



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

António Miguel Verdelho Paula

Estudo dos Coeficientes de Segurança por Danificação Durante a Instalação e por Fluência em Estruturas Reforçadas com Geossintéticos

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

Julho de 2012



À minha mulher, Gracinda
Aos meus pais, Elisa e Manuel

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	xi
RÉSUMÉ.....	xiii
AGRADECIMENTOS	xv
ÍNDICE DE TEXTO	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS	xxvii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xli
CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1 GEOSINTÉTICOS	3
2 COMPORTAMENTO MECÂNICO A CURTO PRAZO. INTERAÇÃO SOLO- GEOSINTÉTICO.....	33
3 DURABILIDADE E COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO.....	75
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	135
5 EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSINTÉTICO - ENSAIOS DE ARRANQUE	167
6 EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSINTÉTICO - ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO	225
7 EFEITO DA DDI NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LONGO PRAZO DE GEOSINTÉTICOS - ENSAIOS DE FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA	247
8 COEFICIENTES DE REDUÇÃO A USAR NO DIMENSIONAMENTO	279
CONSIDERAÇÕES FINAIS	293
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	297

RESUMO

O estudo da durabilidade de geossintéticos tem sido um dos aspetos de maior atualidade na área dos geossintéticos, em particular no que se refere às ações mecânicas a que estão sujeitos durante os processos de instalação e construção. As alterações das propriedades dos geossintéticos sob ação da danificação durante a instalação (DDI) podem comprometer o bom funcionamento das estruturas geotécnicas em que são inseridos. Para uma aplicação correta dos geossintéticos, é necessário prever a sua degradação quer a curto prazo quer ao longo do tempo de modo a assegurar os valores mínimos de certas propriedades (físicas, mecânicas e hidráulicas) dos materiais durante o tempo de vida da estrutura onde estão inseridos. Torna-se essencial assim a definição dos coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento destes materiais.

O principal objetivo deste trabalho foi avaliar o efeito da danificação durante a instalação no comportamento mecânico dos geossintéticos, a curto e a longo prazo, e o efeito combinado da DDI com a fluência e rotura em fluência dos geossintéticos. Pretende-se assim contribuir para uma melhor compreensão da durabilidade dos geossintéticos e permitir uma melhor aplicação destes materiais em estruturas de solos reforçados.

Este trabalho é uma continuação do trabalho iniciado por Pinho-Lopes (2004) onde foi promovida uma campanha de ensaios de campo para a indução da danificação de geossintéticos durante as operações de instalação destes materiais em obra. Após a indução da DDI nos geossintéticos, estes foram submetidos a ensaios de caracterização para avaliar o efeito dessa ação. A caracterização da danificação durante a instalação foi estudada em relação às propriedades mecânicas da interface solo-geossintético através de ensaios de arranque e de corte em plano inclinado (propriedades mecânicas de curto prazo) e ensaios de fluência e rotura em fluência (propriedades mecânicas de longo prazo). Foi feita uma análise dos resultados obtidos, referindo alguns fatores que agravam (ou atenuam) o fenómeno da DDI nos geossintéticos.

Assim, os efeitos da DDI nos geossintéticos na rotura em fluência e no comportamento mecânico das interfaces solo-geossintético, em particular, do comportamento ao arranque e em corte em plano inclinado são aqui analisados. Por fim, referem-se os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados.

ABSTRACT

The study of geosynthetics durability has been one of the main aspects in the geosynthetics field, particularly the effect of mechanical actions during the installation and construction processes. The modification of geosynthetics' properties under damage during installation action (DDI) can compromise the performance of geotechnical structures. For a suitable application of geosynthetics, it is necessary to predict its degradation over time to ensure minimum values of certain material properties (physical, mechanical and hydraulic) during the structure's lifetime. It becomes essential to define the reduction coefficients to be applied in the design process.

The main objective of this research was to evaluate the effect of damage during installation in the short and long-term geosynthetics mechanical behaviour. The study combined the effect of DDI with the creep and creep rupture of geosynthetics with the purpose to contribute to better understand the durability of geosynthetics in order to allow a better application of these materials in soil-reinforced structures.

This research constitutes a development of the work established by Pinho-Lopes (2004), in which the damage of geosynthetics during installation was induced in field campaign trial tests. After the DDI field tests, the geosynthetics were subjected to characterization tests to evaluate the effect of induced damage. These characterization tests involved pullout and inclined plane shear tests to characterize the strength of soil-geosynthetic interface (short-term mechanical behaviour) and creep and creep rupture tests to characterize the long-term mechanical behaviour of geosynthetics. The results were analysed discussing some factors that influence the phenomenon of DDI in geosynthetics.

Thus, the effects of DDI in the mechanical behaviour of the soil-geosynthetic interface and creep and creep rupture are presented and analysed. The values of the corresponding reduction factors to consider the effects of DDI are also discussed. Finally, the main conclusions are presented.

RÉSUMÉ

L'étude de la durabilité des géosynthétiques est l'un des principaux aspects de l'actualité, du domaine des géosynthétiques, en particulier à ce qui concerne les actions mécaniques qui sont exposées durant les processus d'installation et de construction. Les transformations des propriétés de matériaux géosynthétiques sous action d'endommagements lors d'une action d'installation (DDI) peut compromettre la performance des structures géotechniques. Pour une application convenable des géosynthétiques, il est nécessaire prévoir sa dégradation soit à un bref délai, soit au long du temps, de manière à garantir les valeurs minimales de certaines propriétés (physiques, mécaniques et hydrauliques) des matériaux pendant la durée de vie structurel dont ils sont insérés. Il est ainsi essentiel la définition des coefficients de réduction à appliquer dans le processus de conception.

L'objectif principal de cette recherche fut d'évaluer l'effet des endommagements lors de l'installation du comportement mécanique des géosynthétiques à court et à long terme et l'effet combiné de la DDI avec la fluidité et rupture des géosynthétiques. Il est donc prévu contribuer pour une meilleure compréhension de durabilité des géosynthétiques et permettre aussi une application de ces matériaux en structures de sols renforcés.

Cette recherche constitue un développement du travail mis en place par Pinho-Lopes (2004), auquel fut promu une campagne d'essais de champs pour induction de dommage géo synthétiques pendant les opérations d'installation de ces matériaux en ouvres. Après induction de la DDI dans les géosynthétiques, ceux-ci ont été soumis à des tests de caractérisation pour d'évaluer l'effet de dommages induits. La caractérisation d'endommagement durant l'installation fut étudiée par rapport aux propriétés mécaniques de l'interface sol-géosynthétique à travers des démarrages e de coupures en plan incliné (propriétés mécaniques à court délais) et essais de fluidités et rupture en fluence (propriétés mécaniques à long terme). Les résultats obtenues se rapportent à quelques facteurs qui aggravent ou amoindris le phénomène de la DDI dans les géosynthétiques.

Comme cela, les effets de la DDI des géosynthétiques dans la rupture en fluidités e vis-à-vis du comportement mécaniques des interfaces sol-géosynthétique, particulièrement le comportement au démarrage et coupure en plan incliné sont ici analysées. En définitive, les valeurs reportées par les coefficients de réduction à appliquer dans la mensuration des géosynthétiques étudiés. Les principales conclusions sont présentées.

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar a sua gratidão a todas as pessoas e/ou instituições que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

À Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes, orientadora científica deste trabalho, agradeço todo o empenho, disponibilidade permanente, confiança, amizade e por ter acreditado em mim.

À Professora Doutora Margarida Pinho Lopes, co-orientadora científica deste trabalho, agradeço o apoio constante, pela disponibilidade total, pelo incentivo e pela amizade.

Ao Laboratório de Geossintéticos da FEUP, na pessoa da sua Diretora, a Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes, pela disponibilidade do espaço e dos equipamentos usados.

À Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo apoio financeiro no âmbito da bolsa de doutoramento SFRH/BD/36039/2007, aos projetos de investigação PTDC/ECM/67547/2006 e PTDC/ECM/099087/2008, e do COMPETE, projeto de investigação FCOMP-01-0124-FEDER-009724.

Ao Mestre Rui Silvano, Mestre Simão Moreira e a todos os meus colegas de trabalho do Laboratório de Geossintéticos da FEUP, agradeço a partilha de conhecimento, auxílio prestado, a amizade e total disponibilidade.

Aos Engenheiros Luís Araújo, Ricardo Afonso e Miguel Morais pela ajuda e apoio constante na realização dos ensaios de arranque e sobretudo pela grande amizade.

À D. Maria Teresa e Ana Matos, agradeço a gentileza e a boa vontade com que sempre disponibilizou toda a ajuda que lhe foi possível.

A todos os colegas da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, em especial à Cristina Barreto pela amizade e ajuda prestada, ao Mário Escudeiro e ao Braz César pela amizade e camaradagem.

Aos meus Pais, agradeço a confiança que sempre depositaram em mim, e tudo o que me deram e continuam a dar.

Ao meu irmão Filipe Paula e cunhada Cristina Pinto agradeço o apoio e a amizade incondicionais.

À Gracinda agradeço o carinho, a paciência, o apoio permanente e o incentivo.

A todos, os meus sinceros agradecimentos.

ÍNDICE DE TEXTO

CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1 GEOSINTÉTICOS.....	3
1.1 INTRODUÇÃO	3
1.2 BREVE DESCRIÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS	4
1.2.1 Considerações gerais	4
1.2.2 Tipos de geossintéticos	4
1.2.3 Materiais constituintes.....	6
1.2.3.1 Considerações iniciais	6
1.2.3.2 Polietileno (PE).....	7
1.2.3.3 Polipropileno (PP).....	8
1.2.3.4 Poliamidas (PA).....	8
1.2.3.5 Poliésteres (PET)	8
1.2.3.6 Comparação entre propriedades dos polímeros.....	8
1.2.4 Estrutura dos geossintéticos. Processo de fabrico.....	9
1.2.4.1 Introdução.....	9
1.2.4.2 Componentes dos geossintéticos	10
1.2.4.3 Geotêxteis tecidos e não tecidos.....	11
1.2.4.4 Geogrelhas	12
1.2.4.5 Geomembranas	14
1.2.4.6 Geocompósitos	15
1.3 FUNÇÕES E PROPRIEDADES DOS GEOSINTÉTICOS.....	15
1.3.1 Funções.....	15
1.3.1.1 Considerações iniciais	15
1.3.1.2 Separação	16
1.3.1.3 Filtragem	16
1.3.1.4 Drenagem	17
1.3.1.5 Proteção	17
1.3.1.6 Reforço	18
1.3.1.7 Controlo de erosão superficial	18
1.3.1.8 Barreira de fluidos	19
1.3.1.9 Considerações finais	19
1.3.2 Propriedades.....	20

1.3.2.1	Considerações iniciais.....	20
1.3.2.2	Propriedades físicas.....	21
1.3.2.3	Propriedades hidráulicas.....	22
1.3.2.4	Propriedades mecânicas.....	23
1.3.2.5	Propriedades relativas à durabilidade.....	25
1.3.2.6	Considerações finais.....	27
1.3.3	Normalização aplicável aos ensaios de geossintéticos.....	28
1.4	APLICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS.....	31
2	COMPORTAMENTO MECÂNICO A CURTO PRAZO. INTERAÇÃO SOLO- GEOSSINTÉTICO.....	33
2.1	INTRODUÇÃO.....	33
2.2	COMPORTAMENTO MECÂNICO A CURTO PRAZO.....	33
2.2.1	Tipos de ensaios.....	33
2.2.2	Comportamento carga extensão.....	34
2.2.3	Componentes de deformação de um geossintético.....	35
2.2.4	Influência do confinamento do geossintético.....	36
2.3	INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO.....	39
2.3.1	Considerações iniciais.....	39
2.3.2	Reforço de solos com geossintéticos.....	40
2.3.2.1	Conceito.....	40
2.3.2.2	Comportamento dos solos reforçados e não reforçados.....	40
2.3.2.3	Aplicações de geossintéticos em solos reforçados.....	43
2.3.2.4	Dimensionamento.....	45
2.3.2.5	Geossintéticos.....	47
2.3.3	Mecanismos de interação solo-geossintético.....	47
2.3.3.1	Considerações gerais.....	47
2.3.3.2	Resistência da interface solo-geossintético. Análise teórica.....	48
2.3.3.3	Fatores que influenciam a interação solo-geossintético.....	52
2.4	ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERAÇÃO SOLO- GEOSSINTÉTICO.....	58
2.4.1	Considerações iniciais.....	58
2.4.2	Ensaio de corte direto.....	58
2.4.2.1	Considerações gerais.....	58
2.4.2.2	Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios.....	60

2.4.2.3	Ensaio de corte direto com geossintético inclinado	62
2.4.3	Ensaio de corte em plano inclinado	63
2.4.3.1	Considerações gerais	63
2.4.3.2	Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios	64
2.4.3.3	Considerações finais	68
2.4.4	Ensaio de arranque	68
2.4.4.1	Considerações gerais	68
2.4.4.2	Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios	69
2.4.4.3	Análise da interação solo-reforço nos ensaios de arranque	72
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
3	DURABILIDADE E COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO.	75
3.1	INTRODUÇÃO	75
3.2	DEGRADAÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS	75
3.2.1	Considerações iniciais	75
3.2.2	Agentes e mecanismos de degradação	76
3.2.2.1	Oxidação	76
3.2.2.2	Ação da temperatura	77
3.2.2.3	Fluidos	77
3.2.2.4	Ação dos agentes climáticos	78
3.2.2.5	Agentes biológicos	79
3.2.2.6	Outros agentes de degradação	79
3.2.2.7	Sinergia entre agentes de degradação	80
3.2.3	Aditivos químicos usados para proteção à degradação dos geossintéticos	80
3.2.4	Metodologias para avaliar a durabilidade dos geossintéticos	80
3.2.4.1	Oxidação	81
3.2.4.2	Agentes climáticos	82
3.2.4.3	Fluidos	83
3.2.4.4	Agentes biológicos	84
3.2.4.5	Ações mecânicas	84
3.2.5	Considerações finais	84
3.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO A LONGO PRAZO	85
3.3.1	Considerações iniciais	85
3.3.2	Fluência e rotura em fluência	86
3.3.2.1	Definições fundamentais	86
3.3.2.2	Curvas de fluência e rotura em fluência	88

3.3.2.3	Comportamento do polímero à fluência	89
3.3.2.4	Modelos visco-elásticos	91
3.3.2.5	Curvas isócronas carga-extensão	94
3.3.3	Avaliação da fluência e rotura em fluência de geossintéticos	95
3.3.3.1	Considerações gerais	95
3.3.3.2	Ensaio acelerados de fluência	96
3.3.3.3	Ensaio confinados de fluência	99
3.3.4	Fluência em compressão e resistência ao corte na interface solo-geossintéticos de longo prazo.	101
3.3.5	Relaxação de Tensões.....	102
3.3.6	Fatores que afetam o comportamento a longo prazo dos geossintéticos.....	103
3.3.6.1	Condições gerais	103
3.3.6.2	Polímero constituinte, estrutura do geossintéticos e temperatura.....	103
3.3.6.3	Efeito do confinamento.....	106
3.4	DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO	106
3.4.1	Considerações iniciais	106
3.4.2	Natureza da danificação durante a instalação.....	107
3.4.2.1	Conceito.....	107
3.4.2.2	Tipos de danos provocados em geossintéticos	108
3.4.3	Consequências da danificação durante a instalação (DDI)	109
3.4.3.1	Considerações gerais	109
3.4.3.2	Aspetto visual da DDI.....	110
3.4.3.3	Efeito da DDI nas propriedades de curto prazo	113
3.4.3.4	Efeito da DDI nas propriedades de longo prazo	117
3.4.4	Fatores que influenciam a DDI.....	121
3.4.5	Avaliação da danificação durante a instalação	122
3.4.5.1	Considerações iniciais.....	122
3.4.5.2	Aplicações de reforço	123
3.4.6	Nota final	130
3.5	GEOSSINTÉTICOS EM APLICAÇÕES DE REFORÇO - GARANTIA DA DURABILIDADE	131
3.5.1	Considerações iniciais.....	131
3.5.2	Coeficientes de redução.....	131
3.5.3	Nota final	132
3.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	133
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	135

4.1	INTRODUÇÃO	135
4.2	ENSAIOS DE CAMPO DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO	136
4.2.1	Considerações iniciais	136
4.2.2	Aterros experimentais.....	136
4.2.2.1	Geral	136
4.2.2.2	Procedimentos utilizados na construção dos aterros experimentais.....	137
4.2.3	Materiais de aterro	140
4.2.4	Geossintéticos Estudados	142
4.2.4.1	Geral	142
4.2.4.2	Geotêxtil	142
4.2.4.3	Geogrelhas	143
4.2.4.4	Geocompósito de reforço	145
4.2.5	Programa de Ensaios de DDI.....	145
4.3	ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS EFEITOS DA DDI.....	146
4.3.1	Considerações iniciais	146
4.3.2	Ensaio de arranque	146
4.3.2.1	Referência normativa	146
4.3.2.2	Características do equipamento	147
4.3.2.3	Equipamento utilizado	148
4.3.2.4	Procedimentos de ensaio	149
4.3.2.5	Resultado do ensaio	151
4.3.2.6	Programa de ensaios de arranque	151
4.3.3	Ensaio de corte em plano inclinado.....	152
4.3.3.1	Referência normativa	152
4.3.3.2	Características do equipamento utilizado	153
4.3.3.3	Procedimento de ensaio	156
4.3.3.4	Programa de ensaios de corte em plano inclinado	157
4.3.4	Ensaio de fluência e rotura em fluência	157
4.3.4.1	Referência normativa	157
4.3.4.2	Características do equipamento de ensaio	158
4.3.4.3	Equipamento desenvolvido e utilizado	159
4.3.4.4	Ensaio tipo e resultados de um ensaio tipo	165
4.3.4.5	Programa de ensaios de fluência e rotura em fluência	165
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	166
5	EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE ARRANQUE.....	167

5.1	INTRODUÇÃO	167
5.2	SOLO UTILIZADO	167
5.3	GEOSSINTÉTICO GTX	168
5.3.1	Considerações iniciais.....	168
5.3.2	Material intacto.....	169
5.3.3	Material danificado em campo com Solo 1a e EC1	171
5.3.4	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2.....	172
5.3.5	Considerações gerais.....	173
5.4	GEOSSINTÉTICO GGT	175
5.4.1	Considerações iniciais.....	175
5.4.2	Material intacto.....	176
5.4.3	Material danificado em campo com Solo 1a e EC1.	178
5.4.4	Material danificado em campo com Solo 1a e EC2.	179
5.4.5	Considerações finais.....	180
5.5	GEOSSINTÉTICO GGE1	182
5.5.1	Considerações iniciais.....	182
5.5.2	Material intacto.....	183
5.5.3	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1	185
5.5.4	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2.....	186
5.5.5	Considerações gerais.....	187
5.6	GEOSSINTÉTICO GGE2	189
5.6.1	Considerações iniciais.....	189
5.6.2	Material intacto.....	189
5.6.3	Material danificado com o Solo 1a e EC1	192
5.6.4	Material danificado com o Solo 1a e EC2	193
5.6.5	Considerações gerais.....	194
5.7	GEOSSINTÉTICO GC1	196
5.7.1	Considerações iniciais.....	196
5.7.2	Material intacto.....	196
5.7.3	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1.....	199
5.7.4	Material danificado em campo com Solo 1a e EC2.	200
5.7.5	Considerações gerais.....	201

5.8	GEOSSINTÉTICO GGEU	202
5.8.1	Considerações iniciais	202
5.8.2	Material intacto	203
5.8.3	Material danificado em campo com Solo 1b e EC1	205
5.8.4	Material danificado em campo com o Solo 1b e EC2	206
5.8.5	Considerações gerais	207
5.9	INFLUÊNCIA DE ALGUNS PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO AO ARRANQUE DOS GEOSSINTÉTICOS	209
5.9.1	Considerações iniciais.....	209
5.9.2	Avaliação do efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo- geossintético.....	209
5.9.2.1	Comparação dos resultados - ensaios de arranque	209
5.9.2.2	Resistência nominal do geossintético.....	211
5.9.2.3	Tipo de geossintético.....	212
5.9.2.4	Comparação dos resultados - ensaios de arranque e ensaios de tração.....	213
5.9.3	Análise comparativa dos resultados obtidos por outros autores	215
5.9.3.1	Resultados obtidos por outros autores.....	215
5.9.3.2	Geossintéticos GGE1 e GGE2	217
5.9.3.3	Geossintéticos GTX, GGT e GC1	219
5.10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	223
6	EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO	225
6.1	INTRODUÇÃO	225
6.2	SOLO UTILIZADO	225
6.3	METODOLOGIA DE ENSAIO E PROGRAMA DE ENSAIOS.	227
6.4	GEOSSINTÉTICO GTX	228
6.4.1	Considerações iniciais	228
6.4.2	Material intacto, ensaiado com Solo 3 ₁₀	228
6.4.3	Material danificado em campo com Solo 1a e EC1	230
6.4.4	Material danificado em campo com Solo 1a e EC2	231
6.4.5	Material intacto, ensaiado com o Solo 4	232
6.4.6	Material danificado em campo com Solo 2 e EC2.....	233

6.5	GEOSINTÉTICO GGT	234
6.5.1	Considerações iniciais.....	234
6.5.2	Material intacto ensaiado com o Solo 3 ₁₀	234
6.5.3	Material danificado em campo com Solo 1a e EC1	235
6.5.4	Material danificado em campo com Solo 1a e EC2	236
6.5.5	Material intacto, ensaiado com o Solo 4	237
6.5.6	Material danificado em campo com Solo 2 e EC1.....	238
6.5.7	Material danificado em campo com Solo 2 e EC2.....	239
6.6	INFLUÊNCIA DE ALGUNS PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO AO CORTE EM PLANO INCLINADO DOS GEOSINTÉTICOS	240
6.6.1	Considerações iniciais.....	240
6.6.2	Comparação dos resultados - ensaios de corte em plano inclinado	240
6.6.3	Tipo de geossintético	242
6.6.4	Tipo de solo	244
6.6.5	Energia de compactação	245
6.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	246
7	EFEITO DA DDI NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LONGO PRAZO DE GEOSINTÉTICOS - ENSAIOS DE FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA	247
7.1	INTRODUÇÃO	247
7.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ROTURA EM FLUÊNCIA	247
7.2.1	Considerações iniciais.....	247
7.2.2	Geossintético GTX	248
7.2.2.1	Material intacto	248
7.2.2.2	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1	249
7.2.2.3	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2	250
7.2.2.4	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2	252
7.2.2.5	Considerações gerais	253
7.2.3	Geossintético GGT	254
7.2.3.1	Material intacto	254
7.2.3.2	Material danificado em campo com Solo 1a e EC1	255
7.2.3.3	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC1	256
7.2.3.4	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2	257
7.2.3.5	Considerações gerais	258

7.2.4	Considerações finais.....	259
7.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA	259
7.3.1	Considerações iniciais.....	259
7.3.2	Geossintético GTX	260
7.3.2.1	Material intacto	260
7.3.2.2	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1	261
7.3.2.3	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2	263
7.3.2.4	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2.....	265
7.3.2.5	Considerações gerais	267
7.3.3	Geossintético GGT	268
7.3.3.1	Material intacto	268
7.3.3.2	Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1	270
7.3.3.3	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC1.....	271
7.3.3.4	Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2.....	273
7.3.3.5	Considerações gerais	275
7.3.4	Comparação dos resultados	277
7.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	278
8	COEFICIENTES DE REDUÇÃO A USAR NO DIMENSIONAMENTO	279
8.1	INTRODUÇÃO	279
8.2	COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA A RESISTÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE ARRANQUE.....	279
8.2.1	Definição do coeficiente de redução	279
8.2.2	Coeficiente de redução para a resistência ao arranque após DDI.....	279
8.2.3	Comparação dos coeficientes de redução com os resultados obtidos por outros autores...	280
8.3	COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA A RESISTÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO	282
8.3.1	Definição do coeficiente de redução	282
8.3.2	Coeficiente de redução para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado	282
8.4	COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LONGO PRAZO - ROTURA EM FLUÊNCIA.....	283
8.4.1	Definição do coeficiente de redução	283

8.4.2	Coeficiente de redução para a danificação durante a instalação em obra de geossintéticos e rotura em fluência	284
8.4.2.1	Geossintético GTX	284
8.4.2.2	Geossintético GGT	286
8.4.3	Considerações finais.....	287
8.5	COEFICIENTE DE REDUÇÃO - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA DDI.....	288
8.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	290
	CONSIDERAÇÕES FINAIS	293
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	297

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura, Pinho-Lopes (2004).	4
Figura 1.2 -	Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil não tecido termo soldado; b) geotêxtil não tecido agulhado; c) geotêxtil tecido (monofilamento); d) geotêxtil tecido (fita).	5
Figura 1.3 -	Exemplo de geogrelha: a) geogrelha extrudida uniaxial, uniões integrais; b) geogrelha extrudida biaxial, uniões integrais; c) geogrelha tecida uniaxial, uniões térmicas; d) geogrelhas com ligações a laser; e) geogrelha tecida em polietileno (PET) revestida.	5
Figura 1.4 -	Exemplos de geossintéticos; a) geocélulas; b) georredes; c) geocompósitos de drenagem; d) geocompósito de reforço.	5
Figura 1.5 -	Exemplo de geossintéticos: a) geomembrana lisa; b) geomembrana texturada; c) geocompósito bentonítico ou barreira geossintética argilosa.	6
Figura 1.6 -	Componentes básicos dos geossintéticos, adaptado de Koerner (1999) e Pinho-Lopes (1998).	10
Figura 1.7 -	Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos, Pinho-Lopes (1998).	11
Figura 1.8 -	Estrutura típica de um geotêxtil tecido, Pinho-Lopes (2004).	11
Figura 1.9 -	Esquema de ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos, adaptado de Koerner (1999): a) esquema geral; b) pormenor das agulhas utilizadas.	12
Figura 1.10 -	Processo de fabrico de geogrelhas por perfuração seguida de estiramento, adaptado de Koerner (1999).	13
Figura 1.11 -	Geometria típica de, adaptado de Bonaparte et al. (1984): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha biaxial.	13
Figura 1.12 -	Processo de fabrico de geomembranas, adaptado de Pinho-Lopes (1998): a) sistema de cilindros de rotação contrária; b) processo de fabrico de geomembranas multicamadas.	14
Figura 1.13 -	Principais funções dos geossintéticos, NP EN ISO 10318 (2010): a) separação; b) filtragem; c) drenagem; d) proteção; e) reforço; f) controlo de erosão superficial; g) barreira de fluidos.	16
Figura 1.14 -	Função de separação dos geossintéticos.	16
Figura 1.15 -	Função de filtro dos geossintéticos.	17
Figura 1.16 -	Ilustrações de exemplos de sistemas de drenagem vertical com geossintéticos.	17
Figura 1.17 -	Exemplo da função de proteção, o geotêxtil protege a geomembrana.	18
Figura 1.18 -	Exemplos de função de reforço: a) ação mecânica de membrana; b) reforço de tração.	18
Figura 1.19 -	Exemplos de função de controlo de erosão dos geossintéticos.	19
Figura 1.20 -	Exemplos de geossintéticos com função de barreira de fluidos.	19

Figura 1.21 -	Curvas típicas de força-extensão de geossintéticos, adaptado Pinho-Lopes (2004).	23
Figura 1.22 -	Comportamento típico de geossintéticos, Müller-Rochholz (2000).	24
Figura 1.23 -	Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético, NP EN ISO 10318 (2010): a) reservatórios e barragens; b) depósito de resíduos líquidos; c) depósito de resíduos sólidos; d) canais; e) obras rodoviárias; f) obras ferroviárias; g) fundações e estruturas de suporte; h) sistemas de controlo de erosão; i) túneis e estruturas subterrâneas; j) sistemas de drenagem.	32
Figura 2.1 -	Ensaio de tração com razão de deformação constante, EN ISO 10319 (2008).	34
Figura 2.2 -	Curvas típicas de materiais poliméricos.	34
Figura 2.3 -	Módulo de rigidez dos geossintéticos.	35
Figura 2.4 -	Ensaio de tração: a) filamento de diferentes polímeros, adaptado de Van Zanten (1986); b) diferentes estruturas e diferentes polímeros constituintes, adaptado de Lopes (1992).	36
Figura 2.5 -	Ensaio de tração de geossintéticos confinados em camadas de solo, adaptado de McGown et al. (1982).	37
Figura 2.6 -	Influência da tensão de confinamento nas curvas carga-extensão de dois geossintéticos, McGown et al. (1982).	38
Figura 2.7 -	Influência do confinamento no comportamento à tração de um geotêxtil não tecido, adaptado de Palmeira et al. (1996).	38
Figura 2.8 -	Influência da impregnação de partículas de solo num geotêxtil não tecido na sua rigidez à tração, Mendes et al. (2007).	39
Figura 2.9 -	Curvas tensão-deformação da areia reforçada, adaptado de McGown et al. (1978): a) no estado solto; b) no estado denso.	41
Figura 2.10 -	Alguns efeitos do reforço no comportamento mecânico de solos coesivos, adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010): a) disposição do geotêxtil no provete; b) variação da tensão de desvio máxima com o índice de compacidade do solo; c) variação da tensão de desvio com a extensão axial; d) variação da tensão de desvio máxima com teor de água do solo.	42
Figura 2.11 -	Modos de rotura de um aterro sobre solos moles, Holtz (2001): a) rotura por punçoamento dos solos de fundações; b) rotura do tipo circular ou deslizamento geral; c) rotura por deslizamento lateral do aterro.	43
Figura 2.12 -	Classificação de aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos, EN 14474 (2006).	44
Figura 2.13 -	Classificação de estruturas de solos reforçados com geossintéticos, Jewell (1996).	44
Figura 2.14 -	Dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos, Bräu et al. (2010): a) mecanismos de rotura possíveis; b) deformações possíveis.	45
Figura 2.15 -	Sequência de cálculo para o dimensionamento de muros de suporte reforçados com geossintéticos, Jewell (1996).	46
Figura 2.16 -	Efeito do reforço na base de um aterro sobre solos moles, Rogbeck et al. (2003).	46
Figura 2.17 -	Dimensionamento de aterros sobre solos moles melhorados, Floss (2004): a) estados limites últimos; b) estados limites de utilização.	47

Figura 2.18 -	Mecanismos de interação solo-geossintético num muro de solo reforçado com geossintético, Palmeira e Milligan (1989).	48
Figura 2.19 -	Mecanismos de interação solo-geogrelha, Jewell (1996): a) atrito lateral; b) impulso passivo nas barras transversais da geogrelha.	48
Figura 2.20 -	Geometria de uma geogrelha, adaptado de Jewell (1996).	49
Figura 2.21 -	Resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas, adaptado de Jewell (1996).	51
Figura 2.22 -	Influência das barras transversais das geogrelhas no comportamento ao arranque do reforço, Pinho-Lopes (1998): a) geogrelha GC1; b) geogrelha GC2.	52
Figura 2.23 -	Influência da relação B/D50 na resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas, adaptado de Jewell (1996).	53
Figura 2.24 -	Influência da granulometria do solo, Pinho-Lopes (1998): a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamentos por deformação.	54
Figura 2.25 -	Resultados de ensaios de arranque para diferentes configurações argila-areia-geogrelha, adaptado de Abdi e Arjomand (2011): a), b) e c) variação da resistência ao arranque com deslocamento; d) variação da resistência ao arranque máxima com espessura da camada de areia e tensão de confinamento. ..	55
Figura 2.26 -	Ensaio de arranque, avaliação da influência da tensão de confinamento, Pinho-Lopes (1998): a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamento por deformação.	56
Figura 2.27 -	Ensaio de arranque, Lopes e Ladeira (1996a) - avaliação da influência do índice de compacidade: a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamentos por deformação.	56
Figura 2.28 -	Ensaio de arranque sobre geossintético de diferentes estruturas, Silvano et al. (2004).	57
Figura 2.29 -	Diferentes metodologias de ensaio de corte direto para a caracterização da interface solo-geossintético, adaptado de Murthy et al. (1993).	59
Figura 2.30 -	Interação solo-geossintético no ensaio de corte direto, Palmeira (2008).	59
Figura 2.31 -	Esquemas típicos para equipamentos de corte direto, Palmeira (2008): a) placa rígida e livre no topo; b) placa rígida e livre impedida de rodar; c) placa no topo fixa à caixa superior; d) pressão flexível no topo.	60
Figura 2.32 -	Influência do atrito lateral nos ensaios de corte direto, Palmeira (2008): a) mobilização do atrito lateral; b) influência do atrito lateral nos resultados de ensaios de corte direto.	61
Figura 2.33 -	Distorção do geotêxtil não tecido, adaptado de Tupa (1994): a) influência da distorção do geotêxtil no resultado do ensaio de corte direto; b) impregnação das partículas de solo no geotêxtil não tecido.	62
Figura 2.34 -	Resultados do estudo da fotoelasticidade no ensaio de corte direto, Dyer (1985).	63
Figura 2.35 -	Ensaio de corte em plano inclinado, adaptado de Palmeira (2009): a) talude lateral de aterro de resíduos; b) esquema de ensaios de corte em plano inclinado.	63
Figura 2.36 -	Condição de equilíbrio limite no ensaio de corte em plano inclinado, Palmeira et al. (2002).	65

Figura 2.37 - Mobilização progressiva da força de tração e da resistência ao corte da interface ao longo do comprimento do geossintético, adaptado de Palmeira et al. (2002).....	66
Figura 2.38 - Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado, NP EN ISO 12957-2 (2007).....	66
Figura 2.39 - Reforço do solo de cobertura em aterros de resíduos: a) reforço do solo de cobertura; b) equipamento de ensaios. Palmeira e Viana (2003).....	67
Figura 2.40 - Efeito do reforço na estabilidade do aterro, adaptado de Palmeira e Viana (2003).....	67
Figura 2.41 - Condições fronteira típicas para o ensaio de arranque, adaptado de Palmeira (2009).....	69
Figura 2.42 - Ensaio de arranque, análises numéricas, Dias (2003): a) influência das dimensões da caixa de arranque; b) influência da presença de mangas na face frontal da caixa.	70
Figura 2.43 - Resultados de ensaios de arranque com face frontal móvel, Sugimoto et al. (2001).....	71
Figura 2.44 - Ensaio de arranque em aterros, Palmeira (2008).....	71
Figura 2.45 - Resultados de ensaios de arranque medidos e previstos através do método dos elementos finitos, Dias (2003).	72
Figura 3.1 - Estado de oxidação do PEAD estabilizado, Kay et al. (2004).	76
Figura 3.2 - Equipamento para expor os geotêxteis ao ensaio de termo-oxidação, Carneiro (2009).....	81
Figura 3.3 - Equipamento para a realização de ensaios de termo-oxidação, Carneiro (2009): a) vista de frente; b) vista de cima (auto clave fechado); c) vista de cima (auto clave aberto).	82
Figura 3.4 - Exposição de geossintéticos a agentes atmosféricos, Carneiro (2009): a) simulador climatérico QUV; b) suportes usados para a colocação dos geotêxteis; c) exposição aos agentes climatéricos reais; d) pormenor do sistema de fixação dos provetes à estrutura metálica.	83
Figura 3.5 - Definição de fluência (parte AC) e relaxação de tensões (parte AB), adaptado Costa e Bueno (2006).....	86
Figura 3.6 - Fases típicas da fluência de geossintéticos, Sawicki (2000): a) extensão de fluência no tempo; b) razão de extensão no tempo.	87
Figura 3.7 - Curvas de fluência: a) tipos de fluência gerada; b) curvas de fluência em função do nível de carga aplicada.....	87
Figura 3.8 - Curvas de rotura em fluência.	88
Figura 3.9 - Curvas de fluência de um geossintético ensaiado para diferentes níveis de carga aplicada, adaptado de Ingold e Miller (1988).	89
Figura 3.10 - Curvas de rotura em fluência para diferentes níveis de carga, Viezee et al. (1990). ..	89
Figura 3.11 - Volume em função da temperatura para um material amorfo e para um material semicristalino, Mano e Mendes (1999).....	90
Figura 3.12 - Comportamento tensão-extensão de materiais elásticos e visco-elásticos para dois tempos distintos, adaptado de Crawford (1998).	91

