensão de corte máxima no solo (τ_{max}); tensão de corte máxima na interface solo-geossintético (τ_{int}); deslocamento horizontal máximo no solo (ΔH_{max}); e esforço de tração máximo no geossintético (T_{max})).

Note-se que os resultados dos ensaios de laboratório mostram o comportamento tensão-extensão dos provetes enquanto os resultados das modelações numéricas correspondem apenas ao comportamento tensão-extensão de um ponto específico do provete modelado.

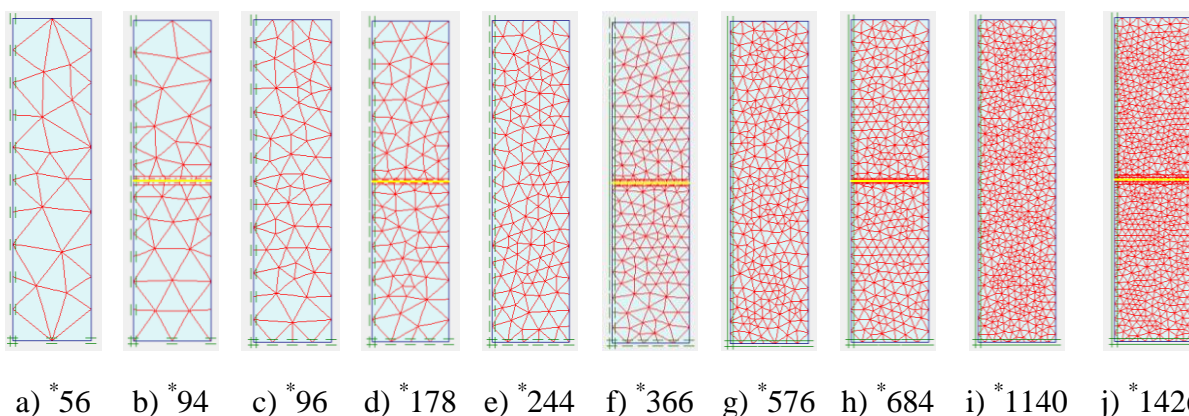


Figura 10.3. Refinamento das malhas de elementos finitos consideradas para os provetes de solo e de solo reforçado com uma camada de geossintético: a) e b) muito grossa; c) e d) grossa; e) e f) média; g) e h) fina; i) e j) muito fina (* número de elementos)

A modelação numérica dos ensaios triaxiais incluiu uma fase de estudo prévio sobre a influência de vários parâmetros nos resultados das modelações. Os parâmetros avaliados foram: 1) as dimensões e a configuração global dos modelos numéricos; 2) o refinamento da malha de elementos finitos; 3) o coeficiente de interação solo-geossintético; e 4) a anisotropia das propriedades dos geossintéticos. Os resultados obtidos neste estudo prévio permitiram definir (calibrar) os parâmetros que foram usados na modelação numérica. Como complemento a validação dos resultados das modelações foi realizada também com a modelação numérica de resultados de alguns ensaios triaxiais apresentados por Latha e

Murthy (2007). Esta abordagem para a validação e calibração dos modelos numéricos foi seguida em Guler *et al.* (2007) e Hatami e Bathurst (2005).

Por fim realizaram-se modelações numéricas de alguns ensaios triaxiais apresentados no Capítulo 7 para analisar a influência do efeito da introdução do reforço, da tensão de confinamento, da densidade do solo, do teor em água e do tipo de solo no comportamento mecânico interno dos provetes dos ensaios triaxiais e para definir alguns parâmetros (que não foi possível obter nos ensaios laboratoriais; por exemplo: ψ , ν , m e R_f) necessários para a modelação das estruturas de solo reforçado. À semelhança do programa de ensaios triaxiais, grande parte das modelações numéricas também foram realizadas a provetes de solo granular e provetes de solo granular reforçado com uma camada de GC.

É indispensável chamar a atenção para o facto de algumas características dos modelos numéricos terem sido definidas com base em informações obtidas de forma iterativa em análises prévias que não são apresentadas. Isto permitiu, por exemplo, verificar que tipo de refinamento de malha e que dimensões deveriam ser consideradas para a modelação dos provetes.

Por fim, note-se que as envolventes de rotura usadas para calcular os parâmetros de resistência dos provetes obtidas através dos ensaios triaxiais são aproximações com um erro associado (embora pequeno). Nas modelações numéricas este erro não existiu porque a envolvente de rotura e os parâmetros de resistência dos provetes foram relacionados por equações matemáticas exatas. Isto pode explicar, em parte, algumas diferenças entre as relações tensão-extensão obtidas em laboratório e nas modelações numéricas apresentadas de seguida.

10.3.2. Modelação numérica dos ensaios triaxiais de Latha e Murthy (2007)

Os ensaios triaxiais realizados por Latha e Murthy (2007) modelados neste estudo são ensaios de compressão realizados a provetes de areia e de areia reforçada com oito camadas horizontais de geotêxtil (tensão de confinamento igual a 100 kPa). Os modelos numéricos usados nesta análise foram semelhantes aos apresentados na Figura 10.2 (embora, no modelo de solo reforçado fossem consideradas oito camadas de reforço), tinham 140 mm de altura e 35 mm de largura e foram discretizados com uma malha de elementos finitos muito fina (Figura 10.3). Os parâmetros introduzidos nos modelos numéricos são apresentados na Tabela 10.1. As curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios de laboratório e com os modelos

numéricos são apresentadas na Figura 10.4. As últimas excluem a porção assintótica da curva entre a linha limite da rotura e a linha limite da assintota apresentadas na Figura 10.1.

Tabela 10.1. Propriedades consideradas para modelar os resultados de Latha e Murthy (2007)

Modelo numérico	Propriedades do solo								Propriedades do modelo			Propriedades do geossintético	
	w	I _D	γ	φ	c	ψ	υ	E ₅₀ ^{ref}	m	R _f	α	J _{sec,max%}	RT _{max}
	%	%	kN/m ³	°	kPa	°	–	MPa	-	-	-	kN/m	kN/m
Não reforçado	0	70	15,8	42,0	1	10	0,25	56,3	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado U	0	70	15,8	42,0	1	10	0,25	56,3	0,5	0,8	1	725	51
Reforçado R	0	70	15,8	47,5	327	10	0,25	37,5	0,5	0,8	1	725	51

Os resultados mostram que o valor de pico da curva tensão-extensão do provete de areia não reforçada obtida numericamente (MN – não reforçado) foi semelhante ao obtido em laboratório por Latha e Murthy (2007). No entanto a curva obtida pelo modelo numérico apresentou uma rigidez menor.

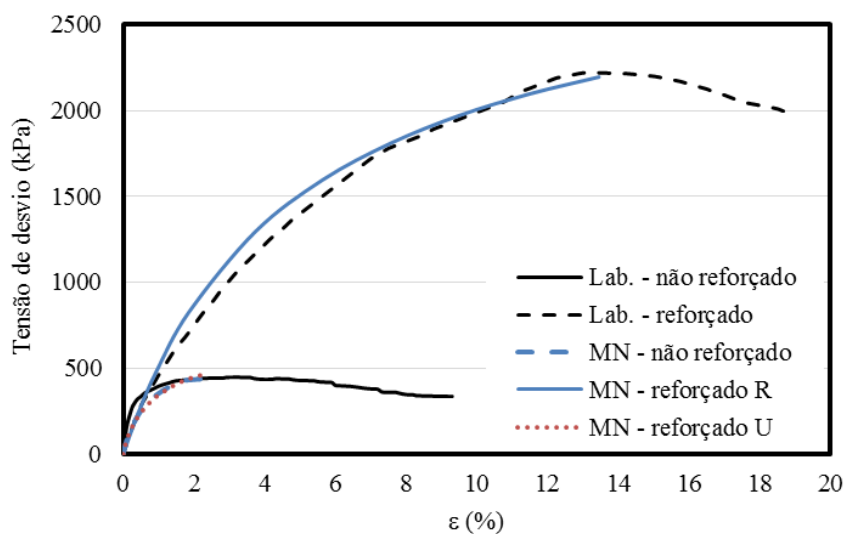


Figura 10.4. Modelação numérica dos resultados de Latha e Murthy (2007) (comportamento tensão-extensão de provetes de areia e de areia reforçada com oito camadas de geotêxtil)

A modelação numérica inicial do provete de solo reforçado (MN – reforçado U) não aproximou de forma razoável os resultados obtidos em laboratório. O primeiro modelo numérico usado para a modelação do provete de areia reforçada considerou, entre outras propriedades dos materiais, as propriedades da areia não reforçada (MN – reforçado U). As curvas tensão-extensão obtidas no ensaio de laboratório e com este modelo numérico (Figura

10.4) foram muito diferentes. A curva tensão-extensão foi idêntica à obtida com o modelo numérico considerado para o provete de areia não reforçada.

Isto sugere que a inclusão das camadas de reforço não alterou o comportamento tensão-extensão do provete de areia reforçada. Contudo, o que se verificou foi que o modelo numérico (MN – reforçado U) originou uma rotura no solo localizada fora da área de influência de grande parte dos reforços. Na Figura 10.5a são apresentados os pontos plastificados (para diferentes tipo de plasticidade) que mostram a zona do provete onde ocorreu a rotura. Nesta área foi mobilizada apenas a resistência mecânica da areia. Isto aconteceu porque o cálculo foi interrompido quando o modelo atingiu a rotura. Por este motivo, na área de influência dos reforços a resistência adicional provocada pela inclusão dos reforços não foi totalmente mobilizada. A Figura 10.5b mostra que a resistência ao corte mobilizada no momento da rotura do provete foi máxima em áreas pequenas (a vermelho) e onde as camadas de reforço não exerceram qualquer ação.

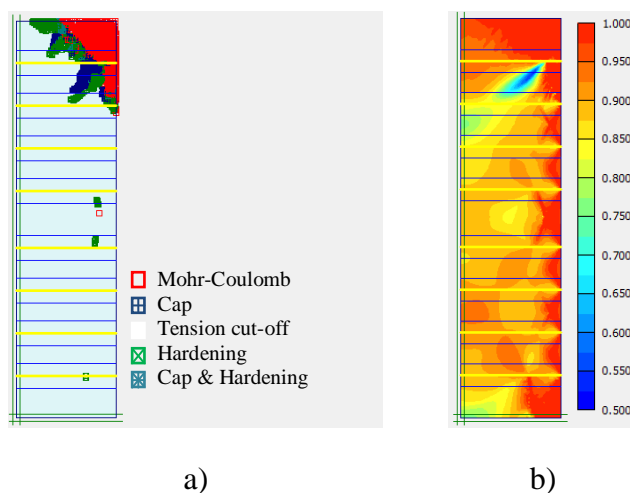


Figura 10.5. Modelação numérica dos resultados de Latha e Murthy (2007) (comportamento interno do provete de areia reforçada no momento da rotura; modelação realizada com os parâmetros da areia não reforçada): a) pontos plastificados; b) tensão de corte relativa

Tal como nos ensaios triaxiais, onde o comportamento mecânico dos provetes de solo reforçado foi condicionado pelas dimensões do equipamento, nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais os resultados também podem ter sido condicionados pelo facto de as dimensões dos modelos numéricos não serem comparáveis com as dimensões das camadas de solo reforçado das estruturas (ao contrário dos provetes de ensaio, o comprimento das camadas de solo reforçado das estruturas é consideravelmente maior que a sua altura). Isto pode ter provocado problemas que conduziram à interrupção do cálculo, tal como referido.

Estes resultados não estão de acordo com os resultados relatados por Hong e Wu (2013). Nesse estudo, a modelação numérica de provetes de solo reforçado estavam de acordo com os resultados dos ensaios de laboratório. Isso pode estar relacionado com as ferramentas numéricas usadas em ambos os estudos. Hong e Wu (2013) usaram o FLAC (método de diferenças finitas) enquanto aqui foi usado o PLAXIS (método dos elementos finitos).

Para tentar alcançar a curva tensão-extensão observada em laboratório repetiu-se a modelação numérica mas considerando as propriedades do solo reforçado obtidas nos ensaios de laboratório (MN – reforçado R). Os resultados desta modelação também são apresentados na Figura 10.4. A curva tensão-extensão obtida por este modelo numérico foi análoga à obtida pelo ensaio triaxial.

Em suma o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo reforçado não pode ser modelado corretamente com esta ferramenta numérica sem serem consideradas as propriedades do solo reforçado. Isto não quer dizer que o PLAXIS não tenha considerado o efeito do reforço. O comportamento interno do provete foi bastante diferente do provete de solo não reforçado. Quer apenas dizer que não conseguiu modelar as curvas tensão-extensão de forma conveniente (pelo motivo descrito). Esta foi uma limitação da ferramenta numérica que foi tomada em consideração em todas as modelações numéricas deste estudo. Por esse motivo foi indispensável avaliar os resultados da modelação para verificar se foram aceitáveis.

10.3.3. Definição dos modelos numéricos para os provetes de solo e de solo reforçado

Os ensaios triaxiais modelados nesta análise foram o ensaio nº 2 (proвете de solo granular) e o ensaio nº 56 (proвете de solo granular reforçado com uma camada de GC) com resultados apresentados nas Tabelas 6.8 e 7.3, respetivamente. Estes provetes foram preparados com $w = 0 \%$ e $I_D = 83 \%$ e ensaiados com uma $\sigma_C = 100 \text{ kPa}$ e $v = 0,7 \text{ mm/min}$.

A configuração dos modelos numéricos considerados para a modelação dos provetes de solo e de solo reforçado é apresentada na Figura 10.2. Os modelos numéricos tinham 140 mm de altura e 35 mm de largura e foram discretizados com uma malha de elementos finitos muito fina (Figura 10.3). Na Tabela 10.2 são apresentadas as propriedades consideradas nas modelações numéricas.

Como se pode constatar foram realizadas quatro modelações numéricas. Uma corresponde à modelação do provete de solo (MN – não reforçado U) enquanto as restantes à modelação do provete de solo reforçado considerando diferentes modelos numéricos (com configuração diferente ou considerando diferentes propriedades do solo). O primeiro modelo numérico incluiu a camada de geossintético a meia altura do provete de solo e considerou as propriedades do solo não reforçado (MN - reforçado G+U). O segundo modelo numérico apenas diferiu do primeiro porque considerou as propriedades do solo reforçado (MN – reforçado G+R). No terceiro considerou-se que o modelo numérico do solo reforçado foi formado por um material compósito (sem a camada de geossintético) com as propriedades obtidas para o provete de solo reforçado (MN – reforçado C+R).

A Figura 10.6 inclui as curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios de laboratório e nas modelações numéricas correspondentes. Os resultados da modelação numérica do provete de solo não reforçado (MN – não reforçado U) foram concordantes com os resultados do ensaio de laboratório ($R_{\Delta,qmax} = 0,98$). A curva tensão-extensão obtida com o modelo numérico com o geossintético e os parâmetros do solo não reforçados (MN – reforçado G+U) foi similar à curva obtida no ensaio triaxial realizado ao provete não reforçado. Deste modo mesmo com a inclusão da camada geossintético o modelo numérico não tomou em consideração a melhoria do comportamento mecânico observada no ensaio de laboratório. O modelo numérico com geossintético e os parâmetros de solo reforçado (MN – reforçado G+R) obteve uma curva tensão-extensão semelhante à do ensaio de laboratório ($R_{\Delta,qmax} = 0,97$). O mesmo aconteceu com o modelo numérico com o material compósito e os parâmetros de solo reforçado (MN – reforçado C+R) ($R_{\Delta,qmax} = 0,98$).

Tabela 10.2. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2 e 56 (influência da configuração do modelo numérico)

Modelo numérico	Propriedades do solo								Propriedades do modelo				Propriedades do geossintético	
	w	I _D	γ	φ	c	ψ	υ	E ₅₀ ^{ref}	e	m	R _f	α	J _{sec,max} %	RT _{max}
	%	%	kN/m ³	°	kPa	°	–	MPa	-	-	-	-	kN/m	kN/m
Não reforçado	0	83	16	41,8	1,0	15	0,25	9,4	0,56	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado C+R	0	83	16	43,3	10,1	10	0,25	8,9	0,56	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+U	0	83	16	41,8	1,0	15	0,25	9,4	0,56	0,5	0,8	0,82	518	55
Reforçado G+R	0	83	16	43,3	10,1	10	0,25	8,9	0,56	0,5	0,8	0,82	518	55

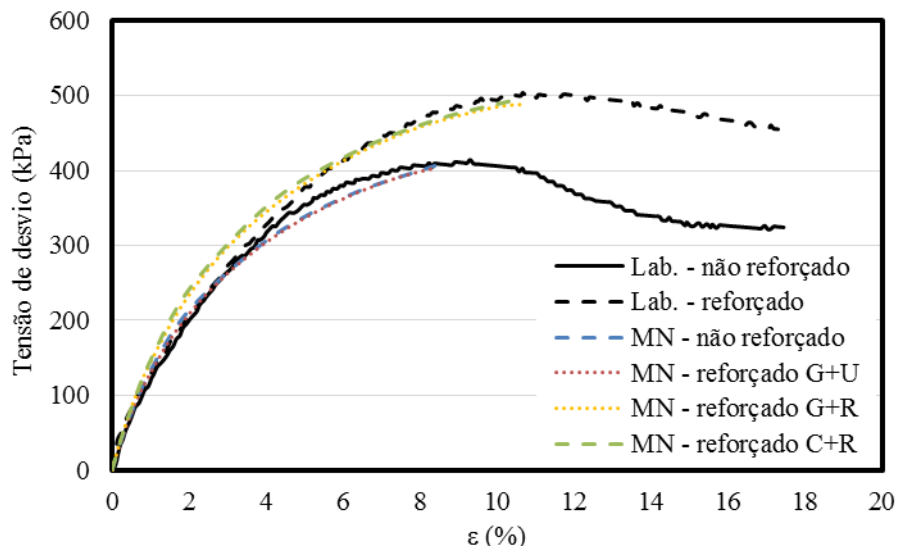


Figura 10.6. Influência da configuração do modelo numérico no comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56)

Por um lado, os dois modelos numéricos onde foram utilizados os parâmetros para o solo sem reforço (MN – não reforçado U e MN – reforçado G+U) obtiveram curvas tensão-extensão semelhantes à obtida no ensaio laboratorial do provete de solo não reforçado. Por outro lado, os dois modelos numéricos onde foram utilizados os parâmetros do solo reforçado (MN - reforçado G+R e MN – reforçado C+R) obtiveram uma resposta perto da obtida no ensaio triaxial do provete de solo reforçado. Estes resultados parecem indicar que a inclusão da camada geossintético no modelo numérico sem a alteração das propriedades do solo não foi suficiente para reproduzir adequadamente a resposta observada nos ensaios de laboratório.

Nos modelos numéricos com a camada de reforço, as roturas ocorreram fora da área de influência do reforço (tal como observado na modelação dos ensaios de Latha e Murthy (2007)). Assim, pelos motivos referidos na seção 10.3.2, nessa área a resistência do solo não foi totalmente mobilizada (a tensão de corte relativa na área central do provete não foi igual a 1 como se pode verificar na Figura 10.7a).

Contudo, o reforço afetou o comportamento interno dos provetes. Os resultados das modelações realizadas com modelo numérico sem reforço (MN – não reforçado U) e o modelo numérico com o material compósito (MN – reforçado C+R) apresentaram pontos de plasticidade em todo o provete (Figura 10.8b). Nos modelos com reforço (MN – reforçado G+U e MN – reforçado G+R) na área central do provete não apareceram pontos de plasticidade (Figura 10.7b).

Além disso verificou-se que o reforço e a sua interface com o solo foram mobilizados (Figura 10.7c e 10.7d) e alteraram o comportamento tensão-extensão interno dos provetes. Os deslocamentos horizontais e as tensões de corte observadas nos modelos numéricos com e sem reforço foram totalmente diferentes. Enquanto no modelo numérico de solo reforçado os deslocamentos horizontais (Figura 10.7c) foram maiores fora da área de influência da camada de reforço, nos modelos numéricos sem camada de reforço os deslocamentos horizontais foram distribuídos de forma homogênea em toda a altura do modelo (Figura 10.8c). Os deslocamentos horizontais foram consideravelmente maiores nos provetes que não tinham camada de reforço. As tensões de corte foram muito maiores nos modelos numéricos de solo reforçado (Figura 10.7d), principalmente na região central dos modelos onde se notou a influência da camada de reforço.

Nas Figura 10.7 e 10.8 são apresentados os resultados obtidos com os modelos numéricos MN – reforçado G+U e MN – não reforçado U. Os resultados observados com os outros modelos numéricos (em todas as modelações apresentadas neste estudo) foram qualitativamente semelhantes aos representados nas figuras, diferindo apenas as gamas de valores de cada parâmetro.

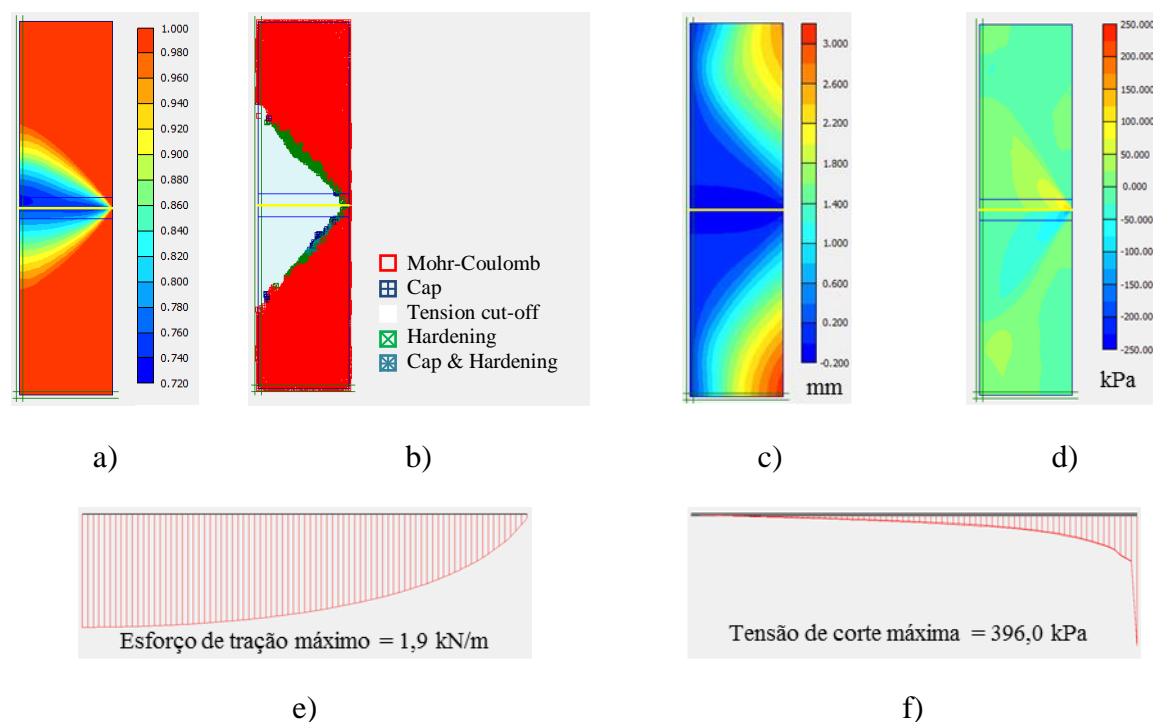


Figura 10.7. Comportamento interno do provete de solo reforçado no momento da rotura (MN – reforçado G+U): a) tensão de corte relativa; b) pontos de plasticidade; c) deslocamentos horizontais; d) tensão de corte no solo; e) esforços de tração no geossintético; f) tensão de corte na interface solo-geossintético

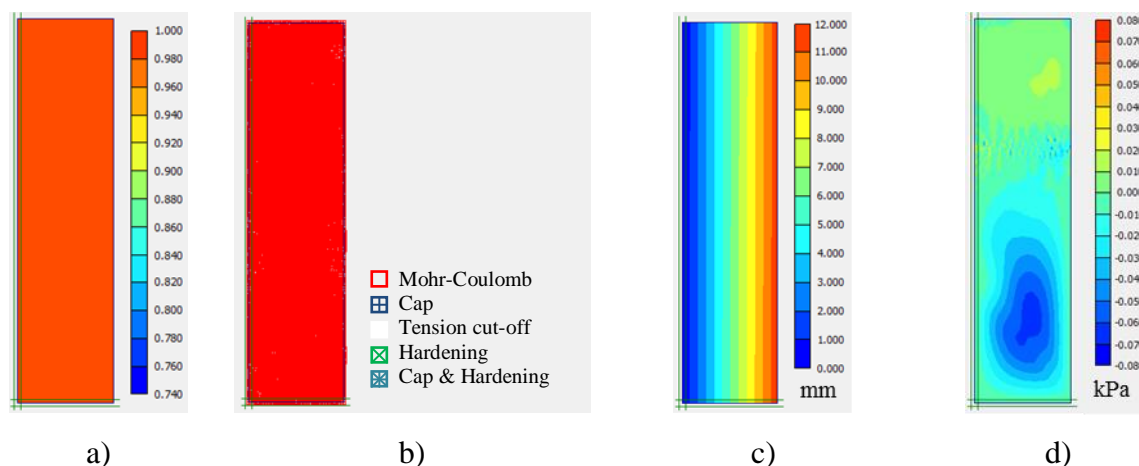


Figura 10.8. Comportamento interno do provete de solo no momento da rotura (MN – não reforçado U): a) tensão de corte relativa; b) pontos de plasticidade; c) deslocamentos horizontais; d) tensão de corte no solo

Como referido, quando não foram consideradas as propriedades do solo reforçado a modelação numérica do comportamento tensão-extensão dos provetes de solo reforçado não apresentou resultados satisfatórios. Apesar da limitação da ferramenta numérica optou-se por realizar a modelação numérica dos provetes de solo reforçado considerando as propriedades do solo reforçado. Deste modo foi possível calibrar alguns parâmetros necessários para a modelação numérica das estruturas de solo reforçado.

10.3.4. Definição do refinamento da malha de elementos finitos e das dimensões dos modelos numéricos

Para avaliar a influência do refinamento da malha de elementos finitos repetiram-se as modelações numéricas dos ensaios triaxiais modelados na seção 10.3.3 (ensaio nº 2 (proвете de solo) e ensaio nº 56 (proвете de solo reforçado)) mas considerando uma malha de elementos finitos muito grossa. Deste modo, a configuração e as dimensões dos modelos numéricos e as propriedades consideradas nas modelações numéricas foram idênticas. O modelo numérico com a camada de reforço e as propriedades do solo reforçado (MN - reforçado G+R) foi considerado para a modelação do provete de solo reforçado.