Figura 3.13 -	Sawicki (2000): a) Modelo reológico padrão; b) curva de fluência típica correspondente.	91
Figura 3.14 -	Curva de fluência para um geotêxtil tecido, resultados experimentais e modelo, adaptado de Sawicki (2000).	93
Figura 3.15 -	Modelo da Cadeia de Kelvin.	93
Figura 3.16 -	Representação esquemática da fluência de polímeros, adaptado de Kay et al. (2004): a) modelo reológico; b) resposta de um material a uma determinada sollicitação.	94
Figura 3.17 -	Curvas isócronas de tensão-deformação.	94
Figura 3.18 -	Curvas isócronas carga-extensão, Paula et al. (2009): a) geotêxtil tecido em PP; b) geogrelha tecida biaxial em PET.	95
Figura 3.19 -	Ensaio de fluência de geossintéticos.	96
Figura 3.20 -	Sobreposição de tempo-temperatura de curvas de fluência de geossintéticos.	97
Figura 3.21 -	Fases do ensaio SIM: extensão de fluência registrada para diferentes intervalos de temperatura, adaptado de Bueno (2010).	97
Figura 3.22 -	Comparação entre resultados de ensaios de fluência convencionais e ensaios SIM, adaptado de Greenwood et al. (2004): a) geotêxtil em polipropileno com 570 g/m ² e resistência à tração de 206kN/m; b) geotêxtil em polipropileno com 240g/m ² e resistência à tração de 49kN/m.	98
Figura 3.23 -	Resultados de ensaios de rotura em fluência (convencional e SIM) para tiras em fibra de poliéster reforçado, adaptado de Greenwood et al. (2004).	99
Figura 3.24 -	Tipos de ensaios de fluência, adaptado de França e Bueno (2011): a) força de tração aplicada diretamente no provete; b) força de tração no provete transmitida pela tensão de confinamento do solo.	100
Figura 3.25 -	Equipamento para a realização de ensaios de fluência confinados, acelerados e confinados-acelerados, adaptado França e Bueno (2011).	101
Figura 3.26 -	Curvas de fluência em compressão de geocompósitos drenantes, para tensões típicas em aterro sanitários, adaptado de Müller (2007).	102
Figura 3.27 -	Adaptado de Sawicki (2000): a) Ensaio de relaxação de tensões de geossintéticos; b) Resultados de ensaios de relaxação de tensões de uma geogrelha em PET.	103
Figura 3.28 -	Comportamento à fluência de filamentos em PP e PET.	104
Figura 3.29 -	Fluência de geotêxteis tecidos e não tecidos em PET e PP, adaptado Matichard et al. (1990).	104
Figura 3.30 -	Curvas de fluência obtidas por diferentes métodos, adaptado de Yeo e Hsuan (2010): a) geogrelha em PET; b) geogrelha em PEAD.	105
Figura 3.31 -	Representação esquemática do módulo em função da temperatura (T_g - temperatura de transição vítrea; T_m - temperatura de fusão), adaptado de Painter e Coleman (1997).	105
Figura 3.32 -	Resultados de ensaios de fluência de dois geotêxteis isolados e confinados em solo, adaptado de McGown et al. (1982): a) GTX1; b) GTX2.	106
Figura 3.33 -	Diminuição da resistência à tração com o tempo, adaptado CR ISO 13434 (1998).	107

Figura 3.34 -	Geotêxtil não tecido sujeito a ações mecânicas de danificação durante a instalação.	108
Figura 3.35 -	Consequências da DDI versus função do geossintético, Paula (2003).	110
Figura 3.36 -	Aspeto de alguns geossintéticos após a sua remoção, Pinho-Lopes (2004).	111
Figura 3.37 -	Relação entre o número de aberturas e o nível de danificação, Koerner e Koener (1990).	112
Figura 3.38 -	Imagens obtidas por microscopia eletrónica de varrimento de um geotêxtil tecido com 165 g/m ² , adaptado de Pinho-Lopes (2004).	113
Figura 3.39 -	Alteração nos valores do índice de velocidade $V_{I_{H50}}$ dos geotêxteis danificados, Moreira (2009).	114
Figura 3.40 -	Resistência à tração retida versus nível de danificação, adaptado de Koerner e Koener (1990).	115
Figura 3.41 -	Comparação entre os coeficientes de redução para da DDI, adaptado de Hufenus et al. (2005).	117
Figura 3.42 -	Resultados de ensaios realizados com fios de PET, adaptado de Allen e Bathurst (1996): a) extensão de rotura em fluência em função do tempo; b) curvas de rotura em fluência, para provetes intactos e danificados.	118
Figura 3.43 -	Resultados de ensaios de rotura em fluência para uma geogrelha em PET e um geotêxtil tecido em PP, intactos e após DDI em campo e laboratorial, adaptado de Pinho-Lopes (2004).	120
Figura 3.44 -	Representação esquemática da caixa de danificação segundo a norma EN ISO 10722 (2007).	128
Figura 3.45 -	Vista geral do equipamento de simulação da danificação em laboratório da FEUP.	129
Figura 3.46 -	Comparação ente os ensaios de campo e simulação laboratorial da DDI, adaptado de Hufenus et al. (2005).	130
Figura 3.47 -	% de redução da resistência à tração em função diâmetro médio das partículas do agregado (D_{50}), da pressão aplicada e da frequência dos ciclos de carga, adaptado de Huang (2006).	130
Figura 4.1 -	Fixação dos geossintéticos sobre a camada de fundação dos aterros provisórios e colocação da 1ª camada do material de aterro, Pinho-Lopes (2004).	137
Figura 4.2 -	Esquema com sequência de construção dos aterros provisórios, Pinho-Lopes (2004): a) plataforma da estrada; b) colocação da camada de fundação; c) colocação dos panos de geossintético; d) colocação da 1ª camada de solo; e) colocação da 2ª camada de solo.	138
Figura 4.3 -	Algumas das sequência da execução dos aterros experimentais, Lopes e Pinho Lopes (2001): a) e b) fixação dos geossintéticos sobre a camada de fundação; c) e d) colocação das camadas de solo; e) compactação das camadas de solo; f) avaliação do grau de compactação, g) operações de remoção do geossintético. ...	139
Figura 4.4 -	Equipamento usado para: a) espalhamento e nivelamento; b) compactação.	139
Figura 4.5 -	Operações de remoção dos geossintéticos.	140
Figura 4.6 -	Aspeto de dois dos geossintéticos estudados após exumação.	140
Figura 4.7 -	Curvas granulométricas dos Solos 1a, 1b e 2.	141

Figura 4.8 -	Geotêxtil estudado: a) aspeto do geotêxtil GTX; b) curva média força-extensão do geossintético GTX.	143
Figura 4.9 -	Geogrelhas estudadas: a) GGT; b) GGEu; c) GGE1; d) GGE2.	143
Figura 4.10 -	Curva média carga-extensão: a) GGT; b) GGEu; c) GGE1; d) GGE2.	144
Figura 4.11 -	Curva média carga-extensão, GC1.	145
Figura 4.12 -	Equipamento de arranque, NP EN 13738 (2007).	147
Figura 4.13 -	Vista geral do equipamento do ensaio de arranque do Laboratório de Geossintéticos.	148
Figura 4.14 -	Detalhes do equipamento de arranque: a) manga de aço; b) potenciómetros; c) célula para medição da força de arranque; d) célula para medição da pressão vertical.	148
Figura 4.15 -	Cilindros calcadores que aplicam a tensão de confinamento.	149
Figura 4.16 -	Pegas do equipamento de arranque; a) pega cilíndrica; b) pega em cunha.	149
Figura 4.17 -	Algumas fases de montagem do ensaio de arranque: a), b) e c) colocação e compactação da 1ª camada de solo; d) colocação do geossintético; e) e f) colocação dos geossintéticos às garras; g) fixação dos potenciómetros ao geossintético) e j) colocação e compactação das camadas de solo superior em duas camadas; k) colocação da placa de neoprene e calcadores de pressão no topo do solo compactado.	150
Figura 4.18 -	Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) e b) vista geral do equipamento; c) geossintético sobre a base rígida e lisa; d) geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior; e) inclinação do sistema para provocar deslizamento da caixa superior; f) base rígida e lisa; g) caixa inferior que se enche com o solo; h) caixa superior que se enche com solo.	154
Figura 4.19 -	Transdutor para medição dos deslocamentos da caixa superior.	154
Figura 4.20 -	Inclinómetro.	155
Figura 4.21 -	Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) barras de fixação do geossintético; b) sistema de aplicação da força normal.	155
Figura 4.22 -	Sistema de aplicação da força normal: a) pesos suspensos na extremidade de uma alavanca; b) aplicação dos pesos diretamente na barra inferior do pendural.	155
Figura 4.23 -	Célula de carga.	156
Figura 4.24 -	Equipamento de fluência e rotura em fluência: a) dimensões dos provetes para os ensaios de fluência (caso geral); b) representação esquemática do equipamento de ensaio de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999).	159
Figura 4.25 -	Esquema do pórtico concebido para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos.	160
Figura 4.26 -	Pórticos para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos: a) esquema tridimensional; b) vista geral.	160
Figura 4.27 -	Garras usadas nos ensaios de fluência e de rotura em fluência: a) esquema representativo das garras cilíndricas; b) garras cilíndricas; c) esquema representativo das garras em cunha; d) garras em cunha.	161

Figura 4.28 - Braço multiplicador onde são aplicados os pesos que materializam a carga transmitida ao provete durante o ensaio.	161
Figura 4.29 - Alavanca usada para transmitir a carga aplicada no braço multiplicador ao provete e que permite o ajuste da posição do braço.	161
Figura 4.30 - Sistema para medição da distância entre pontos de referência: a) provetes com pontos de referência; b) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geotêxteis; c) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geogrelhas.	162
Figura 4.31 - Medição da extensão Pinho-Lopes (2004): a) monitor para controlo dos parâmetros de ensaio; b) pormenor de uma das câmaras; c) régua de calibração da câmara.	162
Figura 4.32 - Menu de identificação de eventos significativos para o ensaio de fluência ou rotura em fluência.	163
Figura 4.33 - Calibração da carga aplicada ao provete: a) e b) célula de carga e suporte respetivo; b) peso na extremidade dos braços.	164
Figura 4.34 - Dois dos pórticos existentes na sala de fluência do laboratório de Geossintéticos da FEUP.	164
Figura 5.1 - Curva granulométricas dos solos.	168
Figura 5.2 - Geossintético GTX na caixa de arranque.	169
Figura 5.3 - Geossintético GTX após o ensaio de arranque.	170
Figura 5.4 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 1 do GTX intacto.	170
Figura 5.5 - Deslocamentos no interior do provete 1 do GTX intacto, em função do deslocamento frontal.	171
Figura 5.6 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX Intacto.	171
Figura 5.7 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX após DDI em campo, solo e EC1.	172
Figura 5.8 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC2.	173
Figura 5.9 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX intacto e do GTX após DDI em campo.	174
Figura 5.10 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre a rotura do GTX intacto e danificado.	175
Figura 5.11 - Geossintético GGT na caixa de arranque.	176
Figura 5.12 - Zona onde ocorreu rotura da GGT, intacta.	176
Figura 5.13 - Gráfico de arranque da GGT intacta, provete 3.	177
Figura 5.14 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 3 da GGT intacta.	177
Figura 5.15 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT intacta.	178
Figura 5.16 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI com o Solo 1 e EC1.	179
Figura 5.17 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI com o Solo 1 e EC2.	180

Figura 5.18 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT intacta e da GGT após DDI em campo.	181
Figura 5.19 -	Deslocamentos totais médios ao longo do provete no instante em que ocorre a rotura da GGT intacta e danificada em campo.	182
Figura 5.20 -	Geossintético GGE1 na caixa de arranque.	182
Figura 5.21 -	Zona onde houve rotura da GGE1 intacta.	183
Figura 5.22 -	Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 2 da GGE1 intacta.	184
Figura 5.23 -	Deslocamentos no interior do provete 2 da GTE1 intacta, em função do deslocamento frontal.	184
Figura 5.24 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta.	185
Figura 5.25 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI em campo, Solo 1 e EC1.	186
Figura 5.26 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta e da GGE1 após DDI em campo.	187
Figura 5.27 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta e da GGE1 após DDI em campo.	188
Figura 5.28 -	Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre a rotura da GGT intacta e danificada.	189
Figura 5.29 -	Geossintético GGE2 na caixa de arranque.	189
Figura 5.30 -	Geossintético GGE2 após o ensaio de arranque.	190
Figura 5.31 -	Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 3 da GGE2 intacta.	191
Figura 5.32 -	Deslocamentos no interior do provete 3 da GGE2 intacta, em função do deslocamento frontal.	191
Figura 5.33 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 intacta.	192
Figura 5.34 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.	193
Figura 5.35 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.	194
Figura 5.36 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 Intacta e da GGE2 após DDI em campo.	195
Figura 5.37 -	Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GGE2 intacta e da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.	196
Figura 5.38 -	Geossintético GC1 na caixa de arranque.	196
Figura 5.39 -	Fotografias de provetes do GC1 intacto após ensaio de arranque.	197
Figura 5.40 -	Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 3 do GC1 intacto.	197
Figura 5.41 -	Deslocamentos no interior do provete 3 do GC1 intacto, em função do deslocamento frontal.	198
Figura 5.42 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 intacto.	198

Figura 5.43 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.	199
Figura 5.44 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 após DDI em campo, Solo 1a EC2.	200
Figura 5.45 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 Intacto e GC1 após DDI em campo com Solo 1a - EC1 e Solo 1a-EC2.	202
Figura 5.46 -	Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GC1 intacto e do GC1 após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.	202
Figura 5.47 -	Geossintético GGEu na caixa de arranque.	203
Figura 5.48 -	Fotografias de provetes do GGEu intacto após ensaio de arranque.	203
Figura 5.49 -	Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 1 da GGEu intacta.	204
Figura 5.50 -	Deslocamentos totais no interior do provete 1 da GGEu intacta ao longo do ensaio em função do deslocamento frontal.	204
Figura 5.51 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu intacta.	205
Figura 5.52 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC1.	206
Figura 5.53 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC2.	207
Figura 5.54 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu Intacta e da GGEu após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.	208
Figura 5.55 -	Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GGEu intacta e da GGEu após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.	208
Figura 5.56 -	Valores da força de arranque máxima residual e do deslocamento frontal residual correspondente.	210
Figura 5.57 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 e da GGE2 Intacta e da GGE1 e da GGe2 após DDI em campo com as duas energias de compactação.	211
Figura 5.58 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX e da GGEu Intactos e do GTX e da GGEu após DDI em campo com as duas energias de compactação.	212
Figura 5.59 -	Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT e do GC1 Intactos e da GGT e do GC1 após DDI em campo com as duas energias de compactação.	213
Figura 5.60 -	Comparação entre a resistência à tração medida no ensaio de tração e no ensaio de arranque.	214
Figura 5.61 -	Redução de resistência à tração, em %, quando os provetes são ensaiados ao arranque NP EN 13738 (2007) comparativamente com os resultados dos ensaios de tração EN ISO 10319 (2008).	214
Figura 5.62 -	Força de arranque máxima e deslocamento frontal correspondente para os diferentes geossintéticos em análise.	216
Figura 5.63 -	Valores da força máxima ao arranque residual e do deslocamento residual correspondente, GGE1 e GGE2.	218

Figura 5.64 -	Varição, média, da força de arranque com o deslocamento frontal das amostras intactas e após DDI em campo de: a) GGE1, b) GGE2.	219
Figura 5.65 -	Valores da resistência residual máxima ao arranque e do deslocamento residual correspondente, GTX, GGT e GC1.	220
Figura 5.66 -	Varição, média, da força de arranque com o deslocamento frontal das amostras intactas e após DDI em campo: a) GTX; b) GGT; c) GC1.	222
Figura 6.1 -	Curvas granulométricas do Solo 3 ₁₀ e do Solo 4.	226
Figura 6.2 -	Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) vista geral; b) computador usado para aquisição dos dados.	227
Figura 6.3 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes da GTX intacto - Solo 3 ₁₀	228
Figura 6.4 -	Esquema do sistema de forças aplicadas, Costa Lopes (2001).	229
Figura 6.5 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes da GTX danificado em campo com Solo 1a e EC1- Solo 3 ₁₀	230
Figura 6.6 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado em campo com Solo 1a e EC1 - Solo 3 ₁₀	231
Figura 6.7 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX intacto - Solo 4.	232
Figura 6.8 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado em campo com Solo 2 e EC2 - Solo 4.	233
Figura 6.9 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT intacta - Solo 3 ₁₀	234
Figura 6.10 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificada com o Solo 1a e EC1 - Solo 3 ₁₀	236
Figura 6.11 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificada com o Solo 1a e EC2 - Solo 3 ₁₀	237
Figura 6.12 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT intacta - Solo 4.	238
Figura 6.13 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificado em campo com Solo 2 e EC1 - Solo 4.	239
Figura 6.14 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os dois provetes da GGT danificado em campo com Solo 2 e EC2 - Solo 4.	240
Figura 6.15 -	Ângulo de atrito na interface solo-geossintético residual para os geossintéticos GTX e GGT.	242
Figura 6.16 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX Intacto versus GGT Intacto).	243

Figura 6.17 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX versus GGT, intacto e após DDI em campo com Solo 1a e EC2).	244
Figura 6.18 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX intacto e após DDI em campo com Solo 1a e Solo 2 para EC2). .	245
Figura 6.19 -	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX intacto e após DDI em campo com Solo 1a e para EC1 e EC2). ...	246
Figura 7.1 -	Curva de rotura em fluência do GTX intacto.	248
Figura 7.2 -	Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC1. ...	250
Figura 7.3 -	Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2. ...	251
Figura 7.4 -	Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2.	252
Figura 7.5 -	Curvas de rotura em fluência do GTX.	253
Figura 7.6 -	Curva de rotura em fluência do GGT intacto.	255
Figura 7.7 -	Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 1a e EC1. ...	256
Figura 7.8 -	Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 2 e EC1. ...	257
Figura 7.9 -	Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 2 e EC2. ...	258
Figura 7.10 -	Curvas de rotura em fluência do GGT.	259
Figura 7.11 -	Curvas de fluência obtidas para o GTX intacto.	260
Figura 7.12 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX intacto.	261
Figura 7.13 -	Curvas de fluência obtidas para o GTX danificada em campo com o Solo 1a e EC1.	262
Figura 7.14 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.	263
Figura 7.15 -	Curvas de fluência obtidas para o GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.	264
Figura 7.16 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.	265
Figura 7.17 -	Curvas de fluência obtidas para o GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2. .	265
Figura 7.18 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.	266
Figura 7.19 -	Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GTX.	268
Figura 7.20 -	Curvas de fluência obtidas para a GGT intacta.	268
Figura 7.21 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT intacto.	269
Figura 7.22 -	Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC1.	270
Figura 7.23 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.	271

Figura 7.24 -	Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC1.	272
Figura 7.25 -	Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC1.	273
Figura 7.26 -	Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2.	274
Figura 7.27 -	Razão de deformação no intervalo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.	275
Figura 7.28 -	Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GGT.	276
Figura 7.29 -	Razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do geossintético GTX e GGT.	277
Figura 7.30 -	Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio para os diferentes tipos de amostras do GTX e GGT.	278
Figura 8.1 -	Coefficientes de redução devido à DDI e rotura em fluência para os geossintéticos GTX e GGT.	287
Figura 8.2 -	Comparação dos coeficientes de redução obtidos para os geossintéticos GTX e GGT.	289
Figura 8.3 -	Varição (em %) do coeficiente de redução entre o geossintético GTX e o geossintético GGT.	289

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 -	Tipos de polímeros usados nos diferentes geossintéticos, Hsuan et al. (2008).	7
Quadro 1.2 -	Comparação de algumas propriedades dos principais polímeros utilizados no fabrico de geossintéticos, Shukla (2002).	9
Quadro 1.3 -	Exemplo de geossintéticos que podem desempenhar determinadas funções, primárias e secundárias, Pinho-Lopes (2004).	20
Quadro 1.4 -	Valores típicos para a densidade relativa de alguns polímeros, Shukla (2002).	21
Quadro 1.5 -	Normas CEN de terminologia, identificação e amostragem de geossintéticos.	28
Quadro 1.6 -	Normas CEN referentes às exigências para os geossintéticos com vista a marcação CE.	29
Quadro 1.7 -	Normas CEN para ensaios mecânicos de geossintéticos.	30
Quadro 1.8 -	Normas CEN para ensaios hidráulicos de geossintéticos.	30
Quadro 1.9 -	Normas CEN referentes à durabilidade dos geossintéticos.	31
Quadro 2.1 -	Principais características do solo e das geogrelhas, adaptado Pinho-Lopes (1998).	51
Quadro 2.2 -	Resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas - comparação entre resultados teóricos e experimentais, Pinho-Lopes (1998).	52
Quadro 2.3 -	Normas de ensaio Europeias e Nacionais para avaliar a interação solo-geossintético.	58
Quadro 3.1 -	Métodos de avaliar a resistência dos geossintéticos à oxidação, NP EN ISO 13438 (2006).	81
Quadro 3.2 -	Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação, adaptado de Christopher e Holtz (1984).	111
Quadro 3.3 -	Valor da espessura e da massa por unidade de área dos geotêxteis estudados por Moreira (2009).	114
Quadro 3.4 -	Valores dos coeficientes de redução para a DDI de geossintéticos, relativamente ao valor nominal da resistência à tração, adaptado de Pinho-Lopes (2004).	116
Quadro 3.5 -	Fatores que influenciam a danificação durante a instalação, Austin (1998) e Pinho-Lopes (2004).	121
Quadro 3.6 -	Resultados de vários ensaios de campo de indução da DDI e coeficientes de redução da DDI para geogrelhas em PET, adaptado de Huang (2006).	125
Quadro 3.7 -	Coeficientes de redução para atender à danificação durante a instalação recomendados pela FHWA, adaptado de Elias (2001).	126
Quadro 3.8 -	Fatores de redução da DDI para compactação padrão (3 a 8 passagens) e pressão sobre o solo ≤ 55 kPa, adaptado de Hufenus et al. (2005).	127
Quadro 3.9 -	Fatores de redução da DDI para compactação padrão (3 a 8 passagens) e pressão sobre o solo > 55 kPa, adaptado de Hufenus et al. (2005).	127
Quadro 3.10 -	Coeficientes de redução sem investigação especial, adaptado EBGeo (2010).	132

Quadro 4.1 -	Aterros experimentais para a realização dos ensaios de DDI em campo.	136
Quadro 4.2 -	Principais características do equipamento usado na compactação das camadas de aterro.	140
Quadro 4.3 -	Caracterização granulométrica dos materiais de aterro utilizados.	141
Quadro 4.4 -	Caracterização laboratorial dos materiais de aterro utilizados.	142
Quadro 4.5 -	Geossintéticos estudados.	142
Quadro 4.6 -	Programa de ensaios de indução da DDI.	146
Quadro 4.7 -	Programa de ensaios de arranque realizados.	152
Quadro 4.8 -	Programa de ensaios de corte em plano inclinado realizados.	157
Quadro 4.9 -	Programa de ensaios de fluência e rotura em fluência.	165
Quadro 5.1 -	Características do Solo 3.	168
Quadro 5.2 -	Parâmetros de resistência do Solo 3.	168
Quadro 5.3 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX intacto.	169
Quadro 5.4 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC1.	172
Quadro 5.5 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC2.	173
Quadro 5.6 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX intacto e após DDI em campo.	174
Quadro 5.7 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT intacto.	176
Quadro 5.8 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT após DDI em campo, Solo1 e EC1.	178
Quadro 5.9 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT após DDI em campo, Solo1 e EC2.	179
Quadro 5.10 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque da GGT intacta e após DDI em campo.	180
Quadro 5.11 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque da GGE1 intacto.	183
Quadro 5.12 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.	185
Quadro 5.13 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.	186
Quadro 5.14 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 intacto e após DDI em campo.	187
Quadro 5.15 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 intacto.	190
Quadro 5.16 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.	192
Quadro 5.17 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.	193
Quadro 5.18 -	Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 intacto e após DDI em campo.	194

Quadro 5.19 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 intacto.	197
Quadro 5.20 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 após DDI de campo, Solo 1a e EC1.	199
Quadro 5.21 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.	200
Quadro 5.22 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 intacto e após DDI em campo.	201
Quadro 5.23 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu intacto.	203
Quadro 5.24 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu após DDI em Campo, Solo 1b e EC1.	205
Quadro 5.25 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC2.	206
Quadro 5.26 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 intacto e após DDI em campo.	207
Quadro 5.27 - Resultados dos ensaios de arranque para todos os geossintéticos ensaiados.	210
Quadro 5.28 - Algumas características do Solo 4.	216
Quadro 5.29 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque realizados neste trabalho e por Pinho-Lopes (2004).	217
Quadro 6.1 - Características do Solo 3 ₁₀ e Solo 4.	226
Quadro 6.2 - Parâmetros de resistência do Solo 3 ₁₀ e do Solo 4.	226
Quadro 6.3 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado realizado.	227
Quadro 6.4 - Valores de $f_{(\beta)}$ em função do ângulo β , Costa Lopes (2001).	229
Quadro 6.5 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX Intacto, Solo 3 ₁₀).	230
Quadro 6.6 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 1a e EC1, Solo 3 ₁₀).	231
Quadro 6.7 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 1a e EC2, Solo 3 ₁₀).	232
Quadro 6.8 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX intacto, Solo 4).	233
Quadro 6.9 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 2 e EC2, Solo 4).	234
Quadro 6.10 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT intacta, Solo 3 ₁₀).	235
Quadro 6.11 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 1a e EC1, Solo 3 ₁₀).	236
Quadro 6.12 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificado com Solo 1a e EC2, Solo 3 ₁₀).	237
Quadro 6.13 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX intacta, Solo 4).	238
Quadro 6.14 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 2 e EC1, Solo 4).	239
Quadro 6.15 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 2 e EC2, Solo 4).	240

Quadro 6.16 - Comparação do ângulo de atrito interno do solo com o ângulo da interface solo-geossintético no ensaio de corte em plano inclinado.	241
Quadro 6.17 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado - Ângulo de atrito na interface solo-geossintético (θ_{sg}), coeficiente de variação do ângulo de atrito na interface solo-geossintético (%).	241
Quadro 7.1 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX intacto.	248
Quadro 7.2 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC1.	249
Quadro 7.3 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.	251
Quadro 7.4 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2.	252
Quadro 7.5 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT intacto.	254
Quadro 7.6 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 1a e EC1.	255
Quadro 7.7 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 2 e EC1.	257
Quadro 7.8 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 2 e EC2.	257
Quadro 7.9 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX intacto.	261
Quadro 7.10 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.	262
Quadro 7.11 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.	264
Quadro 7.12 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.	266
Quadro 7.13 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GTX.	267
Quadro 7.14 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT intacto.	269
Quadro 7.15 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.	271
Quadro 7.16 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC1.	273
Quadro 7.17 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.	274
Quadro 7.18 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GGT.	276
Quadro 8.1 - Coeficientes de redução para o comportamento ao arranque dos geossintéticos estudados.	280
Quadro 8.2 - Coeficientes de redução para o comportamento ao arranque dos geossintéticos estudados, comparação com os resultados de Pinho-Lopes (2004).	281

Quadro 8.3 -	Coeficientes de redução para o comportamento ao corte em plano inclinado dos geossintéticos estudados.....	282
Quadro 8.4 -	Coeficientes de redução para o geossintético GTX.	285
Quadro 8.5 -	Coeficientes de redução determinados para o GGT.	286

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os geossintéticos têm vindo a ser cada vez mais aplicados em obras de engenharia civil, em particular em obras geotécnicas, com variadas funções. A razão da crescente aplicação destes materiais justifica-se pelas vantagens que apresentam em relação a outros materiais e tecnologias tradicionais. Como exemplo de estruturas em que estes materiais são aplicados podem referir-se: aterros reforçados, muros de suporte, taludes muito inclinados, aterros para a deposição de resíduos, estruturas de controlo de erosão e de proteção costeira.

Dentro da variabilidade de aplicações de geossintéticos em obras geotécnicas inclui-se o reforço de solos, onde a durabilidade dos geossintéticos assume papel relevante. Este trabalho tem como principal objetivo a avaliação do comportamento mecânico a curto e longo prazo dos geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos) e o efeito da danificação durante a instalação nesse comportamento. Assim, pretende-se contribuir para um maior conhecimento da durabilidade destes materiais quando aplicados em obras de reforço de solos. O solo reforçado pode ser descrito como um material de construção compósito, que consiste numa matriz reforçada com um outro material. É através da interface solo-reforço que se dá a transferência dos esforços de tração do solo para o reforço, pelo que o funcionamento das estruturas de solo reforçado depende da eficácia das interfaces solo-reforço. Por este motivo esta propriedade é aqui também estudada.

Assim o objetivo principal deste trabalho é contribuir para a evolução no conhecimento do comportamento dos geossintéticos e das obras/estruturas em que estes materiais são utilizados. Essa contribuição reflete-se, em particular, na definição dos valores de alguns coeficientes de redução usados no dimensionamento de geossintéticos para atender ao efeito da danificação durante a instalação dos geossintéticos e à degradação que estes materiais podem sofrer devida à fluência e rotura em fluência.

O presente trabalho está dividido em 8 capítulos. Em seguida procede-se a uma breve descrição do conteúdo de cada um dos capítulos deste trabalho.

No Capítulo 1 é feita uma introdução geral aos geossintéticos, apresentando-se os materiais, as funções que podem exercer, as propriedades mais relevantes e as principais aplicações. São também referidas as principais normas existentes na área dos geossintéticos para os procedimentos de ensaios, em geral, associadas às propriedades dos geossintéticos.

O Capítulo 2 é dedicado ao comportamento mecânicos a curto prazo dos geossintéticos bem como à interação solo-geossintético. São assim tratadas as questões relativas ao comportamento dos geossintéticos quando submetidos a solicitações de tração e ao estudo da resistência das interfaces entre o solo e o geossintético. Os ensaios de caracterização do comportamento mecânico de tração e os utilizados para avaliar a resistência da interface solo-geossintético são apresentados de forma sucinta. São também referidos alguns fatores que influenciam o comportamento mecânico dos geossintéticos.

O comportamento mecânico de longo prazo e as questões relativas à durabilidade dos geossintéticos são abordados no Capítulo 3. Neste capítulo começa-se por referir as questões relativas à degradação dos geossintéticos, discutindo-se os principais mecanismos que contribuem para a sua degradação. Posteriormente, dá-se especial importância ao comportamento mecânico de longo prazo (fluência e rotura em fluência) e à forma de o avaliar. No fim referem-se os danos causados

nos geossintéticos pelas operações de instalação dos geossintéticos (danificação durante a instalação) e o seu efeito no comportamento mecânico dos geossintéticos.

No Capítulo 4 é apresentado o programa experimental realizado neste trabalho. Começa-se por descrever os ensaios de campo de indução da danificação realizados por Pinho-Lopes (2004). Posteriormente, são apresentados os geossintéticos incluídos no estudo e as metodologias para caracterizar o efeito da danificação induzida. Para cada uma das metodologias é feita a respetiva referência normativa, incluindo uma descrição dos procedimentos de ensaio, e são referidos os equipamentos utilizados.

Nos capítulos seguintes (Capítulo 5, 6 e 7) são apresentados os resultados de todos os ensaios realizados. É feita uma análise dos resultados obtidos e respetiva comparação com os valores de referência (intactos). Assim, no Capítulo 5 e 6 são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético com base nos ensaios de arranque e corte em plano inclinado, respetivamente. No Capítulo 7, são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do comportamento a longo prazo dos geossintéticos intactos e após DDI com base em ensaios de fluência e de rotura em fluência.

No Capítulo 8 são apresentados os valores para os coeficientes de redução definidos com base na caracterização dos comportamentos dos geossintéticos estudados em relação aos efeitos da DDI, da rotura em fluência e das interfaces solo-geossintético. É também apresentada a influência de alguns parâmetros nos valores obtidos.

Por último, nas considerações finais, destacam-se as principais conclusões do trabalho e sugerem-se algumas propostas para a continuação da investigação.

1 GEOSINTÉTICOS

1.1 INTRODUÇÃO

Um novo capítulo em engenharia de materiais, os geossintéticos, tem vindo a emergir na comunidade dos engenheiros civis a partir da década de 50, do século XX, após o aparecimento dos polímeros sintéticos na década de 40. A rapidez com que estes produtos se têm desenvolvido e aumentado a utilização é invulgar. Segundo Koerner (2005) nenhum outro material de uma área específica teve uma expansão tão forte como os geossintéticos.

As áreas de engenharia mais influenciadas pela introdução dos geossintéticos foram a geotécnica, os transportes, o ambiente e a hidráulica. Ou seja, todas as obras de engenharia que estejam diretamente ligadas aos solos, rochas ou águas foram mais ou menos influenciadas pela introdução deste novo material. Como exemplos de estruturas em que estes materiais são aplicados podem referir-se: aterros reforçados, muros de suporte, taludes muito inclinados, aterros para deposição de resíduos perigosos, aterros para deposição de resíduos domésticos e industriais, estruturas de controlo de erosão e de proteção costeira. De acordo com a sociedade internacional de geossintéticos (IGS), um geossintético é um material polimérico, natural ou sintético, usado em contacto com materiais naturais, como solo ou rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado em engenharia civil.

O sucesso da aplicação dos geossintéticos conduziu a um grande e rápido desenvolvimento da indústria de produção destes materiais, aparecendo a partir da década de 80 uma vasta gama de produtos com estruturas distintas, entre as quais se incluem, entre outros, os geotêxteis, as geogrelhas, as georedes, as geomembranas e os geocompósitos.

Um sinal do aumento de interesse que a utilização destes materiais em obras de Engenharia Civil tem despertado na comunidade técnica internacional é a realização de conferências e congressos internacionais desde 1977 (Paris, 1977; Las Vegas, 1982; Viena, 1986; Haia, 1990; Singapura, 1994; Atlanta, 1998; Nice, 2002; Yokohama 2006; Guarujá 2010). Para tal, contribuem ainda a realização de um número crescente de conferências e simpósios nacionais e regionais sobre o tema. Em 1996 foi realizada a primeira conferência europeia de geossintéticos (EuroGeo), que se tem repetido a cada 4 anos (Maastricht, 1996; Bolonha, 2000; Munique, 2004 e Edinburgo, 2008).

Em Portugal os geossintéticos começaram a ser aplicados regularmente desde 1980, principalmente em obras hidráulicas e viárias. No entanto, é a partir de meados da década de 90, associado à construção da rede de aterros de resíduos municipais nacionais, que é dado o grande impulso, quer na aplicação, quer na procura de conhecimentos acerca dos geossintéticos.

O interesse crescente acerca destes materiais em Portugal levou à criação em 1999 do Organismo de Normalização Setorial Português dos ensaios de geossintéticos e, em 2002, à criação do Capítulo Português da IGS (IGS-Portugal).

Neste capítulo é realizada uma breve descrição dos geossintéticos, referindo os tipos existentes e os materiais constituintes. As funções que os geossintéticos podem desempenhar são também abordadas, bem como as propriedades mais relevantes para o exercício eficaz de cada uma dessas funções. Por último, são apresentadas as principais aplicações dos geossintéticos.

1.2 BREVE DESCRIÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

1.2.1 Considerações gerais

Os geossintéticos são, na maior parte dos casos, elementos obtidos a partir de polímeros sintéticos que se colocam à superfície ou no interior de obras de terra com vista a melhorar o seu desempenho. Em geral, podem exercer as seguintes funções: drenagem, filtragem, separação, proteção, reforço, controlo de erosão superficial e barreira de fluidos.

1.2.2 Tipos de geossintéticos

Embora as propriedades dos geossintéticos sejam muito influenciadas pelos tipos de polímeros que os constituem, a classificação destes materiais assenta, essencialmente, nas diferenças estruturais que decorrem dos diversos processos de fabrico. Assim, os geossintéticos podem ser classificados relativamente à sua estrutura, dividindo-se em: geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas, geotêxteis, produtos relacionados e geocompósitos. Na Figura 1.1 é apresentada uma classificação dos geossintéticos com base na sua estrutura. Assim os geossintéticos podem ser divididos em permeáveis e impermeáveis.