Os resultados obtidos com a malha muito grossa foram comparados com os resultados obtidos com a malha muito fina. As curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios de laboratório e nas modelações numéricas realizadas segundo as condições descritas são apresentadas na Figura 10.9. As modelações realizadas com ambos os tipos de malhas obtiveram resultados

praticamente iguais. As curvas obtidas foram boas aproximações às curvas obtidas em laboratório para os dois tipos de provetes ($0,97 > R_{\Delta,qmax} < 1$). Contudo, observaram-se algumas diferenças no comportamento interno dos provetes reforçados. No modelo numérico que considerou a malha mais fina foi mobilizado um valor mais elevado da tensão de corte, tanto no solo como na interface solo-geossintético, o esforço de tração máximo no geossintético foi ligeiramente menor e o deslocamento horizontal máximo do solo foi muito menor (Tabela 10.3).

Portanto, os resultados sugeriram que a modelação numérica de ensaios triaxiais devia ser feita com um nível de discretização maior (malha muito fina) porque permitiu dividir o modelo em mais elementos e aumentar a precisão dos cálculos. Além disso, a realização de um maior número de cálculos inerente à utilização de uma malha de elementos finitos mais rarefeita teve pouco impacto no tempo necessário para o cálculo.

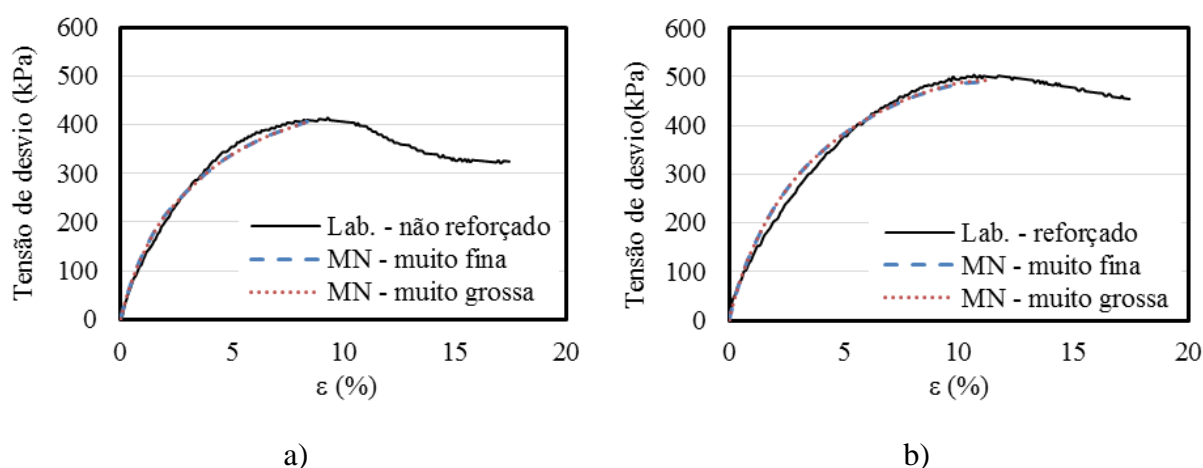


Figura 10.9. Influência do refinamento da malha de elementos finitos no comportamento tensão-extensão de provetes de solo e de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56): a) solo; b) solo reforçado

Tabela 10.3. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do refinamento da malha de elementos finitos no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	Malha de elementos finitos	$R_{\Delta,qmax}$	τ_{max}	ΔH_{max}	T_{max}	τ_{int}
		-	kPa	mm	kN/m	kPa
Não reforçado U	Muito fina	0,98	0,1	11,8	-	-
Não reforçado U	Muito grossa	1,00	0,1	11,9	-	-
Reforçado G+R	Muito fina	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Reforçado G+R	Muito grossa	0,98	173,0	10,0	1,98	265,2

Além da influência do refinamento da malha de elementos finitos também foi necessário avaliar a influência da dimensão do modelo numérico. Os provetes de ensaio triaxial tinham 140 mm de altura e 70 mm de diâmetro, ou seja, eram elementos com dimensões muito menores que as estruturas geotécnicas normalmente modeladas no PLAXIS.

Nesta análise foram realizadas modelações numéricas com modelos com 140, 1400 e 14000 mm de altura e com largura igual a $H/4$. As curvas tensão-extensão obtidas nestas modelações numéricas (Figura 10.10) foram boas aproximações das obtidas nos ensaios de laboratório ($0,96 < R_{\Delta,q_{max}} < 1,03$). As exceções foram as curvas obtidas com o modelo numérico com 14000 mm de altura. Por um lado, a curva obtida no modelo numérico de solo não reforçado tinha uma tensão de desvio máxima bastante menor que a obtida no ensaio triaxial ($R_{\Delta,q_{max}} = 0,86$ para o provete de solo não reforçado). Por outro lado, no modelo numérico do solo reforçado a área de solo que não foi influenciada pelo reforço foi ainda maior originando a rotura do modelo (e a paragem dos cálculos) para níveis de tensão de desvio e deformações menores (a resistência não mobilizada na área de influência do reforço foi maior que nos restantes modelos numéricos) ($R_{\Delta,q_{max}} = 0,70$ para o provete de solo reforçado).

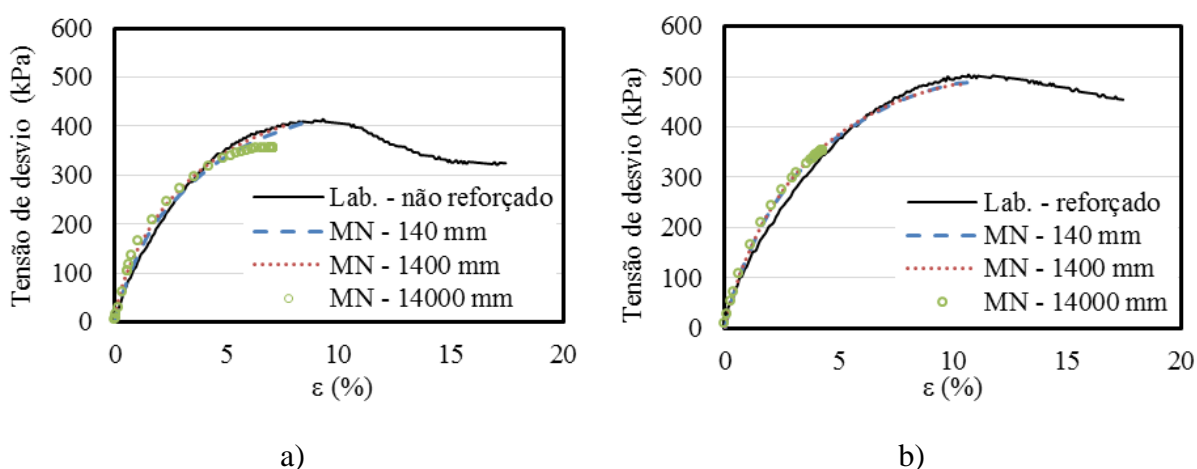


Figura 10.10. Influência das dimensões dos modelos numéricos no comportamento tensão-extensão de provetes de solo e de solo reforçado (ensaios nº 2 e 56): a) solo; b) solo reforçado

O comportamento interno observado nas diferentes modelações numéricas mostrou que as tensões e deformações desenvolvidas no solo e no geossintético foram apropriadas para as dimensões de cada modelo numérico (Tabela 10.4). Por este motivo, constatou-se que os modelos numéricos a usar para reproduzir o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo e de solo reforçado deviam ter as mesmas dimensões usadas nos ensaios triaxiais.

Tabela 10.4. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência das dimensões dos modelos numéricos no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	Dimensões do modelo	$R_{\Delta,qmax}$	τ_{max}	ΔH_{max}	T_{max}	τ_{int}
	mm/mm	-	kPa	mm	kN/m	kPa
Não reforçado U	140/35	0,98	0,1	11,8	-	-
Não reforçado U	1400/350	1,03	25,9	124,7	-	-
Não reforçado U	14000/3500	0,86	15,8	380,6	-	-
Reforçado G+R	140/35	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Reforçado G+R	1400/350	0,96	155,2	23,8	9,4	223,5
Reforçado G+R	14000/3500	0,70	69,7	306,4	18,4	93,0

10.3.5. Influência do coeficiente de interação solo-geossintético

O coeficiente de interação solo-geossintético é um parâmetro que não pode ser quantificado através dos ensaios triaxiais de forma conveniente. Este deve ser obtido através de ensaios de corte direto ou de arranque conforme o mecanismo de rotura da interface entre os dois materiais relevante. Como referido, neste estudo não foram realizados ensaios para a obtenção dos coeficientes de interação. No entanto, para a realização das modelações numéricas dos ensaios triaxiais foi necessário conhecer este parâmetro.

Para ultrapassar este problema procedeu-se à verificação da influência do coeficiente de interação solo-geossintético nos resultados das modelações numéricas dos ensaios triaxiais. O ensaio triaxial nº 56 (proвете de solo granular reforçado) já modelado para diferentes tipos de condições e parâmetros foi novamente modelado mas considerando três valores de coeficiente de interação solo-geossintético ($\alpha = 0,50$; $0,75$ e $0,82$). O modelo numérico tinha 140 mm de altura e 35 mm de largura, uma malha de elementos finitos muito fina (Figura 10.3) e a configuração apresentada na Figura 10.2. Com exceção dos coeficientes de interação solo-geossintético, as propriedades consideradas nestas modelações numéricas foram as consideradas no modelo numérico (reforçado G+R) apresentadas na Tabela 10.2.

As curvas tensão-extensão obtidas nas modelações numéricas (Figura 10.11) foram coincidentes, ou seja, não foram influenciadas pelo coeficiente de interação solo-geossintético. Contudo, o mesmo não se passou no comportamento interno do provete de solo reforçado. A utilização de coeficientes de interação menores resultou na mobilização de tensões de corte no solo e na interface solo-geossintético e no desenvolvimento de esforço de tração no geossintético mais baixos, ou seja, a transferência das tensões do solo para o reforço

foi menos eficiente (Tabela 10.5). Deste modo, foi notório que este parâmetro não foi muito importante para a modelação numérica das curvas tensão-extensão dos ensaios triaxiais.

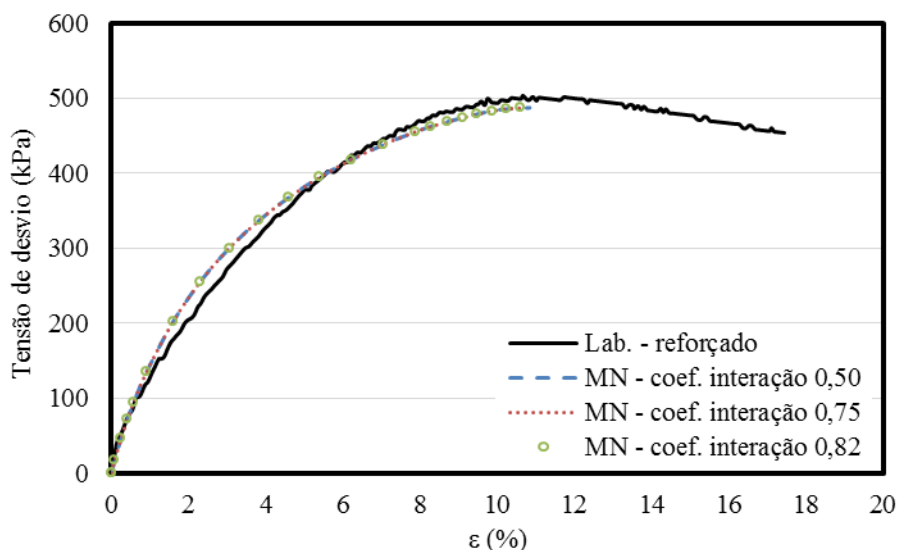


Figura 10.11. Influência do coeficiente de interação solo-geossintético na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaio nº 56)

Tabela 10.5. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do coeficiente de interação solo-geossintético no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	α	$R_{\Delta,qmax}$	τ_{max}	ΔH_{max}	T_{max}	τ_{int}
	-	-	kPa	mm	kN/m	kPa
Reforçado G+R	0,50	0,97	161,6	3,2	1,92	234,2
Reforçado G+R	0,75	0,97	198,5	3,2	1,94	300,6
Reforçado G+R	0,82	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6

Ferreira *et al.* (2015) e Ferreira *et al.* (2013) realizaram ensaios de corte direto a provetes de solo granular e GC (os mesmos considerados neste estudo). Ferreira *et al.* (2015) obtiveram α entre o solo e o GC iguais a 0,68 (provetes de solo seco com $I_D = 85\%$ e $\sigma_C = 50$ e 100 kPa) enquanto Ferreira *et al.* (2013) obtiveram α entre o solo e o GC iguais a 0,82 (obtidos para provetes de solo seco com $I_D = 50\%$ e $\sigma_C = 50$ e 100 kPa). As condições consideradas nos ensaios triaxiais modeladas foram mais parecidas com as condições consideradas nos ensaios de corte direto de Ferreira *et al.* (2015). Contudo na altura em que as modelações foram realizadas este estudo não estava disponível, pelo que, embora pareça excessivo, optou-se por considerar $\alpha = 0,82$ para as modelações numéricas restantes.

10.3.6. Influência da anisotropia das propriedades mecânicas do geossintético

Grande parte dos ensaios triaxiais modelados numericamente neste estudo corresponderam a provetes de solo granular reforçados com uma camada de GC. Este geossintético exhibe anisotropia de resistência, ou seja, tem propriedades mecânicas diferentes na direção de fabrico e na direção perpendicular ao fabrico. Contudo, como referido, a modelação axi-simétrica com o PLAXIS permite apenas considerar geossintéticos com propriedades mecânicas isotrópicas. Por este motivo foi importante analisar a influência da anisotropia das propriedades mecânicas do geossintético nos resultados das modelações numéricas dos ensaios triaxiais. Para tal procedeu-se à modelação numérica do ensaio triaxial nº 56 considerando as propriedades mecânicas na CMD do GC. Os resultados obtidos nesta modelação numérica foram comparados com os já apresentados (obtidos com as propriedades mecânicas na MD do GC). Com exceção das propriedades mecânicas na CMD do GC ($J_{\text{sec,max}\%} = 17,4 \text{ kN/m}$ e $RT_{\text{max}} = 15,6 \text{ kN/m}$) as propriedades consideradas nestas modelações numéricas foram as consideradas no modelo numérico (reforçado G+R) apresentadas na Tabela 10.2.

As curvas tensão-extensão apresentadas na Figura 10.12 são ligeiramente diferentes. A utilização de um geossintético com rigidez e resistência à tração maior deveria permitir obter tensões de desvio mais elevadas na modelação numérica. Este aspeto não se verificou nas curvas tensão-extensão obtidas nas duas modelações numéricas. De facto, as tensões de desvio obtidas para extensões superiores a $\approx 3\%$ foram maiores na modelação numérica realizada com as propriedades obtidas na CMD ($R_{\Delta,q\text{max}} = 0,97$ para MN – MD e $R_{\Delta,q\text{max}} = 0,99$ para MN – CMD). Logo, a curva tensão-extensão que melhor se ajustou ao comportamento observado em laboratório foi obtida com as propriedades da CMD.

As modelações numéricas obtiveram resultados diferentes para o comportamento interno dos provetes. Os resultados das duas modelações numéricas mostram que quando se consideraram as propriedades mecânicas na CMD do GC (com valores menores) a tensão de corte no solo e na interface solo-geossintético e o esforço de tração no geossintético foram menores (Tabela 10.6). Além disto, como neste caso o reforço era menos rígido durante o ensaio deformou-se mais. Isto fez com que o confinamento adicional provocado pela introdução do reforço fosse menor e que as tensões de corte relativas desenvolvidas no modelo numérico (apresentadas na Figura 10.13) fossem maiores (entre 0,93 e 1,00 para as propriedades mecânicas na CMD do

GC e entre 0,74 e 1,00 para as propriedades mecânicas na MD do GC)). Em suma, o modelo numérico em que se usaram as características do GC na CMD exibiu um maior número de pontos onde a tensão de corte máxima foi mobilizada.

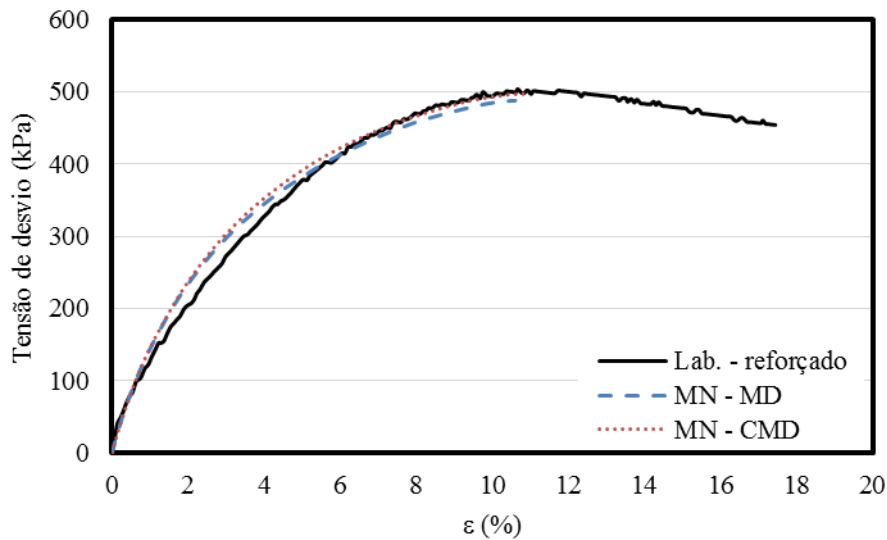


Figura 10.12. Influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (ensaio n° 56)

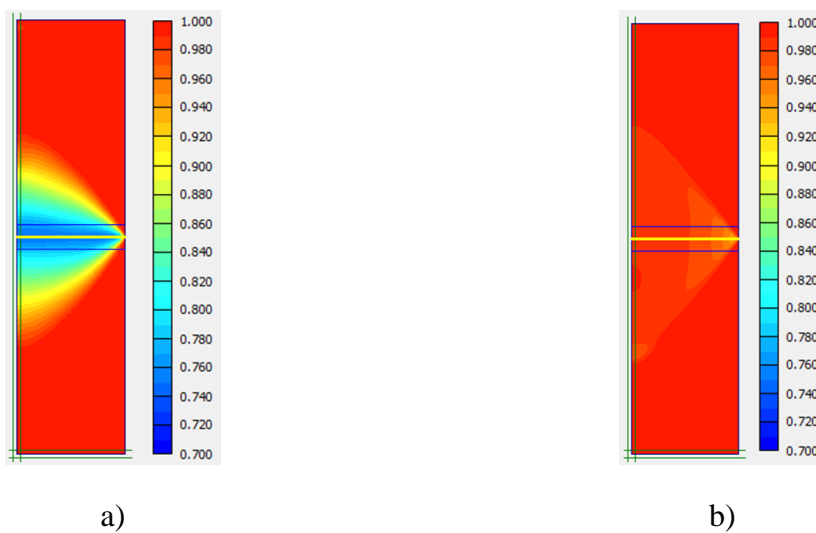


Figura 10.13. Influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos nas tensões de corte relativas obtidas nas modelações numéricas de provetes de solo reforçado (ensaio n° 56): a) MD; b) CMD

Tabela 10.6. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência da anisotropia das propriedades mecânicas dos geossintéticos no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	Propriedades mecânicas	$R_{\Delta,qmax}$	τ_{max}	ΔH_{max}	T_{max}	τ_{int}
		-	kPa	mm	kN/m	kPa
Reforçado G+R	MD	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Reforçado G+R	CMD	0,99	114,4	2,4	0,62	156,2

10.3.7. Tensão de confinamento

A modelação numérica de ensaios triaxiais sujeitos a diferentes tensões de confinamento foi realizada alterando apenas a tensão de confinamento aplicada ao modelo numérico durante as fases de cálculo. As propriedades dos materiais foram iguais às consideradas na modelação numérica de referência que, neste estudo foram as propriedades do solo obtidas nos ensaios triaxiais realizados com a $\sigma_C = 100$ kPa. O PLAXIS calculou o valor de E_{50} para cada nível de σ_C com a Equação 10.3. Foi desta forma que conseguiu modelar as curvas tensão-extensão para os diferentes níveis de confinamento.

Nesta análise foram realizadas modelações numéricas dos provetes de solo (ensaios nº 1 e 2) e dos provetes de solo reforçado (ensaios nº 55 e 56) ensaiados com $\sigma_C = 50$ e 100 kPa. Estes provetes foram preparados com $w = 0$ % e $I_D = 83$ % e ensaiados com $v = 0,7$ mm/min. As configurações dos modelos numéricos são apresentadas na Figura 10.2. Estes tinham 140 mm de altura e 35 mm de largura e uma malha de elementos finitos muito fina (Figura 10.3). Na Tabela 10.2 são citadas as propriedades consideradas nas modelações numéricas (modelo numérico de solo não reforçado e de solo reforçado G+R).

As curvas tensão-extensão obtidas nas modelações numéricas são apresentadas na Figura 10.14. Como se pode verificar os resultados obtidos em laboratório e nas modelações numéricas foram razoavelmente aproximados ($0,97 < R_{\Delta,qmax} < 1,04$).

O comportamento interno dos provetes observado nas modelações numéricas mostrou que os provetes de solo e de solo reforçado sujeitos à tensão de confinamento menor ($\sigma_C = 50$ kPa) sofreram deformações maiores, tensões de corte máximas no solo e na interface solo-geossintético menores e esforços de tração máximos no geossintético menores (Tabela 10.7).

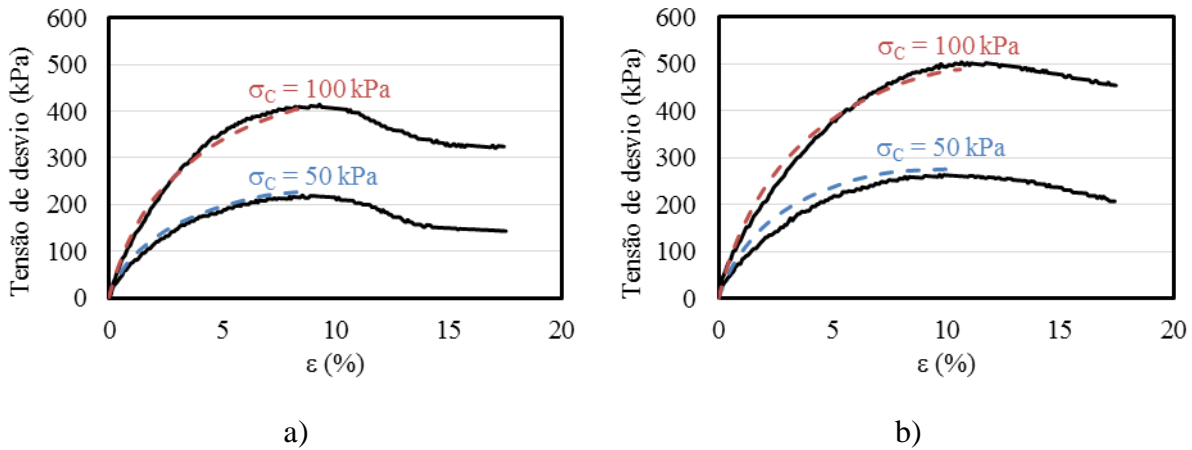


Figura 10.14. Influência da tensão de confinamento na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua – ensaio de laboratório; linha tracejada – modelação numérica): a) solo (ensaios nº 1 e 2); b) solo reforçado (ensaios nº 55 e 56)

Tabela 10.7. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência da tensão de confinamento no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	σ_c kPa	$R_{\Delta,qmax}$ -	τ_{max} kPa	ΔH_{max} mm	T_{max} kN/m	τ_{int} kPa
Não reforçado U	100	0,98	0,1	11,8	-	-
Reforçado G+R	100	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Não reforçado U	50	1,03	0,1	15,3	-	-
Reforçado G+R	50	1,04	134,0	11,2	1,27	213,8

10.3.8. Índice de compactidade do solo

O índice de compactidade do solo condicionou algumas propriedades físicas do solo (peso volúmico do solo e índice de vazios) e as propriedades mecânicas dos provetes (ângulo de atrito, coesão e rigidez) consideradas nas modelações numéricas. Por este motivo para realizar a modelação numérica dos provetes de solo e de solo reforçado com índices de compactidade diferentes foi necessário apenas utilizar as propriedades obtidas nos ensaios laboratoriais correspondentes.

Nesta análise foram realizadas as modelações numéricas dos provetes de solo granular (ensaio nº 2 e 8) e dos provetes de solo granular reforçado com uma camada de GC (ensaio nº 56 e 62) ensaiados em laboratório com $I_D = 53$ e 83% . As propriedades consideradas nas

modelações numéricas são apresentadas na Tabela 10.8. Os modelos numéricos foram iguais aos utilizados nas seções anteriores.

Tabela 10.8. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2, 8, 56 e 62 (influência do índice de compactidade do solo)

Modelo numérico	Propriedades do solo								Propriedades do modelo			Propriedades do geossintético		
	w	I _D	γ	φ	c	ψ	υ	E ₅₀ ^{ref}	e	m	R _f	α	J _{sec,max%}	RT _{max}
	%	%	kN/m ³	°	kPa	°	-	MPa	-	-	-	-	kN/m	kN/m
Não reforçado	0	83	16,0	41,8	1,0	15	0,25	9,4	0,56	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+R	0	83	16,0	43,3	10,1	10	0,25	8,9	0,56	0,5	0,8	0,82	518	55
Não reforçado	0	53	14,5	36,6	1	15	0,25	4,7	0,72	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+R	0	53	14,5	40,6	1	10	0,25	4,6	0,72	0,5	0,8	0,82	518	55

As curvas tensão-extensão obtidas em laboratório e nas modelações numéricas são apresentadas na Figura 10.15. Uma vez mais as modelações numéricas conseguiram calcular boas aproximações às curvas tensão-extensão obtidas em laboratório ($0,97 < R_{\Delta,qmax} < 1,03$) e conseguiram reproduzir a influência do índice de compactidade do solo observada em laboratório.