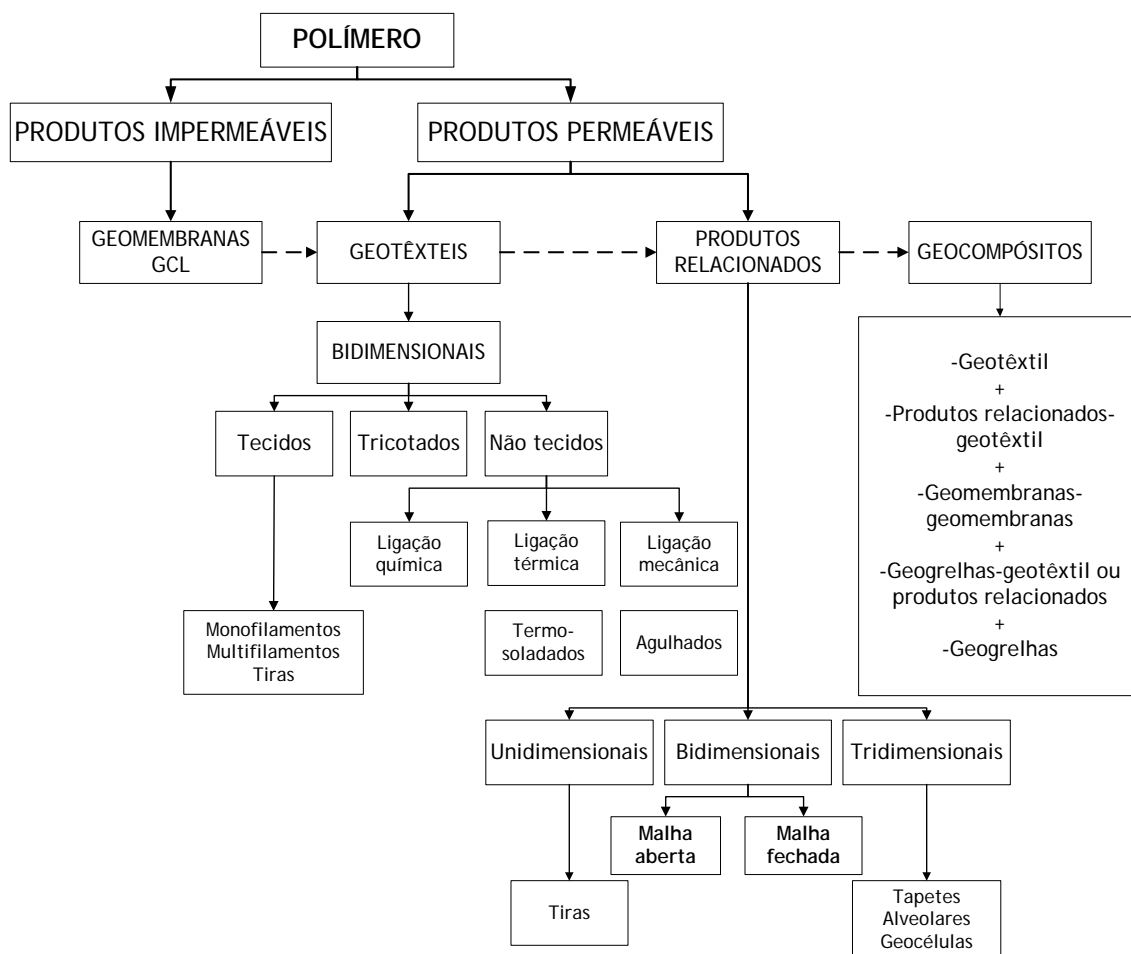


Figura 1.1 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura, Pinho-Lopes (2004).

Os geotêxteis (Figura 1.2) e os produtos relacionados, dentro dos quais se destacam as geogrelhas (Figura 1.3), as geocélulas e as georredes, bem como os geocompósitos de drenagem e de reforço (Figura 1.4) constituem o grupo dos geossintéticos permeáveis.

O grupo dos geossintéticos impermeáveis é constituído pelas barreiras geossintéticas - poliméricas (geomembranas - Figura 1.5 a) e b)) e argilosas (geocompósitos bentoníticos - Figura 1.5 c)).

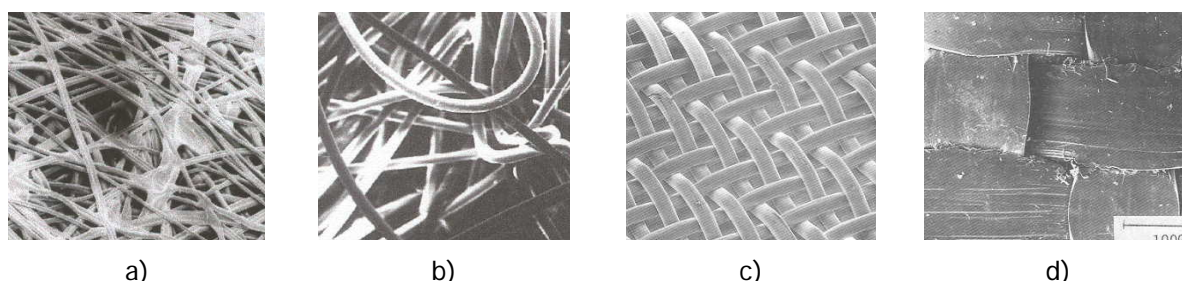


Figura 1.2 - Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil não tecido termo soldado; b) geotêxtil não tecido agulhado; c) geotêxtil tecido (monofilamento); d) geotêxtil tecido (fita).

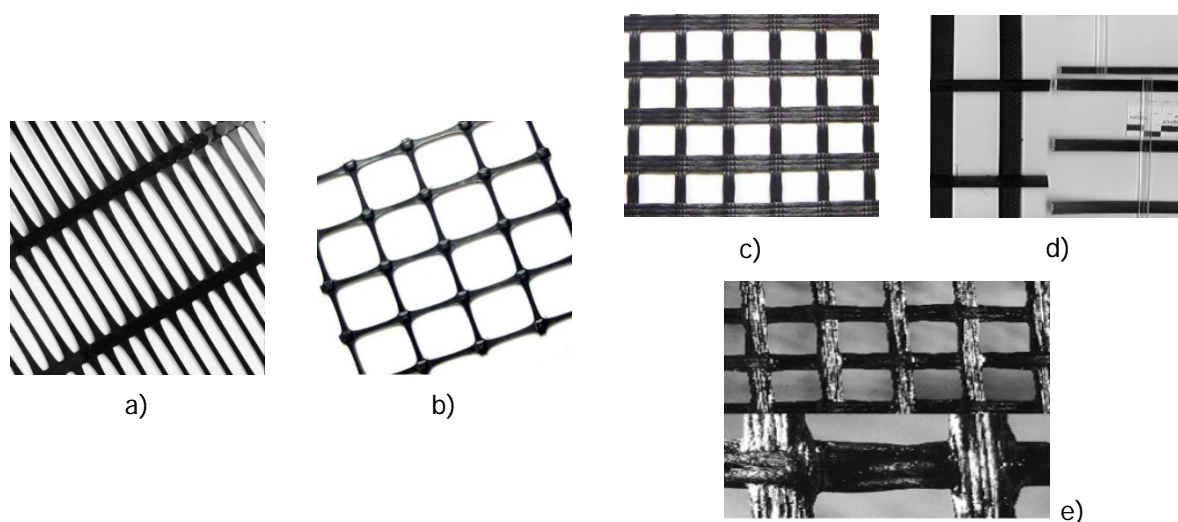


Figura 1.3 - Exemplo de geogrelha: a) geogrelha extrudida uniaxial, uniões integrais; b) geogrelha extrudida biaxial, uniões integrais; c) geogrelha tecida uniaxial, uniões térmicas; d) geogrelhas com ligações a laser; e) geogrelha tecida em polietileno (PET) revestida.

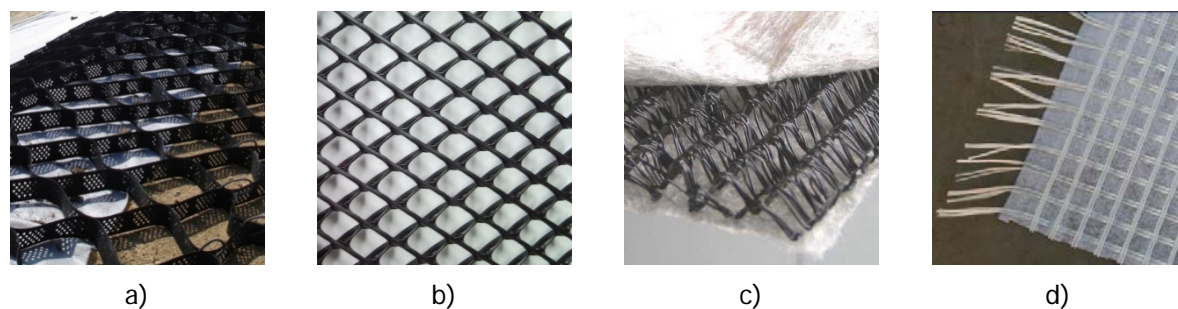


Figura 1.4 - Exemplos de geossintéticos; a) geocélulas; b) georredes; c) geocompósitos de drenagem; d) geocompósito de reforço.

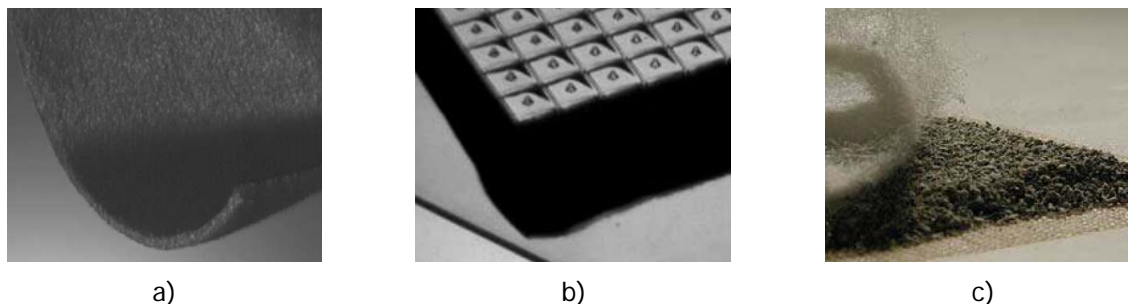


Figura 1.5 - Exemplo de geossintéticos: a) geomembrana lisa; b) geomembrana texturada; c) geocompósito bentonítico ou barreira geossintética argilosa.

1.2.3 Materiais constituintes

1.2.3.1 Considerações iniciais

As matérias-primas utilizadas no fabrico de geossintéticos dividem-se em dois grandes grupos: naturais e químicas. Enquanto as matérias-primas naturais podem ter origem vegetal (juta, algodão, linho e cânhamo), animal (lã e seda) e mineral (amianto), as matérias-primas químicas dividem-se em orgânicas (polímeros naturais transformados - viscose e acetato - e polímeros sintéticos) e inorgânicas (minerais e metais).

As fibras naturais, dado o seu carácter biodegradável e por não possuírem propriedades adequadas a um grande número de aplicações, raramente são usadas. Assim, os materiais mais utilizados no fabrico dos geossintéticos são vulgarmente designados por plásticos, mais concretamente por termoplásticos. Os termoplásticos são materiais orgânicos sintéticos obtidos a partir do petróleo e que podem amolecer e endurecer por aquecimento e arrefecimento, respetivamente.

No que diz respeito à sua composição química, os termoplásticos são compostos poliméricos cujo monómero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogénio. Por polimerização, processo que consiste numa série de mecanismos químicos que conduzem à formação de longas cadeias moleculares (ou macromoléculas) de monómeros, formam-se os polímeros. A partir de um mesmo monómero, é possível obter plásticos com propriedades diferentes, se, no processo de polimerização, se juntarem diferentes tipos de aditivos químicos.

O comportamento de um polímero é muito dependente não só do peso molecular médio do polímero (produto do peso molecular do monómero base e do grau de polimerização) como também da sua distribuição estatística. Assim, o aumento do peso molecular médio resulta num aumento da alongação e da resistência à tração, ao impacto, à fendilhação e ao calor, enquanto conduz à diminuição da fluência e da trabalhabilidade do material. Ao apertar a distribuição estatística do peso molecular contribui-se para o aumento da resistência ao impacto e para a diminuição da resistência à fluência, da trabalhabilidade e das propriedades hidráulicas, Koerner (1999).

A cristalinidade é outra propriedade determinante no comportamento dos polímeros. Quanto à cristalinidade, os polímeros podem ser classificados em amorfos e semicristalinos (não pode haver polímeros completamente cristalinos). À medida que a cristalinidade de um polímero aumenta, aumenta a rigidez, a resistência ao calor, a resistência à tração e a resistência química, diminuindo a permeabilidade, a deformação na rotura, a flexibilidade e a resistência ao impacto e à fendilhação.

No fabrico de geossintéticos podem ser usados diversos tipos de polímeros mas os mais comuns são: os poliésteres (PET), as poliamidas (PA), os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE). Estes dois

últimos pertencem ao grupo das poliolefinas. Os de uso mais corrente são os poliésteres e as poliolefinas.

A gama de polímeros utilizados no fabrico de geomembranas é mais larga dadas as maiores exigências feitas a estes materiais, quer em termos de resistência ao ataque ambiental, quer em termos de custos. No fabrico de geomembranas, para além dos termoplásticos, podem ser usados termoendurecidos ou combinações de ambos.

As fibras constituintes dos geossintéticos não são unicamente fabricadas a partir do polímero base. Estão sempre presentes pequenas quantidades de outras substâncias, designadas por aditivos, que se juntam ao polímero para melhorar as suas propriedades finais e para facilitar as operações de transformação. Os aditivos mais vulgarmente utilizados para melhorar a resistência à degradação dos termoplásticos são os estabilizantes térmicos, os anti-UV e os antioxidantes. A natureza dos estabilizantes depende do tipo de polímero base.

O comportamento químico e mecânico dos geossintéticos é altamente dependente do tipo de polímero, dos aditivos usados, da morfologia e da aplicação dos geossintéticos, Hsuan et al. (2008). No Quadro 1.1 estão representados os tipos de polímeros usados nos diferentes geossintéticos assim como a formulação aproximada.

Quadro 1.1 - Tipos de polímeros usados nos diferentes geossintéticos, Hsuan et al. (2008).

Polímero Base	Geossintético	Composição (em %)				
		Polímero Base	Plastificante	Enchimento	Negro de Carbono	Aditivos*
PEAD - polietileno de alta densidade	Geomembranas (GM) Geotubos (GP) Geogrelhas (GG)	96 - 98	0	0	2 - 3	0,25 - 1
PEBDL - polietileno de baixa densidade linear	GM					
fPP - polipropileno flexível	GM	96 - 98	0	0	2 - 3	0,25 - 1
PP - polipropileno	Georredes (GN) Geotubos (GP) Geotêxteis (GT)	96 - 98	0	0	1 - 3	0,25 - 1
PVC - policloreto de polivinila	GM	50 - 70	25 - 35	0-10	1 - 2	2 - 5
PET - politereftalato de dimetilo	GG, GT	98 - 99	0	0	0 - 1	0 - 1

* Aditivos incluindo estabilizantes, antioxidantes, colorantes e adjuvantes.

Para conhecer melhor os vários polímeros base, de seguida referir-se-á algumas das suas características:

1.2.3.2 Polietileno (PE)

O polietileno obtém-se de um gás, o etileno, que polimeriza quando sujeito a temperaturas e pressões elevadas. De todos os termoplásticos comercializados o polietileno é o que apresenta estrutura menos reativa.

Existem também vários tipos de polietilenos:

- PEBD - polietileno de baixa densidade (peso volúmico 9,2 a 9,3kN/m³);

- PEAD - polietileno de alta densidade (peso volúmico 9,4 a 9,6kN/m³);
- PEBDL - polietileno de baixa densidade linear (peso volúmico 9,25 a 9,45kN/m³).

A obtenção de um ou outro tipo depende das condições em que se faz a polimerização. O PEAD evidencia um grau de cristalização muito superior ao PEBD, tendo o PEBDL um grau de cristalinidade intermédio destes.

As propriedades físicas de um polietileno são fortemente influenciadas pelo grau de cristalinidade, sendo o polietileno de alta densidade o que exhibe maior resistência química e mecânica.

1.2.3.3 Polipropileno (PP)

O polipropileno (PP) obtém-se a partir da polimerização do propileno. Quando apenas moléculas de propileno estão presentes o polipropileno designa-se por homopolímero. Se a reação de polimerização do propileno se der entre moléculas de propileno e moléculas de etileno obtém-se o polipropileno copolímero. O primeiro é mais cristalino que este, pelo que é preferencialmente usado no fabrico de geossintéticos.

Dado que os polipropilenos são muito suscetíveis à oxidação, é aconselhável a junção de aditivos que os protejam contra o envelhecimento. Correntemente são também adicionados ao polímero base aditivos com o objetivo de aumentar a estabilidade térmica, a resistência às radiações ultravioletas, as propriedades anti-estáticas e a resistência debaixo de água.

1.2.3.4 Poliamidas (PA)

As poliamidas mais vulgarmente utilizadas no fabrico de geossintéticos são o nylon 6 (PA6) e o nylon 6.6 (PA6.6). As propriedades químicas do nylon 6 e do nylon 6.6 são semelhantes. Ambos são resistentes aos produtos químicos, sendo tanto um como outro mais estáveis termicamente e menos suscetíveis à oxidação do que as poliolefinas.

As fibras de nylon degradam-se por hidrólise quando inseridas em ambientes fortemente ácidos, no entanto, o nível de acidez da maior parte dos solos não é suficiente para provocar essa degradação, Cooke e Rebenfeld (1988).

As propriedades e o processo de produção das poliamidas são influenciados pela utilização de vários aditivos. Entre estes destacam-se os estabilizadores de viscosidade para controlo do grau de polimerização durante o processo de fabrico e os inibidores de envelhecimento (para proteção contra a degradação resultante da exposição à luz ou por termo-oxidação).

1.2.3.5 Poliésteres (PET)

De entre os poliésteres lineares, o politereftalato de dimetilo (PET) é o mais usado no fabrico de geossintéticos. Obtém-se pela polimerização do teraftalato de dimetilo com o etileno glicol.

As fibras de poliéster são, na generalidade, muito resistentes quimicamente. Os poliésteres, tal como os nylons, são mais resistentes à oxidação térmica e fotoquímica do que as poliolefinas.

1.2.3.6 Comparação entre propriedades dos polímeros

No Quadro 1.2, está representada uma comparação entre as propriedades dos polímeros base mais utilizados no fabrico de geossintéticos. Pretende-se desta forma ilustrar, de forma resumida, a forma como o tipo de polímero base utilizado influencia o comportamento do geossintético.

Quadro 1.2 - Comparação de algumas propriedades dos principais polímeros utilizados no fabrico de geossintéticos, Shukla (2002).

Propriedades		Polímeros				
		PP	PE	PET	PA	
Resistência		Baixo	Baixo	Elevado	Médio	
Módulo de rigidez		Baixo	Baixo	Elevado	Médio	
Extensão na rotura		Elevado	Elevado	Médio	Médio	
Fluência		Elevado	Elevado	Baixo	Médio	
Peso volúmico		Baixo	Baixo	Elevado	Médio	
Custo		Baixo	Baixo	Elevado	Médio	
Resistência a	radiação UV	Estabilizado	Elevado	Elevado	Elevado	Médio
		Não estabilizado	Médio	Baixo	Elevado	Médio
	soluções alcalinas	Elevado	Elevado	Baixo	Elevado	
	microbiológicas	Médio	Elevado	Médio	Médio	
	combustíveis	Baixo	Baixo	Médio	Médio	
	detergentes	Elevado	Elevado	Elevado	Elevado	

Apesar da maior ou menor alteração das propriedades de um polímero pela inclusão de aditivos durante o seu fabrico, são os poliésteres que apresentam maior resistência e melhor comportamento no tempo (menor fluência), tendo no entanto custos mais elevados e sendo mais sensíveis à ação de soluções alcalinas. Por outro lado, as poliolefinas apresentam boa resistência aos ácidos.

O polipropileno e o poliéster são os polímeros mais usados no fabrico dos geotêxteis, Shukla (2002).

A grande utilização do polipropileno deve-se essencialmente ao seu custo reduzido, associado ainda à sua resistência química elevada, bem como a soluções ácidas e alcalinas. Este material, se adequadamente estabilizado, apresenta também uma resistência elevada às radiações ultravioleta. A maior desvantagem na sua utilização é a sua elevada fluência, o que faz com que seja pouco aplicado em situações de cargas elevadas a longo prazo.

O poliéster, por sua vez, tem vindo a ser cada vez mais utilizado em aplicações em que as propriedades mecânicas são essenciais, já que possui resistência elevada, bem como fluência reduzida. Em geral, a sua resistência química é excelente, com exceção de ambientes alcalinos. Este polímero tem a grande vantagem de ser mais estável à radiação ultravioleta.

1.2.4 Estrutura dos geossintéticos. Processo de fabrico

1.2.4.1 Introdução

A estrutura dos geossintéticos é influenciada pelo processo de fabrico, sendo, como já foi dito atrás, a estrutura a base da classificação destes materiais. O processo de fabrico dos geossintéticos, em geral, compreende três passos:

- 1 - produção do polímero com o seus vários aditivos;
- 2 - produção dos componentes;
- 3 - conversão dos componentes no geossintético.

Os polímeros são fornecidos aos fabricantes de geossintéticos sob a forma granular ou esférica.

1.2.4.2 Componentes dos geossintéticos

Os componentes dos geossintéticos, obtidos por extrusão ou fiação líquida do polímero, podem ter formas muito variadas, as mais comuns são:

- a) filamento contínuo circular, com diâmetro médio de uma fração de milímetro e comprimento indefinido;
- b) tira plana contínua com vários milímetros de largura, uma fração de milímetro de espessura e comprimento indefinido;
- c) folha ou película, podendo ter vários metros de largura e espessura variando entre uma fração de milímetro (película) e vários milímetros (folha).

Estes componentes básicos podem ainda ser sujeitos a fases intermédias de fabrico, dando origem a formas mais complexas. O filamento contínuo pode ser torcido (obtendo-se um fio), alinhado paralelamente (multifilamento) ou cortado em pequenos troços, em geral com 50mm de comprimento (fibras cortadas). De forma análoga, as tiras podem ser usadas isoladamente ou torcidas, formando fios de tiras. Na Figura 1.6 encontram-se representados esquematicamente os componentes básicos mais comuns dos geossintéticos.

Nos processos de extrusão ou fiação líquida, o polímero é introduzido num recipiente, juntamente com os aditivos, ficando sujeito a pressão e temperatura controladas. O objetivo deste procedimento é provocar a fusão dos constituintes sólidos, assim como a sua mistura e expulsão do oxigénio. Posteriormente, a massa líquida é forçada a atravessar um sistema de bombas rotativas, que controla a quantidade de polímero em passagem, expelindo-o através de uma placa perfurada. As fibras ou filamentos são arrefecidos ao ar ou em água. A produção de tiras e películas é semelhante. Neste caso, o polímero é forçado a sair através de fendas. As tiras podem ser obtidas diretamente ou por corte de películas.

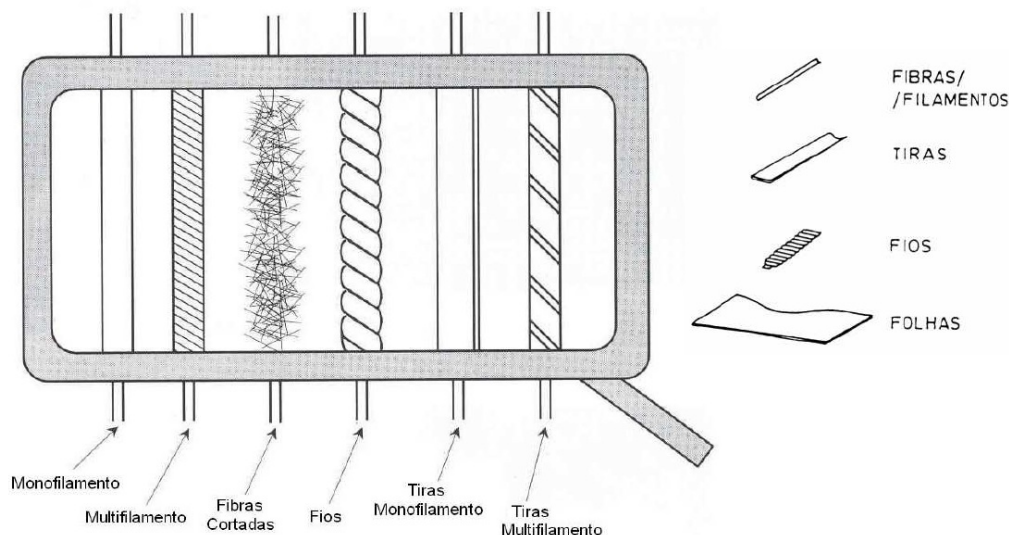


Figura 1.6 - Componentes básicos dos geossintéticos, adaptado de Koerner (1999) e Pinho-Lopes (1998).

Depois dos procedimentos descritos, as tiras e os filamentos são sujeitos a estiramento (Figura 1.7) e solidificação, sendo necessários dois ou mais tratamentos por aquecimento. Estes destinam-se a melhorar as propriedades do material (por exemplo, a resistência à tração, o módulo de rigidez, a deformação na rotura, a fluência, etc.). A cadeia molecular é progressivamente orientada na direção de estiramento, resultando uma estrutura final mais cristalina.

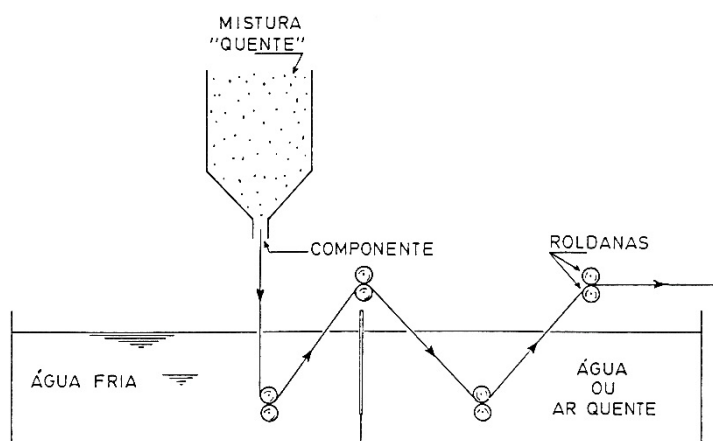


Figura 1.7 - Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos, Pinho-Lopes (1998).

A combinação dos componentes básicos dos geossintéticos conduz à estrutura final destes. São estes vários tipos de combinações que se referem de seguida. Dado que há muitas estruturas possíveis, optou-se por apresentar apenas algumas, consideradas mais importantes, bem como os principais processos de fabrico associados.

1.2.4.3 Geotêxteis tecidos e não tecidos

Os geotêxteis tecidos são compostos por dois conjuntos, habitualmente perpendiculares, de componentes entrelaçados, formando uma estrutura planar, com poucos milímetros de espessura e uma distribuição relativamente regular dos poros (Figura 1.2 c) e d)).

Os geotêxteis deste tipo são fabricados segundo os princípios de tecelagem tradicionais, embora recorrendo a teares cada vez mais versáteis e sofisticados. Estes geotêxteis apresentam um aspeto de fios perpendiculares entre si, entrelaçados. Há vários tipos de malhas, embora a mais comum seja a malha simples. Um exemplo deste tipo de estrutura está representado na Figura 1.8.

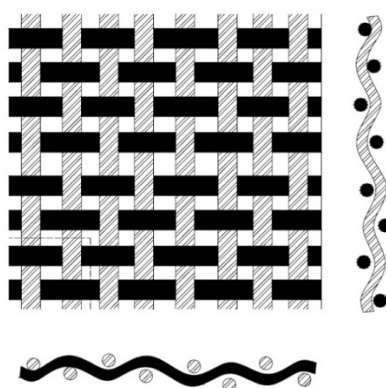


Figura 1.8 - Estrutura típica de um geotêxtil tecido, Pinho-Lopes (2004).

Os componentes basicamente utilizados no fabrico de geotêxteis tecidos são o monofilamento, o multifilamento ou uma combinação dos dois. Ultimamente, tem-se tornado comum o fabrico destes materiais com tiras. A espessura dos geotêxteis tecidos fabricados a partir de mono e multifilamentos varia entre 1mm e 2mm. Nos geotêxteis tecidos obtidos a partir de tiras, a espessura é habitualmente inferior a 0,5mm.

Os geotêxteis não tecidos são fabricados dispondo os componentes aleatoriamente numa trama solta, ligeiramente mais espessa do que o produto final. Os componentes são posteriormente

ligados, obtendo-se uma estrutura planar com uma distribuição aleatória de poros (Figura 1.2 a) e b)). Os processos de ligação entre os componentes mais usuais são mecânicos, térmicos ou químicos.

A ligação mecânica é conseguida fazendo passar a trama solta sob milhares de agulhas (Figura 1.9) que penetram completamente na trama, arrastando consigo alguns dos filamentos e entrelaçando-os uns nos outros. Os geotêxteis ligados por este processo são conhecidos por geotêxteis não tecidos agulhados.

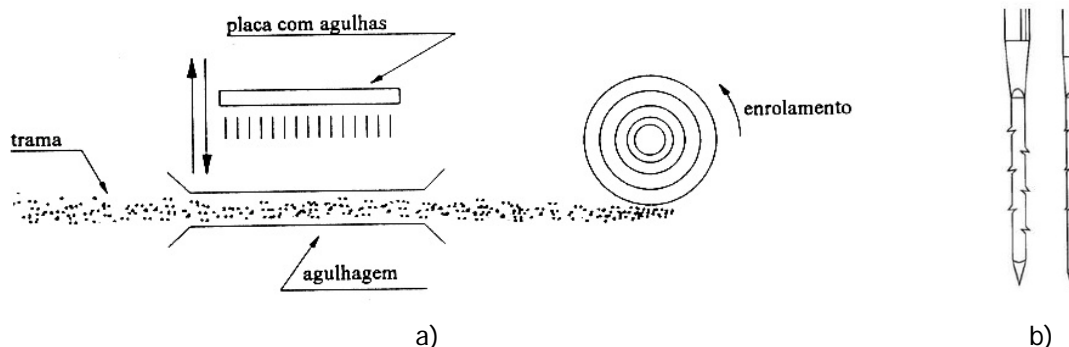


Figura 1.9 - Esquema de ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos, adaptado de Koerner (1999): a) esquema geral; b) pormenor das agulhas utilizadas.

A ligação térmica é conseguida por aquecimento. A fusão parcial dos componentes, constituídos por mais do que um tipo de polímero com pontos de fusão diferentes, permite a sua ligação nos pontos de contacto, obtendo-se, assim, os chamados geotêxteis não tecidos termoligados. Estes geotêxteis são relativamente finos, variando a sua espessura entre 0,5 e 1mm, Lopes (1998).

A ligação química é realizada através da pulverização ou impregnação da trama com um ligante químico, como por exemplo cola, resina ou derivado celulósico. Após a aplicação desse elemento o geotêxtil passa por um período de cura ou por operações de calandragem, que permitem a formação de ligações entre os elementos que o constituem. Muitas vezes este tipo de ligação complementa uma ligação feita por agulhagem com vista ao melhoramento da ligação entre componentes. Os geotêxteis não tecidos obtidos por este processo designam-se por ligados quimicamente. A sua espessura varia entre 0,5 e 3mm.

1.2.4.4 Geogrelhas

As geogrelhas são geossintéticos muito abertos com uma configuração do tipo grelha, tal como o seu nome indica. Assim, nas geogrelhas a área das aberturas pode ser superior à área das barras que a constituem. Estas podem ser fabricadas por ligação dos pontos de intersecção de barras perpendiculares de polímero ou por perfuração, seguida ou não de estiramento, de uma folha de polímero (geogrelhas extrudidas de ligações integrais), ver Figura 1.10.

Neste último processo de fabrico das geogrelhas, a folha de polímero é, em primeiro lugar, perfurada regularmente. Em seguida, a folha perfurada é aquecida e estirada numa máquina direcional. Os orifícios alongam-se ao mesmo tempo que as moléculas do polímero se orientam na direção da distensão. Embora o grau de orientação seja variável ao longo do comprimento da geogrelha, o efeito global é o de aumento da rigidez e da resistência à tração.

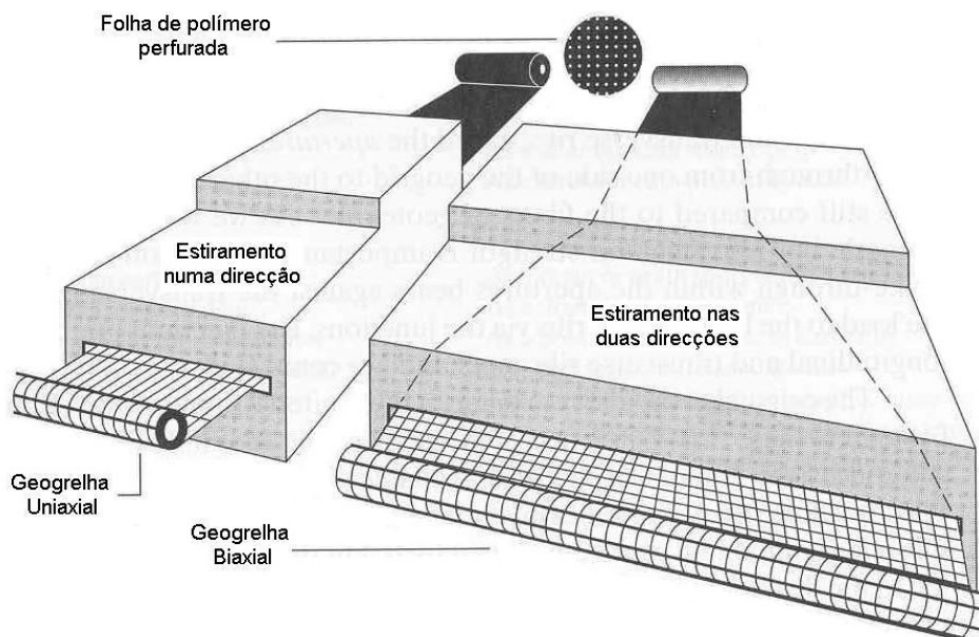


Figura 1.10 - Processo de fabrico de geogrelhas por perfuração seguida de estiramento, adaptado de Koerner (1999).

Caso o processo de fabrico termine nesta fase, obtém-se uma geogrelha orientada uniaxialmente (Figura 1.11 a)). Porém, se a grelha for de novo aquecida e estirada agora na direcção transversal, obtém-se uma geogrelha orientada biaxialmente (Figura 1.11 b)). Dadas as características estruturais e as boas características mecânicas que possuem, as geogrelhas são empregues usualmente como reforço.

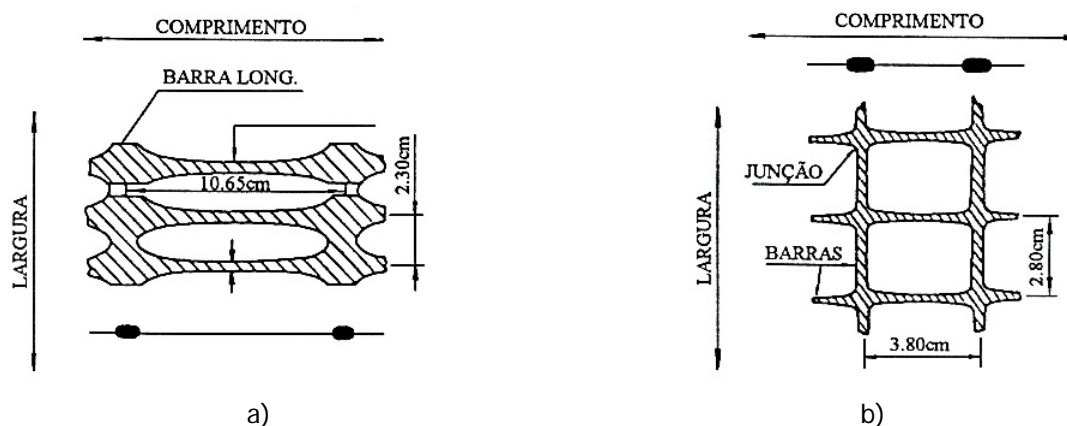


Figura 1.11 - Geometria típica de, adaptado de Bonaparte et al. (1984): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha biaxial.

O processo de fabrico das geogrelhas tecidas consiste em unir centenas de fibras para obter barras longitudinais e transversais, separadas por grandes aberturas. As barras são unidas por tricotagem ou entrelaçagem, posteriormente o conjunto é protegido por um revestimento que lhe confere estabilidade dimensional e protege as barras durante a instalação em obra da geogrelha, Koerner (2005). Em geral estas geogrelhas são fabricadas em poliéster de tenacidade elevada e o revestimento pode ser de PVC, latex, betuminoso, entre outros. Este tipo de geogrelha é relativamente flexível (Figura 1.3 e)).

Uma alternativa para unir as barras das geogrelhas é as ligações térmicas. Este tipo de geogrelhas é geralmente constituído por fibras de PET unidas e envoltas numa folha de PP. A ligação entre barras de geogrelhas é realizada por fusão dos pontos de cruzamento das barras (ou seja, da folha de PP). A estrutura típica deste tipo de geogrelha está representada na Figura 1.3 c).

As geogrelhas soldadas a laser, surgiram mais recentemente, ver Figura 1.3 d). Algumas destas geogrelhas são fabricadas recorrendo a barras (de PET ou PP, por exemplo), cujas uniões são realizadas por fusão a laser. As barras que constituem estas geogrelhas têm maior rigidez do que as barras utilizadas no fabrico de geogrelhas tecidas e com ligação térmica.

1.2.4.5 Geomembranas

As geomembranas podem ser fabricadas, após a mistura do componente básico com os aditivos, pelos seguintes processos: extrusão, calandragem ou espalhamento superficial.

O processo de extrusão conduz ao fabrico das geomembranas mais simples, isto é, de uma só camada e não reforçadas, com espessuras entre 0,13mm e 5,10mm e larguras entre 0,90m e 5,20m (10,40m através de soldadura em fábrica). Este tipo de geomembranas pode ser aplicado sem sujeição a qualquer outra operação adicional, no entanto, muitas vezes, o material é introduzido num sistema de cilindros de rotação contrária (Figura 1.12 a)) com o objetivo de uniformizar a superfície e aumentar as propriedades mecânicas da geomembrana.

O fabrico de geomembranas por calandragem é um pouco mais complicado do que o referido anteriormente. O fabrico de geomembranas de multicamadas pode ser levado a cabo laminando várias camadas em conjunto. As geomembranas deste tipo podem ser reforçadas ou não reforçadas. Nas geomembranas reforçadas inclui-se, entre as folhas de polímero, um geotêxtil, vulgarmente em poliéster ou em poliamida, devendo a ligação entre os diferentes materiais ser efetiva (Figura 1.12 b)). A inclusão do geotêxtil aumenta as propriedades mecânicas do material composto, não reforçando contudo o solo sobre o qual a geomembrana está colocada.

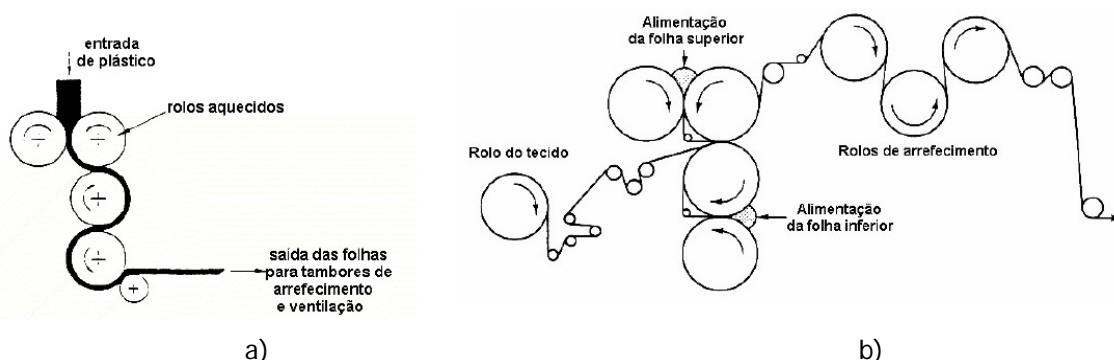


Figura 1.12 - Processo de fabrico de geomembranas, adaptado de Pinho-Lopes (1998): a) sistema de cilindros de rotação contrária; b) processo de fabrico de geomembranas multicamadas.

O terceiro processo de fabrico, espalhamento superficial, é o mais recente. Consiste em espalhar um polímero ou um composto asfáltico sobre um geotêxtil (tecido, não tecido ou tricotado), revestindo-o. Geralmente a adesão entre camadas é boa.

É ainda possível distinguir dois tipos de geomembranas: lisas e texturadas (Figura 1.5 a) e b)). Tal como o nome indica as geomembranas lisas possuem uma superfície lisa, sem rugosidades, enquanto as geomembranas texturadas possuem asperezas, que conduzem a um aumento do atrito na interface com outros materiais.

1.2.4.6 Geocompósitos

Os geocompósitos são associação de diferentes materiais, que incluem pelo menos um geossintético.

Os geocompósitos mais comuns são os geocompósitos bentoníticos (Figura 1.5 c)), os geocompósitos de drenagem (Figura 1.4 c)) e os geocompósitos de reforço (Figura 1.4 d)). Estes materiais são classificados de acordo com a função que vão desempenhar.

Os geocompósitos bentoníticos, também designados por barreiras geossintéticas argilosas, são constituídos por associações de uma camada de bentonite com geossintéticos, em geral, geotêxteis ou geomembranas. A ligação entre materiais pode ser realizada utilizando cola, por costura ou por agulhagem, Lopes (1998).

Os geocompósitos de drenagem são, em geral, associações de geotêxteis e georredes e associações de geotêxteis com núcleos poliméricos. O processo de fabrico destes geocompósitos consiste em manufaturar os diferentes componentes e unir esses materiais. Muitas vezes essa união não é mais do que uma ligação térmica, Pinho-Lopes (2004).

Os geocompósitos de reforço podem também ser de diferentes tipos. Fibras de aramida envolvidas com geotêxtil não tecido ou fibras de elevada resistência tecidas sobre um geotêxtil não tecido são exemplos de geocompósitos de reforço.

Note-se que muitas outras combinações de materiais são possíveis, aquilo que se pretende os geocompósitos é combinar as melhores características de diferentes materiais de forma a conseguir a resolução de um determinado problema, Koerner (2005).

1.3 FUNÇÕES E PROPRIEDADES DOS GEOSINTÉTICOS

1.3.1 Funções

1.3.1.1 Considerações iniciais

A utilização dos geossintéticos em Engenharia Civil é cada vez maior, quer como substitutos de materiais de construção tradicionais, quer como reforço dos materiais naturais. Numa determinada aplicação, um geossintético desempenha, muitas das vezes, várias funções simultaneamente. Assim, para o seu dimensionamento adequado é necessário definir quais são essas funções e hierarquizá-las. Só assim se poderão definir as características que o material deve possuir para desempenhar adequadamente as funções para que foi escolhido.

Por função, entende-se uma ação específica que o produto deve desempenhar para que sejam atingidos os objetivos da sua aplicação, a qual resulta da combinação de certas das suas propriedades.

A Comissão Europeia de Normalização (CEN), na norma NP EN ISO 10318 (2010) - "Geossintéticos - termos e definições", destaca sete funções principais (Figura 1.13) que os geossintéticos podem desempenhar: separação; filtragem; drenagem; proteção; reforço; controlo de erosão superficial; e barreira de fluidos.

Existe uma larga gama de materiais geossintéticos capazes de exercer adequadamente as seis primeiras funções referidas, a barreira de fluidos pode ser exercida apenas por uma variedade muito limitada de geossintéticos, onde se inclui as geomembranas e os geocompósitos bentoníticos. Nas secções seguintes é feita uma descrição sumária de cada uma das funções referidas.

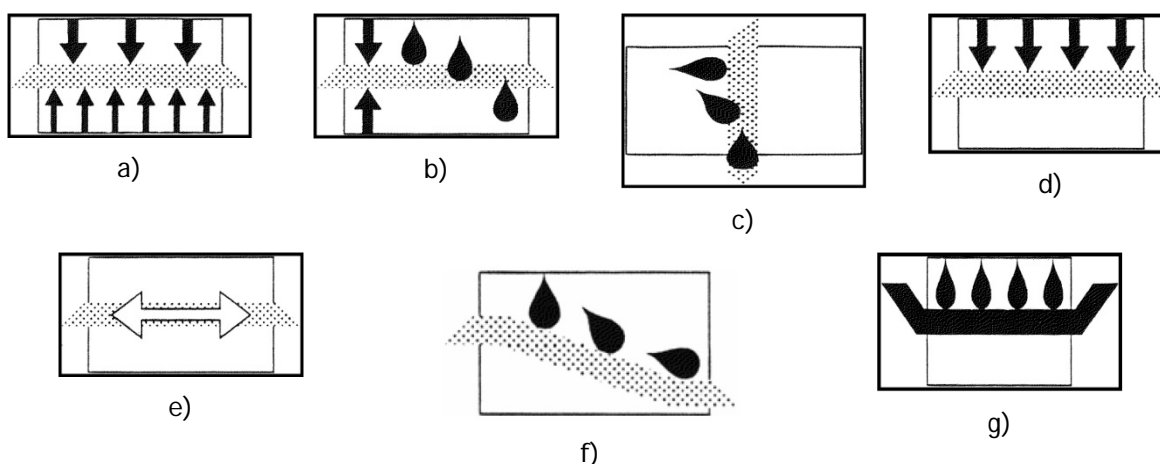


Figura 1.13 - Principais funções dos geossintéticos, NP EN ISO 10318 (2010): a) separação; b) filtração; c) drenagem; d) proteção; e) reforço; f) controlo de erosão superficial; g) barreira de fluidos.

1.3.1.2 Separação

De acordo com a norma NP EN ISO 10318 (2010), a função de separação consiste em evitar a mistura entre dois materiais adjacentes, solos e/ou materiais de aterro, pela utilização de um geotêxtil ou produto relacionado, Figura 1.14. Assim, a função de separação consiste na introdução de uma barreira sintética flexível entre dois materiais com granulometrias distintas para que o funcionamento e a integridade dos dois materiais se mantenham intactos ou sejam melhorados, não permitindo que se misturem ou interpenetrem, sob a ação das cargas aplicadas. Para exercer esta função, o geossintético necessita de ter características mecânicas e hidráulicas apropriadas aos solos em causa.



Figura 1.14 - Função de separação dos geossintéticos.

1.3.1.3 Filtração

A função de filtração, NP EN ISO 10318 (2010), consiste em reter o solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de fluidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado, Figura 1.15. Assim, a função de filtração dos geossintéticos envolve o movimento de fluidos através destes, isto é, o fluxo normal ao plano do geossintético, fazendo, simultaneamente, a retenção do solo no sentido do fluxo.

Para permitir o fluxo livre do fluido, fazendo simultaneamente a retenção do solo no sentido do fluxo, o material deve ter características hidráulicas e dimensão de aberturas adequadas. Deve ainda exibir a flexibilidade necessária ao bom ajustamento à superfície por ele protegida. A compatibilidade solo-geossintético é muito importante em termos de fluxo a longo prazo, de forma a evitar colmatção.



Figura 1.15 - Função de filtro dos geossintéticos.

1.3.1.4 Drenagem

Na função de drenagem, NP EN ISO 10318 (2010), o geossintético recolhe e transporta águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geotêxtil ou de um produto relacionado, ver Figura 1.16. Os geossintéticos funcionam como drenos quando são colocados de forma a permitirem a passagem de fluidos (líquidos ou gás) ao longo do seu plano, pelo que a drenagem consiste no equilíbrio do sistema solo-geossintético que permite a circulação livre de fluido (sem perda de solo) no seu plano.

Deve-se ter em conta que o comportamento do dreno deve ser adequado à função ao longo do tempo de vida útil da obra, pelo que deverá ter espessura e compressibilidade apropriadas. A dimensão das aberturas deve ser tal que impeça a passagem das partículas sólidas sem bloqueio ou colmatção.



Figura 1.16 - Ilustrações de exemplos de sistemas de drenagem vertical com geossintéticos.

1.3.1.5 Proteção

A função de proteção, NP EN ISO 10318 (2010), consiste em evitar ou limitar a danificação local de um determinado elemento ou material através da utilização de um geotêxtil ou produto relacionado, Figura 1.17. Desta forma, o geossintético desempenha a função de proteção quando é colocado entre dois materiais, de forma a absorver e distribuir as tensões e deformações transmitidas ao material a ser protegido. O geossintético deve exibir então propriedades mecânicas e espessura adequadas e deve apresentar continuidade.

Podem ser consideradas duas situações: na proteção superficial os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da ação de agentes atmosféricos, tráfego, etc., na proteção interfacial os geossintéticos são colocados entre dois materiais (por exemplo, entre o tapete e a base de uma estrada ou entre uma geomembrana e um solo grosseiro), para evitar que um deles (por exemplo, o tapete ou a geomembrana) seja danificado pela ação de cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro.



Figura 1.17 - Exemplo da função de proteção, o geotêxtil protege a geomembrana.

1.3.1.6 Reforço

A função de reforço, NP EN ISO 10318 (2010), não é mais que a utilização do comportamento de carga-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou outros materiais de construção. Os geossintéticos, sendo materiais que resistem a esforços de tração, podem ser utilizados para complementar materiais que não possuam essa capacidade. O reforço de solos funciona como um melhoramento mecânico do solo, permitindo que este suporte esforços de corte superiores aos que suportaria de outra forma.

A função de reforço pode ser exercida em duas situações: quando exercem ação mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre essas camadas (Figura 1.18 a)), conduzindo ao reforço global; quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tração, obviando assim à incapacidade destes para resistirem a esforços deste tipo (Figura 1.18 b)).



Figura 1.18 - Exemplos de função de reforço: a) ação mecânica de membrana; b) reforço de tração.

Quando os geossintéticos desempenham a função de reforço, as suas propriedades mecânicas são fundamentais, bem como a sua evolução no tempo. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo-reforço seja adequada, porque é através delas que se desenvolvem as interações necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita.

1.3.1.7 Controlo de erosão superficial

A função de controlo de erosão superficial, NP EN ISO 10318 (2010), consiste na utilização de um geotêxtil ou produto relacionado para evitar ou limitar os movimentos de solo ou outras partículas na superfície de, por exemplo, um talude, Figura 1.19.



Figura 1.19 - Exemplos de função de controlo de erosão dos geossintéticos.

Os geossintéticos são assim colocados sobre os maciços, protegendo-os da ação de agentes atmosféricos, tráfego, etc.. Este tipo de função tem vindo a ganhar importância, nomeadamente, em aplicações de proteção de taludes, proteção costeira, entre outras.

Esta função pode ser desempenhada de forma provisória ou permanente. Por exemplo, podem ser utilizados geossintéticos biodegradáveis para proteger temporariamente uma estrutura da erosão superficial e promover o crescimento de vegetação, que por sua vez irá assegurar o controlo de erosão após a degradação daqueles.

1.3.1.8 Barreira de fluidos

A função de barreira de fluidos, NP EN ISO 10318 (2010), consiste em utilizar um geossintético para evitar a migração de fluidos, Figura 1.20. Assim, é importante que durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra, a continuidade do material seja garantida e que sobreviva às diferentes ações a que estará submetido, nomeadamente aos ataques químicos que os fluidos com que contacta possam implicar.

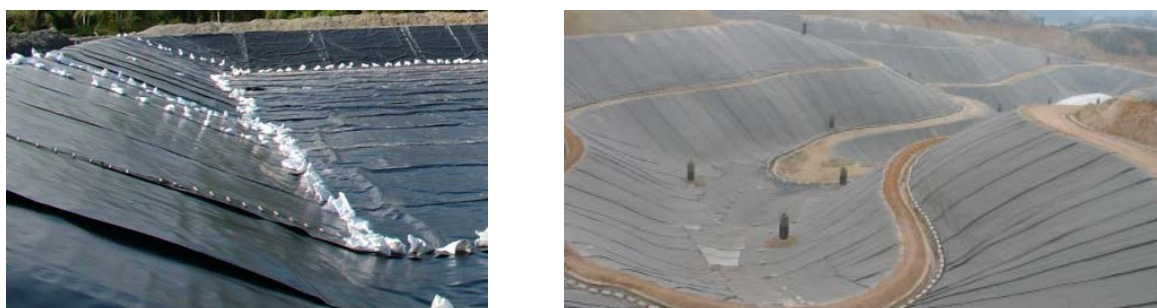


Figura 1.20 - Exemplos de geossintéticos com função de barreira de fluidos.

De notar, que nestas condições, a ligação entre faixas assume uma grande importância, pois somente a sua adequada realização garantirá a estanqueidade das mesmas.

1.3.1.9 Considerações finais

Um determinado geossintético pode exercer simultaneamente várias funções. Para que estes materiais possam desempenhar as funções descritas anteriormente, de forma eficaz, é necessário que possuam um determinado número de características, adequadas a cada uma das funções a exercer. É prática corrente distinguir entre função primária e função secundária que um determinado geossintético pode desempenhar. No Quadro 1.3 estão indicados alguns exemplos de geossintéticos que podem exercer determinadas funções (primária e secundária), Pinho-Lopes (2004).

Quando, no quadro, se refere a utilização de geocompósitos que exercem diferentes funções, estas podem referir-se aos diferentes componentes de um dado geocompósito ou a diferentes tipos de geocompósitos.

Quadro 1.3 - Exemplo de geossintéticos que podem desempenhar determinadas funções, primárias e secundárias, Pinho-Lopes (2004).

Funções a desempenhar		Geossintético
Drenagem	Primária	Geotêxteis, georredes e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Filtração	Primária	Geotêxteis e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Reforço	Primária	Geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis e geocompósitos
Separação	Primária	Geotêxteis e geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas e geocompósitos
Barreira de fluidos	Primária	Geomembranas e geocompósitos
	Secundária	Geocompósitos

A adequação de cada geossintético ao exercício de uma determinada função depende de um conjunto de propriedades que lhe são conferidas pela sua estrutura e pelo material que o constitui.

1.3.2 Propriedades

1.3.2.1 Considerações iniciais

Para poder desempenhar com eficácia uma dada função, um geossintético deve apresentar um determinado conjunto de propriedades. Estas deverão ser definidas tendo em conta, por um lado, a funcionalidade do geossintético ao longo da vida útil da obra e, por outro, as ações a que irá estar sujeito durante as operações de manuseamento, armazenagem e colocação em obra.

As propriedades dos geossintéticos dividem-se em: propriedades físicas, propriedades hidráulicas e propriedades mecânicas. De acordo com Ingold e Miller (1988) essas propriedades serão em muito dependentes do polímero e do processo de manufatura do geossintético.

A escolha dos métodos de ensaio para caracterizar ou para simular o comportamento dos geossintéticos é por vezes difícil e os valores das propriedades a determinar irão depender dos procedimentos usados nesses ensaios (dimensões do provete, temperatura e humidade ambiente, velocidade de ensaio, entre outras). A necessidade de controlo das propriedades dos geossintéticos levou a que muitos países e alguns organismos internacionais desenvolvessem normas de ensaio próprias para estes materiais. No entanto, sendo o comportamento dos geossintéticos muito dependente das condições de ensaios, os resultados dos ensaios realizados segundo normas diferentes para a definição da mesma propriedade não são comparáveis.

Uma vez que a heterogeneidade normativa, nada beneficia o alargamento do uso de geossintéticos, a Comissão Europeia de Normalização (CEN) criou, no domínio destes materiais, as Comissões Técnicas (TC) TC 189 e JWG TC 189/TC 254, que se têm vindo a ocupar, por um lado, da elaboração das normas Europeias de ensaios de geossintéticos e, por outro, da definição de especificações com vista ao dimensionamento destes materiais.

Nesta secção serão referidas as propriedades mais importantes dos geossintéticos e posteriormente será apresentado um resumo sobre o atual estado da normalização aplicável aos ensaios de geossintéticos na Europa.

1.3.2.2 Propriedades físicas

As principais propriedades físicas dos geossintéticos são a massa por unidade de área, densidade relativa dos polímeros e a espessura dos geossintéticos.

No caso das geogrelhas há ainda uma propriedade importante, o número de barras por metro de largura do material. É uma propriedade medida diretamente e usada como base para calcular as propriedades mecânicas.

- Massa por unidade de área

A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético, podendo ser usada para identificação de um produto. É muitas vezes designada por gramagem e é expressa em g/m^2 . A sua avaliação consiste em determinar a massa de provetes com área conhecida.

Para um dado tipo de polímero e de processo de fabrico, a massa por unidade de área pode ser diretamente relacionada com as propriedades mecânicas, como a resistência à tração e a resistência ao punçoamento. Esta grandeza é ainda utilizada para avaliar o controlo de qualidade durante o processo de manufatura dos geossintéticos, dando alguma informação sobre a uniformidade do produto.

De acordo com Koerner (2005), para a maioria dos geotêxteis a massa por unidade de área toma valores entre 150 e 750g/m^2 , enquanto no caso das geogrelhas essa grandeza varia entre 200 e 1000g/m^2 .

- Densidade relativa dos polímeros

A densidade relativa dos polímeros é definida como a razão entre o peso volúmico dos elementos que constituem o geossintético e o peso volúmico da água a 4°C . É um indicador do tipo de polímero e, como tal, pode ser usado para identificação e controlo de qualidade. Permite avaliar se o geossintético flutua (quando o valor é inferior a 1,00), o que pode ser importante nalgumas aplicações.

No Quadro 1.4 estão indicados valores típicos de densidade relativa para alguns polímeros utilizados em geossintéticos.

Quadro 1.4 - Valores típicos para a densidade relativa de alguns polímeros, Shukla (2002).

Polímero	Densidade relativa
Policoreto de vinilo	1,69
Poliéster	1,22 - 1,38
Poliamida (Nylon)	1,05 - 1,14
Polietileno	0,90 - 0,96
Polipropileno	0,91

- Espessura

A espessura, expressa em mm, é definida como a distância entre a superfície inferior e superior de um geossintético, medida para uma dada pressão. A espessura nominal é obtida com uma pressão de 2 kPa. Os valores usuais situam-se entre 0,2 e 5mm para os geotêxteis não tecidos, 0,2 e 1,5mm para os geotêxteis tecidos, entre 1 e 5mm para as geogrelhas e entre 0 e 50mm para as geomembranas.

A relação entre a espessura e a pressão permitem avaliar a compressibilidade dos geossintéticos. A espessura destes materiais tem influência direta no seu comportamento mecânico e hidráulico.

1.3.2.3 Propriedades hidráulicas

As propriedades hidráulicas dos geossintéticos são a distribuição e dimensão das aberturas, a permeabilidade normal ao plano (permissividade) e a permeabilidade ao longo do seu plano (transmissividade). Podem ainda ser referidas outras propriedades, tais como a permeabilidade ao ar e a capacidade de filtração de solos.

De referir que as propriedades hidráulicas de um geossintético são mais influenciadas pelo processo de fabrico do que pelo tipo de polímero.

- Distribuição e dimensão das aberturas

A distribuição e dimensão das aberturas são características fundamentais para o dimensionamento dos geossintéticos como filtros. Esta característica influencia particularmente o comportamento hidráulico dos materiais pelo que é incluída nesta secção.

No caso das geogrelhas, as aberturas são uniformes, bastando medir o tamanho de uma delas para determinar a dimensão das aberturas do material. Porém no caso dos geotêxteis, verifica-se que as suas aberturas não possuem um único tamanho, mas sim um intervalo de tamanhos. Assim, a representação desse intervalo faz-se de forma análoga à utilizada para representar a granulometria de um solo e designa-se por porometria.

Em geral, o diâmetro das aberturas é expresso em mm ou em μm . Os seus valores usuais estão entre 0,06 e 0,15mm para geotêxteis não tecidos e entre 0,05 e 1,5mm para os geotêxteis tecidos. A dimensão equivalente de abertura, O_n (em geral, n tem o valor de 90%) representa a dimensão que é maior do que n% das aberturas do geossintético.

- Permissividade

A permissividade, como se referiu, é a permeabilidade normal ao plano do geossintético. Esta propriedade é fundamental para as funções de filtração, em que a água atravessa o material perpendicular ao longo do seu plano. A permissividade depende da estrutura das aberturas, distribuição e dimensão. É expressa como a razão entre o caudal que atravessa o geossintético e o produto entre a perda de carga total (constante) e a área da secção do geossintético por onde ocorre o fluxo. Normalmente é expressa em s^{-1} .

A permissividade apresenta, usualmente, valores entre $0,05$ e $0,5\text{s}^{-1}$ para os geotêxteis tecidos e $0,2$ e $2,5\text{s}^{-1}$ para os geotêxteis não tecidos.

- Transmissividade

A transmissividade é uma propriedade importante quando o geossintético exerce a função de drenagem. É caracterizada pelas condições de escoamento no plano do geossintético.

A transmissividade, θ , define-se como o produto entre a condutividade hidráulica no plano do geossintético numa determinada direção, k_p , e a espessura do mesmo, t , ver Equação (1.1).

$$\theta = k_p \cdot t \quad (1.1)$$

A transmissividade é geralmente expressa em m^2/s . O caudal conduzido no plano do geossintético, sob uma dada carga hidráulica, é proporcional à transmissividade hidráulica do mesmo.

Esta propriedade é dependente da espessura (portanto, das pressões aplicadas ao material) e da distribuição e dimensão das aberturas. Enquanto nos geotêxteis tecidos e não tecidos termicamente ligados a transmissividade é pequena, nos geotêxteis não tecidos agulhados e nas georredes esse parâmetro é elevado. Este facto justifica a utilização destes últimos materiais como drenos.

1.3.2.4 Propriedades mecânicas

Quando o geossintético exerce funções de reforço, as propriedades mecânicas constituem o grupo de características mais importantes. Durante o seu tempo de vida, um geossintético pode estar sujeito a variadas ações mecânicas, quer estáticas quer dinâmicas, como por exemplo esforços de tração e compressão (esforços distribuídos), de punçoamento (esforços concentrados) e de rasgamento (esforços concentrados e distribuídos).

As solicitações dinâmicas são provocadas por uma rápida transmissão de energia ao geossintético. As solicitações estáticas são provocadas por cargas constantes ao longo do seu tempo. Em geral, as primeiras estão associadas à colocação em obra dos geossintéticos, enquanto as segundas ocorrem durante o seu funcionamento.

As respostas destes materiais às solicitações em causa são refletidas pelas propriedades mecânicas dos geossintéticos, das quais se salientam, de seguida, algumas das mais importantes.

- Comportamento à tração

Esta propriedade dos geossintéticos depende de fatores como o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros. No entanto, os dois primeiros fatores referidos são os que mais influenciam o comportamento em causa.

A resposta dos geossintéticos quando sujeitos a tração (Figura 1.21) é, geralmente, caracterizada pela curva que relaciona a força por unidade de largura (expressa em kN/m) com as extensões (adimensionais, expressas usualmente em percentagem)

A partir da curva referida é possível obter: a resistência à tração (que é a força máxima por unidade de largura na rotura); a extensão na rotura; e o módulo de rigidez (definido como a razão entre força por unidade de largura e a extensão correspondente).

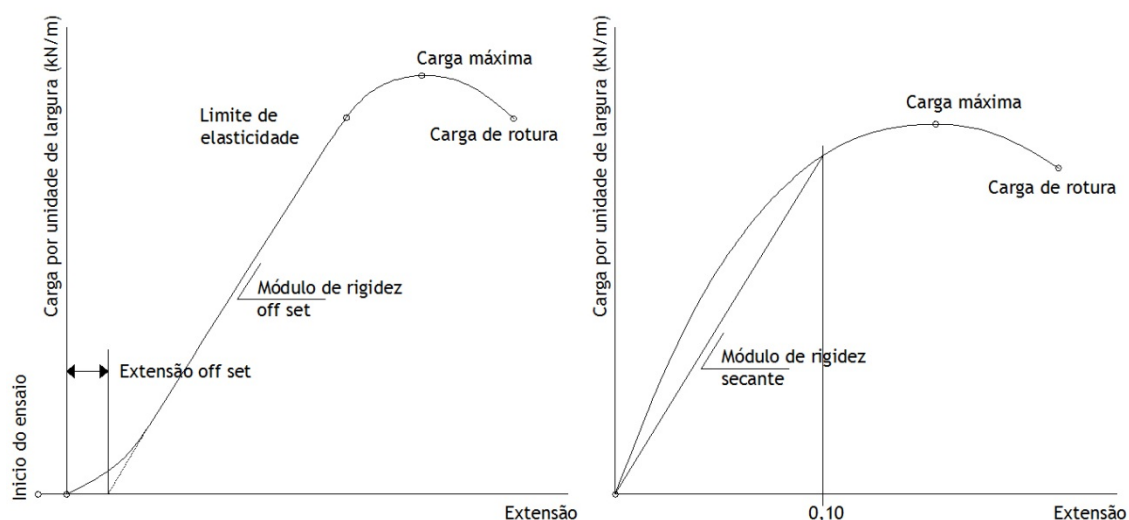


Figura 1.21 - Curvas típicas de força-extensão de geossintéticos, adaptado Pinho-Lopes (2004).

A resistência à tração e a extensão na rotura dependem de vários fatores tais como: as propriedades dos polímeros constituintes, a estrutura do geossintético, a direção da força aplicada, a razão de deformação, a temperatura, a tensão de confinamento, etc., Lopes (1992).

De forma simplificada, a deformação total de um geossintético é composta por duas parcelas: uma relativa à deformação dos componentes (mais significativa em geogrelhas e geotêxteis tecidos) e outra relativa à deformação estrutural (mais importante em geotêxteis não tecidos).

Na Figura 1.22 está ilustrado o comportamento à tração típico de alguns geossintéticos.

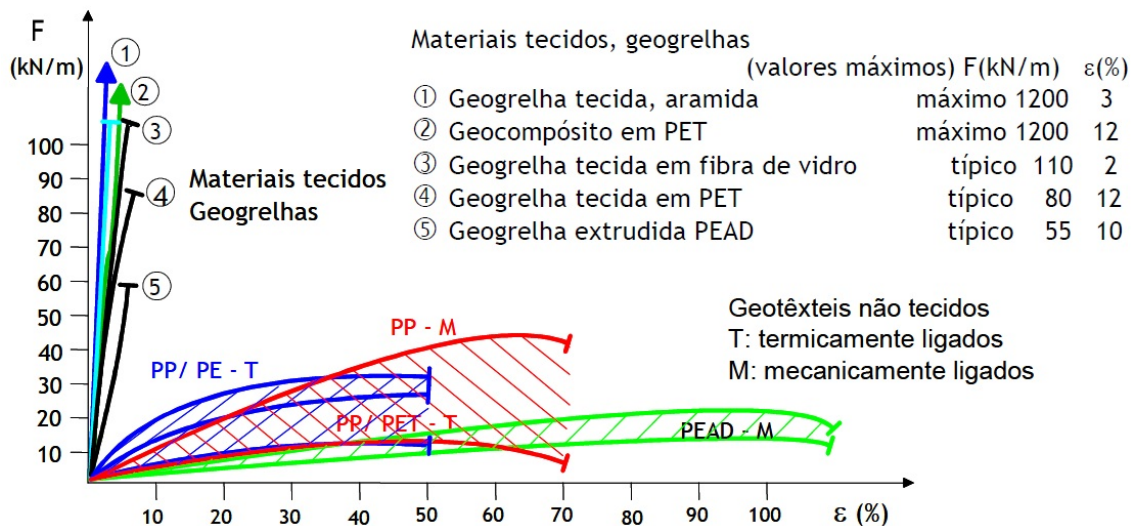


Figura 1.22 - Comportamento típico de geossintéticos, Müller-Rochholz (2000).

Note-se que, em geral, de entre os geotêxteis, os geotêxteis tecidos apresentam os valores mais baixos para a extensão, ou seja, rigidez mais elevada, e resistências mais elevadas. As geogrelhas normalmente apresentam grande estabilidade dimensional, resistência à tração elevada e módulo de rigidez elevado para níveis de extensão baixos.

- Resistência ao punçoamento

Quer durante, quer após a sua colocação em obra os geossintéticos estão vulgarmente sujeitos a ações de punçoamento, ou seja estão sujeitos a ações concentradas. A mais comum é quando o geossintético está a exercer a função de separação e pode estar sujeito a solicitações induzidas pelas partículas de agregados a separar. Assim, pode surgir uma descontinuidade no material, provocada por um dos três mecanismos seguintes: perfuração (golpe), punçoamento (efeito de compressão) e rebentamento.

A resistência ao punçoamento é definida com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques provocada por queda de materiais. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica. Consoante o mecanismo que lhe dá origem, a resistência ao punçoamento pode ser um comprimento, uma força ou uma pressão.

- Resistência ao rasgamento

Durante a instalação, os geossintéticos estão muitas vezes sujeitos a tensões de rasgamento pelo que é necessário avaliar a sua resistência a este fenómeno.

Define-se rasgamento como a rotura progressiva resultante de duas ações: uma localizada do tipo “perfuração”, e outra distribuída, do tipo “tração”. A força de rasgamento, expressa em kN, mede a resistência dos geossintéticos à propagação de rasgos locais.

- Atrito nas interfaces

Quando os geossintéticos atuam como reforço, uma das propriedades mais importantes a ter em conta é o atrito nas interfaces. Na realidade, a transferência de tensões do solo para o reforço é feita através da interação entre eles. A caracterização desta propriedade é feita com base na resistência ao corte da interface solo-geossintético, sendo geralmente expressa em kN/m² e podendo ser representada por uma lei idêntica à lei de Mohr-Coulomb, ou seja, por uma adesão e por um ângulo de atrito.

A resistência ao corte da interface solo-reforço será sempre menor ou igual à do solo, sendo função da rugosidade do geossintético, da granulometria do solo, entre outros.

A determinação dos parâmetros caracterizadores da interação solo-reforço pode ser feita por diversos métodos, destacando-se: o corte direto e o arranque. No caso de geossintéticos instalados sobre superfícies inclinadas, por exemplo em taludes de aterro de resíduos, há outro método de ensaio para caracterizar esta grandeza, o corte em plano inclinado.

Dado que neste trabalho se recorreu à realização de ensaios de arranque e de corte em plano inclinado, as questões relativas a estes ensaios são descritas de forma detalhada no Capítulo 4.

1.3.2.5 Propriedades relativas à durabilidade

A durabilidade, segundo Brown e Greenwood (2002), cobre todos os aspetos referentes a alterações irreversíveis nas propriedades dos materiais em estudo decorrentes da sua utilização e do tempo, incluindo todos os agentes ambientais que contribuem para a degradação, bem como todos os aspetos relativos a ações mecânicas, Pinho-Lopes (2004).

A durabilidade de um geossintético pode ser entendida como a capacidade que o material tem de manter determinadas propriedades ao longo de toda a sua vida útil. O problema essencial que envolve a questão da durabilidade consiste na determinação do espaço de tempo durante o qual um geossintético terá a capacidade de manter as propriedades que lhe são exigidas dentro dos valores mínimos requeridos, num dado meio ambiente.

Koerner (2005) distingue dois subtipos de propriedades relativas à durabilidade dos geossintéticos: as relativas à sua “endurance”, ou resistência durante o tempo de vida útil, e as que se referem à sua degradação. As relativas à “endurance” incluem: danificação durante a instalação dos geossintéticos, fluência, relaxação de tensões, abrasão e fluência em compressão. No que se refere degradação dos geossintéticos, são de referir a resistência aos agentes ambientais, à termo-oxidação, à hidrólise, aos agentes químicos e aos agentes biológicos.

Neste capítulo faz-se uma referência sumária destas propriedades, nos capítulos seguintes é feita uma análise mais detalhada de algumas delas (Capítulo 2, 3)

- Danificação durante a instalação em obra

A danificação dos geossintéticos durante a instalação em obra é um dos principais temas de estudo deste trabalho, pelo que é discutida largamente no Capítulo 3.

A danificação durante a instalação está relacionada com as solicitações a que os geossintéticos são submetidos durante a sua instalação, nomeadamente, devido às operações de colocação, espalhamento e compactação de material de aterro sobre o geossintético. Em algumas situações as

tensões devidas às operações de instalação podem ser mais gravosas que aquelas a que o material está sujeito durante a fase de operação ou às consideradas em dimensionamento, Koerner (2005).

- Fluência e rotura fluência

A fluência e a rotura em fluência dos geossintéticos são apresentadas de forma detalhada no Capítulo 3.

A fluência é um fenómeno que conduz ao aumento de deformação sob tensão constante. Isto acontece porque os polímeros que constituem os geossintéticos exibem comportamento elasto-viscoplástico, dependentes do tempo, da carga e da temperatura, sob tensão constante. A fluência de um geossintético depende essencialmente do tipo de polímero. O processo de fabrico (ou seja, a estrutura) tem uma influência bastante reduzida.

Shukla (2002) refere que, dependendo do tipo de polímero e da temperatura ambiente, a fluência pode ser bastante significativa, mesmo para níveis de tensão baixos (mesmo de 20% da resistência do geossintético).