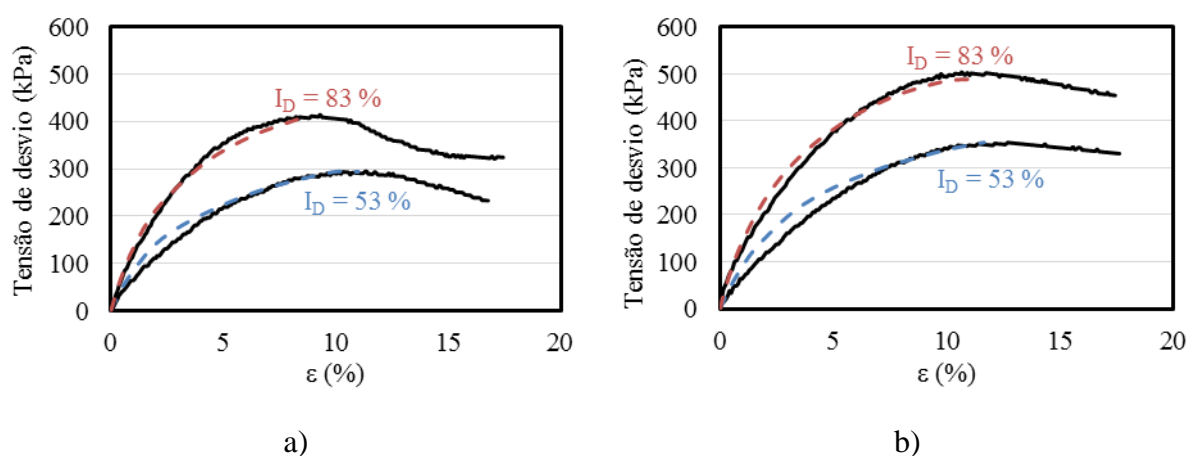


Figura 10.15. Influência do índice de compactidade do solo na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua – ensaio de laboratório; linha tracejada – modelação numérica): a) solo (ensaios nº 2 e 8); b) solo reforçado (ensaios nº 56 e 62)

Nos modelos com I_D menor desenvolveram-se tensões de corte no solo e na interface solo-geossintético e esforços de tração no geossintético maiores. O deslocamento horizontal máximo observado nestes modelos foi menor (Tabela 10.9).

Tabela 10.9. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do índice de compacidade do solo no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	I_D %	$R_{\Delta, q_{max}}$ -	τ_{max} kPa	ΔH_{max} mm	T_{max} kN/m	τ_{int} kPa
Não reforçado U	83	0,98	0,1	11,8	-	-
Reforçado G+R	83	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Não reforçado U	53	1,00	0,1	10,3	-	-
Reforçado G+R	53	1,03	219,5	2,7	2,13	350,5

10.3.9. Teor em água do solo

Nesta secção apresentam-se os resultados da modelação numérica de provetes saturados. Os modelos numéricos com solo seco tinham o nível freático coincidente com a base do provete, ou seja, todos os elementos estavam secos. Ao contrário, nos modelos numéricos com solo saturado considerou-se que o nível freático coincidia com o topo do provete. Assim, todos os elementos do modelo estavam saturados. Neste caso o cálculo foi realizado considerando o peso volúmico saturado do solo. À semelhança dos ensaios laboratoriais, as modelações numéricas também foram realizadas em condições drenadas. No ensaio triaxial os provetes foram drenados na superfície superior e inferior. Por este motivo, nos modelos numéricos saturados foi preciso usar fronteiras laterais de fluxo da água fechadas para impedir a drenagem dos provetes pelas superfícies laterais. Além do referido, na modelação numérica dos provetes saturados foi necessário considerar as propriedades mecânicas obtidas nos ensaios laboratoriais dos ensaios correspondentes, ou seja, não bastou alterar o nível de água no interior dos provetes.

Nesta análise considerou-se a modelação dos ensaios nº 32 e 95 (proвете de solo granular saturado e provete de solo granular saturado reforçado com uma camada de GC, respetivamente). Os modelos numéricos utilizados foram semelhantes aos usados nas modelações numéricas apresentadas nas secções anteriores. As únicas diferenças foram o nível freático da água e as fronteiras laterais de fluxo da água fechadas. As propriedades consideradas nas modelações numéricas são apresentadas na Tabela 10.10.

Tabela 10.10. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 2, 32, 56 e 95 (influência do teor em água do solo)

Modelo numérico	Propriedades do solo								Propriedades do modelo				Propriedades do geossintético	
	w	I _D	γ	φ	c	ψ	υ	E ₅₀ ^{ref}	e	m	R _f	α	J _{sec,max} %	RT _{max}
	%	%	kN/m ³	°	kPa	°	-	MPa	-	-	-	-	kN/m	kN/m
Não reforçado	0	83	16,0	41,8	1,0	15	0,25	9,4	0,56	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+R	0	83	16,0	43,3	10,1	10	0,25	8,9	0,56	0,5	0,8	0,82	518	55
Não reforçado	*	83	19,1 ⁺	40,4	1	15	0,25	7,7	0,56	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+R	*	83	19,1 ⁺	42,4	4,1	10	0,25	6,9	0,56	0,5	0,8	0,82	518	55

* provetes saturados (S=1); ⁺ peso volúmico saturado do solo

As curvas tensão-extensão obtidas nas modelações numéricas são apresentadas na Figura 10.16. Para os provetes de solo saturado reforçado foi obtida uma boa aproximação à curva tensão-extensão obtida em laboratório ($R_{\Delta,qmax} = 0,97$). Todavia no provete de solo saturado a modelação numérica não conseguiu simular com precisão o pico da curva tensão-extensão do ensaio triaxial ($R_{\Delta,qmax} = 1,10$; embora a restante curva fosse uma boa aproximação). Não foi encontrado um motivo para esta diferença.

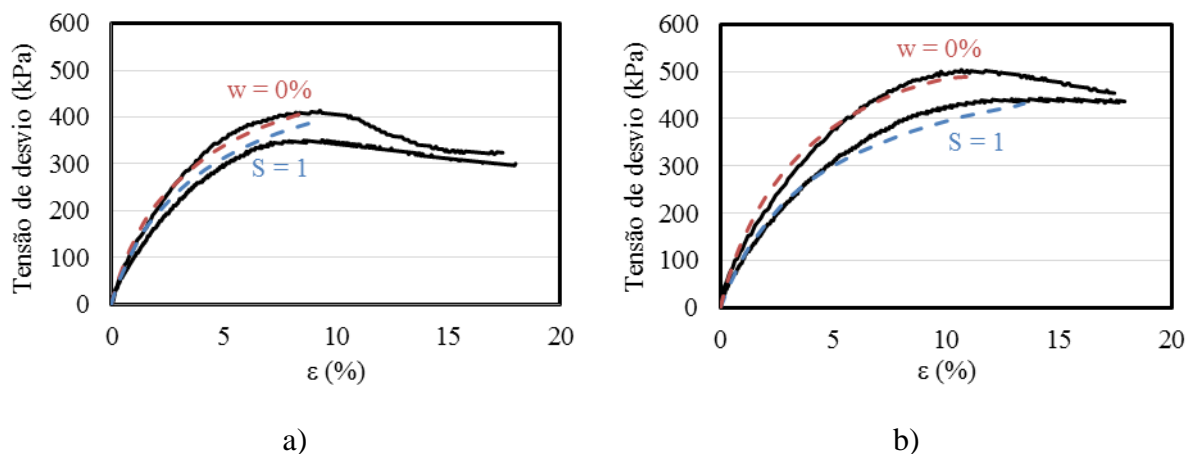


Figura 10.16. Influência do teor em água do solo na modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo reforçado (linha contínua – ensaio de laboratório; linha tracejada – modelação numérica): a) solo (ensaios nº 2 e 32); b) solo reforçado (ensaios nº 56 e 95)

No comportamento interno dos provetes saturados a diferença mais notória foi o facto de as tensões totais e efetivas serem diferentes, ao contrário do observado nos modelos numéricos

com solo seco. Isto aconteceu porque a introdução da água no modelo numérico gerou pressões intersticiais no interior do solo. À semelhança dos ensaios laboratoriais, as modelações numéricas também foram realizadas em condições drenadas. Assim, embora existissem pressões intersticiais crescentes com a profundidade do modelo numérico não foram desenvolvidos excessos de pressão intersticial durante a fase de corte dos provetes.

Na Tabela 10.11 são apresentados os valores máximos de alguns parâmetros obtidos nas modelações numéricas que permitiram caracterizar o comportamento interno dos provetes. De forma geral estes mostram que as tensões de corte no solo e na interface solo-geossintético e os esforços de tração no geossintético foram maiores nos provetes saturados. Uma vez mais parece que os parâmetros referidos foram maiores quando os provetes foram menos resistentes.

Tabela 10.11. Resultados obtidos nas modelações numéricas (influência do teor em água do solo no comportamento interno dos provetes)

Modelo numérico	w %	$R_{\Delta,qmax}$ -	τ_{max} kPa	ΔH_{max} mm	T_{max} kN/m	τ_{int} kPa
Não reforçado U	0	0,98	0,1	11,8	-	-
Reforçado G+R	0	0,97	205,6	3,2	1,94	311,6
Não reforçado U	S = 1	1,00	0,1	15,5	-	-
Reforçado G+R	S = 1	0,97	234,9	2,6	2,27	368,8

10.3.10. Solo fino

Como referido no programa de ensaios triaxiais apresentado nos Capítulos 6 e 8, a caracterização mecânica do solo fino e do solo fino reforçado com geossintéticos só foi possível com provetes secos. Por esse motivo, nesta análise foram apenas realizadas modelações numéricas dos ensaios triaxiais realizados ao solo fino seco. O procedimento considerado para a modelação numérica destes provetes foi, em tudo, semelhante ao considerado para o solo granular, logo optou-se por modelar apenas dois ensaios triaxiais (ensaios nº 41 provete de solo fino e ensaio nº 113 provete de solo fino reforçado com uma camada de GC; provetes preparados com $w = 0\%$ e $G_C = 77\%$ e ensaiados com $\sigma_c = 100$ kPa e $v = 0,7$ mm/min).

Os modelos numéricos foram iguais aos usados na modelação do solo granular (Figura 10.2). Estes tinham 140 mm de altura e 35 mm de largura e uma malha de elementos finitos muito fina (Figura 10.3). Na Tabela 10.12 são apresentadas as propriedades consideradas nas modelações numéricas (modelo numérico de solo não reforçado U e de solo reforçado G+R).

Tabela 10.12. Propriedades consideradas nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais nº 40, 41, 112 e 113 (Solo fino)

Modelo numérico	Propriedades do solo								Propriedades do modelo			Propriedades do geossintético	
	w	G _C	γ	φ	c	ψ	ν	E ₅₀ ^{ref}	m	R _f	α	J _{sec,max%}	RT _{max}
	%	%	kN/m ³	°	kPa	°	-	MPa	-	-	-	kN/m	kN/m
Não reforçado	0	77	13,9	37,6	27,2	15	0,25	12,5	0,5	0,8	-	-	-
Reforçado G+R	0	77	13,9	41,2	24,7	10	0,25	9,0	0,5	0,8	0,82	518	55

Uma vez mais, os resultados obtidos nas modelações numéricas foram as curvas tensão-extensão dos provetes e alguns parâmetros que caracterizaram o estado de tensões e deformações dos elementos de cada provete. As curvas tensão-extensão obtidas nos ensaios triaxiais e nas modelações numéricas são apresentadas na Figura 10.17. A modelação numérica dos provetes forneceu boas aproximações às curvas obtidas em laboratório. O comportamento interno dos provetes estava em linha com o referido para o solo granular.

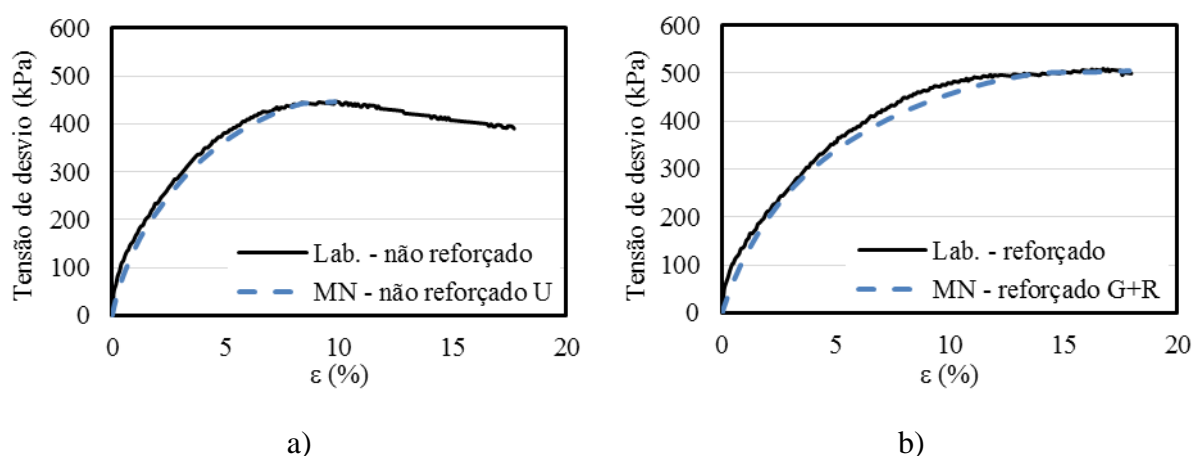


Figura 10.17. Modelação numérica do comportamento tensão-extensão de provetes de solo fino: a) solo (ensaios nº 41); b) solo reforçado (ensaios nº 113)

10.4. Modelação numérica de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: estado limite último

O objetivo principal da modelação numérica das estruturas de solo reforçado foi verificar a sua estabilidade global e analisar as tensões e as extensões que se desenvolveram nos vários elementos considerando o estado limite último das estruturas (condições mais adversas para a sua estabilidade).

Como referido apenas as soluções encontradas no dimensionamento do muro e do talude de solo reforçado (obtidas na segunda parte do estudo sobre o dimensionamento apresentado no Capítulo 9) foram modeladas numericamente. Os fatores de segurança globais obtidos nas modelações numéricas são apresentados nas Tabelas 9.8 e 9.9 e discutidos no Capítulo 9. Nas secções seguintes são mostrados os parâmetros que resultaram das modelações numéricas e que permitem caracterizar o comportamento das estruturas de solo reforçado. Adicionalmente é analisada a influência de vários parâmetros nos resultados das modelações numéricas.

10.4.1. Procedimento considerado na modelação numérica das estruturas de solo reforçado com geossintéticos

A modelação numérica da estabilidade e da deformação das estruturas de solo reforçado foi realizada considerando o modelo apresentado na Figura 10.18 e o estado plano de deformação. À semelhança dos ensaios triaxiais, nos modelos numéricos considerados para as estruturas de solo reforçado o solo foi modelado com elementos triangulares com 15 nós, os reforços com elementos lineares específicos e a interação entre o solo e o reforço foi modelada com dois elementos de interface (um superior e outro inferior). Nas fronteiras verticais dos modelos foram considerados apoios que restringiram os movimentos horizontais e na base do modelo apoios para impedirem os movimentos verticais e horizontais. A malha de elementos finitos considerada foi muito fina.

Os modelos constitutivos dos materiais usados foram o *hardening soil model* (para os solos) e o modelo elastoplástico (para os geossintéticos). As propriedades dos materiais e os parâmetros considerados pelos modelos constitutivos dos materiais foram obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais realizados em laboratório e nas modelações numéricas realizadas aos ensaios triaxiais (Tabela 10.13). Para as propriedades mecânicas dos geossintéticos foram usados os valores de cálculo provenientes do processo de

dimensionamento das estruturas. Contudo, os valores considerados para as propriedades dos solos foram valores característicos (maiores que os valores de cálculo considerados no dimensionamento). Esta opção é justificada pelo número elevado de combinações de valores de cálculo das propriedades dos solos considerados no dimensionamento das estruturas. Portanto, os resultados das modelações numéricas podem ter sido melhores que o esperado. Para garantir que as verificações da estabilidade externa realizadas com os resultados das modelações numéricas estavam do lado da segurança, optou-se por considerar um fator de segurança global para as superfícies de rotura críticas das estruturas igual a 1,5.

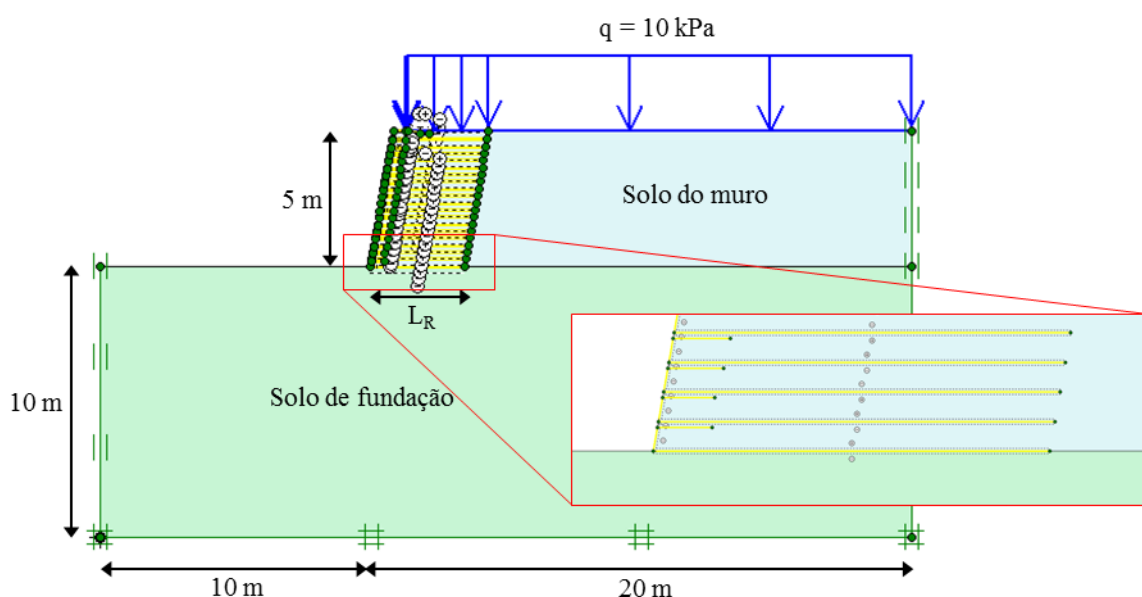


Figura 10.18. Perfil dos modelos numéricos considerados nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Tabela 10.13. Propriedades consideradas nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Modelo numérico		Propriedades do solo							Propriedades do modelo			Propriedades do geossintético	
Solo	Geossintético	w	γ	ϕ	c	ψ	ν	E_{50}^{ref}	m	R_f	α	$J_{sec,RTd\%}$	RT_d
		%	kN/m ³	°	kPa	°	-	MPa	-	-	-	kN/m	kN/m
Granular	GG1	0	17,0	39,0	1,0	10	0,25	17,5	0,5	0,8	0,9	78,0	8,8
	GG2	0	17,0	39,0	1,0	10	0,25	17,5	0,5	0,8	0,9	171,0	13,6
	GC	0	17,0	39,0	1,0	10	0,25	17,5	0,5	0,8	0,7	78,7	8,3
Fino	GG1	0	16,7	34,0	4,3	10	0,25	7,3	0,5	0,8	0,8	85,1	9,6
	GG2	0	16,7	34,0	4,3	10	0,25	7,3	0,5	0,8	0,8	188,4	14,9
	GC	0	16,7	34,0	4,3	10	0,25	7,3	0,5	0,8	0,7	88,1	9,3

Quanto à geometria do modelo numérico, a camada do solo da fundação tinha 10 m de profundidade e 30 m de largura. Além disso a base da estrutura (muro ou talude) tinha 20 m de comprimento e as outras características geométricas variaram conforme a configuração da estrutura modelada (inclinação da face da estrutura, o comprimento do topo da estrutura e o L_R e o e_v das camadas de geossintético). Estas dimensões foram definidas de forma a impedirem que as condições de fronteira do modelo numérico causassem problemas de instabilidade irreais e a deturpação dos resultados. A sobrecarga foi aplicada em todo o comprimento do topo da estrutura exceto nos 0,5 m adjacentes à face da estrutura.

Os cálculos realizados nas modelações numéricas foram divididos em duas fases. Na primeira fase foram calculadas as tensões e as deformações em cada elemento da estrutura quando esta atingiu o estado limite último. Na segunda fase foi calculada a superfície de rotura crítica da estrutura, o seu fator de segurança e as tensões e as deformações em cada elemento no momento da rotura.

10.4.2. Resultados das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos

Os parâmetros obtidos nas modelações numéricas foram as tensões e as deformações nos diferentes elementos que constituem as estruturas. Nas modelações numéricas realizadas estes valores foram influenciados pelo tipo de estrutura, solo e geossintético e pelas condições a que a estrutura foi sujeita (neste caso, para o estado limite último).

Devido ao número de modelações numéricas realizadas ter sido muito grande, é contraproducente apresentar todos os resultados obtidos. De forma geral o comportamento observado para cada parâmetro foi mais ou menos semelhante em todas as modelações numéricas. O que variou foram os valores máximos ou mínimos obtidos e, em pequena escala, a sua localização nos modelos. Então são apresentados alguns resultados representativos do comportamento dos parâmetros calculados nas modelações numéricas. Os resultados apresentados foram retirados das modelações numéricas realizadas apenas às soluções dimensionadas com o método da BS 8006-1 (2009). Os valores máximos dos parâmetros analisados são apresentados na Tabela 10.14. Os parâmetros analisados foram: a tensão efetiva vertical máxima ($\sigma'_{v,max}$); a tensão efetiva horizontal máxima ($\sigma'_{H,max}$); o deslocamento horizontal máximo nas camadas de geossintético ($\Delta H_{max,geo}$); o ΔV_{max} ; o ΔH_{max} ; e o T_{max} .

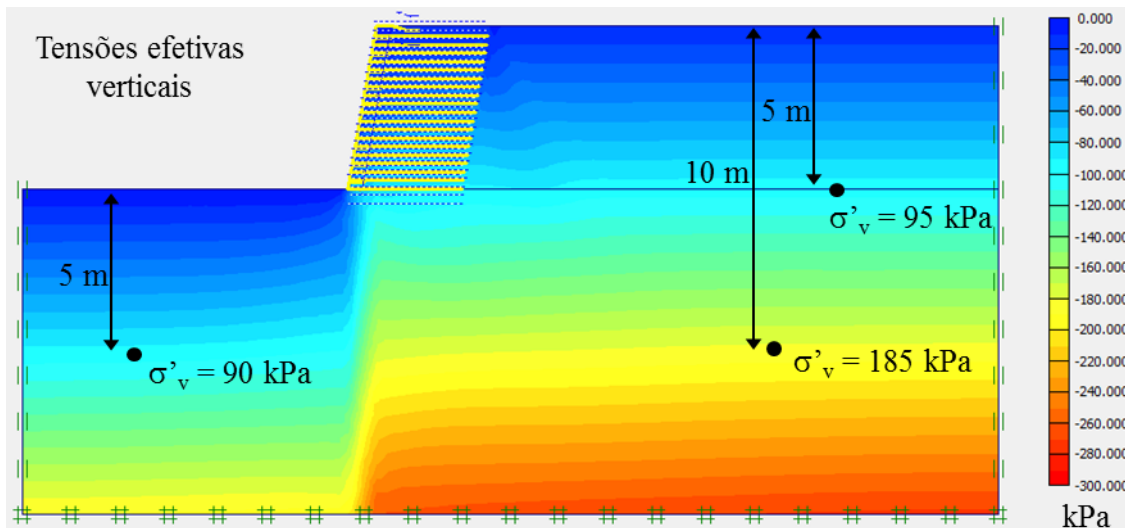
Tabela 10.14. Resultados das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado dimensionadas com o método da BS 8006-1 (2009)

Muro											
Características do modelo numérico						Resultados da modelação numérica					
Solo	Geossintético	RT _d	α	L _R	e _v	$\sigma'_{v,max}$	$\sigma'_{H,max}$	ΔV_{max}	ΔH_{max}	T _{max}	$\Delta H_{max,geo}$
		kN/m ³	-	m	m	kPa	kPa	mm	mm	kN/m	mm
Granular	GG1	8,8	0,9	3,50	0,28			70	75	2,70	75,3
	GG2	13,6	0,9	3,50	0,43	272,5	82,5	56	58	4,44	58,2
	GC	8,3	0,7	3,50	0,26			66	70	2,50	69,3
Fino	GG1	9,6	0,8	3,70	0,24			73	86	2,04	86,1
	GG2	14,9	0,8	4,00	0,35	269,6	81,8	52	56	3,60	56,2
	GC	9,3	0,7	3,50	0,21			65	77	2,14	76,7
Talude											
Granular	GG1	8,8	0,9	2,50	0,29			42	43	1,68	39,7
	GG2	13,6	0,9	3,11	0,45	272,2	82,6	31	26	1,56	26,4
	GC	8,3	0,7	2,40	0,29			44	43	1,03	43,1
Fino	GG1	9,6	0,8	3,05	0,25			46	49	1,06	48,8
	GG2	14,9	0,8	4,00	0,38	269,2	81,7	39	41	1,86	40,6
	GC	9,3	0,7	3,27	0,24			49	52	1,14	51,8

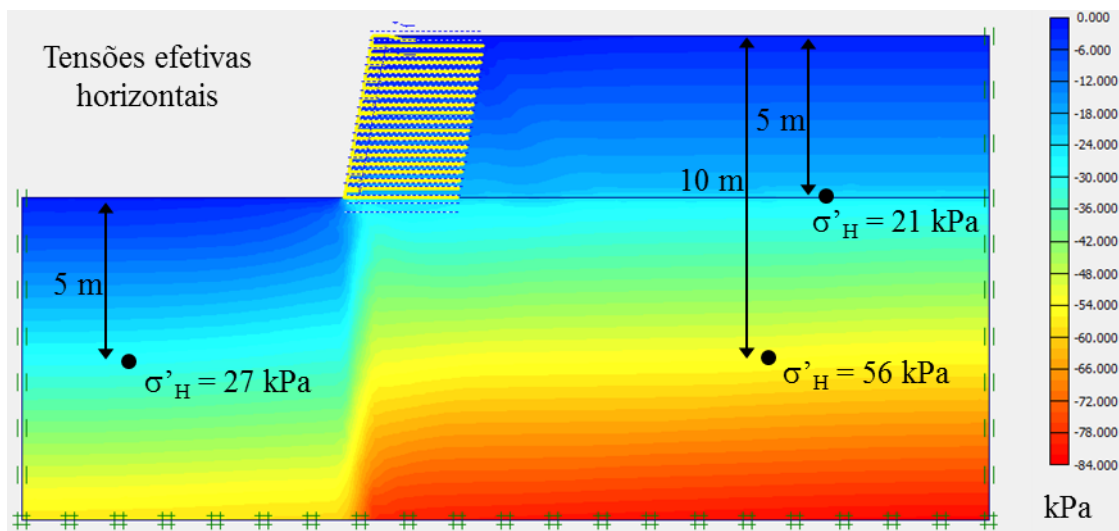
10.4.2.1. Tensões no solo

As tensões efetivas no solo (iguais às tensões totais porque o modelo numérico considerou solo seco) são apresentadas na Figura 10.19. Como esperado, a tensão efetiva no solo aumentou com a profundidade da estrutura e com a aplicação da sobrecarga. Os valores obtidos na modelação numérica estavam de acordo com os valores calculados através das expressões da mecânica dos solos (valores acrescentados na Figura 10.19). Portanto, comprovou-se que as modelações numéricas calcularam valores corretos, pelo menos para o estado de tensão no solo.