A rotura em fluência dos geossintéticos está relacionada com a rotura brusca dos materiais após um longo período sob carga constante. Nestas situações não há alterações significativas da resistência do material até que, subitamente a resistência do material decresce rapidamente até atingir o valor da carga aplicada (momento em que ocorre a rotura do geossintético).

- Relaxação de tensões

A relaxação de tensões pode originar a rotura no geossintético por ação de solicitações alternadas, como por exemplo, o tráfego numa via de circulação. Este fenómeno está relacionado com a diminuição de tensões nos geossintéticos submetidos a deformação constante. A estrutura do geossintético é mais sensível à relaxação do que o próprio polímero.

A execução de ensaios de relaxação de tensões implica longos períodos de tempo (tal como os de fluência) e é bastante dispendioso. Por esta razão estes ensaios são muito pouco realizados, não havendo sequer um procedimento normalizado.

- Abrasão

A abrasão é outro dos fenómenos que pode conduzir à diminuição de resistência de um geossintético durante o seu tempo de vida útil. Esta propriedade pode ser definida como o desgaste do geossintético imposto por outros materiais em contacto com este, nomeadamente, agregados sujeitos a cargas cíclicas de pequena amplitude.

- Fluência em compressão

Esta propriedade é relevante quando o geossintético exerce a função de drenagem.

Os materiais sofrem diminuição da sua espessura com o tempo, dependendo da tensão aplicada (normal e de corte), o que conduz a uma redução da sua transmissividade. Pode ainda ocorrer rotura súbita do material de drenagem, pelo que este deixa de poder exercer essa função.

- Degradação por ação de agentes ambientais

A gama de comprimentos de onda a que pertence a radiação ultravioleta do espectro solar que atinge a superfície terrestre possui energia suficiente para quebrar a maior parte das ligações químicas presentes nas macromoléculas dos polímeros. A intensidade e a duração destas radiações são os fatores preponderantes da degradação por ação de agentes ambientais do polímero, embora as ações do oxigénio, da humidade e das temperaturas elevadas também contribuam para essa degradação. Assim, deve evitar-se que os geossintéticos fiquem sujeitos à luz solar, envolvendo-os

com revestimentos opacos e armazenando-os em estaleiros ao abrigo da luz, até se proceder à sua aplicação, que deve ser tão rápida quanto possível. Uma investigação exaustiva acerca da degradação por ação de agentes ambientais de geossintéticos por ser encontrada em Carneiro (2009).

- Degradação por termo-oxidação

Uma vez que o aumento da temperatura acelera as reações químicas, a degradação de um polímero, sendo um fenómeno essencialmente químico, é favorecida por esse aumento. Na presença de oxigénio, ocorre a ação conjugada da temperatura e do oxigénio, desenvolvendo-se a degradação termo-oxidativa. A intensidade deste tipo de degradação depende, naturalmente, da concentração de oxigénio em contacto com o polímero, sendo por isso, menor quando este está submerso em água. Uma investigação exaustiva acerca da degradação por termo-oxidação de geossintéticos por ser encontrada em Carneiro (2009).

- Degradação química

A degradação química pode ser provocada pela ação do oxigénio, dos iões metálicos, dos ácidos, das bases e solventes e da água. Estes fatores são responsáveis por profundas alterações nas cadeias moleculares constituintes dos polímeros. Naturalmente, essas alterações profundas acarretam modificações nas propriedades dos polímeros. A perda de propriedades mecânicas de um polímero, resultante deste tipo de degradação, depende da sua natureza química. Assim sendo, torna-se necessário juntar aos polímeros de base alguns aditivos que impeçam o desenvolvimento dos processos de degradação atrás referidos, tais como estabilizantes térmicos, anti-UV e antioxidantes. Uma investigação exaustiva acerca da degradação por agentes químicos de geossintéticos por ser encontrada em Carneiro (2009).

- Degradação biológica

Os plásticos podem degradar-se biologicamente por ação de microrganismos presentes nos maciços terrosos. Estes micro-organismos podem atuar diretamente sobre os polímeros de base dos plásticos, desenvolver a sua ação destrutiva sobre determinados aditivos presentes na composição dos geossintéticos, ou ainda favorecer o desenvolvimento de produtos agressivos para os materiais plásticos. Estudos realizados apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos uma vez que os micro-organismos consomem somente as frações poliméricas de muito baixo peso molecular, o que faz com que as propriedades dos plásticos não sejam praticamente afetadas. As geogrelhas, por serem produzidas com materiais mais grosseiros aos quais é adicionada uma significativa quantidade de carbono, possuem melhores características de durabilidade do que os geotêxteis convencionais.

1.3.2.6 Considerações finais

As propriedades referidas anteriormente são altamente dependentes da estrutura do geossintético e da natureza do polímero constituinte, havendo, no entanto, outros fatores que as influenciam bastante. No dimensionamento de geossintéticos, depois de definidas as funções que cada material irá desempenhar devem ser identificadas as propriedades relevantes e estabelecer uma relação hierárquica entre elas. Posteriormente, é necessário fixar valores limites para essas propriedades através de métodos de cálculo apropriado. Recomenda-se a realização de ensaios de identificação do geossintético antes da sua colocação em obra, para verificar se possui os valores mínimos exigidos a essas propriedades.

1.3.3 Normalização aplicável aos ensaios de geossintéticos

Os geossintéticos são, geralmente, ensaiados pelo fabricante, para controlo da produção, e pelo utilizador. Os ensaios realizados pelo utilizador têm por objetivo:

- selecionar um determinado produto para uma dada aplicação (ensaios de qualificação);
- identificar e controlar a qualidade dos produtos selecionados (ensaios de receção, identificação e controlo de qualidade).

Mais recentemente, a nível europeu, são realizados ensaios para verificar a conformidade dos produtos com os requisitos correspondentes e consequente atribuição da marcação CE.

Os ensaios de qualificação são usados para a quantificação das propriedades relevantes para as funções que o material irá desempenhar durante o tempo de vida útil da obra. Assim, estes ensaios devem atender às funções exercidas pelos geossintéticos, sem esquecer os métodos de cálculo adotados (empíricos, semi-empíricos ou analíticos). São ensaios longos, caros e complexos, principalmente quando comparados com os ensaios de identificação. É fundamental ter em conta que, com estes ensaios, se pretende definir o comportamento do sistema solo-geossintético para níveis de tensão e condições ambientais idênticas às previstas na obra.

Os ensaios de identificação e controlo de qualidade têm como objetivo identificar o produto selecionado e verificar se, após as operações de transporte manuseamento e armazenamento, os valores das propriedades relevantes estão de acordo com os limites estabelecidos nas especificações de qualidade do material. Estes ensaios são relativamente simples e bastantes comuns, em estaleiro ou em laboratório. Geralmente, estes ensaios referem-se apenas ao geossintético e não ao sistema em que este estará inserido em serviço.

Nos Quadro 1.5 ao Quadro 1.9 resumem-se a normas de ensaio de geossintéticos aplicáveis no espaço comunitário.

Quadro 1.5 - Normas CEN de terminologia, identificação e amostragem de geossintéticos.

Número	Nome
NP EN ISO 9862:2007	Geossintéticos. Amostragem e preparação de provetes
NP EN ISO 9863-1:2006	Geossintéticos. Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camadas simples
NP EN ISO 9864:2006	Geossintéticos. Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados
EN ISO 9863-2:1996	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of thickness at specified pressures. Part 2: Procedure for determination of thickness of single layers of multilayer products
NP EN ISO 10318:2010	Geossintéticos. Termos e definições
NP EN ISO 10320:2003	Geotêxteis e produtos relacionados. Identificação em obra
NP EN 14196:2007	Geossintéticos. Métodos de ensaio para a determinação da massa por unidade de área das barreiras geossintéticas argilosas

Quadro 1.6 - Normas CEN referentes às exigências para os geossintéticos com vista a marcação CE.

Número	Nome
NP EN 13249:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização na construção de estradas e outras zonas de tráfego (excluindo vias férreas e pavimentos betuminosos)
NP EN 13250:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização na construção de vias-férreas
NP EN 13251:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em obras de terraplanagem, fundações e estruturas de suporte
NP EN 13252:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em sistemas de drenagem
NP EN 13253:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização para controlo da erosão (protecção costeira e revestimento das margens)
NP EN 13254:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para utilização na construção de reservatórios e barragens
NP EN 13255:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização na construção de canais
NP EN 13256:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização na construção de túneis e de estruturas subterrâneas
NP EN 13257:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em depósitos de resíduos sólidos
NP EN 13265:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para a utilização em projectos de depósitos de resíduos líquidos
NP EN 13361:2006	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para a utilização na construção de reservatórios e barragens
NP EN 13362:2007	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para utilização na construção de canais
NP EN 13491:2006	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para a utilização como barreira aos líquidos na construção de túneis e estruturas subterrâneas
NP EN 13492:2007	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para a utilização na construção de estruturas de deposição de resíduos líquidos, estações de transferência ou confinamento secundário
NP EN 13493:2007	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para a utilização na construção de estruturas de armazenamento e de deposição de resíduos sólidos
CEN/TR 15019:2005	Geotextiles and geotextile-related products - On-site quality control
EN 15381:2008	Geotêxteis e produtos relacionados. Características requeridas para uso em revestimentos de pavimentos e asfalto
EN 15382:2008	Barreiras geossintéticas. Características requeridas para a utilização em infraestruturas de transporte

Quadro 1.7 - Normas CEN para ensaios mecânicos de geossintéticos.

Número	Nome
EN ISO 10319:2008	Geosynthetics. Wide-width tensile test
EN ISO 10321:2008	Geosynthetics. Tensile test for joints/seams by wide-width strip method
EN ISO 10722:2007	Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material
NP EN ISO 12236:2008	Geossintéticos. Ensaio do punçoamento estático (ensaio CBR)
NP EN ISO 12957-1:2007	Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de corte directo
NP EN ISO 12957-2:2007	Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado
EN ISO 13426-1:2003	Geotextiles and geotextile-related products. Strength of Internal structural junctions. Part 1: Geocells
EN ISO 13426-2:2005	Geotextiles and geotextile-related products. Strength of internal structural junctions. Part 2: Geocomposites
NP EN ISO 13427:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Simulação do dano por abrasão (ensaio de bloco deslizante)
NP EN ISO 13428:2007	Geossintéticos. Determinação da eficácia de protecção de um geossintético contra danos por impacto
EN ISO 13431:1999	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of tensile creep and creep rupture behaviour
NP EN ISO 13433:2008	Geossintéticos. Ensaio de perfuração dinâmica (ensaio com queda de cone)
EN 13719:2002	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of the long term protection efficiency of geotextiles in contact with geomembranes barriers.
NP EN 13738:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo.
EN 14574:2004	Geosynthetics. Determination of the pyramid puncture resistance of supported geosynthetics.
EN ISO 25619-1:2008	Geosynthetics. Determination of compression behaviour. Part 1: Compressive creep properties
EN ISO 25619-2:2008	Geosynthetics. Determination of compression behaviour. Part 2: Determination of short-term compression behaviour

Quadro 1.8 - Normas CEN para ensaios hidráulicos de geossintéticos.

Número	Nome
EN ISO 11058:2010	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of water permeability characteristics normal to the plane, without load
EN ISO 12956:2010	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of the characteristic opening size
EN ISO 12958:2010	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of water flow capacity in their plane
EN 13562:2000	Geotextiles and geotextile-related products. Determination of resistance to penetration by water (hydrostatic pressure test)
NP EN 14150:2008	Barreiras geossintéticas. Determinação da permeabilidade aos líquidos

Quadro 1.9 - Normas CEN referentes à durabilidade dos geossintéticos.

Número	Nome
NP EN 12224:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima
NP EN 12225:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo
NP EN 12226:2005	Geotêxteis e produtos relacionados. Ensaio gerais para avaliação após os ensaios de durabilidade
NP EN 12447:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência à hidrólise na água
NP EN ISO 13437:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Método para instalação e extracção de amostras no solo e preparação de provetes para ensaios em laboratório
NP EN ISO 13438:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência à oxidação
EN 14030:2001	Geotextiles and geotextile-related products. Screening test method for determining the resistance to acid and alkaline liquids
NP EN 14414:2007	Geossintéticos. Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência química para utilização em aterros de resíduos
NP EN 14415:2007	Barreiras geossintéticas. Método de ensaio para a determinação da resistência à lixiviação
CEN/TS 14416:2005	Geosynthetic barriers - Test method for determining the resistance to roots
CEN/TS 14417:2005	Geosynthetic barriers - Test method for the determination of the influence of wetting-drying cycles on the permeability of clay geosynthetic barriers
CEN/TS 14418:2005	Geosynthetic barriers - Test method for the determination of the influence of freezing-thawing cycles on the permeability of clay geosynthetic barriers
NP EN 14575:2007	Barreiras geossintéticas. Método de ensaio para a determinação da resistência à oxidação
NP EN 14576:2007	Geossintéticos. Método de ensaio para a determinação da resistência das barreiras geossintéticas poliméricas à fissuração por tensão provocada pelos agentes ambientais
NP ISO TR 13434	Geotêxteis e produtos relacionados - Directrizes sobre durabilidade (ISO TR 13434: 1998) (aguarda publicação)
NP EN 12224:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima
NP EN 12225:2006	Geotêxteis e produtos relacionados. Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo

As normas Europeias (no CEN/TC 189) são de aplicação obrigatória a nível nacional. A normalização permite maior qualidade nos trabalhos que envolvam geossintéticos. Está em vigor a obrigatoriedade da marcação CE para os geotêxteis e produtos relacionados. Torna-se por isso importante que as empresas produtoras cumpram a legislação, e dela tirem partido, uma vez que constituem instrumentos para facilitar a utilização destes materiais.

1.4 APLICAÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS

A aplicação de geossintéticos em engenharia civil tem vindo a aumentar muito nas últimas décadas. As razões para esta explosão na aplicação de tais materiais são inúmeras, sendo as mais importantes: tratar-se de materiais de fácil e rápida instalação; poderem evitar a utilização de

materiais naturais com baixa ocorrência; evitem o recurso a estruturas de dimensionamento complicado; permitirem a utilização de solos que tradicionalmente não seriam considerados adequados, quer como materiais de aterro, quer como materiais de fundação de estruturas diversas; e terem vindo ser introduzidos no mercado a preços relativamente baixos.

São assim, materiais, de modo geral, com custos menores e mais versáteis quando comparados com as metodologias e materiais tradicionais.

As principais aplicações de geossintéticos são também referidas na NP EN ISO 10318 (2010). Na Figura 1.23 estão representadas as aplicações de forma esquemática.

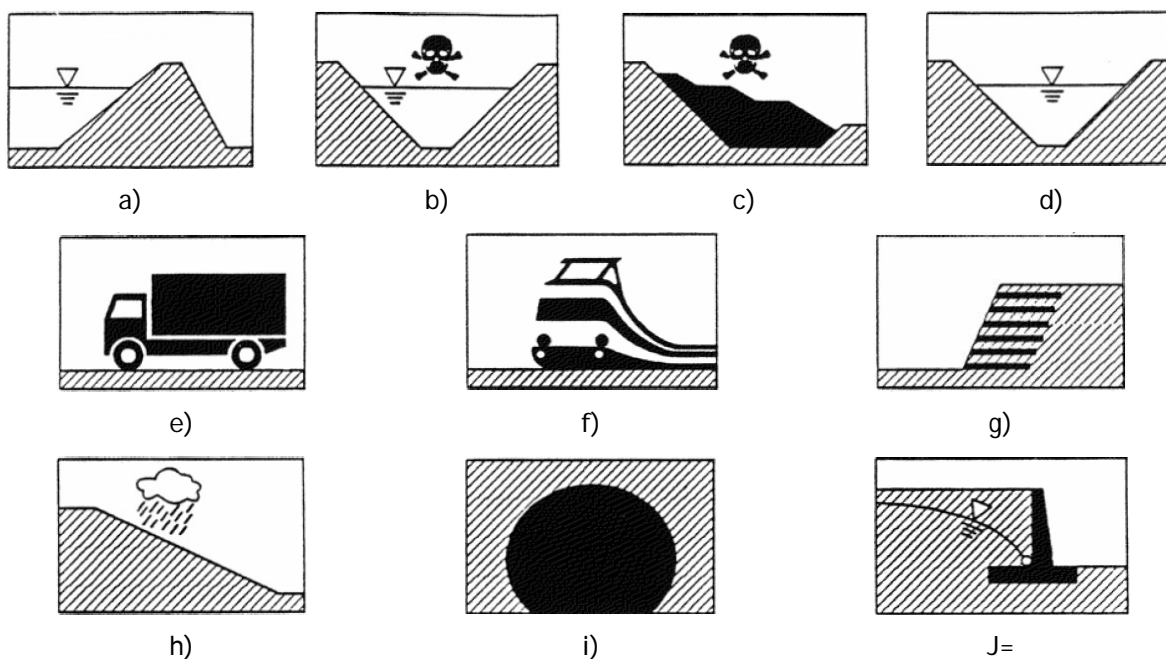


Figura 1.23 - Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético, NP EN ISO 10318 (2010): a) reservatórios e barragens; b) depósito de resíduos líquidos; c) depósito de resíduos sólidos; d) canais; e) obras rodoviárias; f) obras ferroviárias; g) fundações e estruturas de suporte; h) sistemas de controlo de erosão; i) túneis e estruturas subterrâneas; j) sistemas de drenagem.

Para cada aplicação, um determinado geossintético pode exercer uma ou mais funções. Assim, as características exigidas para um geossintético dependem, por um lado, da função que este irá desempenhar, mas, por outro lado, dependem também da aplicação onde serão incluídos. Para tal é necessário identificar quais as principais propriedades dos geossintéticos e os correspondentes valores que o geossintético deve possuir para que possa funcionar ao longo de todo o tempo de vida útil da estrutura em que será incluído.

2 COMPORTAMENTO MECÂNICO A CURTO PRAZO. INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.1 INTRODUÇÃO

O geossintético está, em praticamente todas as suas aplicações sujeito a solicitações mecânicas, que podem ser esforços de tração ou compressão (esforços distribuídos), punçoamento (esforços concentrados) e rasgamento (esforços concentrados e esforços distribuídos).

Por outro lado, estas solicitações podem ser provocadas por uma rápida transmissão de energia aos geossintéticos (forma dinâmica), ou podem ser estáticas (cargas constantes ao longo do tempo). As primeiras estão associadas principalmente à colocação em obra dos geossintéticos, enquanto as segundas ocorrem durante o seu funcionamento em particular quando o geossintético exerce a função de reforço. Assim, é necessário que o geossintético exiba resistência à tração, rigidez e flexibilidade adequadas, durante o seu período de vida útil, daí que seja também fundamental a caracterização do seu comportamento mecânico a longo prazo.

A interação solo-geossintético também assume primordial importância quando o geossintético exerce a função de reforço. Aliás é através das interfaces solo-geossintético que se dá a transferência de tensões do solo para o reforço, necessária para o funcionamento conjunto da estrutura solo-geossintético. É assim fundamental que a resistência dessas interfaces seja adequada.

Neste capítulo são tratadas de forma breve as questões relativas ao comportamento mecânico de curto prazo, principalmente no comportamento dos geossintéticos quando submetidos a solicitações de tração. São referidos os ensaios associados a este tipo de comportamento e são apresentados os principais fatores que influenciam as características mecânicas destes materiais, bem como alguns resultados da bibliografia.

Posteriormente, serão referidas as principais questões relativas à interação solo-geossintético e ao estudo da resistência das interfaces entre os dois materiais. São discutidos alguns dos fatores que influenciam a interação solo-geossintético e apresentam-se os ensaios laboratoriais para quantificação da resistência da interface solo-geossintético.

No que se refere ao comportamento mecânico de longo prazo será feita uma breve descrição no capítulo seguinte (Capítulo 3) onde serão referidas as principais questões relativas à durabilidade de geossintéticos e ao comportamento mecânico de longo prazo.

2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO A CURTO PRAZO

2.2.1 Tipos de ensaios

Como já referido, para que um geossintético possa desempenhar corretamente a função de reforço, um dos requisitos fundamentais é o de apresentar um comportamento adequado, quando submetido a uma solicitação de tração. Esta é uma das propriedades mecânicas de curto prazo dos geossintéticos mais utilizadas no dimensionamento e caracterização destes materiais. Para avaliar estas propriedades é comum recorrer a ensaios de tração com razão de deformação constante (Figura 2.1 a)) de acordo com a EN ISO 10319 (2008) - "Geosynthetics. Wide-width tensile test".

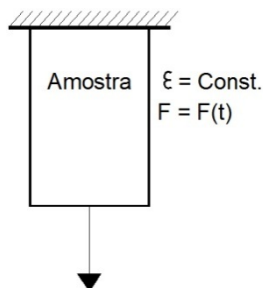


Figura 2.1 - Ensaios de tração com razão de deformação constante, EN ISO 10319 (2008).

Neste ensaio a resposta dos geossintéticos é caracterizada pela curva que relaciona a força por unidade de largura (em kN/m) com a extensão (adimensional, expressa usualmente em percentagem) Figura 2.2. Para obter tensões seria necessário dividir a força por unidade de largura pela espessura do geossintético mas, como a espessura varia, quer com a carga aplicada, quer durante o processo de extensão, tal não é vulgarmente utilizado.

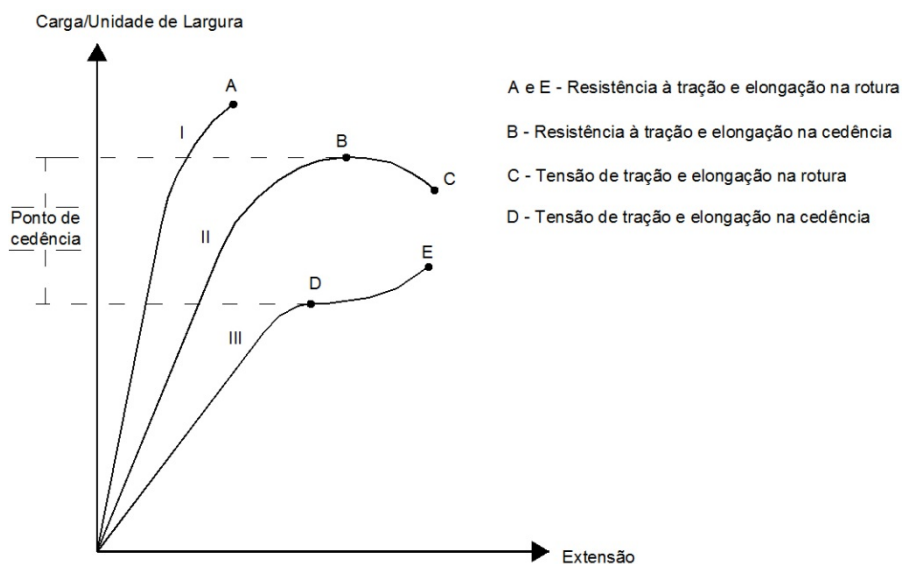


Figura 2.2 - Curvas típicas de materiais poliméricos.

A partir da curva referida é possível obter a resistência à tração a curto prazo, a extensão na rotura, o módulo de rigidez (definido como a razão entre a força por unidade de largura e a extensão correspondente) e a robustez (trabalho por unidade de volume realizado antes da rotura do geossintético).

2.2.2 Comportamento carga extensão

Na base da caracterização do comportamento mecânico a curto prazo dos geossintéticos, está a curva força de tração-extensão, Figura 2.2. Como se pode observar na figura, as curvas carga-extensão dos geossintéticos são não-lineares, embora, haja um troço aproximadamente linear.

Dada a não linearidade das curvas força de tração - extensão dos geossintéticos, o módulo de rigidez destes materiais pode ser avaliado das seguintes formas, Figura 2.3.

- módulo tangente inicial (J_i), aplicável quando a inclinação da curva referida é quase linear, podendo-se obter um valor quase preciso (é utilizado em geotêxteis tecidos e alguns não tecidos);

- módulo tangente compensado ($J_{t\epsilon}$), aplicável quando o trecho inicial da curva tração/extensão é muito abatido (comum para os geotêxteis não tecidos agulhados), determinando-se desprezando o trecho inicial da curva e deslocando o eixo dos yy para o ponto onde este intersecta o trecho ascendente da curva;

- módulo secante ($J_{sec\epsilon}$), geralmente, correspondente a uma extensão de 10%. Esta é a forma mais utilizada para a definição do módulo de rigidez que não é mais do que a inclinação da reta que passa pela origem e pelo ponto da curva correspondente a 10% de extensão.

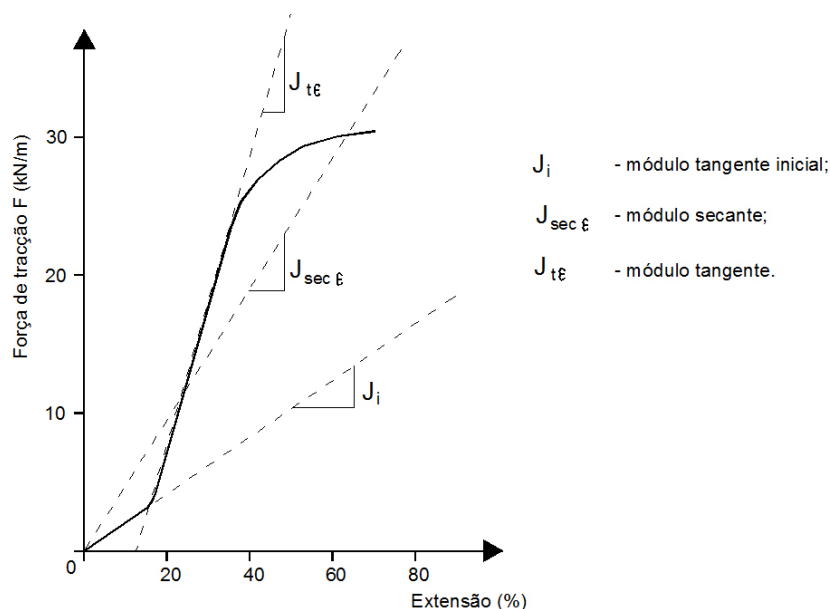


Figura 2.3 - Módulo de rigidez dos geossintéticos.

O módulo de rigidez tangente inicial dos geotêxteis não tecidos agulhados é baixo, já que uma extensão imposta provoca, a curto prazo, o deslizamento das ligações. No caso dos geotêxteis termicamente ligados, o módulo de rigidez tangente inicial é elevado pois as ligações rígidas são imediatamente solicitadas quando os materiais são tracionados.

2.2.3 Componentes de deformação de um geossintético

O comportamento mecânico dos geossintéticos depende de vários fatores tais como: o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros. No entanto, os dois primeiros fatores referidos são os que mais influenciam o comportamento em causa. Na verdade a importância do polímero constituinte é função do tipo de estrutura do geossintético podendo ser ou não preponderante no seu comportamento global.

Simplificadamente, pode-se considerar que a deformação total de um geossintético é composta por duas parcelas: uma relativa à deformação dos componentes e outra devido à deformação da estrutura. De um modo geral pode-se afirmar que em geotêxteis tecidos e geogrelhas o parâmetro que controla a deformação total é o material constituinte (deformação dos componentes) enquanto em geotêxteis não tecidos é a estrutura do material (deformação estrutural) que domina o comportamento global.

Na Figura 2.4 a) estão representados os resultados de ensaios de tração de filamentos de diferentes polímeros, Van Zanten (1986). Como se pode observar o polímero que exibe maior resistência e rigidez é o poliéster. Assim, os materiais com forças intermoleculares mais fortes exibem maior resistência, tal como é o caso dos poliésteres e das poliamidas. Nos poliésteres essas forças

resultam da rigidez da cadeia molecular, enquanto nas poliamidas resultam das ligações de hidrogénio. Por sua vez, os polipropilenos e os polietilenos, com forças intermoleculares mais fracas, exibem menor resistência.

No entanto não se pode concluir que um geossintético constituído pelo polímero de poliéster seja aquele que terá melhores propriedades tensão/extensão. De facto, um geossintético com uma estrutura rígida (geogrelha) constituído por um polímero com propriedades resistentes baixas (polipropileno) pode apresentar melhores características tensão/extensão do que estruturas muito deformáveis (geotêxteis não tecidos) produzidas a partir de um polímero com melhor comportamento mecânico (poliéster) ver Figura 2.4 b).

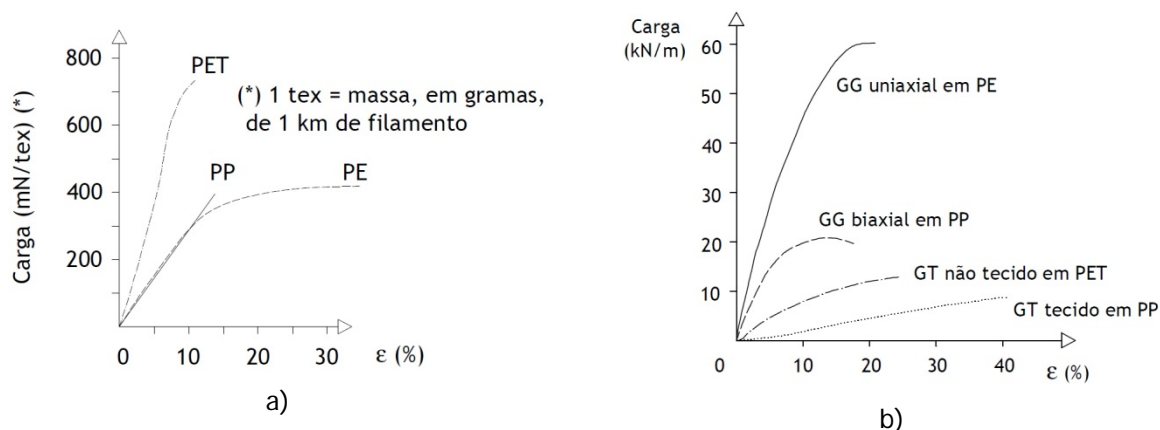


Figura 2.4 - Ensaios de tração: a) filamento de diferentes polímeros, adaptado de Van Zanten (1986); b) diferentes estruturas e diferentes polímeros constituintes, adaptado de Lopes (1992).

Assim, em geral as geogrelhas e as fitas de filamentos tecidos (muitas vezes sob a forma de geogrelhas tecidas) exibem maior resistência e rigidez. Por sua vez, os geotêxteis não tecidos, em particular os que são ligados mecanicamente, exibem menor resistência e menor rigidez. De facto, estes materiais sofrem extensões muito significativas, devidas, essencialmente, às extensões que ocorrem durante a aplicação da carga.

A título indicativo refere-se que o valor da deformação na rotura nos geotêxteis tecidos varia entre 10% a 35%, enquanto nos geotêxteis não tecidos agulhados em PET varia de 50 a 100%. Por sua vez, nos geotêxteis não tecidos termossoldados em PP e PE a deformação em causa está entre 20 a 70%.

2.2.4 Influência do confinamento do geossintético

Na maioria das aplicações os geossintéticos estão confinados por camadas de solo, assim os ensaios de tração referidos anteriormente não são representativos do comportamento real destes materiais em serviço. Alguns autores procederam à realização de ensaios de tração em que os geossintéticos estão confinados entre camadas de solo, de forma a perceber qual o comportamento real dos geossintéticos.

A influência do confinamento dos geossintéticos entre camadas de solo, no seu comportamento mecânico, é mais relevante nos geotêxteis, principalmente nos geotêxteis não tecidos. Esta influência tem sido desde há muito reconhecida graças ao trabalho pioneiro desenvolvido por McGown et al. (1982). Na Figura 2.5 está representado um equipamento que permite a realização deste tipo de ensaio. Desde então vários autores estudaram o efeito do confinamento de geossintéticos no seu comportamento à tração: Leshchinsky e Field (1987), Wu e Arabian (1988),

Kakkalis e Papacharisis (1989), Ling et al. (1992), Gomes (1993), Boyle et al. (1996), Palmeira (1996), Palmeira et al. (1996), Helwany e Shih (1998) e Mendes et al. (2007).

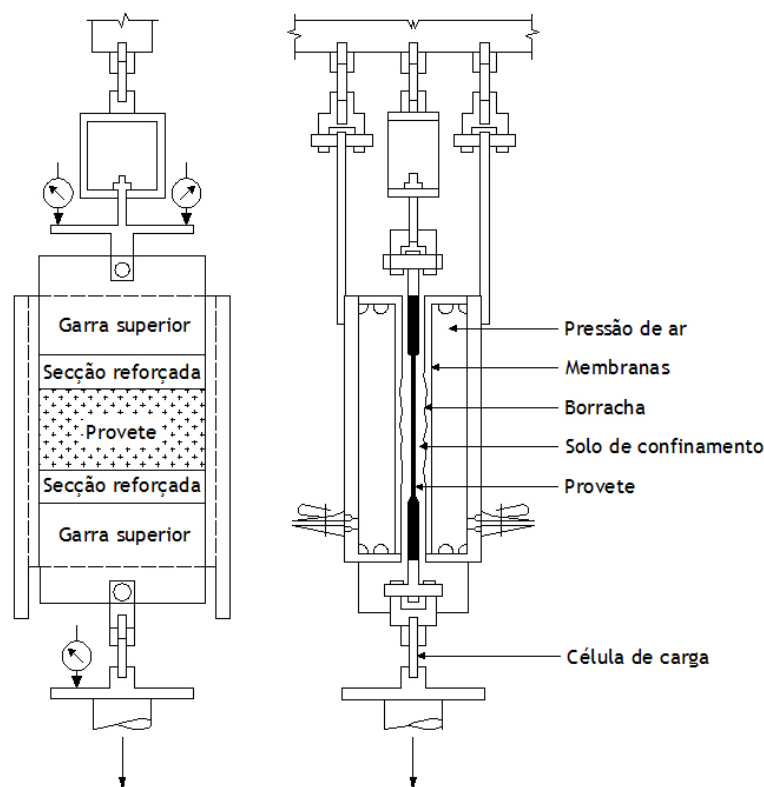


Figura 2.5 - Ensaio de tração de geossintéticos confinados em camadas de solo, adaptado de McGown et al. (1982).

McGown et al. (1982) estudaram a influência do confinamento no comportamento carga-extensão de um geotêxtil tecido em PP e de um geotêxtil não tecido em PET. A tensão de confinamento que utilizaram foi de 0 e de 100kN/m^2 ; o solo era uma areia Leighton Buzzard, com partículas de dimensões entre 0,3 e 2,0mm e de diâmetro médio de 0,85mm; o coeficiente de uniformidade do solo era 1,22. Os ensaios foram realizados para uma razão de extensão de 2%/mim e a uma temperatura ambiente de 20°C .

Na Figura 2.6 estão representados os resultados obtidos por estes autores, verificando-se que só no caso do geotêxtil não tecido é que o confinamento é relevante para as curvas carga-extensão.

Para os geotêxteis não tecidos, a extensão estrutural é muito mais importante do que a extensão dos componentes. Por esta razão, a restrição à extensão estrutural, imposta pela tensão de confinamento, conduz à melhoria das características carga-extensão destes materiais. Por sua vez, nos geotêxteis tecidos, a influência da tensão de confinamento no comportamento carga-extensão é reduzida. Isto porque a extensão estrutural é reduzida, pelo que a extensão do material é condicionada, principalmente, pela extensão dos seus componentes e consequentemente, pelo polímero constituinte. De facto, a restrição à extensão estrutural nos geotêxteis não tecidos deve-se, por um lado, ao aumento das forças de atrito entre componentes e, por outro, à diminuição do deslizamento e reorientação dos componentes, devido ao maior contacto dos grãos de solo com estes, Lopes (1993).

Boyle et al. (1996) realizaram ensaios de tração de seis geotêxteis, quer isolados quer confinados em solos. No que se refere ao confinamento, os autores concluíram que os valores da rigidez dos

geotêxteis não tecidos aumentam com o confinamento, o mesmo não acontecendo no caso dos geotêxteis tecidos.