Com base nos valores máximos das tensões efetivas (apresentados na Tabela 10.14) obtidas nos modelos numéricos foi possível verificar que: 1) as tensões efetivas nos modelos numéricos que consideraram a mesma estrutura e o mesmo solo foram sempre iguais (independentemente do geossintético considerado); 2) as tensões efetivas nos modelos numéricos constituídos pelo solo fino foram ligeiramente menores que nos modelos com solo granular (peso volúmico do solo fino é menor que o do solo granular); e 3) as tensões efetivas nos modelos numéricos dos taludes e dos muros foram ligeiramente diferentes na região abaixo da face inclinada da estrutura.



a)

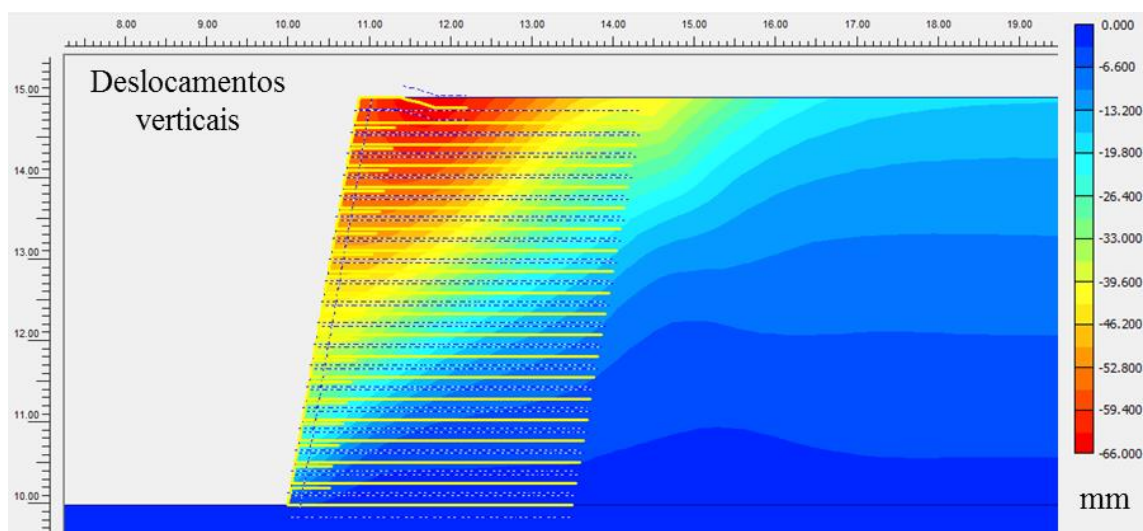


b)

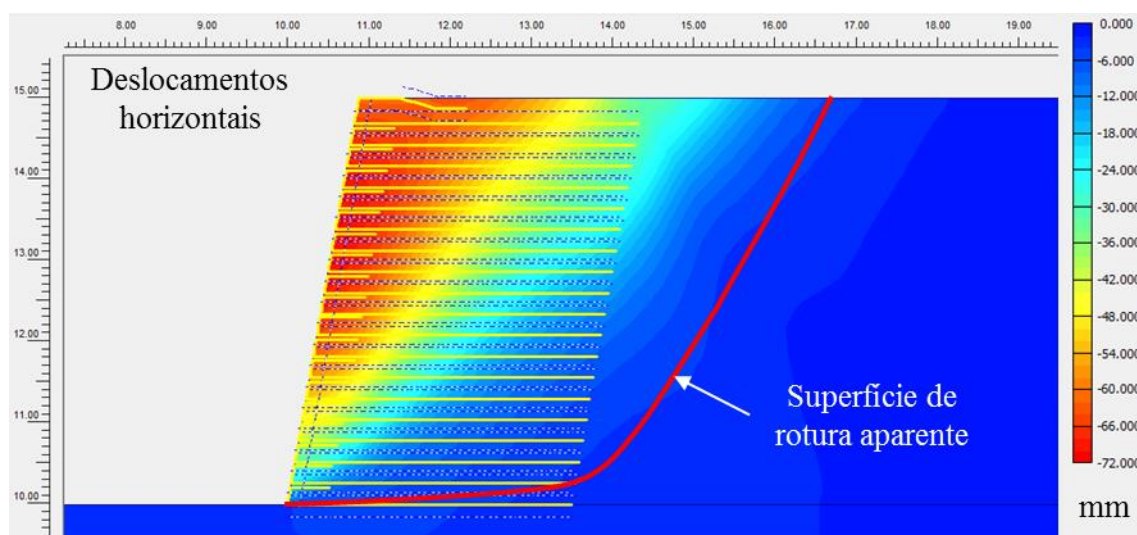
Figura 10.19. Tensões efetivas no solo obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) verticais; b) horizontais

10.4.2.2. Deformação do solo

Na Figura 10.20 são apresentados os deslocamentos obtidos numa porção do modelo numérico do muro de solo granular reforçado com GC que coincide com a zona reforçada e grande parte da zona não reforçada da estrutura (no resto do modelo numérico os deslocamentos foram residuais). A informação que se pode retirar dos deslocamentos totais é praticamente nula (é difícil perceber qual a direção e o sentido dos deslocamentos no solo). Por esse motivo opta-se por apresentar os deslocamentos verticais e horizontais em figuras separadas.



a)



b)

Figura 10.20. Deslocamentos no solo obtidos na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) verticais; b) horizontais

A Figura 10.20a mostra os deslocamentos verticais no solo. Estes permitiram investigar o efeito da sobrecarga e do peso próprio dos elementos na deformação da estrutura. Como se pode verificar os deslocamentos verticais aconteceram, preferencialmente, na metade superior da zona reforçada da estrutura. Isto aconteceu porque esta porção de solo era contígua à face da estrutura, zona onde o confinamento do solo e a sua capacidade de suporte foi muito menor. Portanto a sobrecarga provocou deslocamentos verticais maiores nesta zona.

Na zona não reforçada também ocorreram deslocamentos verticais. A sobrecarga provocou deformações no solo empurrando a massa de solo delimitada pela superfície de rotura

aparente (que é possível observar na Figura 10.20b) no sentido descendente (deslocamentos verticais) e no sentido da face da estrutura (deslocamentos horizontais). No resto da zona não reforçada da estrutura também foi notório o efeito da sobrecarga que provocou assentamentos no solo (embora muito reduzidos principalmente em regiões distantes da zona reforçada; ≈ 20 mm ou $\approx 0,4\%$ de H_m no caso apresentado).

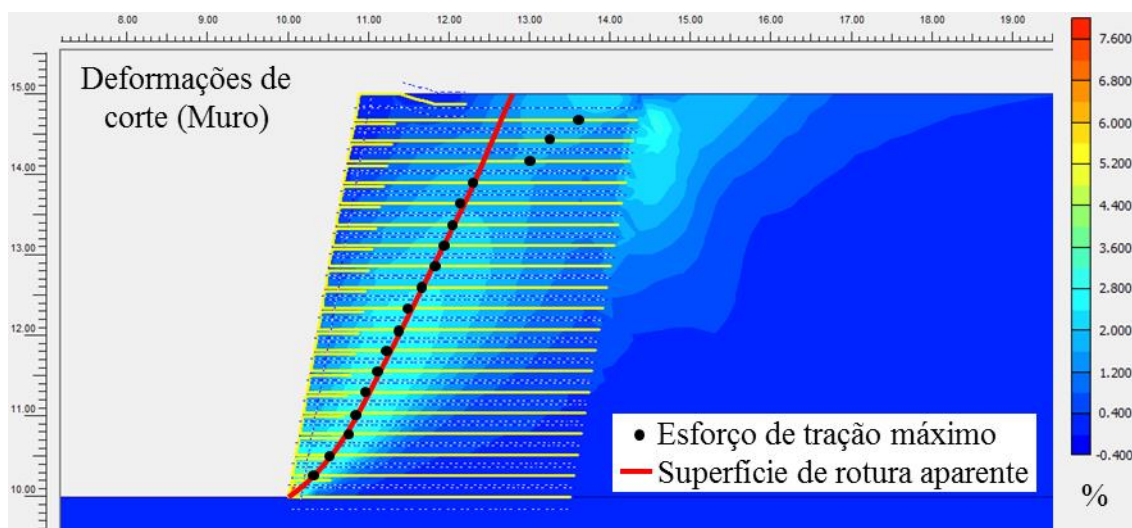
Nos diferentes modelos numéricos verificou-se que os deslocamentos horizontais no solo cresceram com a altura da estrutura (na zona da estrutura que sofreu deslocamentos horizontais mostrada na Figura 10.20b). Contudo na região superior próxima da face da estrutura (no último metro aproximadamente) o deslocamento horizontal tendeu a decrescer ligeiramente. A sobrecarga aumentou o confinamento das camadas de reforço superiores, ou seja, aumentou a sua resistência ao arranque, sendo este o motivo para a diminuição do deslocamento horizontal. Além disto os deslocamentos horizontais foram maiores junto da face da estrutura.

De forma geral, os resultados observados nos diferentes modelos numéricos (Tabela 10.14) mostram que os deslocamentos verticais e horizontais foram maiores nos modelos numéricos dos muros compostos por materiais com propriedades mecânicas menores (solo fino e os geossintéticos GG1 e GC) porque eram materiais com menor capacidade de carga e menor rigidez (mais deformáveis). A somar a este facto, como a face do muro era mais inclinada que a face dos taludes, o solo nas imediações da face do muro foi sujeito a forças desestabilizadoras maiores que nos taludes.

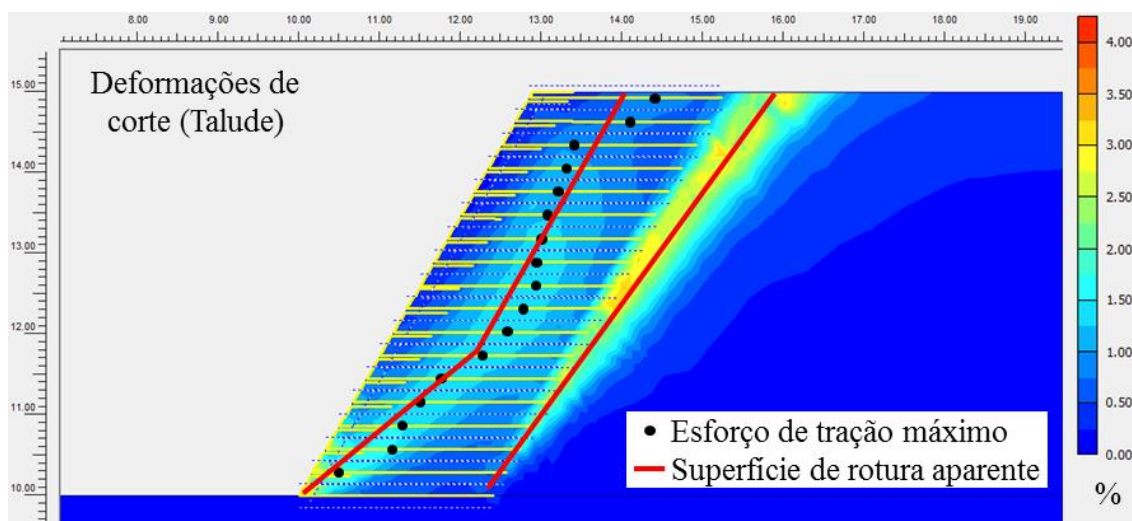
Os deslocamentos horizontais obtidos permitiram identificar zonas onde podiam aparecer superfícies de rotura nas estruturas. Na Figura 10.20b é representada uma superfície de rotura potencial que coincide com a zona onde se começaram a desenvolver os deslocamentos horizontais. No resto do modelo os deslocamentos horizontais foram insignificantes, logo a configuração da zona onde ocorreram os deslocamentos horizontais tinha a aparência de uma massa de solo desestabilizada que podia escorregar ao longo da superfície limite da massa de solo. As superfícies de rotura representadas nesta e noutras figuras são aproximações resultantes da análise dos resultados realizada pelo autor do estudo.

Outra forma de visualizar zonas onde podiam ocorrer superfícies de rotura ou onde os elementos da estrutura foram mais solicitados foi através das deformações de corte desenvolvidas no solo e, no caso de superfícies de rotura na zona reforçada da estrutura, através dos esforços de tração máximos nas camadas de reforço. Na Figura 10.21 são apresentadas superfícies de rotura obtidas através destes parâmetros para o muro e o talude de

solo granular reforçado com GC (considerando o estado limite último, ou seja, os resultados da primeira fase de cálculo).



a)



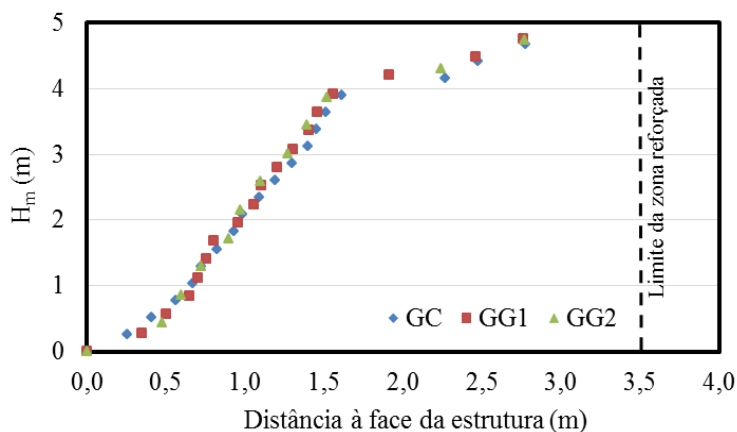
b)

Figura 10.21. Deformações de corte no solo obtidas na modelação numérica das estruturas de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) muro; b) talude

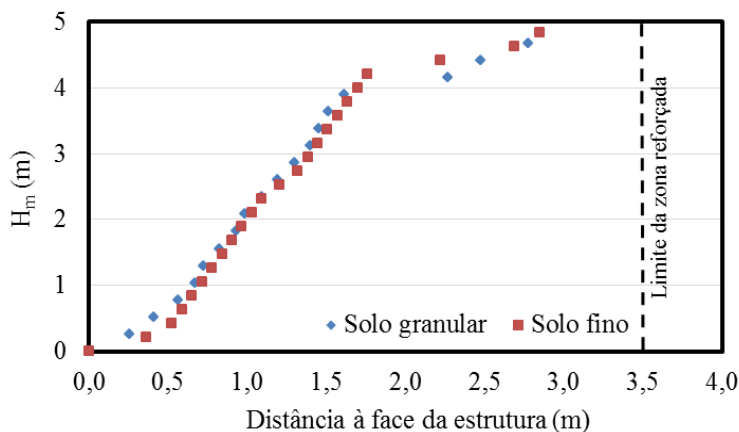
No muro e no talude de solo reforçado as deformações de corte no solo maiores coincidiram com os esforços de tração máximos nas camadas de reforço. Nesta região o solo e as camadas de geossintético foram muito solicitados, logo suscetíveis a roturas. Esta foi uma zona das estruturas onde se desenvolveram superfícies de rotura semelhantes às apresentadas na Figura 10.21 e que delimitaram as zonas ativa e passiva das estruturas. Ao contrário do muro de solo reforçado, no talude também surgiu uma superfície de rotura na zona imediatamente atrás do

solo reforçado. Esta zona com maiores deformações de corte no solo apareceu porque o comprimento das camadas de reforço foi menor que no muro de solo reforçado.

Na Figura 10.22 é apresentada a localização dos esforços de tração máximos das camadas de geossintético de muros de solo granular reforçado com GC, GG1 e GG2 e de muros de solo granular e de solo fino reforçados com GC. Como referido estes pontos coincidiram com as superfícies de rotura potenciais das estruturas.



a)



b)

Figura 10.22. Localização dos esforço de tração máximo das camadas de geossintético: a) em muros de solo granular reforçado com GC, GG1 e GG2; b) em muros de solo granular e de solo fino reforçados com GC

O método de dimensionamento da BS 8006-1 (2009) considera que a inclinação da superfície de rotura potencial com a face da estrutura varia apenas com o ângulo de atrito do solo, ou seja, é espectável que sejam influenciadas apenas pelo tipo de solo. Contudo as superfícies de rotura potenciais obtidas nas modelações numéricas realizadas com os diferentes tipos de

solos e geossintéticos (Figura 10.22) foram praticamente coincidente. Além disto, a discrepância entre a inclinação das superfícies de rotura potenciais com a vertical calculadas com o método da BS 8006-1 (2009) (25° para os muros de solo granular e 28° para os muros de solo fino) e com as modelações numéricas (Figura 10.22b) ($\approx 23^\circ$ para ambos os tipos de solo) foi considerável.

10.4.2.3. Esforços e deformações desenvolvidas nas camadas de geossintético

Os parâmetros obtidos na modelação numérica usados para caracterizar o comportamento das camadas de geossintético foram os esforços de tração e os deslocamentos horizontais. Na Figura 10.23 são exibidos os valores obtidos em algumas camadas de geossintético (nº 6 com ($z = 3,7$ m), nº 12 com ($z = 2,1$ m) e nº 18 com ($z = 0,6$ m)) do muro de solo granular reforçado com GC.

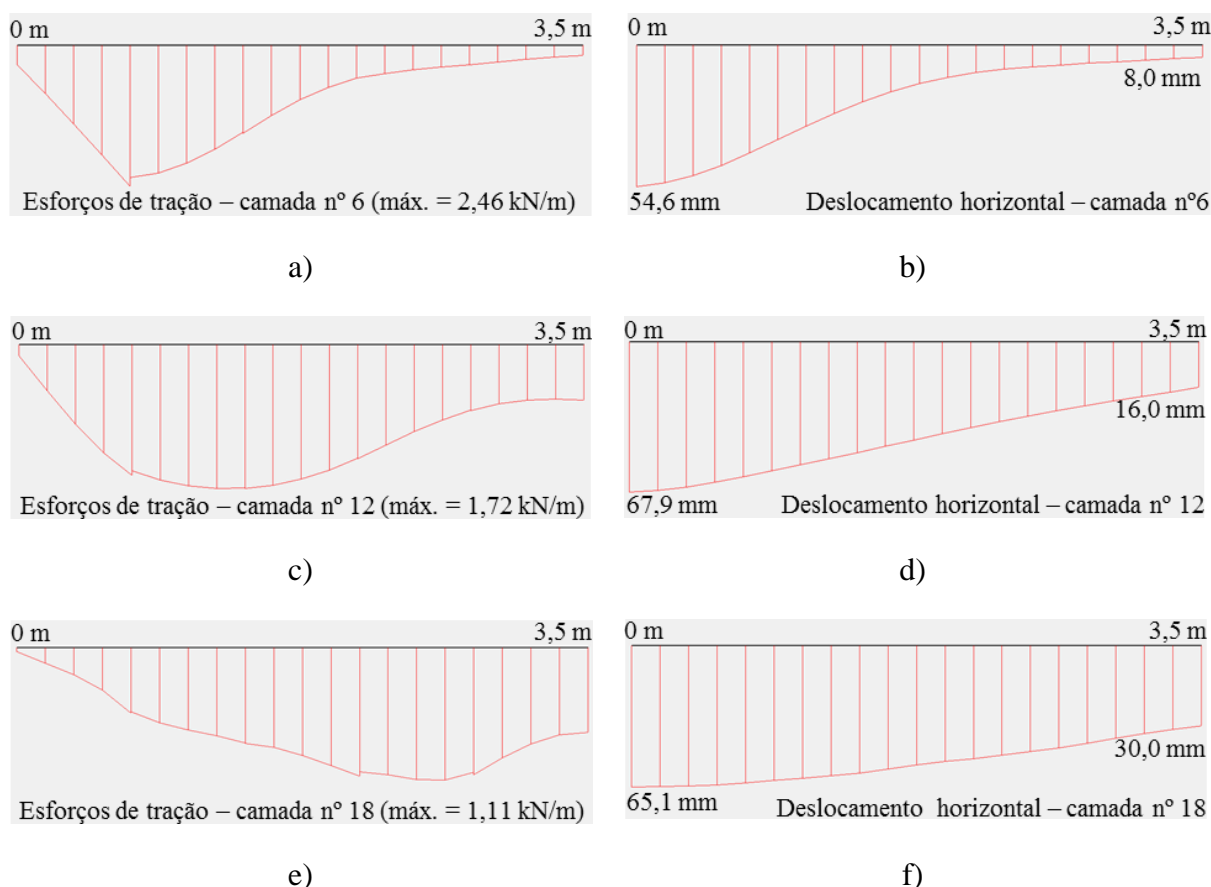


Figura 10.23. Esforços de tração e deslocamentos horizontais das camadas de reforço obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (1ª fase de cálculo): a) e b) camada nº 6 ($z = 3,7$ m); c) e d) camada nº 12 ($z = 2,1$ m); e) e f) camada nº 18 ($z = 0,6$ m)

Como demonstrado, os esforços de tração máximos ocorreram na superfície de rotura potencial que delimitou as zonas ativa e passiva das estruturas. Na Figura 10.23 é perceptível a mudança de posição do esforço de tração máximo das camadas de geossintético (tal como é mostrado na Figura 10.21a). Isto aconteceu porque à medida que a profundidade da camada de geossintético diminuiu a largura da zona ativa da estrutura foi maior. Assim, na camada mais profunda (nº 6 com $(z = 3,7 \text{ m})$) o esforço de tração máximo ocorreu mais perto da face da estrutura e na camada mais superficial (nº 18 com $(z = 0,6 \text{ m})$) sucedeu o contrário, ou seja, o esforço de tração máximo surgiu mais perto do fim da zona reforçada.

Os esforços de tração nas camadas de geossintético também variaram ao longo da altura da estrutura. No dimensionamento verificou-se que este parâmetro foi maior na camada de geossintético da base da estrutura e que diminuiu à medida que as camadas eram mais superficiais. Isto resultou da dimensão da massa de solo desestabilizada (da zona ativa), considerada para o dimensionamento de cada camada de geossintético, que também diminuiu à medida que as camadas eram mais superficiais.

Nas modelações numéricas não se observou esse fenómeno. Os esforços de tração foram maiores nas camadas de geossintético que coincidiram com as zonas onde as estruturas sofreram deformações maiores (nas estruturas de solo granular entre $1 \text{ m} > z < 2 \text{ m}$; nas estruturas de solo fino entre $2 \text{ m} > z < 3 \text{ m}$).

O desenvolvimento dos esforços de tração nas camadas de geossintético resultou da sua deformação, que, por sua vez, foi influenciada pela deformação do solo da estrutura. Assim os esforços de tração foram maiores na zona da estrutura mais instável (onde a conjugação do efeito da sobrecarga com a menor capacidade de suporte da face da estrutura implicou maiores deformações).

Além disso os esforços de tração calculados nas modelações numéricas (alguns são compilados na Tabela 10.14) foram consideravelmente menores que os calculados com os métodos de dimensionamento. Os fatores de segurança parciais, para minoração das propriedades dos materiais e majoração das ações, usados pelos métodos de dimensionamento para calcular os esforços de tração nos geossintéticos podem justificar esta discrepância nos valores. Por exemplo, o efeito da sobrecarga (majorada com o $f_q = 1,5$ no método de dimensionamento da BS 8006-1 (2009)) nos esforços de tração calculados com os métodos de dimensionamento foi mais pronunciado.

Por fim, os resultados das restantes modelações numéricas (Tabela 10.14) mostram que os esforços de tração máximos nas camadas de geossintético foram maiores quando foram considerados e_v maiores, ou seja, principalmente nos modelos numéricos constituídos pela geogrelha GG2 e pelo solo granular. Como são materiais com melhores características mecânicas permitiram constituir estruturas estáveis com menores quantidades de reforço. Contudo, como as tensões do solo a transferir para as camadas de geossintético foram idênticas cada camada de geossintético teve de suportar um esforço maior. Os esforços de tração máximos nas camadas de geossintético também foram maiores nos muros porque a massa de solo na zona ativa foi maior.

Relativamente aos deslocamentos horizontais observados nas camadas de geossintético, estes resultaram de dois tipos de movimentos: 1) movimento da totalidade da camada de geossintético devido ao movimento de toda a massa de solo reforçado; e 2) aumento do comprimento do geossintético provocado pela deformação conjunta do solo e do geossintético. Ambos os tipos de movimentos foram na direção e no sentido da face da estrutura.

A primeira parcela foi igual ao valor mínimo do deslocamento horizontal apresentado na Figura 10.23, ou seja, ao valor na extremidade do geossintético do lado interior da zona reforçada. Nesse ponto o comprimento do geossintético não variou. Assim, este deslocamento não correspondeu a uma deformação da camada de geossintético, mas apenas ao movimento de toda a massa de solo reforçado.

A segunda parcela foi igual à diferença entre o deslocamento horizontal de cada extremidade das camadas de reforço, ou seja, correspondeu ao aumento de comprimento do reforço. Com este valor foi possível calcular a extensão máxima sofrida por toda a camada de geossintético. As extensões máximas calculadas para as camadas de geossintético apresentadas na Figura 10.23 foram: 1,3% para a camada nº 6; 1,5% para a camada nº 12; e 1,0% para a camada nº 18.

Como referido, os deslocamentos horizontais foram maiores nas camadas de geossintético compreendidas na região onde existiram maiores deformações na estrutura. Isto aconteceu porque os esforços de tração nos geossintéticos e as deformações no solo foram maiores nesta região.

Já comparando os resultados observados nos diferentes modelos numéricos (Tabela 10.14) observa-se que os deslocamentos horizontais das camadas dos geossintéticos foram maiores

nos modelos numéricos dos muros constituídos pelo solo fino e os geossintéticos GG1 e GC. Estes materiais têm propriedades mecânicas menores, logo são materiais menos rígidos e mais deformáveis.

10.4.2.4. Fatores de segurança das superfícies de rotura críticas

Até agora os resultados apresentados resultaram da primeira fase de cálculo dos modelos numéricos e corresponderam ao comportamento observado para o estado limite último da generalidade das estruturas modeladas. Todavia, como referido no processo de dimensionamento, a estabilidade externa das estruturas não foi garantida em alguns casos, ou seja, por vezes os fatores de segurança globais das superfícies de rotura mostradas foram inferiores a 1,5.

Para calcular os fatores de segurança globais adicionou-se a segunda fase de cálculo às modelações numéricas. Nesta foi realizado um processo de cálculo iterativo que induziu tensões e deformações muito elevadas (artificiais e irrealistas) nos modelos numéricos para que as estruturas entrassem em colapso pela superfície de rotura potencial crítica (com menor FS). A variação do FS da superfície de rotura crítica do muro de solo granular reforçado com GC durante o processo de cálculo iterativo é apresentada na Figura 10.24 (comportamento da curva foi semelhante em todas as estruturas modeladas). O valor de FS do troço horizontal da curva foi considerado o FS da superfície de rotura crítica da estrutura (com um erro igual a $\pm 0,01$).

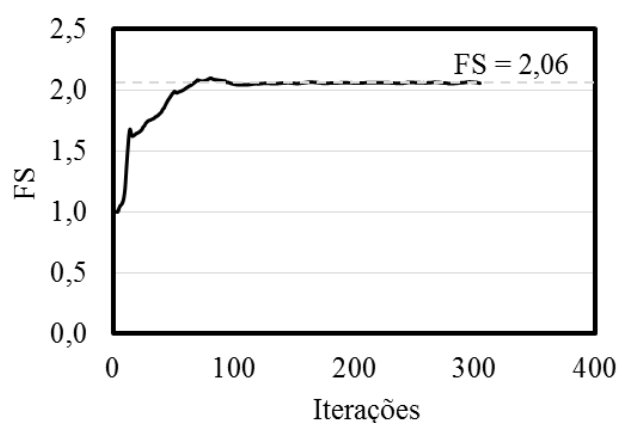
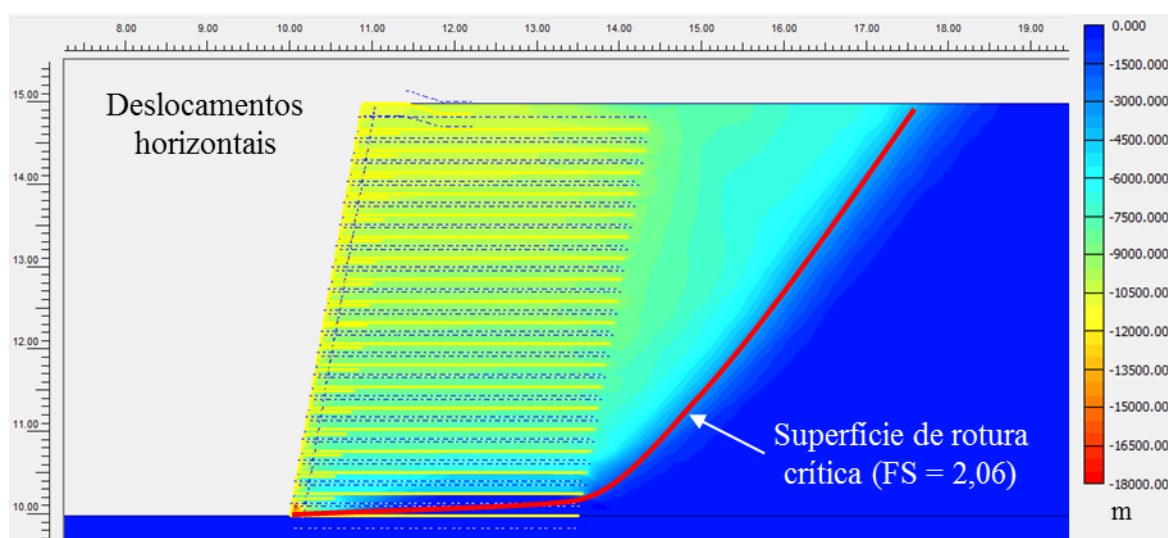


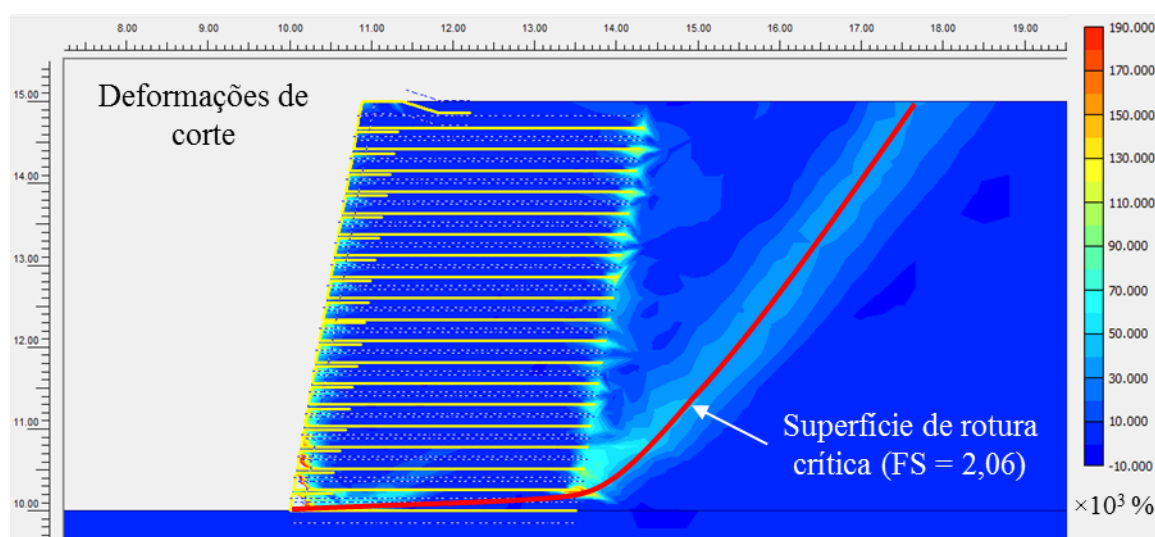
Figura 10.24. Variação do FS da superfície de rotura crítica do muro de solo granular reforçado com GC durante a 2ª fase de cálculo do modelo numérico

Esta fase de cálculo permitiu ainda localizar a superfície de rotura crítica das estruturas. Para tal bastou analisar os deslocamentos horizontais e as deformações de corte no solo

apresentadas na Figura 10.25. Como referido, a zona onde se começaram a desenvolver os deslocamentos horizontais e onde as deformações de corte foram elevadas coincidiu com a superfície de rotura crítica que limitou a massa de solo desestabilizada da estrutura (apresentada na Figura 10.25). Note-se que os valores dos deslocamentos horizontais e das deformações de corte obtido foram muito elevados (irrealistas) porque corresponderam à última iteração de cálculo do FS. Estes não foram minimamente coerentes com o comportamento real da estrutura, mesmo quando esta atingiu a rotura simulada.



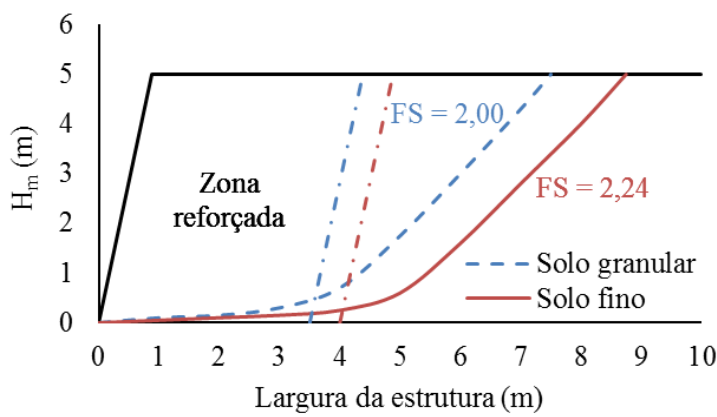
a)



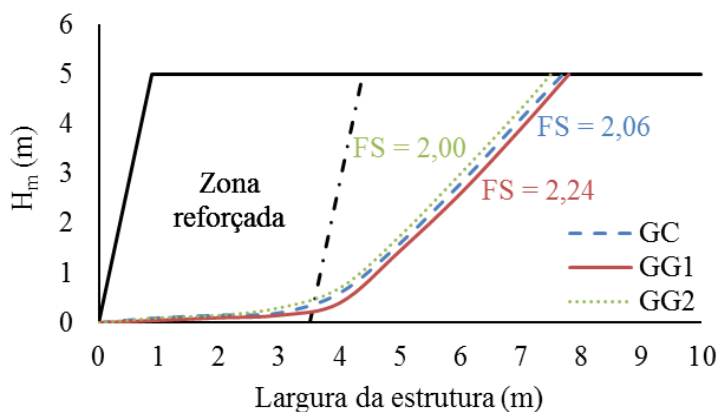
b)

Figura 10.25. Superfície de rotura crítica obtida na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GC (2ª fase de cálculo): a) deslocamentos horizontais do solo; b) deformações de corte do solo

Os FS obtidos nas modelações numéricas são apresentados nas Tabelas 9.8 e 9.9. Na Figura 10.26 são representadas esquematicamente as configurações das superfícies de rotura críticas calculadas na modelação numérica dos muros de solo granular e de solo fino reforçados com GC e dos muros de solo fino reforçado com GC, GG1 e GG2.



a)



b)

Figura 10.26. Superfícies de rotura crítica obtidas na modelação numérica dos muros (2ª fase de cálculo): a) solo granular e solo fino reforçados com GG2; b) solo granular reforçado com GC, GG1 e GG2

Nas modelações numéricas das estruturas dimensionadas com o método de dimensionamento da BS 8006-1 (2009) (cujos resultados são apresentados neste capítulo com mais detalhe) foram obtidos FS com variações entre 1,94 e 2,24 (para os muros) e 1,54 e 1,93 (para os taludes). É importante referir que estes FS foram consideravelmente maiores que os obtidos para as estruturas não reforçadas com as mesmas características. Este facto sugere que, ao contrário do observado na modelação numérica dos ensaios triaxiais, o PLAXIS conseguiu

modelar corretamente a melhoria do comportamento mecânico resultante da inclusão das camadas de geossintético no solo. Isto aconteceu porque, ao contrário das modelações numéricas dos ensaios triaxiais, nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado as dimensões das camadas de solo reforçado foram semelhantes às das estruturas reais (o comprimento das camadas de solo reforçado foi consideravelmente maior que a sua altura).

Os FS foram afetados essencialmente pela configuração da zona reforçada das estruturas, ou seja, o e_v e o L_R . De forma geral, os resultados mostram que as estruturas com maiores FS tinham e_v menores e L_R maiores (estruturas com uma zona reforçada maior e mais densa). Como referido, a utilização de e_v menores evitou o aparecimento de superfícies de rotura superficiais na face da estrutura, enquanto a utilização de L_R maiores provocou a transferência das superfícies de rotura críticas para zonas mais interiores das estruturas (onde a estabilidade é maior).

As superfícies de rotura crítica observadas nas modelações numéricas foram ligeiramente diferente, mas todas passaram na zona não reforçada da estrutura e no solo entre as duas camadas de geossintético mais profundas das estruturas (Figuras 10.25 e 10.26). As superfícies apresentadas confirmaram o que foi referido em relação aos FS. A sua localização foi afetada pelo e_v e o L_R das estruturas. As estruturas constituídas por materiais com propriedades mecânicas mais baixas (com e_v menores, L_R maiores e FS maiores) apresentaram superfícies de rotura em zonas mais interiores da zona não reforçada.

Como se pode observar na Figura 10.26a, a zona reforçada da estrutura de solo fino (solo com propriedades mecânicas piores) é mais larga (tem mais 0,5 m de largura) conduzindo a um deslocamento da superfície de rotura crítica para uma região mais interior da zona não reforçada.

As superfícies de rotura críticas obedeceram ao mesmo comportamento quando foram considerados geossintéticos diferentes. O modelo numérico que considerou o geossintético com propriedades mecânicas mais baixas (geogrelha GG1) foi o que apresentou uma superfície de rotura crítica com FS maior e uma localização mais interior da zona não reforçada da estrutura (Figura 10.26b). Neste caso não foi a largura da zona reforçada que condicionou as superfícies de rotura críticas, uma vez que o L_R considerado nos três modelos numéricos foi igual. A diferença resultou do e_v considerado em cada modelo numérico. A utilização de um e_v menor provocou uma translação da superfície de rotura crítica para mais perto da base da estrutura. Isto aconteceu porque o solo tinha menos capacidade de suportar

tensões de corte que os geossintéticos. As superfícies de rotura críticas desenvolveram-se preferencialmente nas zonas onde não existiam camadas de geossintético.

Relativamente aos taludes, as soluções dimensionadas tinham FS menores essencialmente porque consideraram e_v maiores e L_R menores que os muros constituídos pelos mesmos materiais. Como a zona ativa destas estruturas foi menor as superfícies de rotura crítica foram mais superficiais. Estes resultados mostraram que o método da BS 8006-1 (2009) foi mais conservativo no dimensionamento dos muros, para os exemplos analisados.

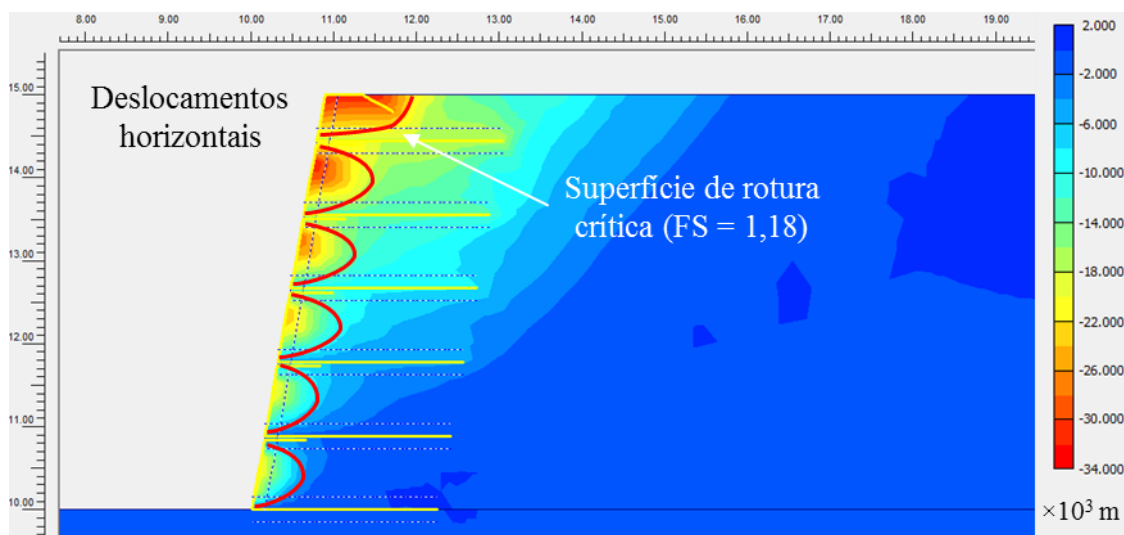
Os FS obtidos para as estruturas dimensionadas com os outros métodos de dimensionamento permitiram observar as mesmas conclusões. Não obstante, as estruturas dimensionadas apresentaram FS menores e não foi possível garantir a sua estabilidade externa. Nestes casos foi importante analisar a localização e a configuração das superfícies de rotura críticas para estudar a melhor forma de aumentar a estabilidade da estrutura (diminuir o e_v e/ou aumentar o L_R).

As superfícies de rotura críticas das estruturas instáveis foram, na sua grande maioria, semelhantes às observadas nas estruturas estáveis mas com $FS < 1,5$ (com configuração semelhante às superfícies apresentadas na Figuras 10.25). Para evitar o aparecimento de superfícies de rotura críticas deste tipo realizaram-se novas modelações numéricas considerando estruturas com uma zona reforçada maior, ou seja, com L_R maiores.

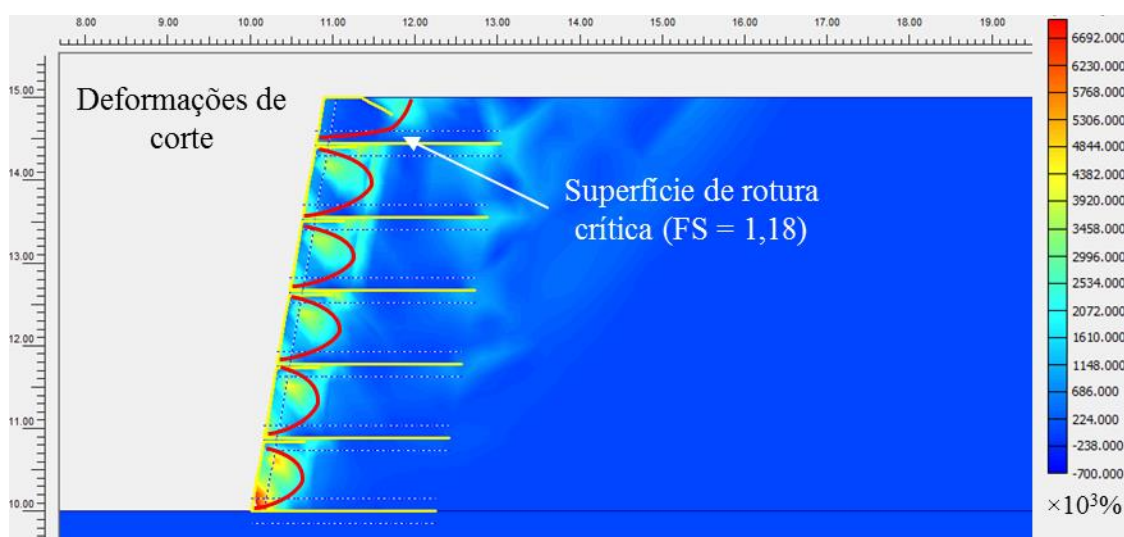
Em alguns casos também ocorreram superfícies superficiais na face das estruturas parecidas com as apresentadas na Figura 10.27. Estas ocorreram, fundamentalmente, nas estruturas com e_v muito grandes onde os envelopes de geossintético da face não conseguiram evitar o desenvolvimento de tensões de corte no solo circundante. Como referido, para evitar o aparecimento de superfícies de rotura críticas superficiais como estas, realizaram-se novas modelações numéricas considerando estruturas com e_v menor.

No caso particular dos casos de estudo dimensionados com o método de Jewell (1996), além de ter sido necessário aumentar o L_R , foi indispensável diminuir o e_v para evitar o aparecimento de superfícies de rotura críticas superficiais como as representadas na Figura 10.27 (deformação excessiva do envelope de geossintético na face da estrutura; especialmente na camada de solo mais superficial).

Os L_R e e_v considerados nas modelações numéricas adicionais realizadas para encontrar soluções estáveis para as estruturas dimensionadas são apresentados nas Tabelas 9.8 e 9.9.



a)



b)

Figura 10.27. Superfícies de rotura crítica superficiais obtidas na modelação numérica do muro de solo granular reforçado com GG2 dimensionado com o método de Jewell (1996) (2ª fase de cálculo): a) deslocamentos horizontais do solo; b) deformações de corte do solo

10.5. Modelação numérica do processo construtivo das estruturas

O objetivo da modelação numérica do processo construtivo das estruturas de solo reforçado é verificar a estabilidade global e analisar as tensões e as deformações que se desenvolvem nos vários elementos durante esse período.

Nesta análise considerou-se que o processo construtivo era semelhante para todas as estruturas. Por este motivo, foi apenas modelado numericamente o processo construtivo do

muro de solo fino reforçado com GC (solução dimensionada com o método da BS 8006-1 (2009)). Para as restantes estruturas o comportamento observado numa análise deste tipo seria semelhante embora com o desenvolvimento de valores de tensão e deformação diferentes.

O processo construtivo considerado consistiu em realizar as diversas camadas de solo reforçado de forma faseada. Inicialmente foi definido o estado de tensão de repouso. Nesta fase o modelo numérico era constituído pela fundação e pelo solo não reforçado da estrutura (para não existirem problemas de instabilidade considerou-se que o talude do solo não reforçado tinha $\beta = 45^\circ$). Na fase de cálculo seguinte foi ativada a primeira camada de solo reforçado e aplicada a sobrecarga correspondente à circulação dos equipamentos de construção. Depois procedeu-se ao cálculo do FS da estrutura numa nova fase de cálculo. Procedeu-se da mesma forma para as restantes camadas de solo reforçado.

O modelo numérico considerado nesta análise foi parecido ao considerado para a modelação das estruturas de solo reforçado (Figura 10.18) (geometria, modelos constitutivos dos materiais e propriedades dos materiais (Tabela 10.13) semelhantes). As diferenças introduzidas no modelo numérico foram: 1) a divisão da massa de solo reforçado em várias regiões correspondentes a cada camada de solo reforçado; e 2) a introdução da sobrecarga em cada camada de solo reforçado. Estas modificações permitiram a ativação das diferentes camadas de solo reforçado de forma faseada.

Como referido os parâmetros obtidos nas modelações numéricas foram as tensões e as deformações nos diferentes elementos que constituíam a estrutura. Estes parâmetros, e como consequência a estabilidade da estrutura, variaram à medida que foram construídas as camadas de solo reforçado.

As tensões efetivas no solo (iguais às tensões totais porque o modelo numérico considerou solo seco) aumentaram gradualmente com a adição das camadas de solo reforçado. Este efeito foi perceptível no solo localizado abaixo da zona da estrutura em construção que foi carregado com um peso de solo maior. Isto teve implicações diretas na deformação sofrida pelos elementos da estrutura e nos esforços de tração transferidos para as camadas de geossintético.

Os resultados obtidos na modelação numérica do processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC (Tabela 10.15) mostram que, à medida que foram consideradas mais camadas de solo reforçado, os deslocamentos do solo e das camadas de geossintético e os esforços de tração nos geossintéticos foram maiores. Além disto os valores apresentados são bastante maiores que os valores obtidos para o estado limite último. Isto deveu-se à aplicação

da sobrecarga em todas as fases de cálculo. Esta induziu tensões e deformações nos elementos da estrutura após a construção de cada camada de solo reforçado. No fim as tensões e deformações acumuladas foram, naturalmente, maiores. Este efeito foi visível, principalmente, nos assentamentos (deslocamentos verticais) do solo que foram 2,7 vezes maiores que os observados para o estado limite último.

Tabela 10.15. Resultados obtidos na modelação numérica do processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC

Nº da Camada	FS	ΔH_{\max}	ΔV_{\max}	T_{\max}	$\Delta H_{\max,geo}$	Nº da Camada	FS	ΔH_{\max}	ΔV_{\max}	T_{\max}	$\Delta H_{\max,geo}$
		mm	mm	kN/m	mm			mm	mm	kN/m	mm
1	1,36	18,5	12,0	0,08	3,5	13	1,85	34,2	66,2	1,08	32,0
2	1,38	19,2	12,6	0,13	4,2	14	1,97	38,9	74,5	1,20	36,5
3	1,40	19,6	12,9	0,18	5,8	15	2,04	43,9	83,1	1,32	41,4
4	1,43	20,0	13,2	0,24	7,4	16	2,27	49,6	92,1	1,52	47,0
5	1,48	20,6	16,4	0,31	9,1	17	2,26	55,4	102,0	1,62	52,7
6	1,50	21,2	20,9	0,38	10,9	18	2,20	61,9	112,3	1,79	59,1
7	1,52	21,9	25,9	0,46	12,9	19	2,14	68,5	122,3	1,90	65,6
8	1,56	22,7	31,3	0,54	15,2	20	2,09	76,0	133,3	2,08	73,0
9	1,61	23,6	37,3	0,64	17,8	21	2,05	83,6	144,4	2,21	80,5
10	1,65	24,6	43,6	0,72	20,7	22	2,00	91,9	156,1	2,38	88,8
11	1,70	26,3	50,9	0,84	24,1	23	1,96	100,7	168,2	2,54	97,5
12	1,79	30,0	58,3	0,96	27,8	24	1,91	105,7	172,3	2,62	103,1

A estabilidade externa da estrutura também variou ao longo do processo construtivo. Os fatores de segurança globais calculados após a adição de cada camada de solo reforçado são compilados na Figura 10.28. Os FS calculados foram sempre maiores que 1,0 mostrando que a estrutura era estável durante todo o período de construção. Na fase inicial da construção da estrutura não foi possível cumprir a margem de segurança adotada com $FS = 1,5$.

Ao contrário dos restantes parâmetros o FS da estrutura cresceu apenas até à construção da camada de solo reforçado número 16. A construção das restantes camadas de solo reforçado provocou a redução do FS. O que esteve na origem deste comportamento do FS foi a localização das superfícies de rotura críticas após a construção de cada camada de solo reforçado. A localização das superfícies de rotura críticas durante o processo construtivo da estrutura é apresentada na Figura 10.29 (apenas após a construção das camadas de solo reforçado número 1, 6, 12, 18 e 24).

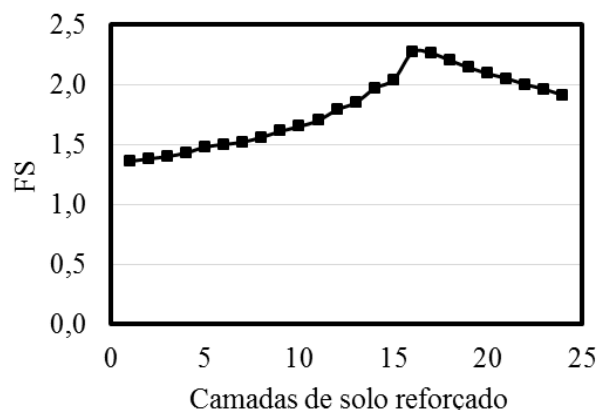


Figura 10.28. Evolução do fator de segurança global durante o processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC

Na fase em que o FS cresceu as superfícies de rotura críticas ocorreram no maciço de solo não reforçado preexistente (Figura 10.29a). Esta zona da estrutura era um talude com $\beta = 45^\circ$ de solo não reforçado com FS = 1,36. A construção das camadas de solo reforçado à frente deste talude aumentou a sua estabilidade e deslocou as superfícies de rotura críticas para a zona onde o maciço de solo não reforçado preexistente ainda não estava confinado com as camadas de solo reforçado (Figura 10.29e).

A partir da camada 16 a superfície de rotura crítica passou a ocorrer entre a estrutura nova e o maciço de solo preexistente, ou seja, a região menos estável da estrutura correspondeu ao maciço de solo reforçado em construção (Figura 10.29g). Assim, a construção de novas camadas de solo reforçado aumentou a massa de solo na região com menor estabilidade e diminuiu o FS da sua superfície de rotura crítica.

O FS calculado no fim da construção da estrutura (FS = 1,91) foi ligeiramente menor que o calculado para o estado limite último (FS = 1,96). Por um lado, a utilização da sobrecarga em todas as camadas de solo reforçado induziu maiores tensões e deformações nos elementos da estrutura durante o processo construtivo pelo que pode ter contribuído para a diminuição do FS. Por outro lado, a localização da superfície de rotura crítica obtida considerando o processo construtivo da estrutura ou o estado limite último foi ligeiramente diferente. Quando foi considerado o processo construtivo da estrutura a localização da superfície de rotura crítica foi influenciada pela zona de descontinuidade entre a estrutura nova e o talude do maciço de solo preexistente uma vez que, como é visível na Figura 10.29i, estas foram coincidentes. Isto não aconteceu na análise realizada para o estado limite último.