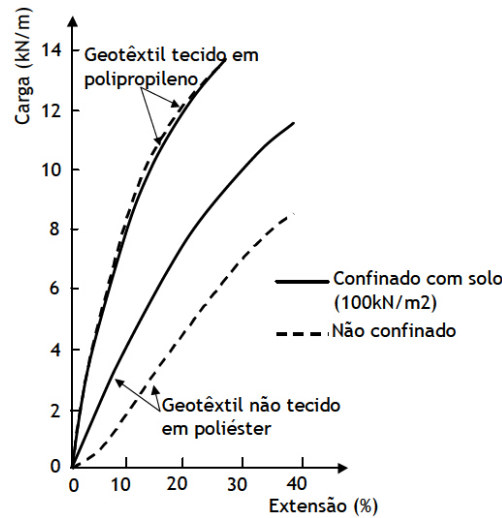


Figura 2.6 - Influência da tensão de confinamento nas curvas carga-extensão de dois geossintéticos, McGown et al. (1982).

A Figura 2.7 mostra os resultados de ensaios de tração de um geotêxtil não tecido agulhado confinado para diferentes tipos de solos (variando desde silte a areia grossa) usando um equipamento idêntico ao da Figura 2.5. Os resultados são apresentados em termos de módulo de rigidez secante (em kN/m) versus extensão (em %), Palmeira et al. (1996). Os resultados de um ensaio com uma membrana de borracha lubrificada confinando o geotêxtil são também apresentados. Neste caso, não há impregnação de partículas de solo no geotêxtil e a lubrificação da membrana reduz o atrito com o geotêxtil. Assim a influência do atrito entre os dois materiais é minimizada, fornecendo um limite inferior para os resultados do ensaio. Independentemente do material usado no confinamento do geotêxtil, a rigidez à tração é consideravelmente maior em comparação com os resultados do ensaio sem confinamento do geotêxtil.

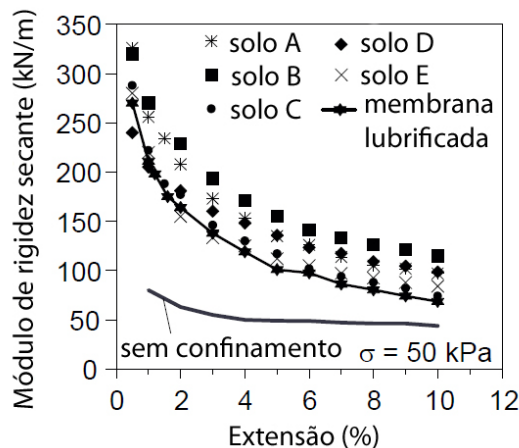


Figura 2.7 - Influência do confinamento no comportamento à tração de um geotêxtil não tecido, adaptado de Palmeira et al. (1996).

Na Figura 2.8 são apresentados os resultados de ensaios de tração de um geotêxtil não tecido agulhado (400g/m²) confinado para diferentes níveis de impregnação do geotêxtil por partículas de solo, usando uma tensão de confinamento de 100kPa. O nível de impregnação das partículas de solo (λ) foi quantificado como a razão entre a massa das partículas de solo por unidade de área e a

massa das fibras de geotêxtil por unidade de área. A presença de partículas de solo no interior do geotêxtil pode aumentar a rigidez à tração do material. A presença destas partículas reduz o espaço disponível para as fibras se alongarem, Mendes et al. (2007). Os autores também observaram que a forma das partículas de solo influencia o comportamento à tração do geossintético. Partículas arredondadas apresentam-se menos eficazes do que partículas angulares no aumento da rigidez à tração do geotêxtil.

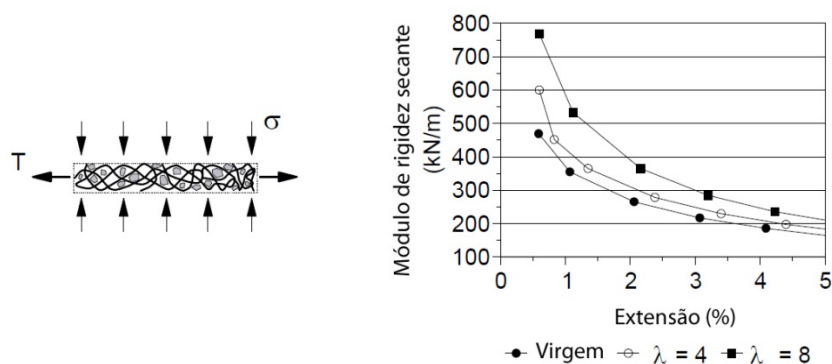


Figura 2.8 - Influência da impregnação de partículas de solo num geotêxtil não tecido na sua rigidez à tração, Mendes et al. (2007).

Segundo Koerner (2005), alguns estudos realizados sob estas condições mostram que, nos geotêxteis não tecidos agulhados, e só nestes materiais, a realização de ensaios sob estas condições implica uma melhoria do comportamento carga-extensão, em particular devido ao aumento do módulo de rigidez. O autor refere que uma explicação para este fenómeno pode estar no facto de, sob confinamento, as fibras (distribuídas de forma aleatória) quando submetidas a esforços de tração manterem as suas posições originais. Este mecanismo conduz ao desaparecimento da zona inicial abatida da curva carga-extensão típica destes materiais.

2.3 INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.3.1 Considerações iniciais

Conhecer o comportamento mecânico dos geossintéticos, nomeadamente a interação solo-geossintético, assume primordial importância quando o geossintético desempenha a função de reforço. Assim o conhecimento da interação solo-geossintético é de extrema importância para a conceção e dimensionamento de estruturas de solos reforçados com geossintéticos.

A resistência mobilizada entre a superfície de um geossintético e qualquer outra superfície depende, entre outras coisas das propriedades físicas e mecânicas desse geossintético. No contexto da aplicação de geossintéticos em engenharia civil, o projetista está geralmente interessado na resistência da interface que pode ser mobilizada entre um geossintético e um solo ou entre um geossintético e qualquer outro material de construção, tal como blocos de betão ou até outro geossintético, Ingold (1994).

Dado que é através das interfaces solo-geossintético que se dá a transferência de tensões do solo para o reforço, necessárias para o funcionamento conjunto da estrutura compósita, é fundamental que a resistência dessas interfaces seja adequada. Para se proceder ao dimensionamento de uma obra de reforço, é necessário conhecer o valor do coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço. Assim, a seleção dos geossintéticos a utilizar numa obra de reforço (por exemplo, de um

muro ou de um talude) deve ser associada à realização de ensaios de caracterização do comportamento conjunto solo-geossintético.

Neste subcapítulo começa-se por descrever os fenómenos de interação solo-geossintético, os mecanismos de interação seguindo-se a quantificação da influência de vários fatores nos referidos fenómenos. Por fim, são apresentados os ensaios laboratoriais para quantificação da resistência da interface solo-geossintético.

2.3.2 Reforço de solos com geossintéticos

2.3.2.1 Conceito

De acordo com Sawicki (2000), o solo reforçado é um material de construção que consiste numa matriz (de solo) reforçado com um outro material (tais como fitas metálicas e geossintéticos). Tradicionalmente, a matriz é constituída por material de aterro (solo granular) com propriedades resistentes elevadas e os reforços são colocados na horizontal e de forma regular na massa de solo. A interação solo-reforço é mobilizada em toda a área de contacto daqueles elementos com o solo envolvente. Fatores como a geometria do sistema solo-geossintético e o processo construtivo podem influenciar as características de interação solo-geossintético. Todavia, estas são fortemente determinadas pelo mecanismo de interação, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (índice de compacidade, forma e dimensão dos grãos, granulometria, teor em água, etc.) e pelas propriedades mecânicas, forma e geometria dos geossintéticos.

As aplicações de solo reforçado são muitas, destacando-se: muros de suporte, encontros de pontes, barragens, aterros, fundações, obras rodovias e ferroviárias, estruturas industriais, costeiras e militares.

Descrições mais detalhadas em português, da técnica de reforço de solos com geossintéticos e questões relacionadas em: Lopes (1992), Borges (1995), Ladeira (1995), Pinho-Lopes (1998), Costa Lopes (2001), Mendonça (2004), Silvano (2005), Pinho-Lopes (2004) e Castorina (2008).

2.3.2.2 Comportamento dos solos reforçados e não reforçados.

No estudo da interação solo-geossintético os solos mais usados são os solos granulares, isto porque as suas propriedades são determinantes na eficácia da interação solo-geossintético e a grande parte das aplicações dos geossintéticos são com solos deste tipo.

O índice de compacidade dos solos granulares influencia em muito a resistência e rigidez nestes solos. Os solos densos são mais rígidos e resistentes que os solos soltos, devido ao maior imbricamento dos grãos. Durante o processo de corte, as forças mobilizadas devido ao rearranjo dos grãos são mais elevadas nos solos densos, enquanto as forças de atrito intergranular são praticamente independentes do índice de compacidade do solo, Lopes (2002). Quando o processo de corte se inicia, o índice de vazios dos solos densos é inferior ao crítico, induzindo as tensões de corte aumento de volume e de resistência do solo. Para pequenas deformações, a curva tensão-deformação dos solos densos evidencia um pico que depende do aumento de volume e do índice de compacidade inicial. Para grandes deformações, quando o imbricamento dos grãos é anulado, o índice de vazios do solo é igual ao crítico e a resistência do solo é constante e coincidente com a resistência a volume constante.

No início do processo de corte, o índice de vazios dos solos soltos é maior do que o crítico e as tensões de corte induzem reduções de volume. A curva tensão-deformação do solo não evidencia qualquer pico, a resistência máxima do solo é igual à resistência evidenciada pelos solos densos a

volume constante e é mobilizada para grandes deformações, quando o índice de vazios do solo iguala o valor crítico.

A tensão de confinamento, a forma dos grãos e a granulometria são outros dos parâmetros que podem influenciar o comportamento dos solos granulares. O aumento da tensão de confinamento leva à redução do índice de vazios crítico do solo, tornando-se o seu comportamento menos dilatante e aproximando-se os valores das resistências de pico e a volume constante. A granulometria e a forma dos grãos influenciam o índice de compactidade do solo, já que arranjos mais soltos ou mais densos são determinados por estes dois parâmetros. Apesar de a dimensão dos grãos não ter um papel determinante no comportamento dos solos granulares, é da maior importância no que se refere à interação solo - geossintético, especialmente quando o geossintético é uma geogrelha.

Por fim, refira-se que as características do comportamento dos solos granulares não se alteram quando estes são reforçados, embora a sua resistência aumente com a presença dos reforços (Figura 2.9), especialmente quando estes são colocados na direção das deformações de tração do solo, permitindo assim o desenvolvimento de tensões de tração nos reforços, McGown et al. (1978).

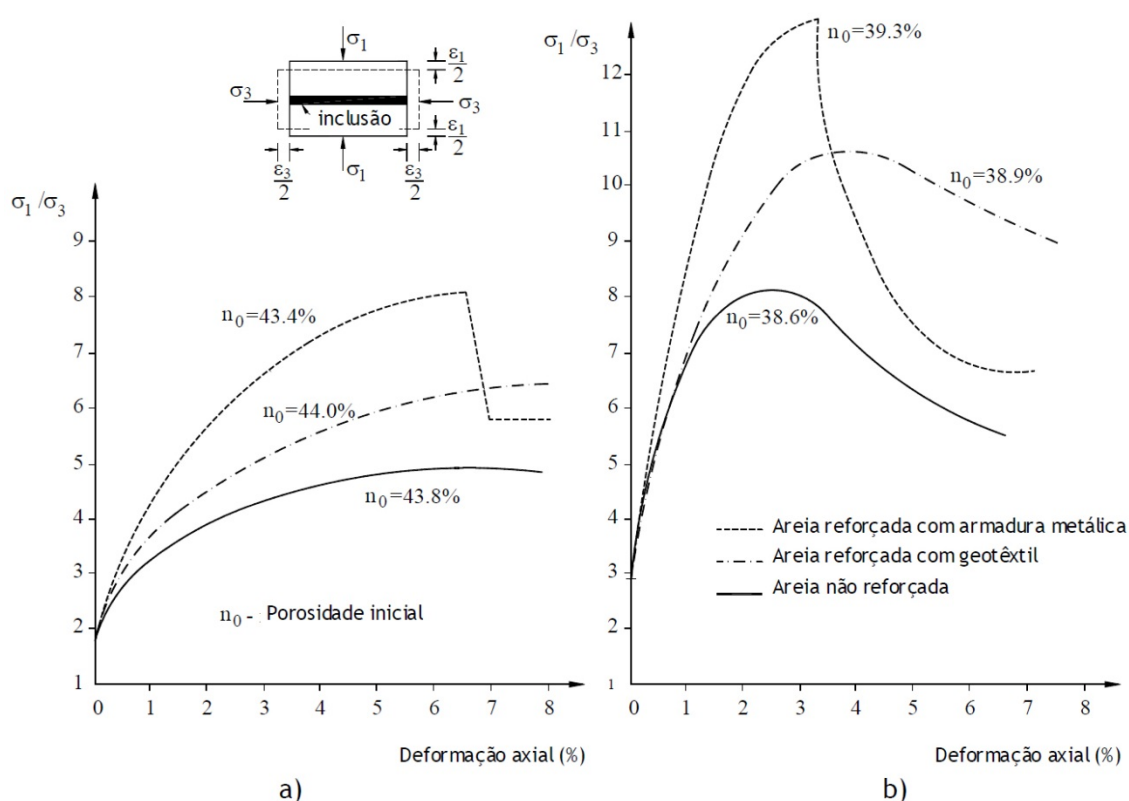


Figura 2.9 - Curvas tensão-deformação da areia reforçada, adaptado de McGown et al. (1978): a) no estado solto; b) no estado denso.

Para o cálculo da resistência na interface solo-reforço, no caso de reforços extensíveis, Madhav et al. (1998) e Jewell (1993) sugerem a utilização do ângulo de atrito do solo a volume constante em vez do valor de pico, isto devido aos diferentes graus de mobilização dessa resistência ao longo do comprimento do reforço.

A utilização dos solos coerentes na interação solo-geossintético é limitada. As razões são várias, referindo-se o facto de a ligação entre os solos coerentes e o reforço ser baixa e estar sujeita a reduções, no caso de se desenvolverem pressões intersticiais positivas, difíceis de prever e controlar, Ladeira (1995). No entanto, nem sempre é possível dispor de um material de aterro com

características desejáveis, pelo que o desenvolvimento de técnicas construtivas e de teorias que permitam a utilização de solos coesivos e de materiais residuais na construção de obras de terra reforçadas constitui um desafio atual. Um estado da arte atual sobre a utilização de solos não granulares reforçados com geossintéticos pode ser encontrado em Ferreira (2010).

A título de exemplo refira-se o estudo realizado por Noorzad e Mirmoradi (2010) sobre o comportamento de solos coesivos reforçados e não reforçados através de ensaios de compressão triaxial. Como reforço usaram dois geotêxteis não tecidos. Para além do efeito do reforço no comportamento mecânico do solo, avaliaram também o efeito da variação do teor em água, do índice de compactação do solo, do tipo de solo, da pressão confinante, do tipo e do número de camadas de geotêxteis de reforço no solo. Na Figura 2.10, ilustram-se alguns resultados obtidos nesse estudo, assim como as configurações solo-reforço consideradas.

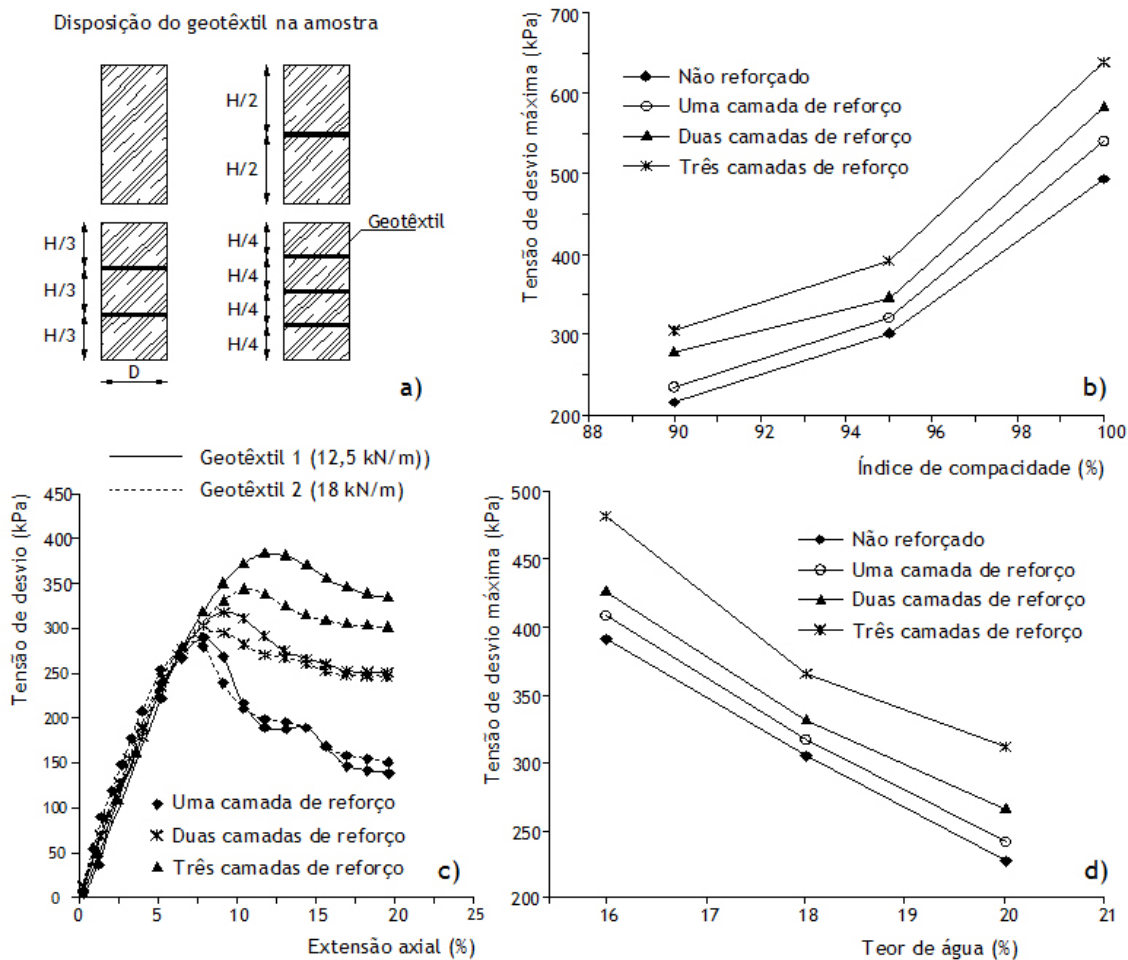


Figura 2.10 - Alguns efeitos do reforço no comportamento mecânico de solos coesivos, adaptado de Noorzad e Mirmoradi (2010): a) disposição do geotêxtil no provete; b) variação da tensão de desvio máxima com o índice de compactação do solo; c) variação da tensão de desvio com a extensão axial; d) variação da tensão de desvio máxima com teor de água do solo.

Resumidamente os resultados evidenciaram que o reforço melhora consideravelmente as propriedades mecânicas do solo. A existência de camadas de geotêxtil no solo aumenta a resistência de pico do solo e diminui a perda de resistência após o pico. As melhorias nas propriedades mecânicas aumentam à medida que aumenta o número de camadas de geotêxtil. Comparando as amostras reforçadas com os dois tipos de geotêxteis estudados, verifica-se que a permeabilidade do geotêxtil pode ter um papel determinante na resistência. A amostra com o geotêxtil mais permeável

(geotêxtil 1, com $75 \text{ l/m}^2/\text{s}$ de permeabilidade normal ao plano) apresenta maior resistência de pico do que a com o geotêxtil menos permeável (geotêxtil 2, $55 \text{ l/m}^2/\text{s}$ de permeabilidade normal ao plano).

Verifica-se também que à medida que o teor de água do solo aumenta a resistência de pico de ambas as amostras (reforçadas e não reforçadas) diminui e a extensão axial na rotura aumenta. Além disso com o aumento do índice de compactidade do solo há aumento da sua resistência de pico e da extensão na rotura.

2.3.2.3 Aplicações de geossintéticos em solos reforçados

De entre a utilização de geossintéticos em solo reforçado destacam-se dois grandes tipos de aplicações:

- reforço da base de aterros construídos sobre solos moles;
- reforço de muros e taludes.

Nas duas últimas aplicações, a utilização de geossintéticas permite executar estruturas que caso contrário, teriam custos excessivos ou seriam impraticáveis, Holtz (2001). O reforço da base de aterros construídos sobre solos moles aumenta a capacidade de carga do material sobre o qual o aterro é construído. Assim, de acordo com Rogbeck et al. (2003), o objetivo da aplicação do reforço é aumentar a resistência às tensões de corte do aterro (deslizamento lateral do aterro) e da fundação.

Os modos de rotura possíveis estão representados na Figura 2.11 e têm que ser considerados nas análises de estabilidade deste tipo de estruturas. Assim, a capacidade de carga do solo de fundação tem de ser adequada e o reforço tem que ter resistência suficiente para impedir roturas do tipo circular. Por sua vez, as roturas por deslizamento lateral do aterro podem ser evitadas caso se desenvolva resistência ao corte adequada na interface entre a base do aterro e o reforço. Além dos mecanismos referidos é ainda necessário limitar as deformações nos geossintéticos, para que os deslocamentos resultantes sejam compatíveis com o desempenho adequado da estrutura.

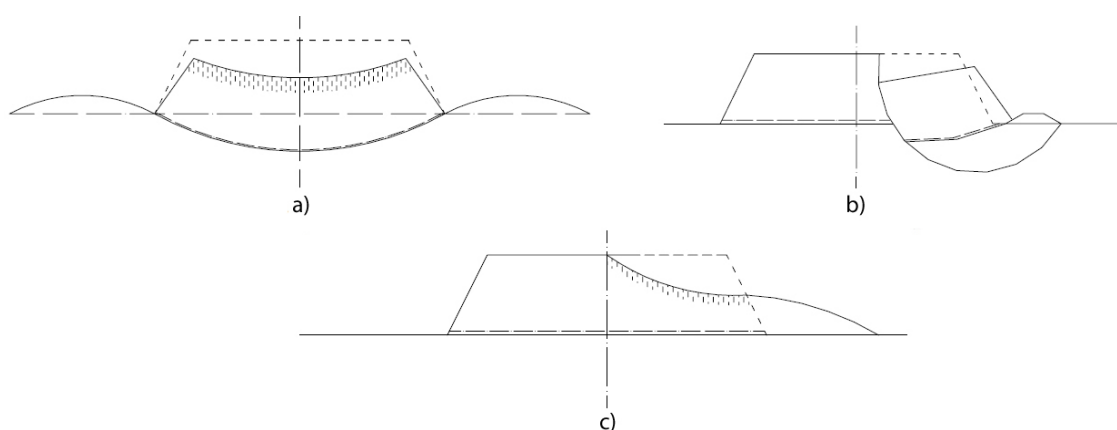


Figura 2.11 - Modos de rotura de um aterro sobre solos moles, Holtz (2001): a) rotura por punçoamento dos solos de fundações; b) rotura do tipo circular ou deslizamento geral; c) rotura por deslizamento lateral do aterro.

No caso de aterros sobre solos moles melhorados é vulgar a estrutura ser constituída por um reforço da base do aterro com geossintéticos e fundação do mesmo sobre estacas. Esta solução é utilizada para controlar a estabilidade e os assentamentos iniciais, bem como os assentamentos diferenciais

do aterro. Para mais pormenores sobre os estados limites últimos a considerar neste tipo de estruturas consultar Floss (2004).

O reforço com geossintéticos de muros e taludes, induz economias significativas em relação às soluções convencionais. Este tipo de estruturas é constituído por camadas alternadas de material de aterro compactado e reforço (geralmente horizontais). Na EN 14474 (2006) - "Execution of special geotechnical works. Reinforced fill", é apresentada uma classificação para este tipo de estruturas (Figura 2.12). Dependendo da inclinação da superfície da estrutura é definida a necessidade de existência ou não de elementos de face.

Os muros reforçados com geossintéticos funcionam como as estruturas de suporte referidas no EC7, em que o reforço absorve as cargas do solo impostas pelo material de aterro, sobrecargas e cargas exteriores.

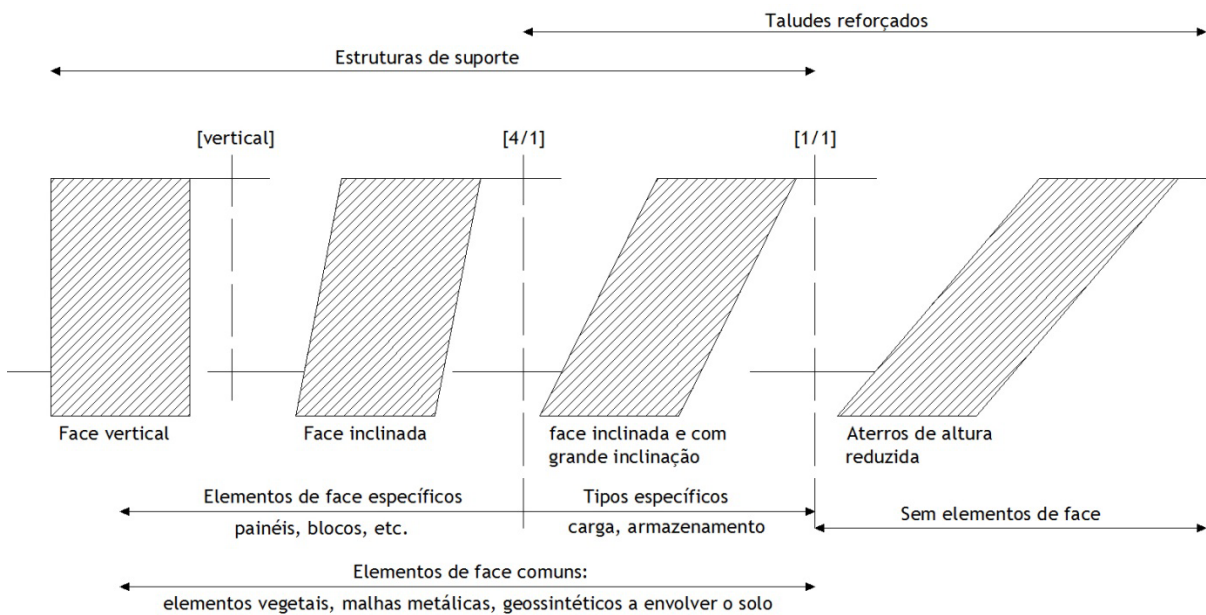


Figura 2.12 - Classificação de aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos, EN 14474 (2006).

De acordo com a inclinação da face, Jewell (1996) classifica as estruturas de solo reforçado com geossintéticos, em (Figura 2.13):

- taludes muito inclinados ("steep slopes");
- muros;
- taludes com inclinação reduzida ("clay side").

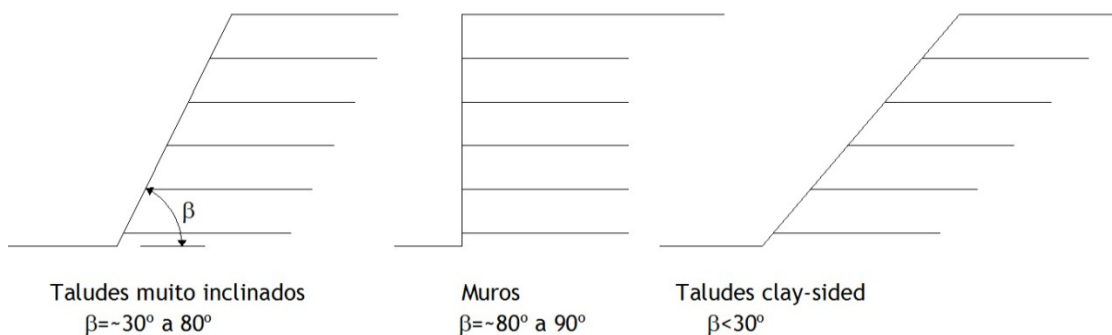


Figura 2.13 - Classificação de estruturas de solos reforçados com geossintéticos, Jewell (1996).

Mais detalhes sobre estruturas reforçadas com geossintéticos, nomeadamente no que se refere a metodologias de dimensionamento, a estados limites últimos e de utilização a considerar no dimensionamento, a processos construtivos, a faces do aterro e muros, podem ser encontrados em: Lopes (1992), Jewell (1996), Gourc (1996), Naughton et al. (2001), Rogbeck et al. (2003), Rogbeck et al. (2003) Pinho-Lopes (2004), Floss (2004), Vieira (2008), BS 8006-1 (2009), EN 1997-1 (2004) e EBGE (2010).

2.3.2.4 Dimensionamento

Para o dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos existem atualmente algumas normas internacionais que podem ser usadas: BS 8006-1 (2009), FHWA-SA-96-071 (1996), DIN 1054 (2005-01) e JGS TC9 SC3 (n.d.)

O dimensionamento implica a verificação dos estados limites últimos e de utilização, tanto em termos de equilíbrio interno como externo. O projetista tem de verificar todos os mecanismos de rotura possíveis, sejam deslizamentos que intercedem a estrutura reforçada ou não e roturas por deslizamentos ao longo das camadas de geossintéticos ver Figura 2.14 a). Para geometrias mais complexas é necessário realizar análises de estabilidade especiais, considerando de forma mais realista as forças que atuam sobre os geossintéticos e o seu efeito sobre o aterro, bem como coeficientes de segurança parciais, Floss (2004).

Para a verificação dos estados limites de utilização há algumas sugestões de cálculo na bibliografia, que no entanto são suscetíveis de discussão e que se baseiam em observações de obras e da experiência adquirida em obras similares. Na Figura 2.14 b) são apresentadas algumas deformações possíveis numa estrutura reforçada. É necessário limitar as deformações nos geossintéticos para que os deslocamentos que venham a ocorrer sejam compatíveis com o desempenho adequado da estrutura.

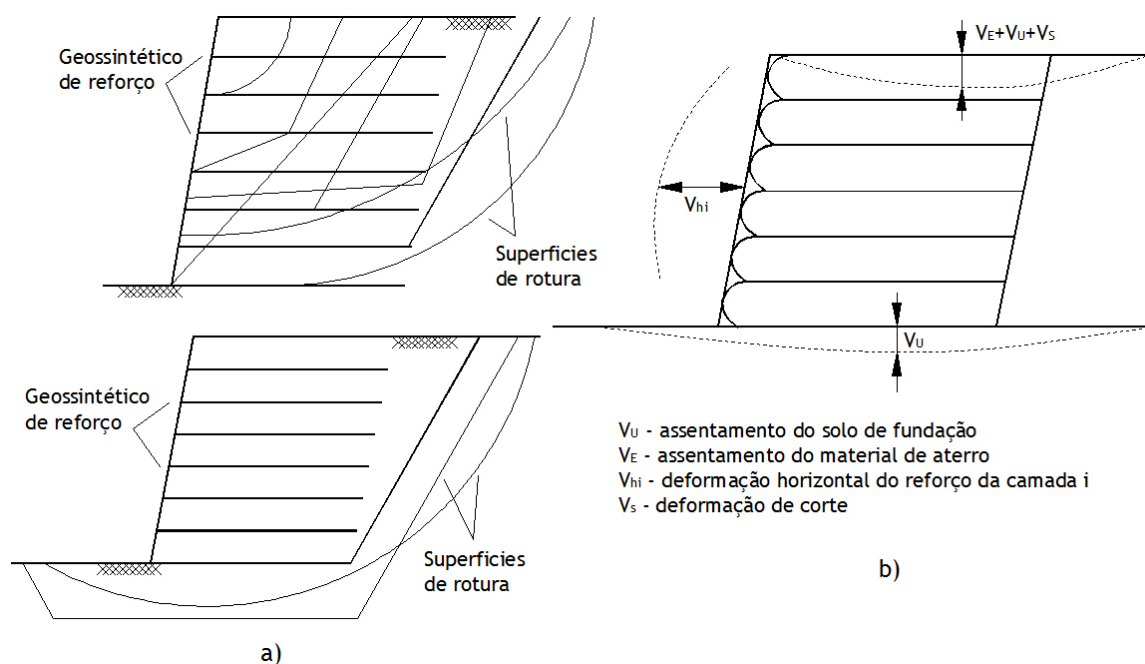


Figura 2.14 - Dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos, Bräu et al. (2010): a) mecanismos de rotura possíveis; b) deformações possíveis.

Na Figura 2.15 está representada a sequência de cálculo para o dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos.

Existem dois tipos de aterros construídos sobre solos moles reforçados na base com geossintéticos: aterros sobre solos moles e aterros sobre solos moles melhorados. Nas primeiras estruturas o reforço de solos é usado para aumentar a capacidade de carga do material sobre o qual o aterro é construído (Figura 2.16). Assim, de acordo com Rogbeck et al. (2003), o objetivo da aplicação do reforço é aumentar a resistência às tensões de corte do aterro (deslizamento lateral do aterro) e da fundação. Segundo Floss (2004), para evitar este tipo de rotura é comum colocar um geossintético na interface entre o material de fundação e o material de aterro. O reforço suporta as tensões de corte dirigidas para o exterior dos taludes laterais do aterro e transmite à superfície do solo mole uma tensão de corte dirigida para o interior, devida à adesão e à sua rigidez.

Determinação de	Cálculos	Contabiliza
Material de reforço e espaçamento entre reforços	Equilíbrio interno	Tensões base exigidas
Comprimento dos reforços	Equilíbrio global a) mecanismos de rotura globais b) impulso c) nova verificação do equilíbrio interno	Tolerância para amarração Tolerância para compactação
Comprimento dos reforços e de amarração	Equilíbrio externo a) deslizamento b) capacidade de carga c) superfícies de rotura externas	Efeito do material de fundação e da envolvente da estrutura

Figura 2.15 - Sequência de cálculo para o dimensionamento de muros de suporte reforçados com geossintéticos, Jewell (1996).

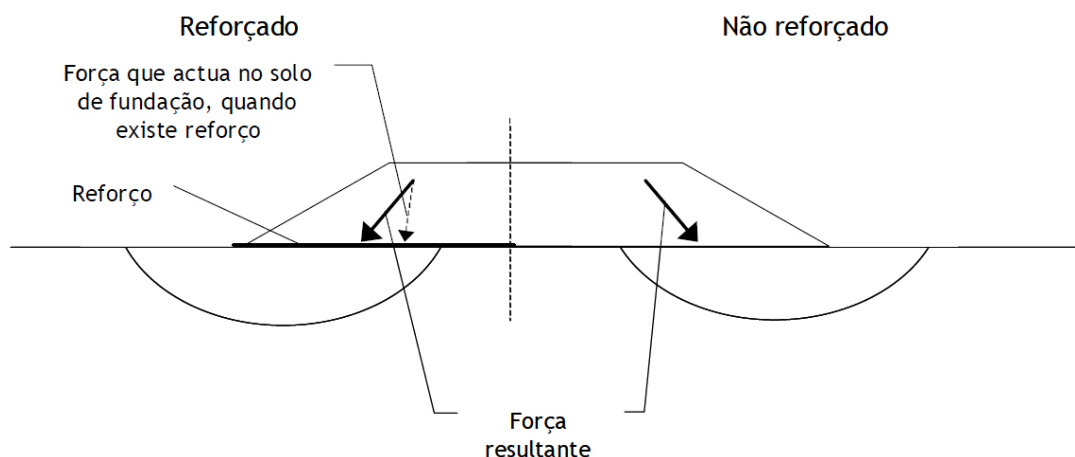


Figura 2.16 - Efeito do reforço na base de um aterro sobre solos moles, Rogbeck et al. (2003).

No caso de aterros sobre solos moles melhorados é vulgar a estrutura ser constituída por um reforço da base do aterro com geossintéticos e fundação do mesmo sobre estacas (Figura 2.17). Esta solução é utilizada para controlar a estabilidade e os assentamentos iniciais, bem como os assentamentos diferenciais do aterro.

As diferenças de rigidez das estacas e do material circundante originam um problema de interação complexo, conduzindo a um efeito de arco no material de aterro sobre o topo das estacas

adjacentes. Nas Figura 2.17 a) e b) estão ilustrados os estados limites últimos e de utilização, respetivamente.