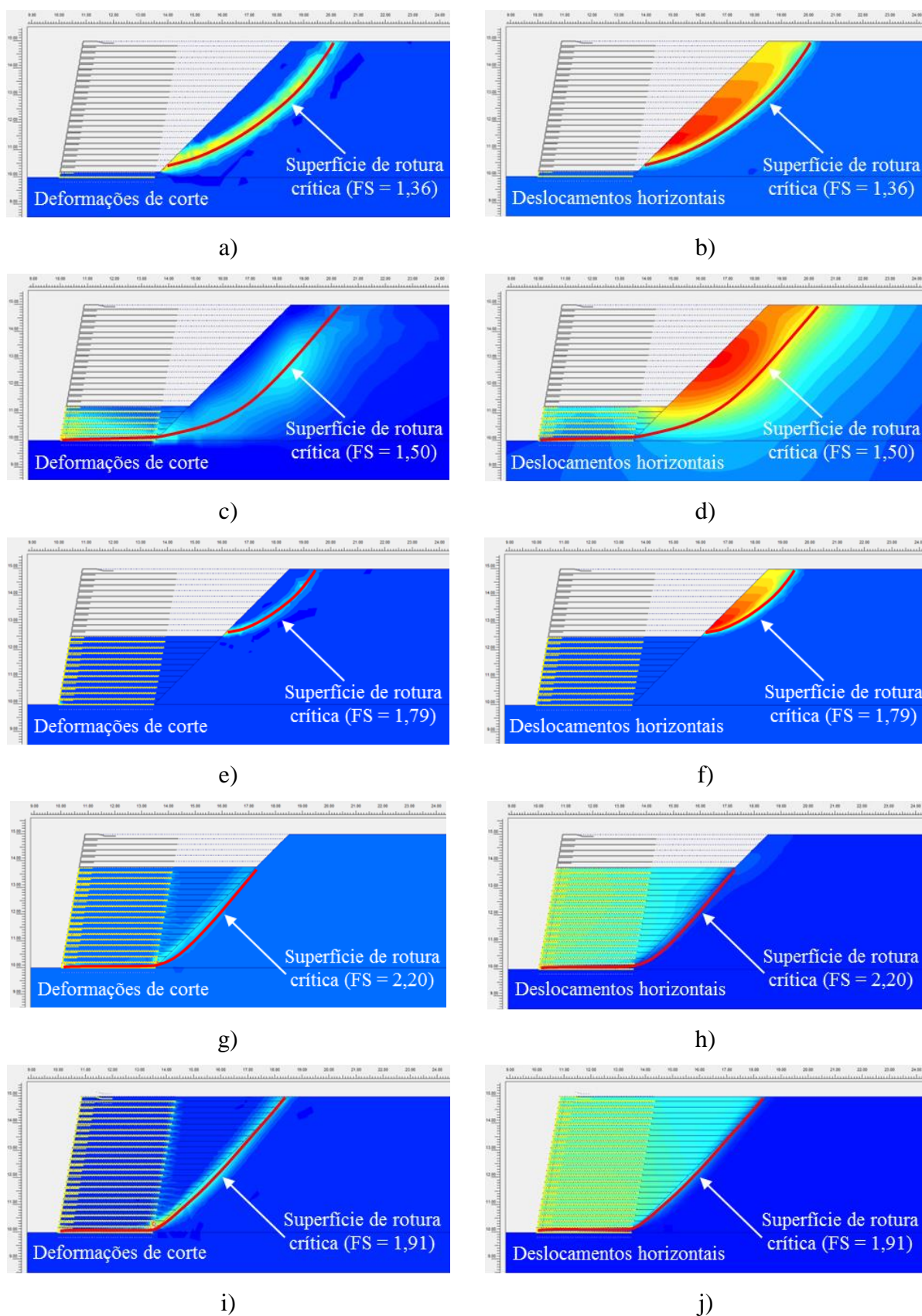


Figura 10.29. Evolução das deformações de corte no solo, dos deslocamentos horizontais no solo e das superfícies de rotura críticas durante o processo construtivo do muro de solo fino reforçado com GC: a) e b) camada 1 ($z = 4,79$ m); c) e d) camada 6 ($z = 3,74$ m); e) e f) camada 12 ($z = 2,48$ m); g) e h) camada 18 ($z = 1,22$ m); i) e j) camada 24 ($z = 0$ m)

10.6. Modelação numérica do processo construtivo e da consolidação do solo em estruturas de solo fino reforçado

O aparecimento de excessos de pressão intersticial (Δu) pode ser associado à construção de estruturas geotécnicas com solos saturados não drenados. Neste lote estão incluídos os solos finos com reduzida permeabilidade. Quando são utilizados solos finos saturados torna-se imperativo o estudo do impacto do aparecimento de Δu gerados durante a construção da estrutura na sua segurança. Deste modo, pode ser necessário adicionar períodos para a dissipação dos Δu gerados no procedimento construtivo referido, ou seja, pode ser necessário prever períodos de paragem na construção para que a consolidação das diferentes camadas de solo ocorra.

Neste estudo não foi possível quantificar as propriedades do solo fino saturado necessárias para a realização desta análise. Além disso, como consequência, não foi possível realizar a modelação numérica dos ensaios triaxiais do solo fino saturado de forma a calibrar e validar a utilização da ferramenta numérica. Por esse motivo, optou-se por apresentar os resultados obtidos no estudo realizado por Carlos *et al.* (2012b).

Este estudo preliminar foi realizado no âmbito deste estudo de doutoramento. O principal objetivo do estudo foi analisar o comportamento de um muro de solo fino reforçado com geossintéticos durante o seu processo construtivo e a consolidação associada a este. Para tal, foram realizadas diversas modelações numéricas com o PLAXIS. A realização deste tipo de modelações permitiu: verificar o estado de tensão e de deformação a que o solo e os reforços foram sujeitos; estudar o efeito do processo de consolidação do solo no processo construtivo e na estabilidade da estrutura; e avaliar a segurança da estrutura durante o seu processo construtivo.

A estrutura considerada no estudo foi um muro de solo fino reforçado com 6,0 m de altura e inclinação da face com a horizontal de 70° (Figura 10.30). O $L_R = 4,2$ m e o $e_v = 0,6$ m foram obtidos com o método da BS 8006-1 (2009). As propriedades dos solos considerados são apresentadas na Tabela 10.16. O geossintético utilizado para a realização do estudo foi igual ao geocompósito GC.

O modelo numérico considerado por Carlos *et al.* (2012b) tinha algumas diferenças em relação ao considerado nas restantes modelações numéricas apresentadas. As dimensões foram ajustadas à estrutura em análise, foram consideradas fases de cálculo adicionais para

considerar o efeito da consolidação do solo e os modelos constitutivos dos materiais também foram diferentes (*soft soil model* para o solo fino; *Mohr-Coulomb* para o solo granular da fundação; e modelo elastoplástico para os geossintéticos).

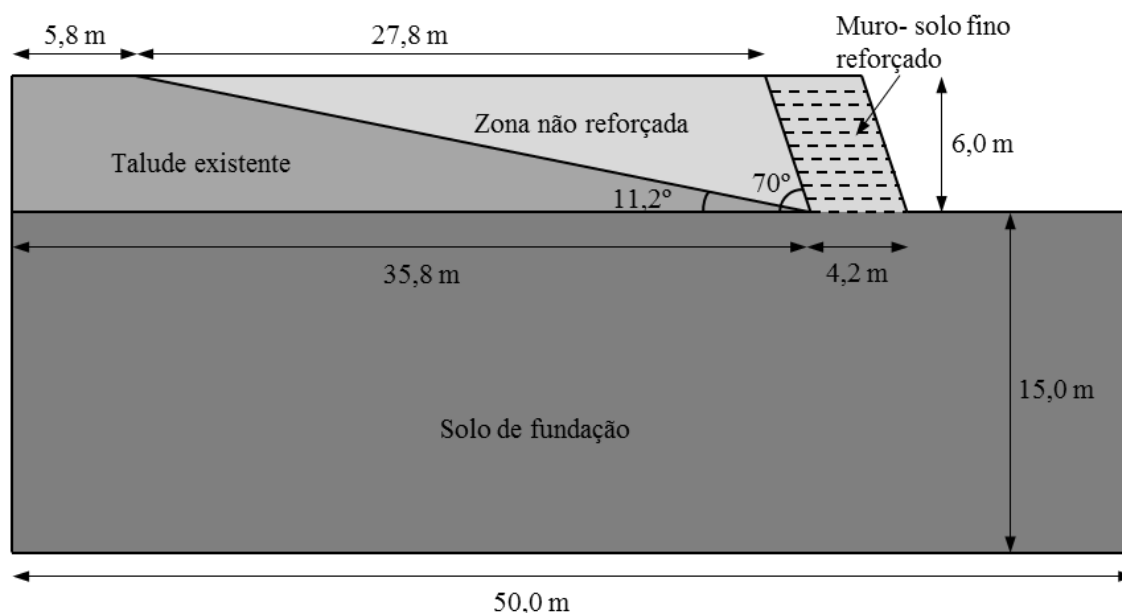


Figura 10.30. Perfil transversal da estrutura estudada por Carlos *et al.* (2012b)

Tabela 10.16. Propriedades dos solos utilizadas por Carlos *et al.* (2012b)

Solo	γ_{sat} kN/m ³	γ kN/m ³	C_c	C_r	ϕ' °	c' kPa	s_u kPa	E_{50} kPa	ν	$k_v = k_h$ m/dia
Solo fino	17,6	14,4	0,34	0,06	34	7	15	-	-	0,0864
Solo de fundação	20,0	-	-	-	40	5	-	200000	0,35	864

γ_{sat} – peso volúmico do solo saturado; k_v - permeabilidade vertical do solo; k_h - permeabilidade horizontal do solo

Nas modelações numéricas efetuadas estudou-se o efeito de diversos parâmetros para aferir qual a forma mais rápida e segura de construir a estrutura em estudo. Os casos de estudo considerados são apresentados na Tabela 10.17. Nestes casos estudou-se: o efeito da sobrecarga provocada pelos equipamentos utilizados para a construção; o efeito da realização da consolidação imediatamente a seguir à construção de cada camada ou apenas quando esta era necessária para garantir a segurança durante a construção da estrutura; e o efeito do valor do Δu residual máximo admitido após o período de consolidação.

Nas modelações numéricas realizadas obteve-se o período total de pausas necessário para a construção da estrutura. Para que fossem comparáveis, nas análises em que se considerou a dissipação dos Δu até um valor menor que 5 kPa, adicionou-se uma fase de cálculo final que previu a dissipação destas pressões para um valor menor que 1 kPa. Desta forma, admitiu-se que o período a considerar para a sua consolidação terminava quando se atingia esse valor.

Tabela 10.17. Modelações numéricas realizadas por Carlos *et al.* (2012b)

Caso de estudo	Sobrecarga	Δu máximo após o período de consolidação (kPa)	Períodos de Consolidação
GC_ss_p1_cc	Não	<1	Em todas as camadas
GC_ss_p5_cc	Não	<5	Em todas as camadas
		<1	Extra no final
GC_cs_p1_cc	Sim	<1	Em todas as camadas
GC_cs_p5_cc	Sim	<5	Em todas as camadas
		<1	Extra no final
GC_ss_p1_sc	Não	<1	Apenas os necessários
GC_ss_p5_sc	Não	<5	Apenas os necessários
		<1	Extra no final
GC_cs_p1_sc	Sim	<1	Apenas os necessários
GC_cs_p5_sc	Sim	<5	Apenas os necessários
		<1	Extra no final

Nota: ss - sem sobrecarga; cs - com sobrecarga; p1 - $\Delta u < 1$ kPa; p5 - $\Delta u < 5$ kPa; cc - com consolidação em todas as camadas; sc - sem consolidação em todas as camadas

As análises realizadas permitiram visualizar as tensões a que o solo foi sujeito (totais, efetivas, intersticiais, Δu , etc.), os esforços axiais nas camadas de geossintético e os deslocamentos a que o solo e os geossintéticos foram sujeitos (totais e incrementais em várias direções, etc.) em todas as fases consideradas no cálculo. Como nesse estudo se pretendeu avaliar o efeito do processo construtivo e da consolidação do solo, os resultados aqui compilados mostram apenas a evolução dos Δu , do tempo necessário para a dissipação dos Δu e dos deslocamentos totais máximos observados em cada fase da construção da estrutura.

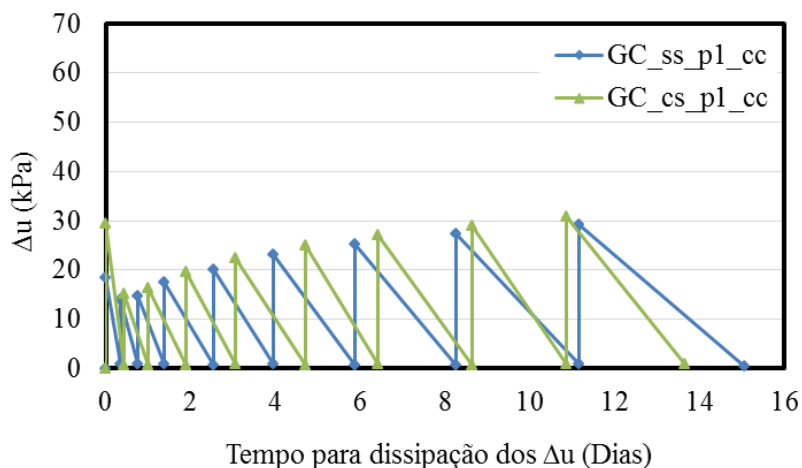
Relativamente aos resultados obtidos nas modelações numéricas, antes de mais, é importante salientar que estes permitiram garantir a segurança da estrutura para condições de curto prazo. A variação dos Δu ao longo da construção da estrutura é apresentada na Figura 10.31. Chama-se a atenção para o facto dos valores do tempo necessário para a dissipação dos Δu

apresentados serem acumulados, ou seja, o valor apresentado em cada fase de consolidação é igual ao tempo necessário para a dissipação dos Δu gerados em todas as fases da construção anteriores. Como é visível em todas as modelações numéricas realizadas verificou-se que os Δu aumentaram sempre que foi construída uma camada de solo e foram diminuídos quando a construção da estrutura parou para se proceder à consolidação do solo. Outro efeito que se observou, principalmente nos casos de estudo em que foi realizada a consolidação após a construção de cada camada de solo reforçado, foi que à medida que o número de camadas construídas aumentou o Δu gerado pela construção de outra camada de solo reforçado foi maior.

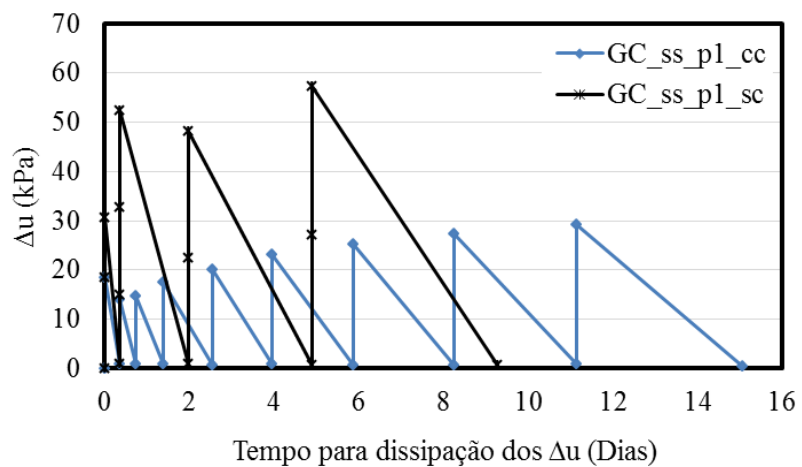
Relativamente ao efeito da sobrecarga provocada pelos equipamentos utilizados na construção verificou-se que os Δu gerados foram ligeiramente superiores nos casos em que esta foi considerada (Figura 10.31a). Verificou-se ainda que a consideração da sobrecarga provocada pelos equipamentos de construção não teve grande impacto no tempo necessário para a dissipação dos Δu (Figura 10.31a). Isto aconteceu porque, como referido, a sobrecarga também não teve grande impacto nos Δu gerados.

No que concerne ao efeito da fase em que foi realizada a consolidação ou dissipação dos Δu , quando esta foi realizada a seguir à construção de cada camada de solo reforçado verificou-se que os Δu foram muito mais reduzidos (Figura 10.31b). Verificou-se também que o tempo total necessário para a dissipação dos Δu foi maior (Figura 10.31b). Isto aconteceu porque, embora, os Δu gerados fossem menores quando a consolidação foi realizada a seguir à construção de cada camada de solo reforçado, também foram considerados mais períodos para a consolidação do solo.

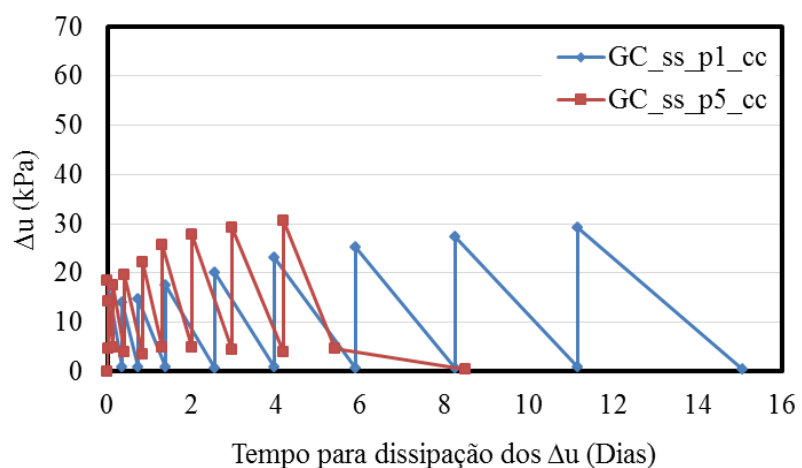
Por fim, verificou-se que quando se admitiu que as fases de consolidação acabaram quando o $\Delta u < 1$ kPa, os Δu gerados na construção da nova camada de solo reforçado foram mais reduzidos do que quando se considerou que as fases de consolidação acabaram para $\Delta u < 5$ kPa (Figura 10.31c). Tal como esperado, quando se considerou que era necessário dissipar mais Δu também foi necessário prever que essa operação demorasse mais tempo a ser realizada. Deve-se ainda salientar que foi visível o efeito de acumulação de Δu sempre que se considerou a inclusão uma nova camada de solo reforçado, ou seja, a fração de Δu que não foi dissipada na fase de consolidação anterior incrementou o Δu gerado pela construção da nova camada.



a)



b)



c)

Figura 10.31. Relação entre os Δu e o tempo necessário para a sua dissipação: a) efeito da sobrecarga; b) efeito da fase em que foi realizada a consolidação; c) efeito do valor do Δu máximo após o período de consolidação

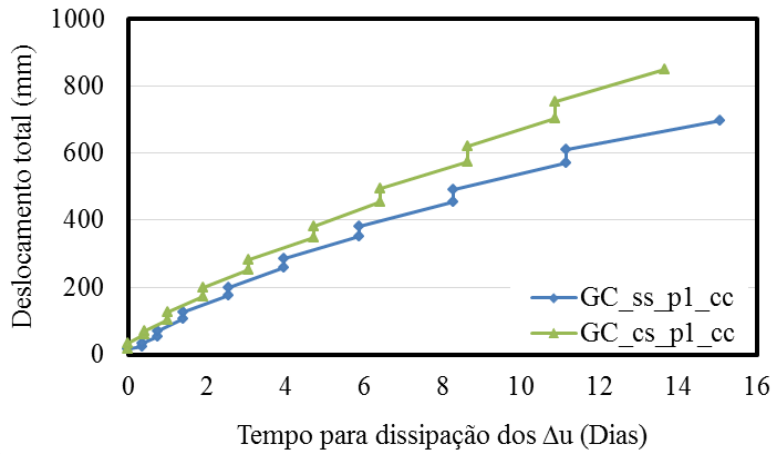
A variação do deslocamento total máximo observado durante a modelação numérica do processo construtivo da estrutura é mostrada na Figura 10.32. Neste caso, os deslocamentos apresentados também correspondem a valores acumulados, ou seja, o deslocamento observado numa fase da construção foi igual à soma do deslocamento observado na fase anterior com o incremento de deslocamento observado na fase em causa. É importante ainda reconhecer que os deslocamentos podem ter ocorrido em pontos diferentes da estrutura. Contudo nesse estudo pretendeu-se apenas avaliar como variou a deformação da estrutura com os diferentes processos construtivos, pelo que este facto não teve grande significado.

Relativamente aos resultados obtidos, observou-se que os fatores que mais influenciaram o deslocamento obtido foram a sobrecarga provocada pelo equipamento utilizado na construção e a fase da construção em que foi realizada a consolidação ou dissipação dos Δu . Como se pode ver na Figura 10.32a, a comparação dos resultados obtidos nas modelações numéricas GC_ss_p1_cc e GC_cs_p1_cc permite verificar que quando a sobrecarga foi considerada na análise o deslocamento total máximo observado foi consideravelmente maior. Isto aconteceu porque a estrutura estava sujeita a um carregamento suplementar que, naturalmente, provocou um incremento na deformação da estrutura.

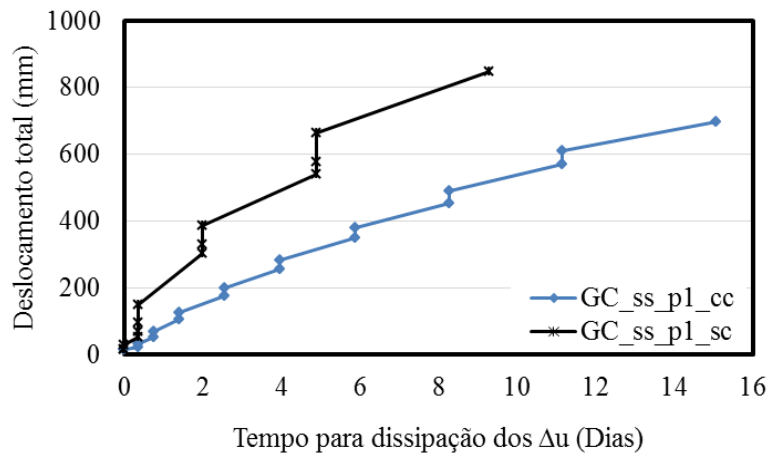
O mesmo efeito foi observado quando a consolidação da estrutura foi realizada apenas quando foi estritamente necessária para garantir a segurança. Neste caso os deslocamentos totais máximos observados foram maiores do que os quantificados nas modelações numéricas em que a consolidação foi realizada a seguir à construção de cada camada de solo reforçado (Figura 10.32b). Assim, e como se observa na Figura 10.31b, como a estrutura foi construída de forma mais célere e com níveis de Δu mais elevados, quando a sua consolidação foi realizada apenas quando foi estritamente necessária para garantir a segurança a deformação observada foi mais elevada.

Por fim, quando se admitiu que as fases de consolidação acabaram quando o $\Delta u < 1$ kPa o deslocamento total máximo observado foi semelhante ao obtido na modelação numérica em que se admitiu que as fases de consolidação acabaram quando o $\Delta u < 5$ kPa (Figura 10.32c). Assim foi possível constatar que este fator não influenciou, em grande medida, a deformação observada durante o processo construtivo da estrutura.

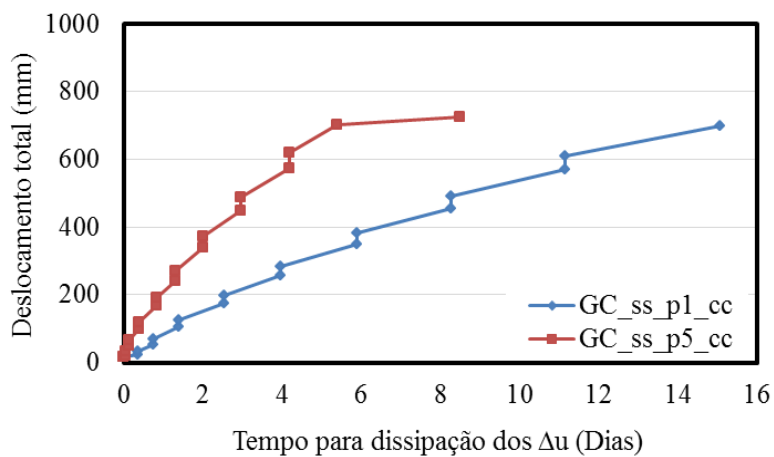
É importante mencionar que os deslocamentos observados nas diferentes modelações numéricas foram, predominantemente, deslocamentos verticais, ou seja, deslocamentos por assentamento.



a)



b)



c)

Figura 10.32. Variação do deslocamento total máximo no solo observado durante a construção da estrutura (valores acumulados): a) efeito da sobrecarga; b) efeito da fase em que foi realizada a consolidação; c) efeito do valor do Δu máximo após o período de consolidação

Até aqui foram apresentados apenas os resultados obtidos suficientes para aferir o efeito que o processo construtivo teve no comportamento da estrutura. No entanto, como é mostrado no Tabela 10.17, foram realizadas oito modelações numéricas distintas. Na Figura 10.33 são compilados os valores máximos do tempo necessário para a dissipação dos Δu e dos deslocamentos totais no solo observados nas várias modelações numéricas realizadas.

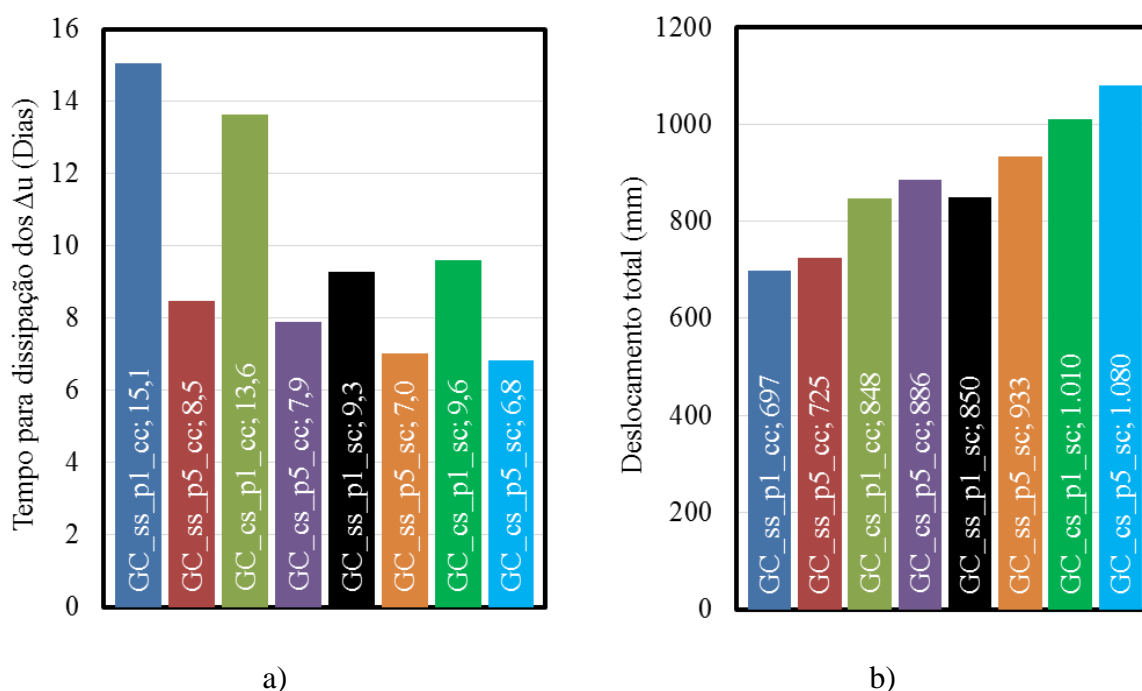


Figura 10.33. Valores máximos obtidos nas diferentes modelações numéricas: a) tempo necessário para a dissipação dos Δu ; b) deslocamento total máximo no solo

De entre os processos construtivos considerados nesse estudo, não foi possível escolher qual o melhor para a construção da estrutura. Esta escolha depende do tempo disponível para a construção da estrutura, da deformação máxima que a estrutura pode sofrer e do nível de Δu residual máximo que se pode considerar aceitável durante o período de construção.

Contudo, visto que não é possível construir uma estrutura deste tipo sem utilizar os equipamentos de construção, a escolha do procedimento a utilizar para a construção da estrutura tem de tomar em consideração esta sobrecarga. Assim, constatou-se que a forma mais rápida de construir a estrutura correspondeu ao processo construtivo analisado na modelação numérica GC_cs_p5_sc (período total das pausas para a dissipação de Δu igual a 6,8 dias) e o processo construtivo que provocou menor deformação na estrutura foi o analisado na modelação numérica GC_cs_p1_cc (deformação máxima de aproximadamente 848 mm).

10.7. Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados os resultados de várias modelações numéricas realizadas para estudar o comportamento das estruturas de solo reforçado para o estado limite último, no momento da rotura (para calcular os FS) e durante o seu processo construtivo. Para a calibração e validação dos modelos numéricos foram realizadas modelações numéricas de alguns ensaios triaxiais.

As modelações numéricas realizadas aos ensaios triaxiais resultam em boas aproximações ao comportamento real dos provetes de solo não reforçado. Ao contrário, para os provetes de solo reforçado o PLAXIS não conseguiu modelar as curvas tensão-extensão corretamente porque o cálculo foi interrompido antes da resistência adicional provocada pela introdução da camada de reforço ter sido mobilizada. Ainda assim, o programa conseguiu modelar corretamente as tensões e as deformações internas dos provetes de solo reforçado permitindo visualizar o comportamento interno dos provetes, que não foi possível nos ensaios laboratoriais, e obter os parâmetros necessários para a realização das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado. Esta limitação do programa de cálculo aumentou a importância da análise cuidada dos resultados das modelações numéricas realizadas a estruturas de solo reforçado com esta ferramenta numérica.

Os resultados obtidos para os parâmetros analisados nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado não foram comparados com valores obtidos através da instrumentação de estruturas à escala real, pelo que foi impossível aferir até que ponto foram realistas. Contudo, os valores obtidos pareceram estar dentro dos limites esperados para estes tipos de estruturas, materiais e condições de carregamento. Além disto, o objetivo das modelações numéricas realizadas era fazer uma análise qualitativa do comportamento das estruturas, ou seja, estudar como se desenvolveram as tensões e as deformações nos elementos das estruturas.

Finalmente é importante referir que as modelações numéricas mostraram-se extremamente úteis porque foram rápidas, permitiram a realização de estudos paramétricos extensos e, além de permitirem verificar a estabilidade para os estados limites últimos, permitiram verificar a estabilidade das estruturas durante todas as fases da sua construção.

3ª PARTE – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Capítulo 11 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

Capítulo 11 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

11.1. Introdução

Para cumprir os objetivos propostos para este estudo foram realizadas análises experimentais em laboratório (análise do comportamento do solo reforçado através de ensaios triaxiais e de *California Bearing Ratio* (CBR)) e análises numéricas (dimensionamento de estruturas de solo reforçado e modelação numérica do comportamento através de uma ferramenta numérica comercial com o método dos elementos finitos).

As conclusões principais observadas ao longo da realização das diferentes análises são compiladas em seguida. Estas são dispostas por temas para melhor organização e compreensão. Deste modo, são referidas as conclusões principais observadas no programa de ensaios laboratoriais, no dimensionamento das estruturas de solo reforçado, nas modelações numéricas dos ensaios triaxiais e nas modelações numéricas das estruturas de solo reforçado. São ainda identificadas algumas limitações do estudo.

Para finalizar esta dissertação são sugeridos temas para a realização de estudos para a prossecução deste estudo ou para o início de novas linhas de investigação relacionadas com o tema abordado.

11.2. Principais conclusões do estudo

As conclusões que se podem retirar da realização deste estudo resultaram, essencialmente, da análise dos resultados dos ensaios de laboratório realizados para analisar o comportamento do solo reforçado com geossintéticos e dos resultados dos dimensionamentos e das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Ensaio laboratoriais

O comportamento mecânico dos solos reforçados com geossintéticos foi avaliado através de ensaios triaxiais. Este foi comparado com o comportamento mecânico dos solos não reforçados. As principais conclusões observadas foram:

- o comportamento tensão-extensão (tensão de desvio, extensão na rotura e rigidez) e os parâmetros de resistência do solo melhoraram com a inclusão dos geossintéticos;
- a tensão de desvio máxima, a extensão na rotura e a rigidez dos provetes aumentaram com o aumento da tensão de confinamento considerada no ensaio;
- os parâmetros de resistência do solo reforçado dependeram da tensão de confinamento utilizada nos ensaios. As envolventes de rotura que melhor reproduziram as propriedades do solo reforçado eram bilineares. Para tensões de confinamento (σ_C) reduzidas, os ângulos de atrito dos provetes de solo reforçado foram maiores que os obtidos para os provetes de solo. Para σ_C elevadas, os ângulos de atrito permaneceram praticamente inalterado para ambos os tipos de provetes, enquanto a coesão aumentou;
- a inclusão de mais camadas de geossintético melhorou o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo reforçado. Contudo, quando a inclusão de mais camadas de geossintético não reduziu efetivamente a altura da camada de solo não reforçado a resistência do provete não aumentou;
- nos provetes preparados com solo seco o comportamento mecânico dos provetes mais densos foi melhor (tensão de desvio máxima e rigidez secante maiores; extensões na rotura menores). Nos provetes saturados as curvas tensão-extensão dos provetes preparados com diferentes densidades tenderam para o mesmo valor de tensão de desvio, correspondente ao estado crítico do solo;
- o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo e de solo reforçado preparados com as mesmas características e ensaiados com velocidades diferentes foi, na maioria dos casos, substancialmente diferente;
- a tensão de desvio máxima observada nos provetes de solo não reforçado foi ligeiramente maior nos provetes de menores dimensões. Para níveis de tensão de desvio semelhantes a extensão foi maior nos provetes com maiores dimensões;

- a tendência do comportamento mecânico observado nos provetes dos dois tipos de solos, para alguns dos parâmetros analisados (efeito da inclusão do geossintético; tensão de confinamento; densidade do solo; e teor em água do solo), foi semelhante;
- a rotura dos provetes de solo foi tipicamente por embarricamento. Os provetes de solo reforçado atingiram a rotura por abaulamento do solo acima e abaixo da camada geossintético, ou seja, a porção de solo acima e abaixo da camada de geossintético sofreram embarricamento.

A capacidade de carga dos solos reforçados com geossintéticos foi quantificada com ensaios de CBR. Os resultados dos ensaios realizados a provetes de solo reforçado com geossintéticos foram comparados com os resultados obtidos nos provetes não reforçados. As principais conclusões resultantes deste programa de ensaios foram:

- na maioria dos casos, o CBR e a força de penetração máxima foi maior nos provetes de solo reforçado;
- a inclusão de um maior número de camadas de reforço nem sempre aumentou a capacidade de carga dos provetes. Isto ocorreu por causa da diminuição da espessura das camadas de geossintético durante o ensaio e da capacidade de carga do solo não reforçado (quando o CBR do solo não reforçado foi muito elevado a diminuição da espessura das camadas de geossintético reduziu o CBR do solo reforçado);
- a capacidade de carga dos provetes variou com o tipo de geossintético considerado. Os provetes reforçados com a geogrelha GG2 foram os que exibiram um CBR maior, seguidos pelos provetes reforçados com uma combinação da geogrelha GG2 e o geotêxtil GT e pelos provetes reforçados com o geocompósito GC. As diferenças de comportamento observadas podem ter sido provocadas pela compressibilidade das camadas de geossintético, a resistência à tração dos geossintéticos e as propriedades de interação entre os solos e os geossintéticos;
- o aumento da baridade húmida originou o aumento da capacidade de carga dos provetes;
- o comportamento força-penetração foi pior nos provetes imersos. Isto ocorreu porque o teor em água dos provetes aumentou durante o processo de imersão;

- o CBR foi influenciado pelo teor em água do solo. Nos provetes de solo granular observou-se que os valores de CBR maiores foram obtidos nos provetes preparados com o teor em água ótimo. Nos provetes de solo fino o CBR diminuiu com o aumento do teor em água dos provetes;
- os provetes apresentaram deformações permanentes (assentamentos) na região solicitada pelo pistão do equipamento. Não se observaram empolamentos nas regiões adjacentes à solicitação. No interior dos provetes solo reforçado, além da densificação do solo na região referida, verificou-se que a camada de geossintético acompanhou as deformações permanentes do solo (assumiu uma configuração côncava);

Dimensionamento das estruturas de solo reforçado

O número de métodos encontrados para o dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado com geossintéticos foi diferente conforme o tipo de solo considerado. No caso da utilização de solos granulares, a bibliografia era bastante abrangente, encontrando-se vários métodos empíricos, semi-empíricos e analíticos. Para solos finos, foram encontrados poucos métodos de dimensionamento e com muitas restrições à sua utilização. Concluiu-se, então que nesta área do dimensionamento de reforços em geossintéticos a utilizar para o reforço de solos finos é premente a necessidade de desenvolver novos métodos de dimensionamento, de preferência analíticos, que considerem o dimensionamento dos geossintéticos para as várias funções que estes têm de desempenhar.

Neste estudo foi realizado o dimensionamento de estruturas de solo reforçado considerando as metodologias do *Nordic Handbock*, de Jewell (1996) e da norma BS 8006-1 (2009). Os resultados apresentados (comprimento e espaçamento vertical dos reforços (L_R e e_v)) mostraram que o impacto dos diferentes parâmetros considerados pelos três métodos de dimensionamento nos resultados foi diferente. Assim, de forma geral, as principais conclusões observadas nesta análise (embora possam não ser válidas para todos os métodos de dimensionamento) foram:

- o e_v e o L_R foi maior quando foram usados geossintéticos com resistência à tração de cálculo maior;
- ao contrário da coesão, à medida que o ângulo de atrito do solo considerado no dimensionamento decresceu o e_v necessário foi menor e o L_R foi maior. Deste modo,

as estruturas constituídas com solos finos (coesivos) requereram camadas de geossintético mais compridas e com menor espaçamento vertical que as estruturas de solo granular (solo friccional);

- nos métodos de dimensionamento do *Nordic Handbock* e da BS 8006-1 (2009) o e_v não foi dependente do coeficiente de interação solo-reforço. Contudo, o L_R foi maior nos casos de estudo que consideraram os coeficientes de interação menores. Os L_R calculados pelo método de Jewell (1996) não foram afetados pelo coeficiente de interação entre o solo e o reforço. Os e_v calculados com o método de Jewell (1996) foram ligeiramente menores quando foram usados os coeficientes da interface menores;
- o aumento da altura das estruturas ou o aumento da sobrecarga associada ao processo construtivo implicaram o aumento do L_R e a diminuição do e_v ;
- a utilização de coeficiente parciais para a redução da resistência à tração máxima (RT_{max}) dos geossintéticos devido aos efeitos da fluência, instalação em obra e fatores atmosféricos fizeram com que as estruturas dimensionadas precisassem de camadas de geossintético mais compridas e com menor espaçamento vertical;
- a verificação da estabilidade externa mostrou que algumas estruturas dimensionadas não cumpriram a margem de segurança adotada. As estruturas com e_v elevados (≈ 1 m) foram propícias ao desenvolvimento de superfícies de rotura superficiais junto da face da estrutura;
- de forma geral, o método de dimensionamento da BS 8006-1 (2009) foi o mais conservativo, ou seja, foi o que dimensionou estruturas com quantidades de reforço maiores (L_R maiores e e_v menores);
- o método de Jewell (1996) não considerou a coesão do solo fino no dimensionamento e os seus resultados foram muito influenciados pelo ângulo de atrito do solo. Isto originou, principalmente para o solo fino, e_v bastante maiores que os obtidos pelos outros métodos e levantou algumas reservas na utilização deste método para o dimensionamento de estruturas de solo fino reforçado com geossintéticos;
- os resultados previamente apresentados por Carlos *et al.* (2011) e Carlos e Pinho-Lopes (2011) indicaram que a presença de água nas estruturas aumentou a tensão

requerida aos reforços (a existência da tensão intersticial fez aumentar a tensão total) e implicou a diminuição dos e_v e o aumento dos L_R das estruturas;

Modelação numérica dos ensaios triaxiais

As modelações numéricas dos ensaios triaxiais foram realizadas, principalmente, para calibrar e validar os modelos numéricos e obter alguns parâmetros necessários para a realização das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado. Com esta análise foi possível concluir que:

- as modelações numéricas calcularam de forma aproximada o comportamento tensão-extensão dos provetes de solo (granular e fino) não reforçado observado nos ensaios triaxiais;
- a inclusão das camadas de geossintético nos modelos numéricos dos provetes de solo reforçado (granular e fino) não foi suficiente para reproduzir a resposta observada nos ensaios triaxiais. Os resultados obtidos na modelação numérica foram semelhantes aos dos provetes de solo não reforçado. Isto ocorreu porque em cada modelo numérico surgiu uma rotura no solo localizada fora da área de influência dos reforços que provocou a interrupção do cálculo. Por este motivo, na área de influência dos reforços a resistência adicional provocada pela inclusão dos reforços não foi totalmente mobilizada. Ainda assim, o programa conseguiu modelar corretamente as tensões e as deformações internas dos provetes de solo reforçado e permitiu visualizar o comportamento interno dos provetes;
- os modelos numéricos sem a camada de geossintético e com as propriedades mecânicas do solo reforçado, reproduziram as curva tensão-extensão dos provetes de solo reforçado obtidas em laboratório. No entanto, o comportamento interno dos provetes ficou longe do observado nos ensaios triaxiais.
- para reproduzir numericamente a resposta observada nos ensaios laboratoriais dos provetes de solo (granular e fino) reforçado (curva de tensão-deformação e mecanismos de rotura), foi necessário incluir a camada de geossintético e utilizar as propriedades dos provete de solo reforçado obtidas em laboratório;
- o refinamento da malha de elementos finitos e as dimensões dos modelos numéricos afetaram os resultados obtidos. Os modelos numéricos devem ter as mesmas

dimensões dos provetes do ensaio triaxial e um nível de discretização máximo (malha muito fina);

- os coeficientes de interação entre os solos e os geossintéticos não influenciaram as curvas tensão-extensão obtidas nas modelações numéricas. Contudo, a utilização de coeficientes de interação menores resultou na mobilização de tensões de corte no solo e na interface solo-geossintético e no desenvolvimento de esforço de tração no geossintético mais baixos, ou seja, a transferência das tensões do solo para o reforço foi menos eficiente;
- os modelos numéricos foram capazes de simular o efeito da tensão de confinamento, do teor em água e do índice de compactidade do solo observado nos ensaios laboratoriais.

Modelação numérica das estruturas de solo reforçado

A modelação numérica das estruturas de solo reforçado foi realizada para verificar a sua estabilidade global e analisar as tensões e as extensões nos vários elementos constituintes para o estado limite último, no momento da rotura e durante o seu processo construtivo. As principais conclusões observadas nestas análises foram:

- os valores obtidos nas modelações numéricas para as tensões no solo estavam de acordo com os valores calculados através das expressões da mecânica dos solos;
- os deslocamentos verticais e horizontais nas estruturas foram maiores nos modelos numéricos dos muros compostos por materiais com propriedades mecânicas menores porque a face do muro era mais inclinada que a face dos taludes e estes materiais tinham menor capacidade de carga e menor rigidez (mais deformáveis);
- os deslocamentos horizontais e as deformações de corte no solo permitiram identificar a localização das superfícies de rotura. Para o estado limite último, as superfícies de rotura surgiram onde as deformações de corte no solo maiores coincidiram com os esforços de tração máximos nas camadas de reforço. As superfícies de rotura críticas (para o momento de rotura das estruturas) desenvolveram-se na zona não reforçada da estrutura e no solo entre as duas camadas de geossintético mais profundas das estruturas;

- os esforços de tração calculados nas modelações numéricas foram consideravelmente menores que os calculados com os métodos de dimensionamento;
- os esforços de tração máximos nas camadas de geossintético ocorreram na superfície de rotura que delimitou as zonas ativa e passiva das estruturas permitindo distinguir as duas zonas;
- os esforços de tração máximos nas camadas de geossintético foram maiores quando foram considerados modelos numéricos com e_v maiores, tal como observado no dimensionamento das estruturas;
- as deformações das camadas de geossintético foram reduzidas. Os deslocamentos horizontais das camadas dos geossintéticos foram maiores nos modelos numéricos dos muros constituídos pelos materiais com propriedades mecânicas piores (materiais menos rígidos e mais deformáveis);
- as estruturas constituídas por materiais com propriedades mecânicas mais baixas (com e_v menores e L_R maiores) apresentaram superfícies de rotura em zonas mais interiores da zona não reforçada;
- a adição sucessiva das camadas de solo reforçado durante a modelação numérica do processo construtivo das estruturas aumentou as tensões efetivas e os deslocamentos no solo e as deformações e os esforços de tração nas camadas de geossintético;
- os valores dos parâmetros calculados durante a modelação numérica do processo construtivo das estruturas foram maiores que os valores obtidos para o estado limite último porque, para o processo construtivo foi considerada a aplicação da sobrecarga associada ao processo construtivo em todas as fases de cálculo. Esta sobrecarga induziu tensões e deformações nos elementos da estrutura após a construção de cada camada de solo reforçado. No fim do cálculo as tensões e deformações acumuladas foram maiores. O FS calculado no fim da construção das estruturas foi ligeiramente menor que o calculado para o estado limite último;
- as modelações numéricas do processo construtivo de estruturas de solo fino saturado mostraram que os Δu aumentaram sempre que foi adicionada uma camada de solo reforçado e diminuíram quando a construção da estrutura foi interrompida para se proceder à consolidação do solo [Carlos *et al.* (2012b)];

- os Δu gerados foram ligeiramente superiores nos casos em a sobrecarga associada ao processo construtivo foi considerada. A sobrecarga não teve grande impacto no tempo necessário para a dissipação dos Δu mas provocou deslocamentos totais máximos consideravelmente maiores [Carlos *et al.* (2012b)];
- os Δu gerados e os deslocamentos totais máximos do solo foram muito menores nos casos em que a consolidação ou dissipação dos Δu foi realizada a seguir à construção de cada camada de solo reforçado [Carlos *et al.* (2012b)];
- quando se admitiu que as fases de consolidação acabaram quando o $\Delta u < 1$ kPa, os Δu gerados na construção da nova camada de solo reforçado foram mais reduzidos do que quando se considerou que as fases de consolidação acabaram para $\Delta u < 5$ kPa. Os deslocamentos totais máximos no solo são equiparados em ambas as condições [Carlos *et al.* (2012b)];
- os deslocamentos observados nas diferentes modelações numéricas foram, predominantemente, deslocamentos verticais, ou seja, deslocamentos por assentamento [Carlos *et al.* (2012b)];
- as modelações numéricas foram extremamente úteis porque foram rápidas e, além de permitirem verificar a estabilidade para os estados limites últimos, permitiram verificar a estabilidade das estruturas durante todas as fases da sua construção;

Por fim, é importante referir que as conclusões obtidas nas diferentes análises realizadas neste estudo não devem ser generalizadas para outros tipos de estruturas ou materiais com propriedades muito diferentes.

11.3. Limitações do estudo

A realização do estudo apresentado foi limitada por diversos fatores relacionados, essencialmente, com os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios laboratoriais, os métodos de dimensionamento considerados para o dimensionamento das estruturas, a ferramenta considerada nas modelações numéricas e a falta de meios técnicos para a realização de alguns estudos inicialmente previstos.

Como referido, o programa de ensaios triaxiais foi alterado devido a avarias no equipamento de ensaio que não foi possível resolver em tempo útil para a realização deste estudo. Estas avarias impossibilitaram a realização de ensaios a provetes saturados, nomeadamente, grande parte dos ensaios de caracterização do comportamento do solo fino não reforçado e reforçado com os geossintéticos. Deste modo, a parte mais relevante do estudo sobre a caracterização mecânica dos solos reforçados com geossintéticos não pode ser realizada. Note-se que grande parte dos estudos encontrados na bibliografia sobre o comportamento mecânico de solos reforçados considerou apenas solos granulares. Este facto releva a importância dos ensaios que não foi possível realizar.

Além disso, os equipamentos que formaram o sistema de ensaios triaxiais utilizado não permitiram: 1) a leitura das deformações axiais da forma mais adequada, ou seja, com instrumentação conectada diretamente nos provetes de ensaio (as extensões registadas com instrumentação externa foram maiores); 2) o registo de deformações radiais dos provetes (parâmetro importante para a caracterização da deformabilidade dos provetes); e 3) conduzir alguns provetes de ensaio à rotura impedindo a quantificação de parâmetros de resistência para algumas condições de ensaio.

Outras limitações dos programas de ensaios de laboratório considerados para a caracterização do comportamento do solo reforçado estão relacionadas com as dimensões dos equipamentos e com os procedimentos considerados na preparação e ensaio dos provetes. Deste modo, os resultados dos ensaios laboratoriais podem ter sido afetados pela dificuldade de controlar a localização exata das camadas de geossintético no interior dos provetes de solo reforçado após a compactação, pela dificuldade de controlar o teor em água durante todo o processo de preparação e de ensaio dos provetes e pela reduzida dimensão dos provetes de ensaio (aplicável aos ensaios triaxiais e de CBR).

O estudo sobre o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos foi limitado pelos métodos de dimensionamento considerados. Como referido, a maioria dos métodos de dimensionamento existentes não toma em consideração as particularidades dos solos finos. Além disto, como mostrado na apresentação dos resultados do estudo, por vezes os métodos de dimensionamento possibilitaram a obtenção de resultados contraditórios. Por esse motivo, foi difícil analisar os resultados obtidos nas análises realizadas para alguns parâmetros.

As modelações numéricas calcularam soluções aproximadas para os problemas modelados (limitação inerente aos métodos de elementos finitos). Os resultados obtidos podem ter sido

influenciados pelos parâmetros introduzidos na ferramenta de cálculo. Como referido, grande parte dos parâmetros usados nas modelações numéricas foram obtidos nos ensaios laboratoriais, mas para alguns parâmetros foi necessário admitir valores que parecessem plausíveis. Por causa desta limitação foi ainda impossível a realização de algumas modelações numéricas previstas, principalmente, das estruturas de solo fino reforçado. Os resultados das modelações numéricas das estruturas de solo reforçado devem ainda ser analisados com cuidado porque não foram comparados com resultados obtidos em estruturas à escala real cuja construção estava prevista no plano de atividades do estudo inicial.

Durante a realização deste estudo foram tomadas todas as medidas possíveis para impedir que estas limitações condicionassem a fiabilidade dos resultados obtidos, embora, em algumas análises, não tivesse sido possível evitar que ficassem incompletas. Essas medidas foram referidas durante a apresentação do estudo.

11.4. Sugestões para desenvolvimentos futuros

As sugestões para a continuação deste estudo apresentadas em seguida são divididas por temas: análises de laboratório; dimensionamento de estruturas de solo reforçado; modelação do comportamento de estruturas de solo reforçado; e novas análises. Assim, para desenvolvimentos futuros sugere-se:

Análises de laboratório

- realizar mais ensaios triaxiais e de CBR para complementar os resultados obtidos, considerando outros solos e geossintéticos, o efeito de outros parâmetros (permeabilidade do geossintético, condições de ensaio, entre outros) e provetes ensaiados em condições semelhantes para quantificar as diferenças de comportamento mecânico entre diferentes solos reforçados;
- realizar outros tipos de ensaios tais como, ensaios de carga com provetes à escala real, ensaios de permeabilidade a provetes de solo reforçado, ensaios para a caracterização das interfaces, principalmente, entre solos finos e os geossintéticos;
- realizar os ensaios referidos em condições cíclicas (quando viável) para analisar o efeito de solicitações cíclicas como a atividade sísmica, tráfego automóvel e ferroviário, etc.

Dimensionamento de estruturas de solo reforçado

- adaptar métodos de dimensionamento existentes aplicáveis a solos granulares reforçados com geossintéticos, de forma a permitir a sua aplicação a solos finos, ou desenvolver métodos adequados para o dimensionamento de estruturas de solo fino reforçado que considerem o impacto da água nos solos finos (dissipação dos acréscimo de tensões intersticiais, consolidação do solo, drenagem e filtragem da água).

Modelação numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado

- complementar as análises numéricas realizadas avaliando o efeito de outros parâmetros não considerados neste estudo (teor em água do solo, tipo de elemento de face da estrutura, comportamento dinâmico das estruturas, entre outros), por exemplo, através da realização de estudos paramétricos;
- realizar um estudo análogo considerando outra ferramenta de cálculo automático para analisar o impacto do tipo de ferramenta de cálculo nos resultados das modelações numéricas;
- realizar modelações numéricas de vários tipos de ensaios laboratoriais (triaxiais, corte direto, arranque, CBR, etc.) para estudar o comportamento do solo reforçado quando sujeito a diferentes mecanismos de rotura.