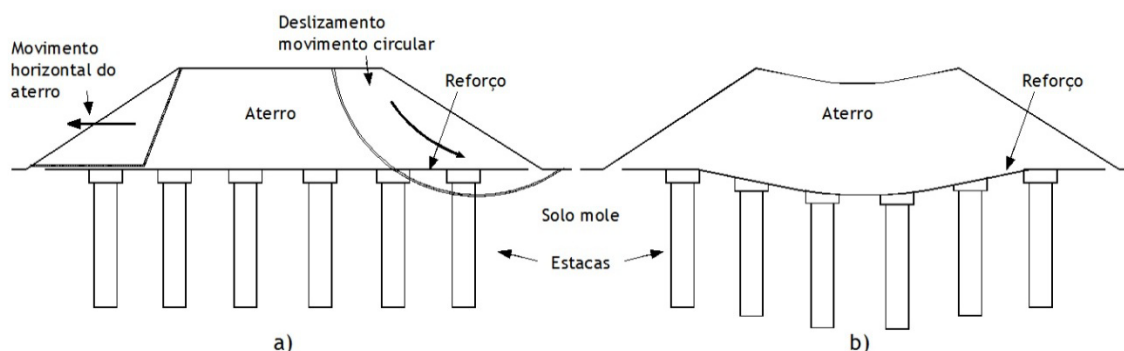


Figura 2.17 - Dimensionamento de aterros sobre solos moles melhorados, Floss (2004): a) estados limites últimos; b) estados limites de utilização.

2.3.2.5 Geossintéticos

Nas estruturas deste tipo os geossintéticos podem exercer várias funções, sendo o reforço a principal.

Assim, no caso de a função exercida pelos geossintéticos ser a de reforço, estes devem cumprir as exigências da norma NP EN 13251 (2006) - "Características requeridas para a utilização em obras de terraplanagem, fundações e estruturas de suporte". Na norma referida são feitas exigências relativamente ao comportamento dos reforços, quer referentes à sua resistência à tração, quer à evolução das suas propriedades no tempo (efeito da danificação durante a instalação, fluência e durabilidade).

Um outro componente destas estruturas são os elementos de drenagem, que devem ser eficazes ao longo do todo o tempo de vida da estrutura. Os aspetos a considerar, quando os geossintéticos exercem esta função, são apresentados na norma EN 14475 (2006) - "Execution of special geotechnical works. Reinforced fill".

Para o dimensionamento de geossintéticos em aplicações de reforço de solos, com base nos estados limites, é necessário determinar a extensão e a resistência de longo prazo destes materiais. Este assunto será referido com mais detalhe no capítulo seguinte. No entanto pode-se referir que para obter a resistência de longo prazo de um geossintético, em geral, afeta-se o valor característico da sua resistência à tração de coeficientes de segurança parciais, que representam os vários agentes e mecanismos de degradação.

2.3.3 Mecanismos de interação solo-geossintético

2.3.3.1 Considerações gerais

A interação solo-geossintético condiciona fortemente a transferência de tensões que ocorre entre os dois materiais, havendo a necessidade de a caracterizar corretamente. A Figura 2.18 mostra alguns tipos de roturas e movimentos possíveis entre o solo e o geossintético de reforço num talude. Os tipos de movimentos e roturas que podem ocorrer dependem da região e das condições de carga consideradas. Na região A ocorre o deslizamento da massa de solo sobre a superfície do geossintético, o reforço permanece solidário com a parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo em relação ao reforço (movimento de corte direto). Na região B o solo e o reforço deformam-se lateralmente, é caso de

movimento em que o geossintético confinado sofre tração entre duas camadas de solo (ver 2.2.4). Na região C o solo e o reforço sofrem corte, no entanto o plano do geossintético (reforço) está inclinado relativamente ao plano de corte ou movimento do solo. Por fim, na região D o reforço é arrancado (arranque do geossintético), ocorre o movimento do reforço relativamente ao solo envolvente.

Podem identificar-se três mecanismos distintos na interação solo-geossintético:

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

Os mecanismos que se desenvolvem são dependentes do tipo de movimento existente entre o solo e o reforço (arranque vs corte) e também do tipo de geossintético adotado (por exemplo, geotêxtil vs geogrelha). O atrito lateral é o único mecanismo presente nos geotêxteis e geomembranas. No caso das geogrelhas, quando o movimento relativo é de arranque, deve ser também considerado o impulso passivo nas barras transversais das grelhas e, quando o movimento relativo é de corte direto, deve considerar-se o atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha (Figura 2.19).

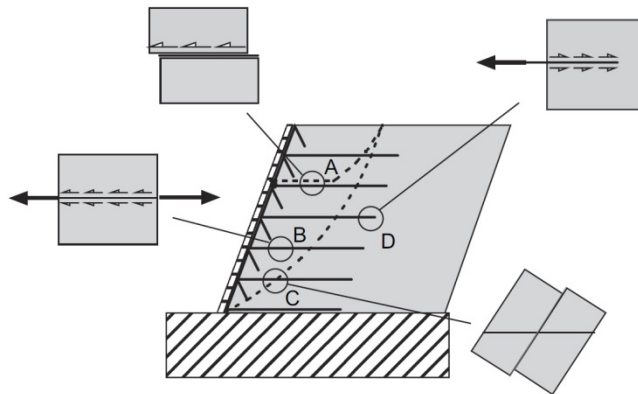


Figura 2.18 - Mecanismos de interação solo-geossintético num muro de solo reforçado com geossintético, Palmeira e Milligan (1989).

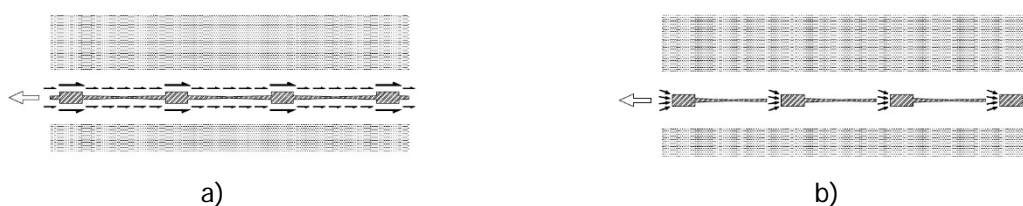


Figura 2.19 - Mecanismos de interação solo-geogrelha, Jewell (1996): a) atrito lateral; b) impulso passivo nas barras transversais da geogrelha.

2.3.3.2 Resistência da interface solo-geossintético. Análise teórica

Nos parágrafos que se seguem ir-se-á efetuar uma abordagem teórica dos fenómenos de interação entre o solo e o reforço considerando que os mecanismos de interação são independentes e adicionáveis, Jewell et al. (1984). Seguir-se-á de perto o exposto por Lopes (1992), Ladeira (1995), Jewell (1996), Pinho-Lopes (1998), Silvano (2005) e Lopes (2012).

A resistência ao corte na interface solo-geossintético pode ser avaliada para o movimento de corte direto e de arranque. A resistência ao corte na interface solo-geossintético, quando o movimento relativo é de corte direto, pode ser definida de acordo com a seguinte expressão:

$$T = W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.1)$$

Em que f é o coeficiente de resistência da interface, ϕ' é o ângulo de atrito do solo em termos de tensões efetivas, σ'_n a tensão normal efetiva atuante na interface e W e L a largura e o comprimento do geossintético, respetivamente (Figura 2.20).

A resistência ao corte na interface solo-geossintético, quando o movimento relativo é de arranque, é dada por:

$$T = 2 \cdot W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.2)$$

O coeficiente de resistência da interface, f , varia entre 0 e 1 e depende do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-geossintético e do movimento relativo que ocorre nessa mesma interface. Se o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral entre o solo e o geossintético, então f é próximo, senão idêntico, para os movimentos de corte direto e de arranque, Jewell (1996), sendo dado por:

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (2.3)$$

Onde δ é o ângulo de atrito na interface solo-geossintético e f_{cd} e f_a são os coeficientes de resistência da interface em corte direto e em arranque, respetivamente.

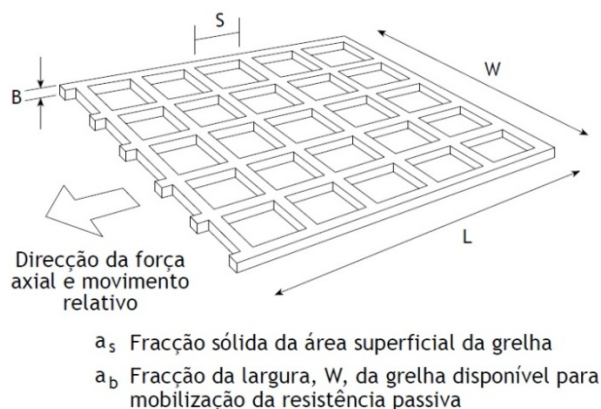


Figura 2.20 - Geometria de uma grelha, adaptado de Jewell (1996).

No caso das geogrelhas, a resistência ao corte na interface solo-geossintético quando o movimento é de corte direto é a soma de duas parcelas, sendo uma correspondente ao mecanismo de atrito lateral e outra correspondente ao mecanismo de atrito solo-solo. Para este tipo de movimento, considera-se desprezável a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas. O coeficiente de resistência na interface em corte direto é obtido a partir da seguinte equação:

$$f = f_{cd} = a_s \cdot \left(\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \right) + (1 - a_s) \quad (2.4)$$

Quando o movimento é de arranque pode considerar-se nula a contribuição para a resistência da interface solo-geossintético do mecanismo de atrito solo-solo, sendo a resistência dessa interface

devida à contribuição dos mecanismos de atrito lateral e de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas.

O coeficiente de resistência da interface (coeficiente de arranque) é dado por:

$$f = f_{ar} = a_s \cdot \left(\frac{tg \delta}{tg \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{a_b \cdot B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \cdot tg \phi'} \right) \quad (2.5)$$

Sendo S , B e a_b , respetivamente, a distância entre barras transversais da geogrelha, a espessura dessas barras e a fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva, σ'_p é a resistência passiva mobilizada em termos de tensões efetivas.

Excetuando a relação σ'_p/σ'_n , os outros parâmetros da Equação (2.5) não oferecem dificuldade na sua obtenção. De acordo com Jewell et al. (1984), Jewell (1990) e Jewell (1996) a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas é limitada por valores teóricos definidos através da teoria geral da capacidade de carga, considerando as barras transversais das geogrelhas semelhantes a sapatas contínuas rodadas de 90°. Segundo Jewell (1996) pode-se estabelecer que os limites teóricos, superior e inferior, para a relação σ'_p/σ'_n são dados, respetivamente, pelas Equações (2.6) e (2.7).

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \phi'} \quad (2.6)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \cdot tg \phi'} \quad (2.7)$$

O mecanismo de rotura considerado através da Equação (2.6) é o de falta de capacidade de carga em sapatas, enquanto o da Equação (2.7) é o da rotura ao corte por punçoamento de fundações profundas. Na Figura 2.21 encontra-se a representação gráfica destas equações, que são válidas para um meio contínuo (desprezando o efeito da dimensão das partículas) e para reforços com barras transversais de secção circular, Jewell (1996).

A dispersão observada nos resultados publicados por Jewell et al. (1984) e Palmeira e Milligan (1989) (ver Figura 2.21), pode em parte ser justificada pela influência que a geometria do reforço e as dimensões do solo tem na resistência passiva mobilizada nas barras transversais da grelha.

Segundo Ospina (1988) é possível definir uma relação entre as tensões de confinamento e os mecanismos de rotura que ocorrem, considerando que a rotura se dá de acordo com o mecanismo subjacente ao limite superior para baixas tensões de confinamento e de acordo com o mecanismo subjacente ao limite inferior para elevadas tensões de confinamento. Palmeira e Milligan (1989) mostraram que o mecanismo que se desenvolve depende também da relação entre a espessura das barras transversais da grelha e a dimensão média das partículas de solo (e/D_{50}), verificando que quando essa relação ultrapassa o valor de 10 o mecanismo de rotura passa a ser o expresso pela Equação (2.6) em vez do expresso pela Equação (2.7).

Pinho-Lopes (1998) estudou a resistência das interfaces solo-geossintético através de ensaios de arranque em areia. Para avaliar o impulso passivo do solo nas barras transversais das geogrelhas Pinho-Lopes (1998) realizou ensaios de arranque de geogrelhas com e sem barras transversais. Posteriormente Lopes e Lopes (1999) procederam a uma análise comparativa dos resultados experimentais e com base nas expressões teóricas referidas. Pinho-Lopes (1998) utilizou dois solos e

duas geogrelhas uniaxiais em PEAD. As geogrelhas distinguiram-se pela espessura e pela resistência à tração. No Quadro 2.1 está um resumo das características mais importantes dos solos e das geogrelhas.

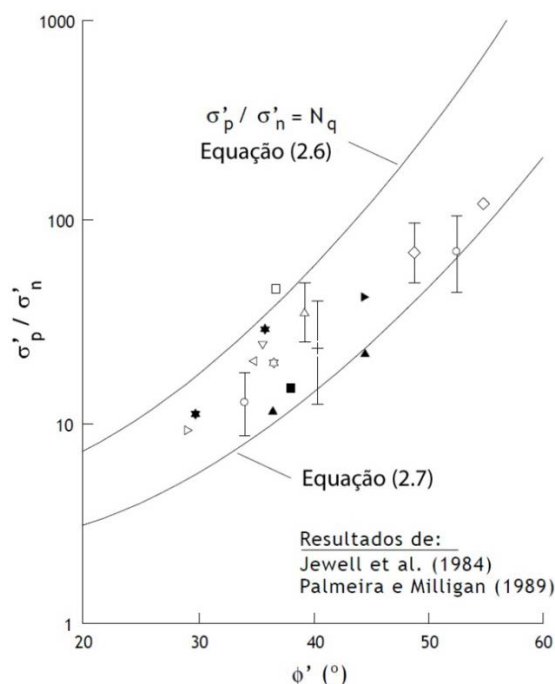


Figura 2.21 - Resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas, adaptado de Jewell (1996).

Quadro 2.1 - Principais características do solo e das geogrelhas, adaptado Pinho-Lopes (1998).

Solos	D ₅₀ (mm)	C _u	C _c	γ _(ID=55%) kN/m ³	φ (°)
Solo 1	0,43	1,92	0,79	15,0	35,7
Solo 2	1,30	3,64	1,15	15,6	44,2
Geogrelha	l	b	e	bw(*)	Resistência à tração kN/m
		(mm)			
GG1	960	330	3,55	16	80
GG2	960	330	5,7	16	120

(*) Largura das aberturas das geogrelhas

Como se pode verificar na Figura 2.22, a força de arranque mobilizada nas geogrelhas GG1 e GG2 sem barras transversais é, sempre, menor do que quando estas estão presentes. A parcela de resistência correspondente à mobilização da resistência passiva nas barras transversais destes reforços é significativa, sendo maior a sua importância na geogrelha GG2 (cerca de 33% na força de arranque máxima) do que na geogrelha GG1 (cerca de 25% na força de arranque máxima). Estas variações denunciam a importância da mobilização da resistência passiva nas barras transversais das geogrelhas para a resistência da interface solo-reforço.

Recorrendo às Equações (2.6) e (2.7), que definem, respetivamente, os limites superior e inferior da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas, ver Quadro 2.2, verifica-se que os resultados experimentais obtidos encontram-se dentro da gama dos valores definidos teoricamente, embora mais próximos dos limites superiores, denotando uma clara influência da granulometria do solo na resistência das interfaces Solo 2-geogrelhas.

Quadro 2.2 - Resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas - comparação entre resultados teóricos e experimentais, Pinho-Lopes (1998).

Geogrelhas	Equação (2.6)	Equação (2.7)	(Pinho-Lopes, 1998)
	Limite superior teórico	Limite inferior teórico	Resultados experimentais
GG1	15,93 kN/m	3,10 kN/m	12,22 kN/m
GG2	25,58 kN/m	4,98 kN/m	21,28 kN/m

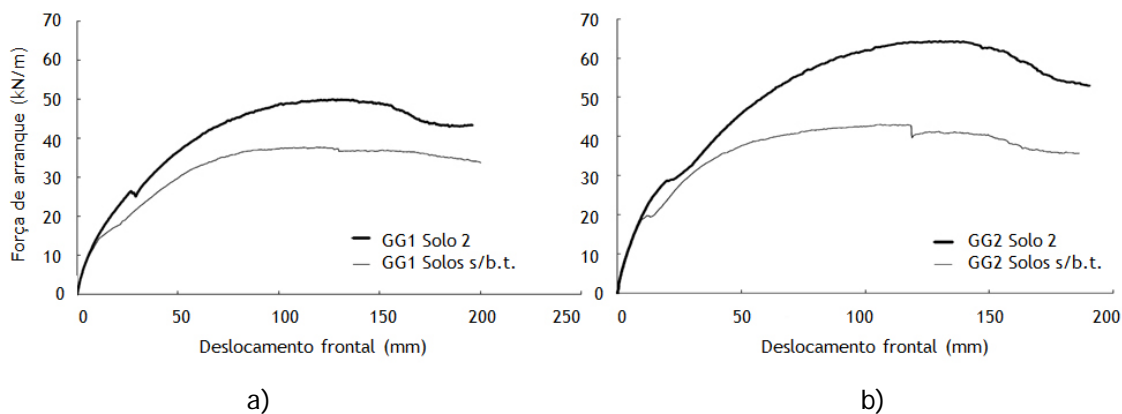


Figura 2.22 - Influência das barras transversais das geogrelhas no comportamento ao arranque do reforço, Pinho-Lopes (1998): a) geogrelha GC1; b) geogrelha GC2.

2.3.3.3 Fatores que influenciam a interação solo-geossintético

Existem vários fatores que influenciam a interação solo-geossintético e, conseqüentemente, a resistência numa interface desse tipo. De seguida referem-se de forma resumida os mais importantes.

- Dimensão das partículas do solo e tipo de solo

A dimensão das partículas de solo desempenha um importante papel na interface solo-geossintético, em especial quando o geossintético é uma geogrelha. Jewell et al. (1984) estudaram a influência das dimensões das partículas na interação solo-geossintético quando o movimento que ocorre na interface é de corte direto, concluíram que o coeficiente de corte direto aumenta com a dimensão das partículas, sendo máximo quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da geogrelha. Observaram também que, quando a dimensão dos grãos é grande inibe a sua penetração nas aberturas da grelha e a resistência ao corte na interface é mínima uma vez que é mobilizada apenas nos pontos de contacto entre o solo e a geogrelha. Com base nos resultados obtidos, os autores recomendam a razão:

$$\frac{\text{Menor dimensão da abertura}}{\text{Dimensão média dos grãos de solo}} \geq 3 \tag{2.8}$$

Palmeira e Milligan (1989) mostraram que os mecanismos de rotura que se desenvolvem dependem também da relação entre a espessura das barras transversais da grelha (B) e a dimensão média das partículas de solo (D₅₀), verificando que a relação (B/D₅₀) ultrapassa o valor de 10 o mecanismo de rotura passa a ser o subjacente ao limite superior em vez do mecanismo subjacente ao limite inferior. A influência desta razão na resistência passiva do reforço está traduzida pela Equação (2.9) e representada graficamente na Figura 2.23.

$$\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_s = F_1 \cdot \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty \tag{2.9}$$

em que:

$$F_1 = 2 - \frac{B}{10 \cdot D_{50}} \text{ quando } \frac{B}{D_{50}} < 10 \tag{2.10}$$

$$F_1 = 1 \text{ quando } \frac{B}{D_{50}} > 10 \tag{2.11}$$

A razão $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada desprezando o efeito das partículas calculada através das Equações (2.6) e (2.7).

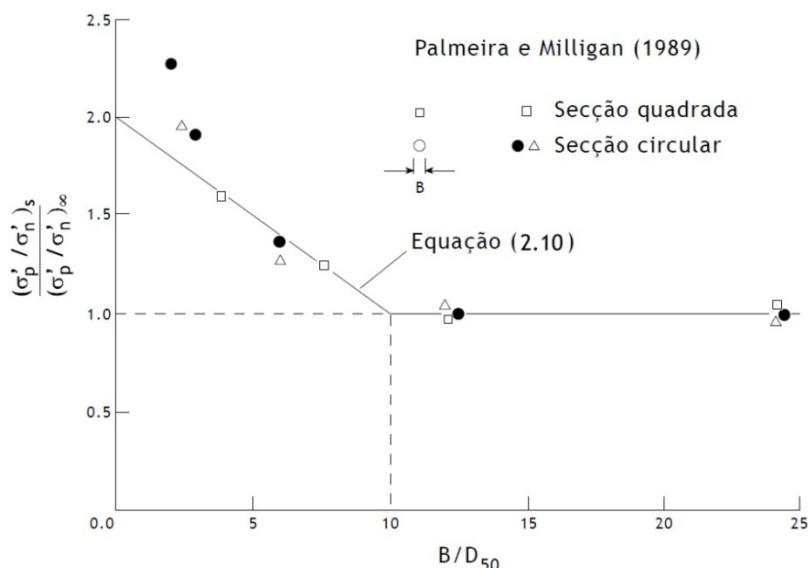


Figura 2.23 - Influência da relação B/D50 na resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas, adaptado de Jewell (1996).

Quando $B/D_{50} < 10$ e as barras transversais das grelhas são retangulares em vez de circulares o aumento da resistência passiva é de cerca de 20%.

De modo a poder ter em conta estes aspetos referentes à granulometria do solo e à influência da geometria do reforço a Equação (2.5) deve apresentar a seguinte forma:

$$f = f_{ar} = a_s \cdot \left(\frac{tg \delta}{tg \phi'}\right) + F_1 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \cdot \left(\frac{a_b \cdot B}{S}\right) \left(\frac{1}{2 \cdot tg \phi'}\right) \tag{2.12}$$

Para as barras de secção circular $F_2=1$, para as barras de secção retangular $F_2=1,2$.

Pinho-Lopes (1998) estudou também a influência da granulometria dos solos na interação solo-geossintético através da realização de ensaios de arranque com geogrelhas em areia. Para as duas geogrelhas e os dois solos (ver Quadro 2.1 e Figura 2.4), a autora observou um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando a dimensão dos grãos de solo aumenta e a razão e/D_{50} diminui. O valor determinado pela autora para o fator de escala F_1 é cerca de metade do proposto por Jewell (1990) e Jewell (1996) baseados nos resultados de Palmeira e Milligan (1989) para o aumento da resistência passiva mobilizada no interface. Os resultados obtidos por Pinho-Lopes (1998) sugerem a adoção de fatores de escala F_1 inferiores aos propostos por Jewell (1996), quando as geogrelhas são constituídas por materiais extensíveis.

Abdi e Arjomand (2011) realizaram ensaios de arranque com o objetivo de estudar a interação de argilas reforçadas com geogrelhas uniaxiais confinadas por finas camadas de areia. Os autores realizaram ensaios de arranque com diferentes configurações, argila-geogrelha, areia-geogrelha e argila-areia-geogrelha. Nesta última configuração as camadas finas de areia, em contacto com a geogrelha, tinham espessuras de 6, 10 e 14mm. Usaram também três tensões de confinamento (25, 50 e 75kPa). Na Figura 2.25 ilustram-se alguns resultados dos ensaios de arranque.

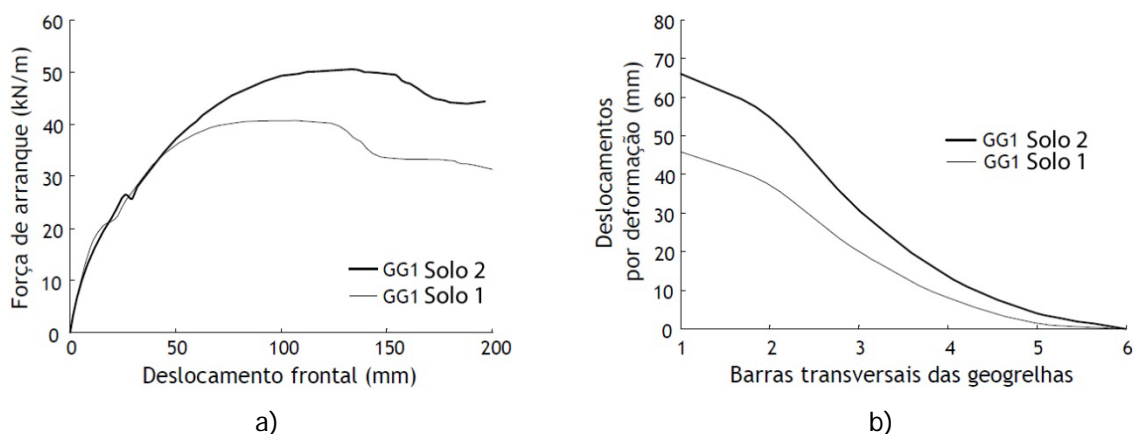


Figura 2.24 - Influência da granulometria do solo, Pinho-Lopes (1998): a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamentos por deformação.

Os resultados revelam que a resistência ao arranque aumenta quando a geogrelha está entre camadas finas de areia. As melhorias devem-se à penetração das partículas de areia nas aberturas da geogrelha. O atrito na interface solo-geogrelha é menos relevante que a resistência passiva mobilizada nas barras transversais na resistência ao arranque máxima da geogrelha. A espessura da camada de areia ótima para obter a maior resistência ao arranque é, para os resultados experimentais, de 10mm.

Abdi e Arjomand (2011) concluíram ainda que a resistência ao arranque da geogrelha aumenta à medida que aumenta a tensão de confinamento e que para os solos arenosos o efeito da pressão passiva mobilizada nas barras transversais é mais influente na resistência ao arranque enquanto que, para os solos granulares finos esta resistência ao arranque é devida fundamentalmente à mobilização do atrito lateral.

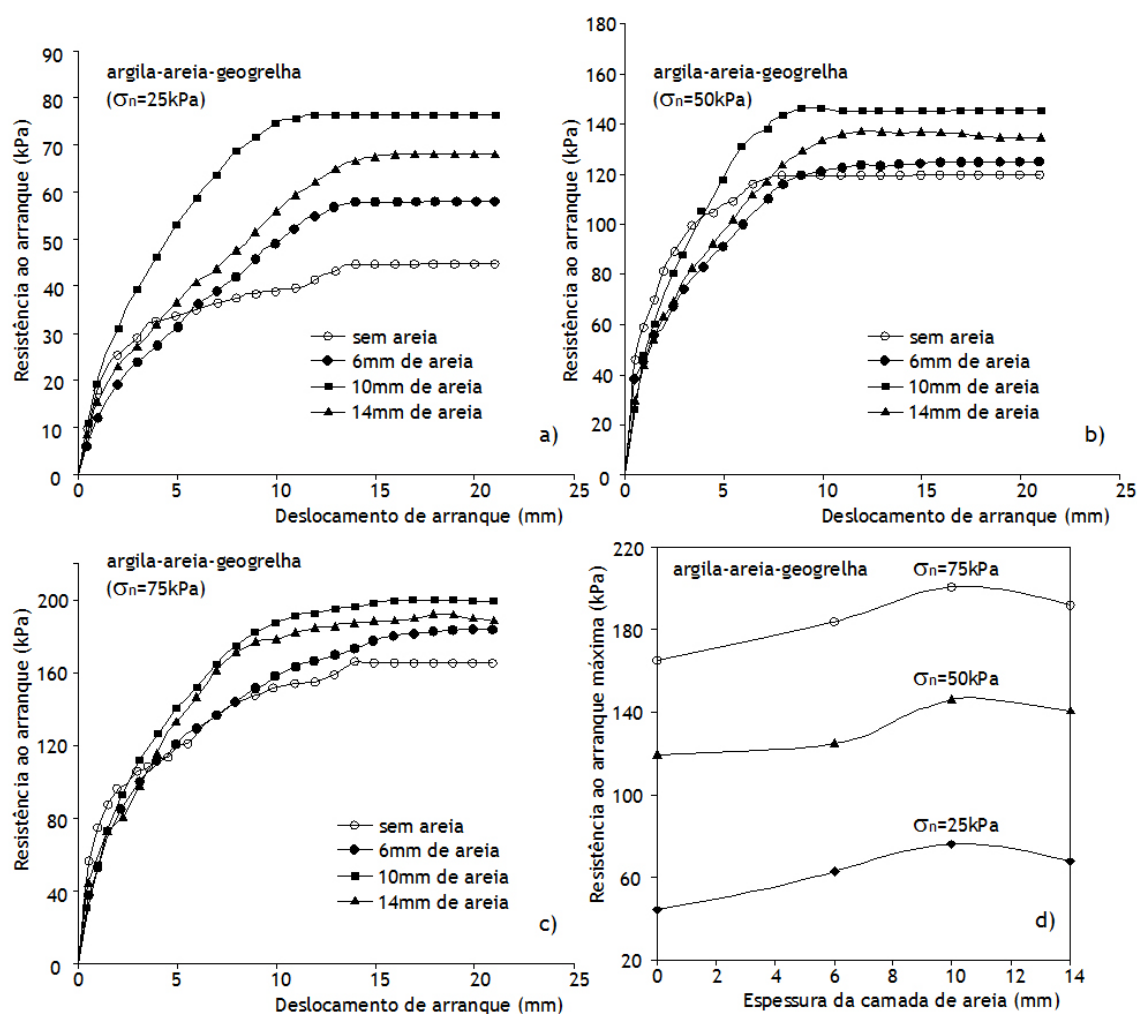


Figura 2.25 - Resultados de ensaios de arranque para diferentes configurações argila-areia-geogrelha, adaptado de Abdi e Arjomand (2011): a), b) e c) variação da resistência ao arranque com deslocamento; d) variação da resistência ao arranque máxima com espessura da camada de areia e tensão de confinamento.

- Tensão de confinamento

Como já foi referido atrás, a tensão de confinamento desempenha um importante papel na resistência da interface solo-geossintético. A influência deste fator é ainda mais significativa quando a mobilização da resistência na interface é um fenómeno tridimensional, como acontece com as geogrelhas. Nestes casos, o aumento da tensão de confinamento inibe mais eficazmente a dilatação que tende a ocorrer na interface com solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético.

Pinho-Lopes (1998) com base em resultados de ensaios de arranque realizados com uma geogrelha uniaxial em areia, concluiu que a um aumento de cerca de 55% na tensão de confinamento, corresponde um acréscimo de cerca de 11% na resistência da interface solo-geogrelha, para um índice de compactação do solo igual a 50% (ver Figura 2.26 a)). A autora, observou também, alterações do comportamento da amostra no interior da massa de solo (Figura 2.26 b)).

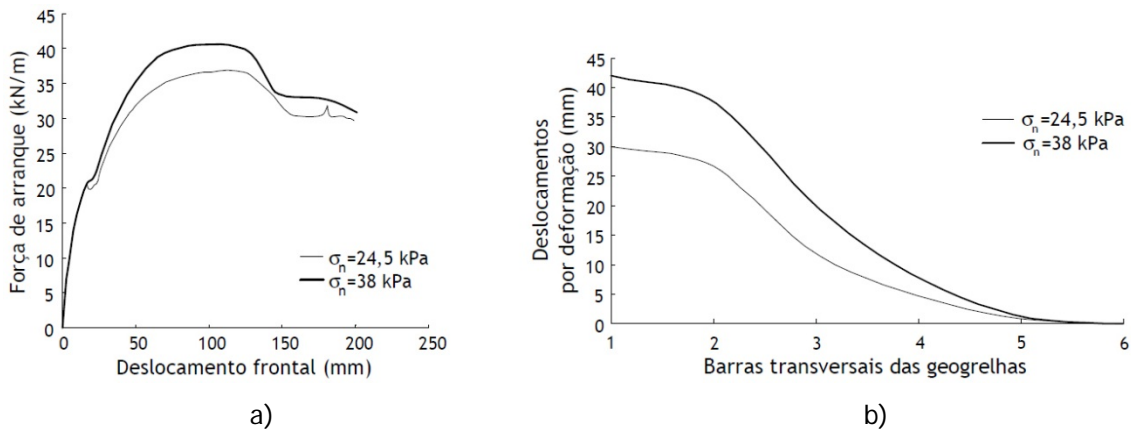


Figura 2.26 - Ensaios de arranque, avaliação da influência da tensão de confinamento, Pinho-Lopes (1998): a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamento por deformação.

- Compacidade do solo

Ladeira (1995) e Pinho-Lopes (1998) demonstraram que a tensão de confinamento e o índice de compacidade do solo têm uma influência semelhante sobre a resistência da interface solo-geossintético, ou seja o aumento da tensão de confinamento e o aumento do índice de compacidade traduzem-se num aumento da força de arranque.

Lopes e Ladeira (1996a), variando o índice de compacidade de 50% para 86% em ensaios de arranque com uma geogrelha uniaxial extrudada em PEAD num solo arenoso, verificaram a existência de um aumento do valor da força de arranque de cerca de 40% (ver Figura 2.27 a)). Os mesmos autores identificaram ainda modos de rotura distintos consoante o índice de compacidade da areia. Quando a areia se encontrava em estado mais solto ocorreu rotura por falta de aderência, quando o solo se encontrava num estado mais denso ocorreu rotura por tração da geogrelha. O comprimento de aderência da geogrelha diminui com o aumento do índice de compacidade, Figura 2.27 b).

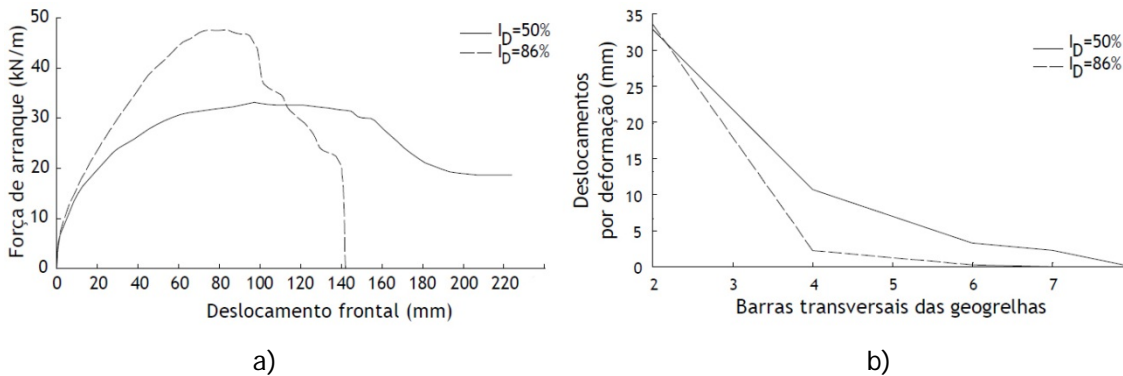


Figura 2.27 - Ensaios de arranque, Lopes e Ladeira (1996a) - avaliação da influência do índice de compacidade: a) deslocamento frontal versus força de arranque; b) deslocamentos por deformação.

- Estrutura do geossintético

A forma das barras transversais das grelhas pode afetar a resistência mobilizada, sendo os elementos quadrangulares de lado, S, suscetíveis de gerar cerca de mais 20% de resistência passiva que os elementos circulares de diâmetro, S, Palmeira e Milligan (1989).

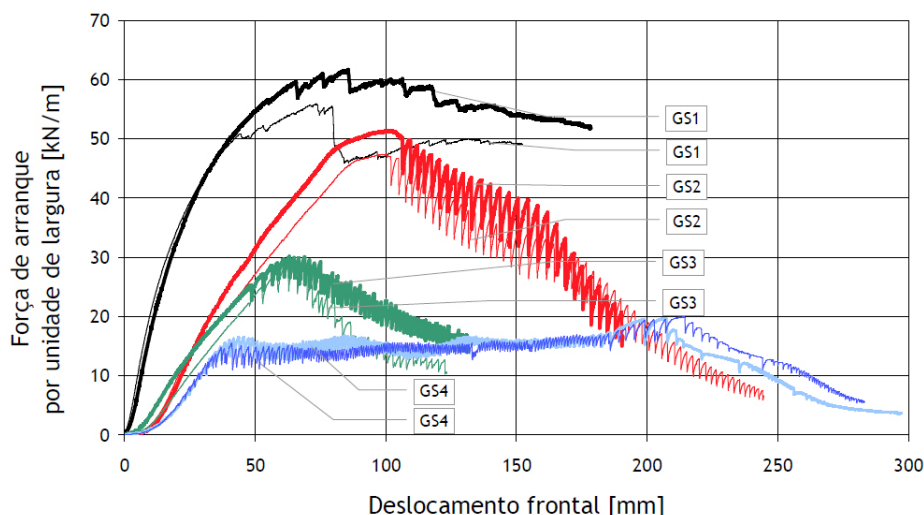
A distância entre as barras transversais das grelhas (S) é um parâmetro importante no que se refere à interação solo-geogrelha. Com efeito, se essa distância é menor do que um valor ótimo, há interferência entre as barras, tornando-se cada uma delas menos eficaz.