Novas análises

- construir estruturas de solo fino reforçado de teste à escala real instrumentadas para estudar o efeito do processo construtivo das estruturas, realizar ensaios de carga, estudar o comportamento de dispositivos de controlo de erosão nas faces da estrutura, estudar o comportamento dos elementos de drenagem internos e externos, recolher parâmetros para a calibração de métodos de dimensionamento, entre outros.
- construir modelos de escala reduzida para a realização de ensaios em centrifugadora. Desta forma os modelos podem ser submetidos a forças gravitacionais controladas, permitindo que o seu comportamento seja comparável com o comportamento de estruturas à escala real. Pode ainda ser prevista a realização de modelações numéricas dos resultados da modelação física em centrifugadora;

- estudar a utilização de novas soluções de reforço, principalmente, para as estruturas de solo fino;
- estudar a viabilidade económica da utilização do solo fino reforçado com geossintéticos para a construção de estruturas de contenção em detrimento de outros tipos de soluções construtivas.

Bibliografia

A

- AASHTO M 145 (1991). Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes.
- AASHTO (2002). Standard specifications for highway bridges [17th Edition]. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- AASHTO (2007). LRFD bridge design specifications. [4th Edition]. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- Alexiew, D. e Detert, O. (2008). Analytical and numerical analyses of a real scaled geogrid reinforced bridge abutment loading test. Proceedings of 4th European Conference of Geosynthetics, Edinburgh, Scotland, pp. 1-8, Paper number 257.
- Allen, T. M. e Bathurst, R. J. (2003). Prediction of reinforcement loads in reinforced soil walls. Washington State Department of Transportation e U. S. Department of Transportation. Washington, USA, p. 363.
- ASTM D1557 (2012). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)).
- ASTM D1883 (2007^{e2}). Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of laboratory-compacted soils.
- ASTM D2487 (2011). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM D4253 (2000). Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table.
- ASTM D4254 (2000). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density.

ASTM D5321 (2008). Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method.

Atkinson, J. A. (1993). *Mechanics of soil and foundations*. London. McGraw-Hill.

Atmatzidis, D. K.; Athanasopoulos, G. A. e Papantonopoulos, C. I. (1994). Sand-geotextile interaction by triaxial compression testing. *Proceedings of 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes & Related Products*, Singapore, pp. 377-380.

Aydogmus, T. e Klapperich, H. (2008). Three-dimensional numerical parametric analysis of soil-geosynthetic-interaction. *Proceedings of 4th European Geosynthetics Conference*, Edinburgh, United Kingdom.

Aydogmus, T.; Tamaskovics, N. e Klapperich, H. (2002). Enhanced shear-pullout-testing device for the examination of the interaction behaviour of soil-geosynthetic-compound-systems. *Proceedings of 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, pp. 1305-1308.

B

Bardet, J-P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Prentice Hall, ISBN 0133749355, p. 583.

Benjamin, C. V. S.; Bueno, B. S. e Zornberg, J. G. (2005). Comparison between field monitoring and numerical results of a woven geotextilereinforced soil retaining wall. *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan.

Berg, R. R.; Christopher, B. R. e Samtani, N. C. (2009a). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, (FHWA-NHI-10-024). Washington D.C., USA, p. 332.

Berg, R. R.; Christopher, B. R. e Samtani, N. C. (2009b). *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA NHI-09-083 e FHWA GEC 011). Washington DC, p. 668.

-
- Bergado, D. T.; Long, P. V. e Murthy, B. R. S. (2002). A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20 (6) pp. 343-365.
- Bergado, D. T.; Youwai, S.; Hai, C. N. e Vootipruex, P. (2001). Interaction of Nonwoven Needle-Punched Geotextiles under Axisymmetric Loading Conditions. *Geotextile and Geomembranes*, Vol. 19 (5), pp. 299-328.
- Bonaparte, R.; Schmertmann, G. R. e Williams, N. D. (1986). Seismic design of slope reinforced with geogrids and geotextiles. *Proceedings of 3rd International Conference on Geotextiles*, Viena, Austria, pp. 273-278.
- Bolt, A. F. e Duszynska, A. (2002). Soil-geogrid interaction in pullout test at 2D-deformation conditions. *Proceedings of 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, pp. 1309-1312.
- Bonito, F. A. B. (2008). Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro. p. 442.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundations: analysis and design* [6th edition]. Singapore: McGraw-Hill Inc.
- Brinkgreve, R. B. J. (2002). *Finite element code for soil and rock analyses (Version 8)*. Rotterdam: Balkema.
- BS 8006-1 (2009). *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*. British Standards Institution. London, U. K., BSi
- Burd, H. J. (2006). FE in geotechnical engineering. *Proceedings of Course Computational Geotechnics*. Noordwijkerhout, Netherlands.

C

- Cancelli, P. e Recalcati, P. (2008). Design and construction of a 18m high earthwork on a sloping area. *Proceedings of 4th European Conference of Geosynthetics*. Edinburgh, Scotland, pp. 1-8, Paper number 195.
- Carlos, D. M. (2009). Reforço com geossintéticos de muros das marinhas da Ria de Aveiro. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro. p. 171.

- Carlos, D.; Pereira, M.; Costa, S.; Pinho-Lopes, M. e Coelho, C. (2011). Walls of the saltpans of the aveiro lagoon, Portugal - Current status and proposed new solutions using geosynthetics. ICS2011 - 11th International Coastal Symposium, Szczecin, Poland, Journal of Coastal Research, SI 64, pp. 1467-1471.
- Carlos, D. e Pinho-Lopes, M. (2011). Reinforcement with geosynthetics of walls of the saltpans of the aveiro lagoon. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 29 (4), pp. 519-536.
- Carlos, D. M.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. (2012a). Parametric study of the design of a solution of fine soil reinforcement with geosynthetics. Proceedings of 5th European Geosynthetics Congress, Valência, Espanha.
- Carlos, D. M.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. (2012b). Numerical analysis of walls constituted by fine soil reinforced with geosynthetics. Proceedings of ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement, IS-GI Brussels, pp. 41-51.
- Christopher, B. R. (2010). USA design guidelines for geosynthetic reinforced soil walls, slopes and embankments. Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, pp. 237-241.
- Cividini, A. e Gioda, G. (2003). Back analysis of geotechnical problems. In J. W. Bull (Ed.), Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics. London, U.K.: Spon Press.
- Cividini, A. e Gioda, G. (2007). Back analysis approach for the design of drainage systems. International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol. 7 (5).
- Clough, G. W. e Duncan, J. M. (1971). Finite element analysis of retaining wall behavior. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, pp. 1657-1672.
- Cook, R. D. (1974). Concepts and applications of the finite element analysis [1st edition]. Chichester, U.K., J. Wiley & Sons.
- Corbet, S. P. e Horgan, G. (2010). Introduction to international codes for reinforced soil design. Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, pp. 225-231.
- Costa-Lopes, P.; Pinho-Lopes, M. J.; Lopes, M. L. e Lopes, M. G. (2002). Evaluation of soil-geosynthetic interface resistance using inclined plane shear tests and pullout tests. Proceedings of 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, pp. 1317-1320.

D

- Dafalias, Y. F. e Hermann, L. R. (1986). Bounding surface plasticity: Application to isotropic cohesive soils. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, Vol. 112 (12), pp. 1263-1291.
- Desai, C. S. (1977). Flow through porous media. In C. S. Desai e J. T. Christian (Eds.), *Numerical methods in geotechnical engineering*. New York, USA: McGraw-Hill.
- Desai, C. S. e El-Hoseiny, K. E. (2005). Prediction of field behavior of reinforced soil wall using advanced constitutive model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (6), pp. 729-739.
- Duncan-Williams, E. e Attoh-Okine, N. O. (2008). Effect of geogrid in granular base strength – An experimental investigation. *Construction and Building Materials*, Vol. 22, pp. 2180-2184.

E

- E198 (1967). Determinação do CBR. Especificação LNEC. Lisboa: LNEC.
- EBGEO (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (German Geotechnical Society)*. pp. 338.
- Eiksund, G.; Hoff, I. e Perkins, S. (2004). Cyclic triaxial test on reinforced base course material. *Proceedings of 3rd European Geosynthetics Conference, Munich, Germany*, pp. 619-624.
- Elias, V.; Christopher, B. R. e Berg, R. R. (2001). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Design and construction guidelines. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA-NHI-00-043). Washington D. C., p. 418.
- Elton, D. J. e Patawaran, M. A. B. (2005). Mechanically stabilized earth (MSE) reinforcement tensile strength from tests of geotextile reinforced soil. *Alabama Highway Research Center*. p. 80.

Elvidge, C. B. e Raymond, G. P. (1999). Survivability of nonwoven geotextiles on open-graded crushed aggregate. *Geosynthetics International Journal*, Vol. 6 (2), pp. 93-117.

EN 1990 (2002). Eurocode - Basis of structural design: CEN European Committee for Standardization.

EN 1997-1 (2004). Geotechnical design. Part 1: General rules.

F

Ferreira, F. B.; Vieira, C. S. e Lopes, M. L. (2013). Analysis of soil-geosynthetic interfaces shear strength through direct shear tests. *Proceedings of International Symposium of Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures*, Bologna, Italy, pp. 44-53.

Ferreira, F. B.; Vieira, C. S. e Lopes, M. L. (2015). Direct shear behaviour of residual soil-geosynthetic interfaces - influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. *Geosynthetics International*, Vol. 22 (3), pp. 257-272.

Ferreira, L. H. T.; Sieira, A. C. C. F. e Gerscovich, D. M. S. (2010). Numerical analysis of the factors that influence geotextile response under pullout condition. *Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics*, Guarujá, Brazil, pp. 725-728.

G

Ghosh, A. e Dey, U. (2009). Bearing ratio of reinforced fly ash overlying soft soil and deformation modulus of fly ash. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp. 313-320.

Gioda, G. e Locatelli, L. (1999). Back analysis of the measurements performed during the excavation of a shallow tunnel in sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 23 (13), pp. 1407-1425.

Gioda, G. e Sakurai, S. (1987). Back analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 11, pp. 555-583.

- Giroud, J. P. (2009). An assessment of the use of geogrids in unpaved roads and unpaved areas. Proceedings of Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement, London, U.K., <http://www.jubilee-symposium.co.uk/>.
- Giroud, J. P. e Noiray, L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved roads. Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE), Vol. 107 (9), pp. 1233-1254.
- Gomes, L. M. F. (1992). Zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro. Tese de Doutoramento em Geologia da Engenharia, Vol. 1, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. p. 531.
- Gray, D. H. e Al-Refeai, T. (1986). Behavior of fabric vs. fiber-reinforced sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112 (8), pp. 804 – 820.
- Guler, E.; Hamderi, M. e Demirkan, M. M. (2007). Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. Geosynthetics International, Vol. 14 (6), pp. 330-345.

H

- Haeri, S. M.; Noorzad, R. e Oskoorouchi, A. M. (2000). Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 18, pp. 385-402.
- Hatami, K. e Bathurst, R. J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, pp. 1066-1085.
- Head, K. H. (1998). Manual of soil laboratory testing: effective stress tests [2nd edition]. Chichester, England. John Wiley & Sons, ISBN 0471977950, Vol. 3, p. 428.
- Hibbitt, K. S. (1998). ABAQUS Standard User's Manuals (Version 5.8). Pawtucket, USA.
- Holtz, R. D. (2004). Geosynthetics R&D - The "Early" Days (1960s to Circa 1985). Proceedings of Koerner Research Symposium, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA.
- Holtz, R. D.; Christopher, B. R. e Berg, R. R. (1998). Geosynthetic design and construction guidelines. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA-HI-95-038). Washington D.C., p. 394.

Hong, Y. S. e Wu, C. S. (2013). The performance of a sand column internally reinforced with horizontal reinforcement layers. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 41, pp. 36-49.

Hufenus, R.; Rueegger, R.; Banjac, R.; Mayor, P.; Springman, S. M. e Bronnimann, R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, pp. 21-37.

I

Ingold, T. S. (1982). Reinforced earth. London. Thomas Telford.

Ingold, T. S. (1983). Reinforced clay subject to undrained triaxial loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 (5), pp. 738-744.

Ingold, T. S. e Miller, K. S. (1983). Drained axi-symmetric loading of reinforced clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 (7), pp. 883-898.

ISO/TS 17892-1 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 1: Determination of water content.

ISO/TS 17892-2 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 2: Determination of density of fine-grained soil.

ISO/TS 17892-3 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 3: Determination of particle density - Pycnometer method.

ISO/TS 17892-4 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 4: Determination of particle size distribution.

ISO/TS 17892-5 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 5: Incremental loading oedometer test.

ISO/TS 17892-6 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 6: Fall cone test.

ISO/TS 17892-8 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 8: Unconsolidated undrained triaxial test.

ISO/TS 17892-9 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soil.

ISO/TS 17892-12 (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil. Part 12: Determination of Atterberg limits.

J

Jewell, R. A. (1996). Soil Reinforcement with geotextiles. Special Publication 123 CIRIA, p. 332.

K

Karstunen, M.; Wiltafsky, C.; Krenn, H.; Scharinger, F. e Schweiger, H. F. (2006). Modelling the behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 30 (10), pp. 953-982.

Kazimierowicz-Frankowska, K. (2007). Influence of geosynthetic reinforcement on the load-settlement characteristics of two-layer subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 366-376.

Kumar, P. S. e Devi, S. P. (2011). Effect of needle punched nonwoven coir and jute geotextiles on CBR strength of soft subgrade. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 6 (11), pp. 114-116.

Kumar, P. S. e Rajkumar, R. (2012). Effect of geotextile on CBR strength of unpaved road with soft subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 17 (J), pp. 1355-1363.

Kumar, R.; Kanaujia, V. K. e Chandra, D. (1999). Engineering behavior of fiber- reinforced pond ash and silty sand. *Geosynthetics International Journal*, Vol. 6 (6), pp. 509-518.

L

Lai, T. Y.; Borja, R. I.; Duvernay, B. G. e Meehan, R. L. (2003). Capturing strain localization behind a geosynthetic-reinforced soil wall. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 27 (5), pp. 425-451.

- Latha, G. M. e Murthy, V. S. (2007). Effects of reinforcement form on the behaviour of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, pp. 23-32.
- Lee, E. C.; Neoh, C. A.; Tu, Y. E. e Har, L. Y. K. (2006). Performance of a 37 m high geogrid reinforced soil structure constructed over a disused sewage treatment pond. *Proceedings of 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp. 1065 - 1070.
- Ling, H. I.; Leshchinsky, D. e Perry, E. B. (1997). Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures. *Géotechnique*, Vol. 48 (3), pp. 347-373.
- Ling, H. I.; Cardany, C.; Sun, L.-X. e Hashimoto, H. (2000). Finite element analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing. *Geosynthetics International*, Vol. 7 (2), pp. 137-162.
- Ling, H. I. e Leshchinsky, D. (2003). Finite element parametric studies of the behavior of segmental block reinforced soil retaining walls. *Geosynthetics International*, Vol. 10 (3), pp. 77-94.
- Ling, H. I. e Liu, H. (2009). Deformation analysis of reinforced soil retaining walls-simplistic versus sophisticated finite element analyses. *Geotechnica*, Vol. 4 (3), pp. 203-213.
- Ling, H. I.; Tatsuoka, F. e Tateyama, M. (1995). Simulating the performance of GRS-RW by finite element procedure. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121 (4), pp. 330-340.
- Ling, H. I.; Yang, S.; Leshchinsky, D.; Liu, H. e Burke, C. (2010). Finite element simulations of full-scale modular block reinforced soil retaining walls under earthquake loading. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 136 (5), pp. 653-661.
- Little, D. N. (1995). *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime*. Iowa, EUA. Kendall/Hunt.
- Long, N. T.; Guegan, Y. e Legeay, G. (1972). *Étude de la terre armée à l'appareil triaxial*. Rap. de recherche. Paris: LCPC.
- Lopes, M. L.; Ferreira, F. B.; Carneiro, J. R. e Vieira, C. S. (2014). Soil-geosynthetic inclined plane shear behavior: influence of soil moisture content and geosynthetic type. *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8 (3), pp. 335-342.

- Lopes, M. L. e Ladeira, M. A. S. A. (1996). Role of the specimen geometry, soil height and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids. *Geosynthetics International Journal*, Vol. 3 (6), pp. 701-719.
- Love, J. P.; Burd, H. J.; Milligan, G. W. E. e Hously, G. T. (1987). Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24 (4), pp. 611-622.

M

- Maclver, B. N. e Hale, G. P. (1970). *Engineering and design – Laboratory soils testing*. U. S. Army Corps of Engineers, (No. 1110-2-1906). Washington D. C., USA, p. 407.
- Maldal, J. N. e Divshikar, D. G. (1995). *Soil testing in civil engineering*. Rotterdam, Netherlands. A. A. Balkema, ISBN 90 5410 233 0, p. 249.
- Markou, I. e Droudakis, A. (2006). Effect of triaxial compression testing factors on sand-geotextile interface friction. *Proceedings of 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp. 1401-1404.
- Markou, I. N. (2008). Effect of sand characteristics on sand/geotextile interface friction. *Proceedings of 4th European Geosynthetics Conference*, Edinburgh, United Kingdom, pp. 1-6, Paper 146.
- Markou, I. N. e Sirkelis, G. M. (2004). Sand-woven geotextile friction angle by triaxial compression testing. *Proceedings of 3rd European Geosynthetics Conference*, Munich, Germany, pp. 307-312.
- Matos-Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos solos. Conceitos e princípios fundamentais*. Porto, Portugal. FEUP Edições, Vol. 1, p. 451.
- Mayne, P. W.; Christopher, B. R. e DeJong, J. (2002). *Subsurface investigations - geotechnical site characterization*. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA-NHI-01-031). Washington D. C., USA, p. 332.
- Mendonça, A. A. M. (2004). *Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. FEUP, Porto. p. 348.
- Michalowski, R. L. (1997). Stability of uniformly reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123 (6), pp. 546-556.

N

- Naeini, S. A. e Mirzakhani, M. (2008). The effect of geotextile and grading on the bearing ratio of granular soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 13 (J), pp. 1-10.
- Naeini, S. A. e Ziaie-Moayed, R. (2009). Effect of plasticity index and reinforcement on the CBR value of soft clay. *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 7 (2), pp. 124-130.
- Naughton, P. J.; Jewell, R. A. e Kempton, G. T. (2001). The design of steep slopes constructed from cohesive fills and a geogrid. *Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan.*
- NCMA (1997). *Design manual for segmental retaining walls.* National Concrete Masonry Association. VA, p. 289.
- Noorzad, R. e Mirmoradi, S. H. (2010). Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 386-392.
- NP EN ISO 9862 (2007). Geossintéticos. Amostragem e preparação de provetes (EN ISO 9862 (2005)).
- NP EN ISO 9863-1 (2006). Geossintéticos. Determinação da espessura a pressões especificadas (EN ISO 9863-1 (2005)).
- NP EN ISO 9864 (2006). Geossintéticos. Determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados (EN ISO 9864 (2005)).
- NP EN ISO 10319 (2005). Geotêxteis. Ensaio de tracção em tiras largas (ISO 10319 (1993); EN ISO 10319 (1996)).

P

- Palmeira, E. M. e Antunes, L. G. S. (2010). Large scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 547-558.

- Perkins, S. W. (1999a). Geosynthetic reinforcement of flexible pavements: laboratory based pavement test sections. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA/MT-99/8106-1). Washington D. C., p. 140.
- Perkins, S. W. (1999b). Mechanical response of geosynthetic-reinforced flexible pavements. *Geosynthetics International Journal*, Vol. 6 (5), pp. 347-382.
- Perkins, S. W. (2000). Constitutive modeling of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 18 (5), pp. 273-292.
- Perkins, S. W. e Edens, M. Q. (2004). Finite element modeling of a geosynthetic pullout test. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21 (4), pp. 357-375.
- Pinho-Lopes, M. J. (2006). Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. p. 694.
- Pinho-Lopes, M. J. e Lopes, M. L. (1999). Mecanismos de interacção solo-geogrelhas - papel da granulometria do solo e das barras transversais do reforço. *Revista Geotecnia*, (87), pp. 5-32.
- Potts, D. M. e Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. London, UK. Thomas Telford, ISBN 0727727532, Vol. 1, p. 440.
- Potts, D. M. e Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. London, UK. Thomas Telford, ISBN 0727727834, Vol. 2, p. 427.
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics: concepts and applications [2nd edition]*. Taylor & Francis, ISBN 0-415-31156-X, p. 678.

R

- Rajagopal, K.; Krishnaswamy, N. R. e Latha, G. M. (1999). Behavior of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 17 (3), pp. 171-184.
- Raymonda, G. e Ismail, I. (2003). The effect of geogrid reinforcement on unbound aggregates. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21 (6), pp. 355-380.

- Rogbeck, Y.; Alén, C.; Franzén, G.; Kjeld, A.; Odén, K.; Rathmayer, H.; Want, A. e Oiseth, E. (2003). Nordic guidelines for reinforced soils and fills. [Revision A – February 2004]. Nordic Geosynthetic Group. p. 204.
- Rowe, R. K. e Skinner, G. D. (2001). Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation. *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 19 (7), pp. 387 - 412.
- Ruiken, A. e Ziegler, M. (2008). Effect of reinforcement on the load bearing capacity of geosynthetic reinforced soil. *Proceedings of 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh, United Kingdom, Paper number 200.*
- Ruiken, A.; Ziegler, M.; Vollmert, L. e Duzic, I. (2010). Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing. *Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, pp. 691-694.*

S

- Sabatini, P. J.; Bachus, R. C.; Mayne, P. W.; Schneider, J. A. e Zettler, T. E. (2002). *Geotechnical engineering - evaluation of soil and rock properties.* U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, (FHWA-IF-02-034). Washington D. C., USA, p. 386.
- Saez, J. A. (1997). *Caracterización geomecánica de geotextiles. Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones.* Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX). Madrid, Espanha.
- Sawicki, A. (2000). *Mechanics of reinforced soil: A. A. Balkema.* p. 195.
- Schmertmann, G. R.; Chouery-Curtis, V. E.; Johnson, R. O. e Bonaparte, R. (1987). Design charts for geogrid-reinforced soil slopes. *Proceedings of Geosynthetics' 87, New Orleans, pp. 108-120.*
- Sieira, A. C. C. F. (2003). *Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha.* Tese de Doutorado em Ciências de Engenharia Civil (Geotecnia), PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil. p. 360.

-
- Sieira, A. C. C. F.; Ferreira, L. H. T. e Gerscovich, D. M. S. (2010). Numerical prediction of the pullout behavior of geosynthetics. Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, pp. 687-690.
- Silvano, R. (2005). Solo reforçado com geossintéticos: estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento. Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FCTUC, Coimbra, Portugal. p. 197.
- Silvano, R.; Pinho-Lopes, M.; Marques, J. C. e Lopes, M. L. (2004). Pull out tests: experimental and numerical results. Proceedings of 3rd European Geosynthetics Conference, Munich, Germany, pp. 323-326.
- Subaida, E. A.; Chandrakaran, S. e Sankar, N. (2009). Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27 (3), pp. 204-210.
- Suksiripattanapong, C.; Chinkulkijniwat, A.; Horpibulsuk, S.; Rujikiatkamjorn, C. e Tanhsutthinon, T. (2012). Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 32, pp. 28-37.

U

- Uchimura, T. e Nguyen, C. A. (2006). Effects of reinforcement stiffness on deformation of reinforced soil structures under cyclic and sustained load. Proceedings of 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 1389-1392.
- Unnikrishnan, N.; Rajagopal, K. e Krishnaswamy, N. R. (2002). Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20 (2), pp. 117-133.

V

- Varadarajan, A.; Sharma, K. G. e Aly, M. A. A. (1999a). Finite element analysis of reinforced embankment foundation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 23 (2), pp. 103-114.

- Varadarajan, A.; Sharma, K. G. e Soni, K. M. (1999b). Constitutive modelling of a reinforced soil using hierarchical model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 23 (3), pp. 217-241.
- Vidal, H. (1969). *The Principle of Reinforced Earth* Highway Research Board, National Research Council. Washington D. C., USA, pp. 1-24.
- Vieira, C. F. S. (2008). Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. p. 635.
- Vinod, P. e Minu, M. (2010). Use of coir geotextiles in unpaved road construction. *Geosynthetics International Journal*, Vol. 17 (4), pp. 220-227.

Y

- Yetimoglu, T.; Inanir, M. e Inanir, O. E. (2005). A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23 (2), pp. 174-184.
- Yoo, C. e Kim, S. B. (2008). Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26 (6), pp. 460-472.
- Yu, Y.; Damians, I. P. e Bathurst, R. J. (2015). Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil–structure interactions. *Computers and Geotechnics*, Vol. 65, pp. 164-117.

Z

- Zarnani, S.; El-Emam, M. M. e Bathurst, R. J. (2011). Comparison of numerical and analytical solutions for reinforced soil wall shaking table tests. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 3 (4), pp. 291-321.

-
- Zhang, G.; Wang, L. e Zhang, J. M. (2010). Monotonic and cyclic modeling of interface between geotextile and gravelly soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 34 (13), pp. 1346-1361.
- Zhang, G. e Zhang, J. M. (2009). Test investigation on monotonic and cyclic behavior of interface between geotextile and gravelly soil. *Soils and Foundations*, Vol. 49 (1), pp. 77-86.
- Zhang, G.; Zhang, J. M. e Yu, Y. (2007). Modeling of gravelly soil with multiple lithologic components and its application. *Soils and Foundations*, Vol. 47 (4), pp. 799-810.
- Zhang, M. X.; Javadi, A. A. e Min, X. (2006). Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24 (4), pp. 201-209.
- Zhang, M. X.; Zhou, H.; Javadi, A. A. e Wang, Z. W. (2008). Experimental and theoretical investigation of strength of soil reinforced with multi-layer horizontal-vertical orthogonal elements. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26 (1), pp. 1-13.
- Zienkiewicz, O. C.; Chang, C. T. e Bettess, P. (1980). Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. *Géotechnique*, Vol. 30 (4), pp. 385-395.
- Zienkiewicz, O. C. e Taylor, R. L. (2005). *The finite element method*. Butterworth-Heinemann. Retrieved from http://books.google.pt/books?id=YocoaH8lnx8C&printsec=frontcover&dq=the+finite+element+method&hl=pt-PT&ei=kI_sTZa-B9Gr-gbP54jaDw&sa=X&oi=book_result&ct=result&resnum=1&ved=0CCoQ6AEwAA#v=onepage&q&f=false
- Zienkiewicz, O. C.; Valliappan, S. e King, I. P. (1969). Elasto-plastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 1 (1), pp. 75-100.