Jewell et al. (1984) e Jewell (1990) desenvolveram estudos nesta área e chegaram à conclusão que a resistência máxima na interface solo-geogrelha é conseguida para uma geometria ótima da grelha definida por:

$$\left(\frac{S}{a_b \cdot B}\right)_{\phi'} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot \text{tg } \phi'}\right) \tag{2.13}$$

Pinho-Lopes (1998), estudou a influência da estrutura do geossintético na resistência da interface solo-geossintético através de ensaios de arranque. Para isso, utilizou uma geogrelha uniaxial e um geotêxtil não tecido com resistências à tração semelhantes. A resistência mobilizada na interface solo-geogrelha é cerca de 2,6 vezes superior à mobilizada na interface solo-geotêxtil. Esta diferença, segundo a autora, é explicada pela maior extensibilidade do geotêxtil e pelo facto de apenas ser mobilizado atrito lateral na interface solo-geotêxtil, enquanto que na interface solo-geogrelha é também mobilizado impulso passivo nas barras transversais da geogrelha.

Silvano et al. (2004) estudaram também a influência da estrutura dos geossintéticos no comportamento da interface solo-geossintético através da realização de ensaios de arranque, com uma areia fina sobre quatro geossintéticos de resistências próximas mas estruturas distintas. Os ensaios realizados revelaram a existência de comportamentos diferentes para cada um dos quatro geossintéticos analisados, apesar de todas as roturas terem ocorrido por arranque do geossintético (Figura 2.28). As geogrelhas foram as que exibiram melhor comportamento ao arranque, confirmando a importância da mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas para a resistência da interface solo-geossintético. Os autores salientaram ainda a importância da rigidez axial do material para a resistência da interface, devido à elevada rigidez tangencial da geogrelha uniaxial (GS1) relativamente aos outros materiais. No geocompósito de reforço GS4 o reduzido valor para a resistência ao arranque deve-se à configuração achata dos filamentos de PET que começam a escorregar, apresentando uma baixa interação solo-geossintético.



Geossintéticos	Estrutura	Polímeros	Resistência à tracção
			[kN/m]
GS1	Geogrelha extrudida uniaxial	PEAD	109,52
GS2	Geogrelha tecida	PET	90,58
GS3	Geotêxtil tecido	PET	121,61
GS4	Geocompósito de reforço	PP+PET	98,31

Figura 2.28 - Ensaios de arranque sobre geossintético de diferentes estruturas, Silvano et al. (2004).

2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.4.1 Considerações iniciais

A interação solo-geossintético tem sido modelada teórica, numérica e experimentalmente, de várias maneiras diferentes nas últimas três décadas. De seguida, o que se pretende é apresentar os ensaios laboratoriais mais frequentes para quantificação da interação solo-geossintético, que como referido, é de extrema importância no dimensionamento de obras de reforço com geossintéticos.

Os ensaios laboratoriais mais utilizados para a quantificação da resistência da interface solo-geossintéticos são os ensaios de arranque, corte direto e quando se pretende caracterizar fenómenos de interação solo-geossintético em taludes o mais adequado é o ensaio de corte em plano inclinado. A adequação de cada um dos ensaios para a definição das características da interface solo-geossintético baseia-se no movimento relativo que com maior probabilidade ocorrerá na interface, ver 2.3.3.1. Para o movimento de arranque o ensaio de arranque é o mais adequado, sendo para o movimento de corte direto o ensaio de corte direto. Como já referido, para problemas de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos em taludes, o ensaio de corte em plano inclinado é o mais adequado. No entanto, cada um destes ensaios tem limitações na simulação de um problema real, tais como questões de escala e de condições de fronteira, McGown et al. (1998).

Como já dito em 1.3.3, estes ensaios encontram-se normalizados a nível Europeu e Nacional (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 - Normas de ensaio Europeias e Nacionais para avaliar a interação solo-geossintético.

NP EN ISO 12957-1:2007	Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de corte directo
NP EN ISO 12957-2:2007	Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado
NP EN 13738:2007	Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo.

De seguida será realizada uma breve apresentação dos três tipos de ensaios referidos, analisando os seus aspetos mais importantes, como as suas características e limitações, bem como as principais potencialidades.

2.4.2 Ensaio de corte direto

2.4.2.1 Considerações gerais

Geralmente os ensaios de corte direto são realizados em equipamentos idênticos aos utilizados na mecânica dos solos. Como já se referiu, este ensaio é adequado para efetuar a caracterização da interface solo-geossintético quando se verifica a ocorrência de movimento de uma massa de solo relativamente ao geossintético. É comum a realização de ensaios de corte direto segundo as seguintes metodologias, Murthy et al. (1993).

- geossintético colocado entre duas camadas de solo, camada de solo por baixo e por cima do geossintético, ver Figura 2.29 a);

- geossintético colocado sobre uma base rígida plana, por cima é colocada uma camada de solo, ver Figura 2.29 b);
- geossintético inclinado em relação ao plano de corte no interior da caixa, ver Figura 2.29 c).

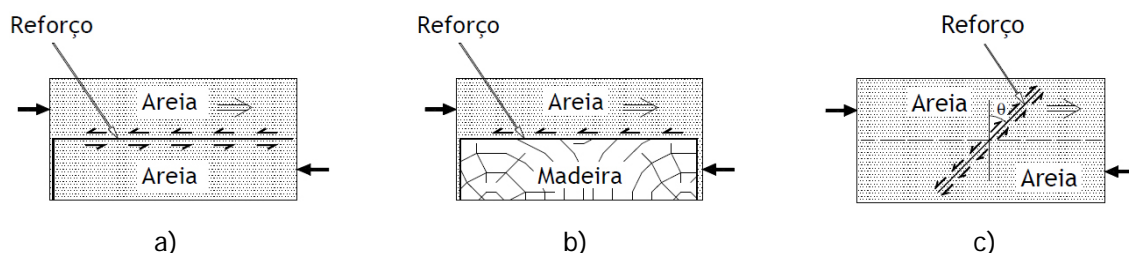


Figura 2.29 - Diferentes metodologias de ensaio de corte direto para a caracterização da interface solo-geossintético, adaptado de Murthy et al. (1993).

A metodologia de ensaio deve ser adequada ao tipo de geossintético em estudo. No caso de geotêxteis, estes materiais são fixos a um suporte rígido plano existente na parte inferior do equipamento (Figura 2.29 b)). Este procedimento modela com precisão suficiente o mecanismo de interação que ocorre na interface solo-geotêxtil durante o movimento de corte direto (isto é, o atrito lateral). O mecanismo de corte é bastante uniforme e depende das dimensões das partículas do solo e das características da superfície do geossintético, podendo durante o corte ocorrer encravamentos entre as partículas de solo e o geotêxtil (Figura 2.30 a)). No caso das geogrelhas, há dois tipos de ensaio, com base inferior rígida e plana ou com camada de solo inferior onde assenta o geossintético, ver Figura 2.30 b)). Com efeito, a resistência da interface solo-geogrelha em movimento de corte direto é gerada por dois mecanismos: atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha e atrito lateral ao longo da superfície lateral da geogrelha. O movimento relativo do solo ao longo das aberturas da geogrelha não é simulado no primeiro procedimento de ensaio referido, podendo representar uma percentagem importante da resistência da interface, em especial, no caso de geogrelhas com dimensão grande de aberturas e elevada percentagem de área aberta.

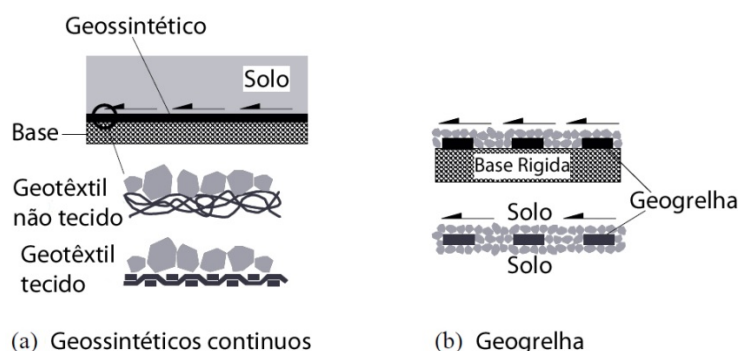


Figura 2.30 - Interação solo-geossintético no ensaio de corte direto, Palmeira (2008).

Os ensaios de corte direto são fáceis de interpretar, apesar de os resultados poderem ser influenciados por alguns fatores, tais como: posição relativa solo-reforço e métodos usados para o controlo da pressão vertical; espessura da camada de solo e rugosidade do plano rígido, este último, especialmente no caso do geossintético a ensaiar ser uma geogrelha, Gourc et al. (1996).

2.4.2.2 Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios

Existem equipamentos com diferentes configurações e procedimentos de ensaio distintos que originam resultados diferentes e que tem conduzido a discussões complexas acerca da definição dos parâmetros de resistência na interface para dimensionamento de estruturas de solos reforçados, Blüemell e Stoewhase (1998). Normalmente as principais diferenças entre os equipamentos estão relacionadas com a forma como o geossintético é fixo à caixa de corte e com o procedimento adotado para aplicar a tensão normal na amostra solo-geossintético, ver Figura 2.31. A utilização de placas fixas à metade superior da caixa de corte trás algumas vantagens na análise de amostras dilatáveis, a utilização de sacos flexíveis pressurizados são mais práticos em dispositivos de grandes dimensões para garantir uma distribuição uniforme da tensão normal ao longo da superfície da amostra. Como é de esperar, as diferentes condições de ensaio são suscetíveis de originar algumas diferenças nos resultados dos ensaios, Palmeira (2009).

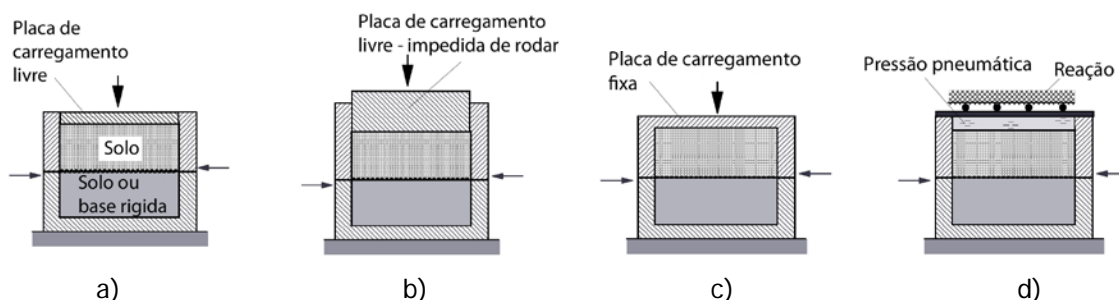


Figura 2.31 - Esquemas típicos para equipamentos de corte direto, Palmeira (2008).: a) placa rígida e livre no topo; b) placa rígida e livre impedida de rodar; c) placa no topo fixa à caixa superior; d) pressão flexível no topo.

A tensão vertical aplicada no plano de interface é um dos fatores determinantes da resistência ao corte dessa mesma interface. A resistência ao corte da interface solo-geossintético aumenta com o aumento da tensão vertical de ensaio. Aliás a própria filosofia da determinação das propriedades da interface solo-geossintético reside nesta constatação, uma vez que se calcula a reta de melhor regressão através dos pontos obtidos para diferentes tensões verticais de ensaio.

A influência do índice de compacidade do solo colocado sobre o geossintético foi investigada por Stoewahse (2001) que concluiu que a resistência ao corte da interface aumenta com o índice de compacidade do solo.

A influência da altura do solo sobre o geossintético também foi estudada por Gourc (1996) e Stoewahse (2001). Este último autor concluiu que caixas de corte de 300mmx300mm de dimensão terão que ter uma altura de solo de 50mm de modo que a resistência ao corte da interface atinja o valor máximo. Stoewahse et al. (2002) sugerem que deverá ser mantida uma relação de altura /comprimento de 1:6 para equipamentos de diferentes dimensões.

Outro aspeto importante é a influência do atrito ao longo das faces internas da meia caixa de corte superior fixa, em particular quando são usados materiais dilatáveis, ver Figura 2.32 a). O atrito ao longo da face frontal da caixa superior restringe a dilatação do solo, o que aumenta a tensão normal no plano de corte e, conseqüentemente, a resistência ao corte medida. Esta influência pode ser observada pelos resultados de ensaios em grande escala de corte direto, em amostras de areia Buzzard Leighton densa, usando um equipamento com caixa superior fixa (Figura 2.32 b)). Num dos ensaios, a face frontal da caixa era uma chapa de aço com revestimento antiferrugem, no outro ensaio a parede era uma superfície lisa e lubrificada para diminuir o atrito. No primeiro caso a

tensão de corte máxima é superior à segunda situação, em que o atrito na parede lateral da caixa superior foi minimizado.

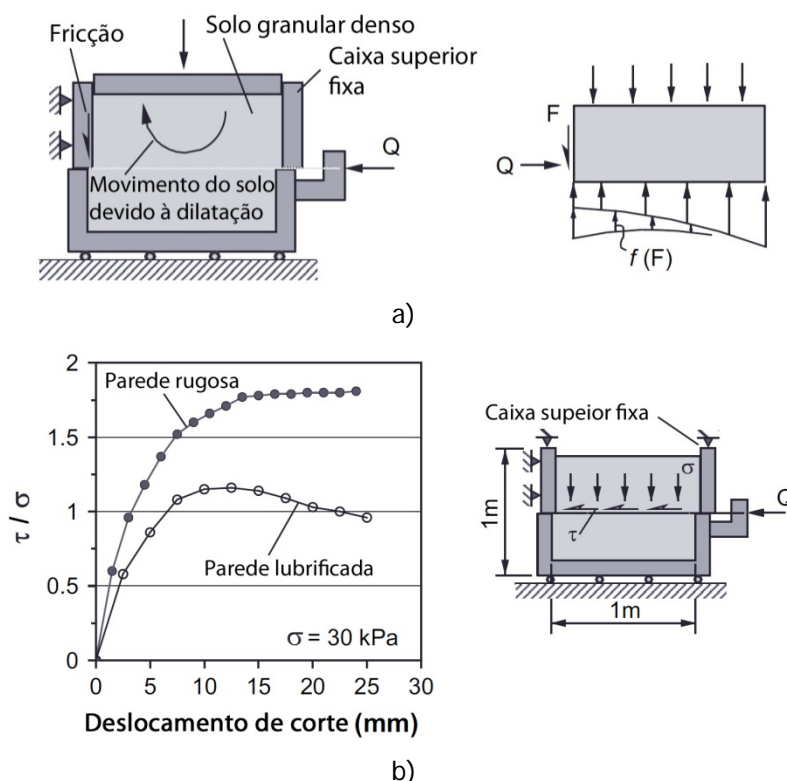


Figura 2.32 - Influência do atrito lateral nos ensaios de corte direto, Palmeira (2008): a) mobilização do atrito lateral; b) influência do atrito lateral nos resultados de ensaios de corte direto.

A distribuição das tensões de corte ao longo do comprimento da interface solo-geossintético depende também da forma como o provete de geossintético é fixado ao equipamento. A rotura progressiva na superfície de corte é outro fenómeno bastante estudado por vários autores, Palmeira e Milligan (1989) e Fox e Kim (2008), entre outros. A rotura progressiva reduz a força de corte máxima (de pico) e aumenta o deslocamento na rotura.

Na determinação da resistência interface solo-geotêxtil, os resultados dos ensaios podem também ser influenciados pela distorção que o geotêxtil pode sofrer durante o ensaio, ver Figura 2.33 a). Nos resultados ilustrados na figura é possível observar ensaios de corte direto para três situações, areia-areia, areia-geotêxtil e geotêxtil fixado a dois blocos rígidos designado na figura por corte simples. Os resultados obtidos mostram que os deslocamentos de corte iniciais, na interface solo-geotêxtil são exclusivamente originados pela distorção do geotêxtil, Tupa (1994). Só após algum grau de distorção do geotêxtil é que tem lugar o movimento relativo entre as partículas do solo e o geotêxtil. Este comportamento é relevante em análises numéricas de estruturas de solo reforçadas. Análises numéricas conduzidas por Hatami e Bathurst (2005) demonstraram que a rigidez da interface solo-reforço tem uma influência significativa sobre os deslocamentos laterais da face da parede reforçada. Em campo é provável que a influência da distorção do geotêxtil dependa dos procedimentos de construção e do nível de impregnação do geotêxtil por partículas de solo (Figura 2.33 b)), se o solo estiver fortemente impregnado, a mobilidade das fibras será restringida e a distorção sob condições de corte será provavelmente pequena.

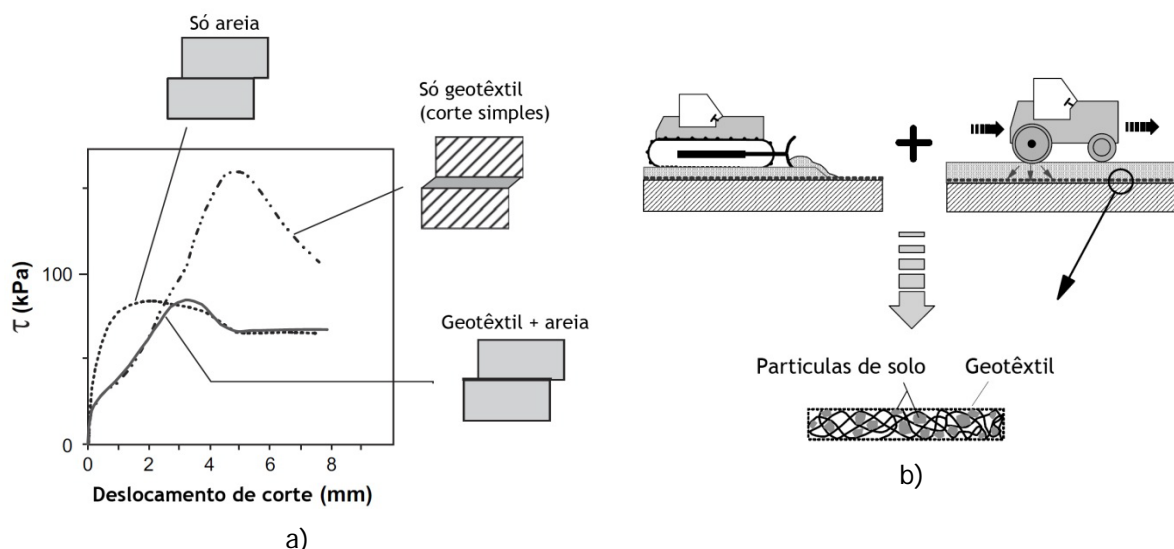


Figura 2.33 - Distorção do geotêxtil não tecido, adaptado de Tupa (1994): a) influência da distorção do geotêxtil no resultado do ensaio de corte direto; b) impregnação das partículas de solo no geotêxtil não tecido.

Outros fatores importantes como por exemplo a taxa de deslocamento, as dimensões da caixa de corte, a rugosidade da placa onde o reforço é colocado, entre outros, podem ser encontrados em bibliografia portuguesa como por exemplo Pinho-Lopes (1998) e Silvano (2005). Na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto foi desenvolvido um equipamento para a realização de ensaios de corte direto solo-geossintético de acordo com a NP EN ISO 12957-1 (2007). Este equipamento é descrito com detalhe por Silvano (2005).

2.4.2.3 Ensaio de corte direto com geossintético inclinado

Alguns autores optam por efetuar a caracterização do comportamento do material compósito solo-geossintético: Dyer (1985), Jewell e Wroth (1987), Athanasopoulos (1993), Jewell (1996), Athanasopoulos (1996), entre outros. Esses autores realizaram ensaios de corte com reforço colocado na posição vertical ou com uma determinada inclinação relativamente ao plano de corte imposto. A interpretação dos resultados é bastante complexa, como se pode verificar pelos resultados dos ensaios efetuados por Dyer (1985) usando a fotoelasticidade, ver Figura 2.34. A figura mostra a influência do reforço sobre o estado de tensão na amostra de solo no interior da caixa, no decorrer de um ensaio. As zonas mais brilhantes da fotografia são regiões com elevadas tensões de compressão, enquanto as zonas escuras são regiões com níveis de tensão baixos. A presença do reforço muda significativamente o estado de tensão na amostra de uma maneira muito complexa. Para além disso, pode-se verificar alguma interação com as meias caixas de corte superior e inferior, o que significa que estas condições fronteiras podem influenciar os resultados do ensaio de alguma maneira.

Jewell (1996) demonstrou que o aumento da resistência ao corte é máximo para valores de inclinação do reforço, relativamente à vertical, de 25° e 45°. Esta gama de inclinações é aquela que confere uma maior aderência entre o reforço e o solo e onde se localiza o valor máximo da extensão de tração.

Apesar da informação valiosa que se tem produzido sobre esta matéria a interpretação dos ensaios de corte com reforço inclinado é muito complexo e difícil de analisar. A natureza complexa dos resultados indicia que ensaios de corte direto com reforço inclinado podem fornecer informação

qualitativa, mas ainda é bastante limitada a extrapolação dos seus resultados para o dimensionamento de estruturas reais reforçadas, Palmeira (2009).

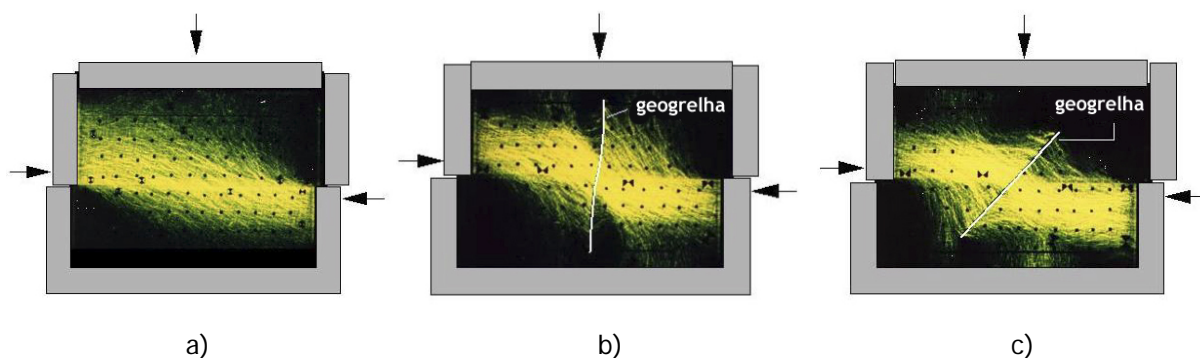


Figura 2.34 - Resultados do estudo da fotoelasticidade no ensaio de corte direto, Dyer (1985).

2.4.3 Ensaio de corte em plano inclinado

2.4.3.1 Considerações gerais

Inicialmente este ensaio foi imaginado para modelar problemas de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos para taludes muito inclinados, podendo ser considerado um ensaio de qualificação em que é possível reproduzir, por exemplo, a estabilidade de um sistema multicamadas ou um ensaio de fluência das interfaces, para tensões normais baixas, Gourc et al. (1996). Este ensaio torna-se especialmente importante em situações em que os geossintéticos são colocados sobre taludes como constituintes, por exemplo, de sistemas de proteção contra erosão ou de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos (Figura 2.35 a). Nestes casos, a rotura dá-se por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais que constituem o sistema, pelo que é fundamental proceder a ensaios de corte em plano inclinado.

O ensaio de corte em plano inclinado caracteriza-se por ser um ensaio rápido e simples que permite a determinação do comportamento ao corte nas fases de construção, sob tensões normais reduzidas. O ensaio consiste basicamente no aumento da inclinação da base inferior onde está fixo o geossintético até que a caixa superior com solo deslize sobre o geossintético, ver Figura 2.35 b). Ensaios similares podem ser utilizados para testar a interface entre diferentes geossintéticos, como por exemplo entre geotêxteis e geomembranas, Palmeira et al. (2002).



Figura 2.35 - Ensaio de corte em plano inclinado, adaptado de Palmeira (2009): a) talude lateral de aterro de resíduos; b) esquema de ensaios de corte em plano inclinado.

Vários equipamentos e condições de ensaio podem ser encontrados na literatura: Girard et al. (1990), Giroud et al. (1990), Koutsourais et al. (1991), Girard et al. (1994), Gourc et al. (1996), Izgin e Wasti (1998), Lalarakotoson et al. (1999), Lopes et al. (2001), Wasti e Özdüzgün (2001), Palmeira et al. (2002), Wu et al. (2008), entre outros.

2.4.3.2 Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios

Giroud et al. (1990), Girard et al. (1990) e Koutsourais et al. (1991) constataram, para interfaces entre diferentes tipos de geossintéticos, que o ensaio de corte em plano inclinado, realizado para tensões normais baixas, conduz, em algumas situações, a ângulos de atrito na interface inferiores aos determinados em ensaios de corte direto, sendo aqueles muito provavelmente mais realistas. Contudo, até ao momento, não foi possível estabelecer para os diferentes tipos de interfaces, um comportamento geral no que respeita à comparação dos resultados dos ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado.

Palmeira et al. (2002) assumindo a condição de equilíbrio limite e uma distribuição trapezoidal da tensão normal ao longo da interface solo-geossintético, analisou o mecanismo do ensaio de corte em plano inclinado (Figura 2.36 a)). As seguintes equações podem ser obtidas para a determinação das tensões normais máxima e mínima:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma} = 4 - \frac{6 \cdot x}{L} \quad (2.14)$$

$$\frac{\sigma_{min}}{\sigma} = \frac{6 \cdot x}{L} - 2 \quad (2.15)$$

$$\frac{x}{L} = \frac{\cos[\alpha + \operatorname{tg}^{-1}(h/L)]}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \left[1 + \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.16)$$

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \alpha}{L} \quad (2.17)$$

onde σ_{max} e σ_{min} são respetivamente a tensão normal máxima e mínima nas extremidades da interface solo-geossintético, σ é a tensão normal média na interface, x é distância entre a aresta inferior da caixa superior com solo e o ponto de aplicação da força normal na interface, α é inclinação da base inferior com a horizontal, h é altura de solo na caixa superior, L é o comprimento da camada solo em contacto com o geossintético e W é o peso do solo na caixa superior.

As Equações (2.14) a (2.17), mostram que o nível de uniformidade das tensão normal ao longo da interface solo-geossintético é função das dimensões do bloco de solo. Quando mais baixa for a razão entre a altura do solo na caixa superior (h) e o comprimento (L), mais uniforme é a distribuição das tensões normais na interface. Isto justifica a utilização de caixas com comprimento (L) longas mas camadas de solo (h) finas. No entanto a abordagem apresentada é uma aproximação das condições de tensão reais verificadas no ensaio. Palmeira et al. (2002) realizaram análises numéricas para confirmar a hipótese de distribuição trapezoidal das tensões normais ao longo da interface. Na Figura 2.36 b) estão apresentados os resultados de análises numéricas da variação da tensão normal

na interface com o comprimento normalizado dessa mesma interface (x/L), para uma inclinação da base de 25° . A diferença entre os valores máximos e mínimos da tensão normal na interface solo-geossintético aumenta consideravelmente com a diminuição do comprimento da caixa superior. A distribuição não uniforme das tensões normais deve ser evitada, pois é um fator adicional que na análise dos resultados tem de ser eliminado. Na figura estão também representadas as tensões normais, máxima e mínima, determinadas pelas Equações (2.14) e (2.15) o que mostra a razoável aproximação entre os resultados numéricos e as equações desenvolvidas para estas condições.

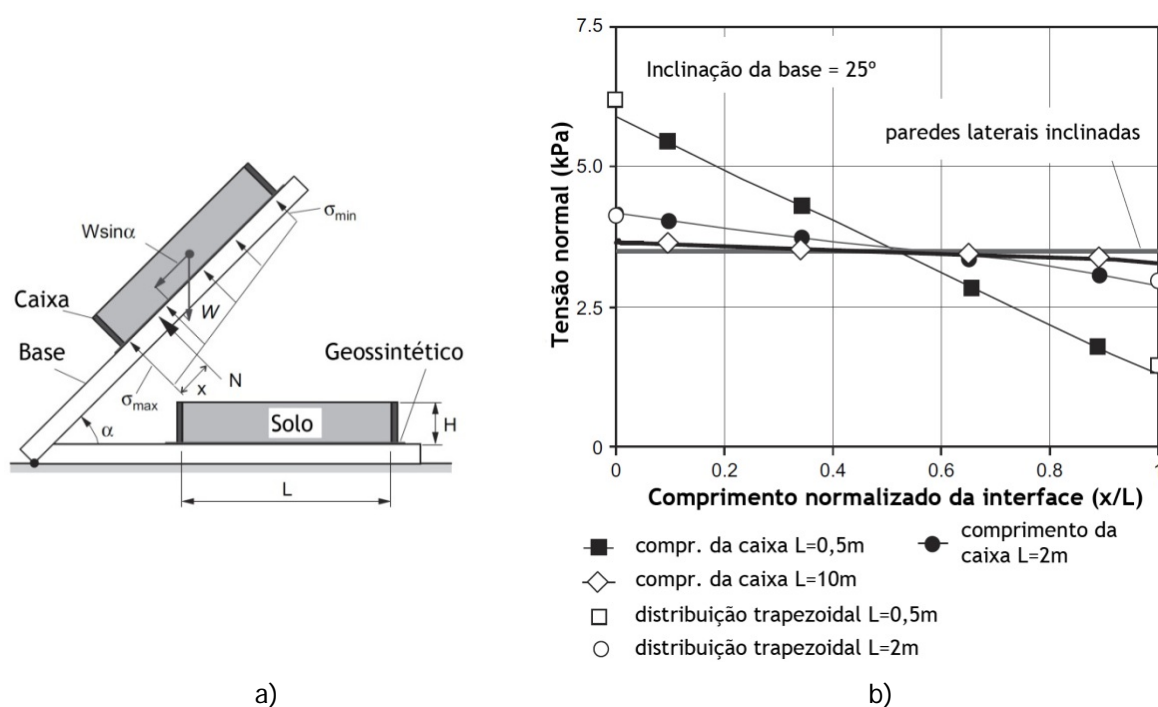


Figura 2.36 - Condição de equilíbrio limite no ensaio de corte em plano inclinado, Palmeira et al. (2002).

A Figura 2.36 b) mostra também o efeito da utilização da caixa superior com lados inclinados, como sugerido por Gourc et al. (1996). Essa inclinação deve ser tal que esses lados coincidam com a vertical quando a base inferior está inclinada a 25° e para um comprimento de interação com o geossintético de 0,5m. Os resultados obtidos pelas análises numéricas mostram que para este tipo de caixa a distribuição das tensões é uniforme. Estes resultados indicam que, para caixas curtas, a configuração com lados inclinados deve ser empregue.

A análise numérica permitiu também investigar a evolução da força de tração e do ângulo de atrito na interface mobilizado na superfície do geossintético com o aumento da inclinação da base inferior, ver Figura 2.37. O comprimento total do geossintético é mobilizado apenas para valores de inclinação muito próximos do valor de rotura (31°). A natureza progressiva do mecanismo de rotura pode claramente ser identificada nos resultados. É provável que um mecanismo idêntico ocorra em campo, em particular nos taludes longos.

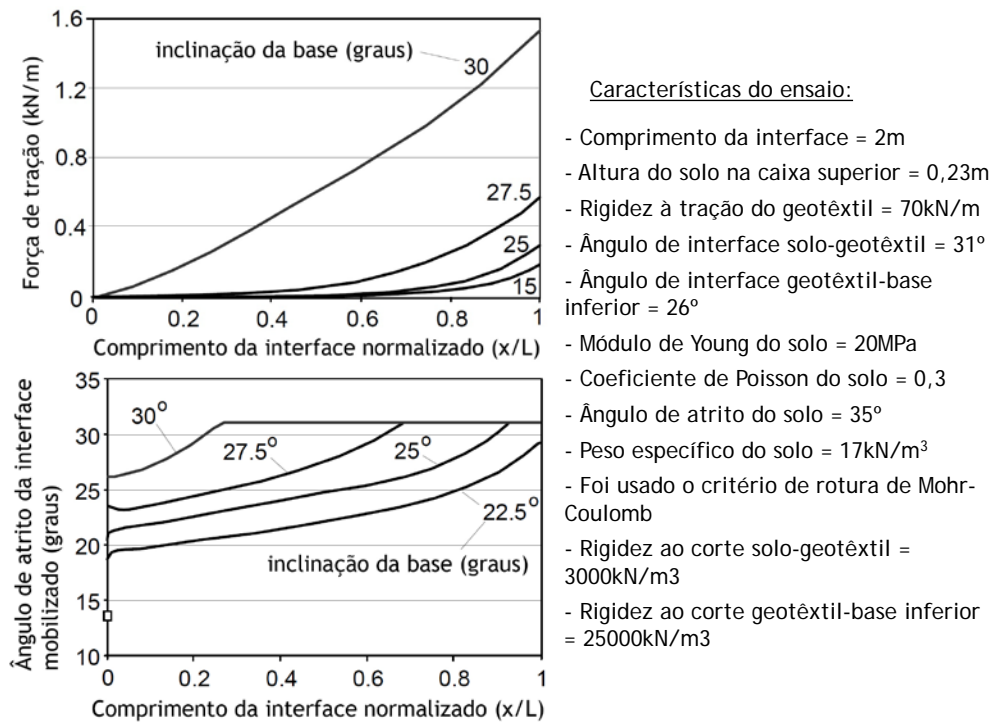


Figura 2.37 - Mobilização progressiva da força de tração e da resistência ao corte da interface ao longo do comprimento do geossintético, adaptado de Palmeira et al. (2002).

Lopes et al. (2001) estudaram a influência da estrutura do geossintético, da granulometria do solo, da tensão de confinamento e da metodologia de ensaio na resistência da interface solo-geossintético através da realização de ensaios de corte em plano inclinado. O equipamento usado foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e teve como base a Norma Europeia e Nacional que regulamenta o ensaio, NP EN ISO 12957-2 (2007), ver Figura 2.38.

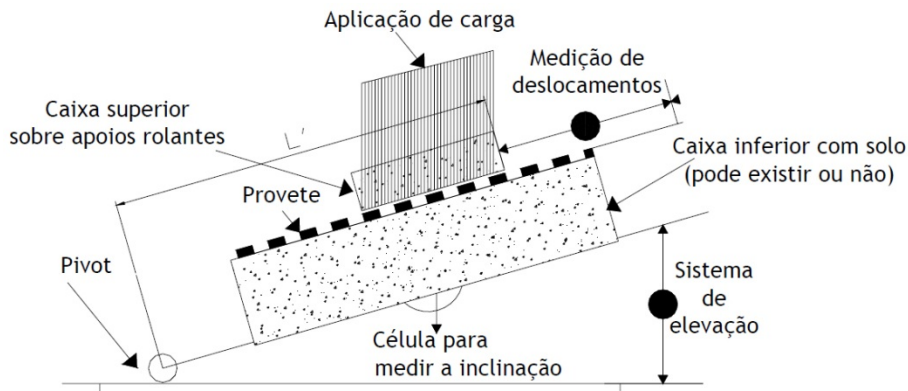


Figura 2.38 - Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado, NP EN ISO 12957-2 (2007).

O ensaio permite duas metodologias de ensaio: com geossintético sobre uma base rígida e lisa; com geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

Do estudo realizado por Lopes et al. (2001) pode concluir-se resumidamente o seguinte:

- a estrutura do geossintético é condicionante da resistência da interface solo-geossintético;

- a granulometria do solo influencia de forma importante o comportamento da interface solo-geossintético, granulometrias do solo mais extensas e de maior diâmetro médio, conduzem a um acréscimo da resistência da interface;
- o aumento da tensão de confinamento traduz-se numa diminuição da resistência ao corte em plano inclinado da interface solo-geossintético;
- a influência da metodologia de ensaio seguida pode considerar-se que carece de significado;
- sugere-se que na definição da resistência ao corte em plano inclinado das interfaces solo-geogrelha seja usada a metodologia com geogrelha colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

O equipamento utilizado e desenvolvido por Lopes et al. (2001) é o mesmo equipamento usado na componente experimental deste trabalho. No Capítulo 4, é feita uma descrição sintetizada do equipamento referido.

Para reduzir as tensões de tração nas geomembranas usadas, por exemplo, na impermeabilização de aterros de resíduos, Palmeira e Viana (2003) realizaram ensaios de corte em plano inclinado considerando o solo confinante reforçado com geogrelhas, ver Figura 2.39 a). Do ponto de vista prático, o arranjo mais fácil é instalar o reforço diretamente sobre a geomembrana. No entanto, esta não é a posição mais eficiente para o reforço. A Figura 2.40 mostra alguns dos resultados dos ensaios realizados para três casos: solo com geomembrana; solo reforçado com geogrelha instalada a meia altura deste; e a situação anterior mas com a geomembrana protegida com um geotêxtil.

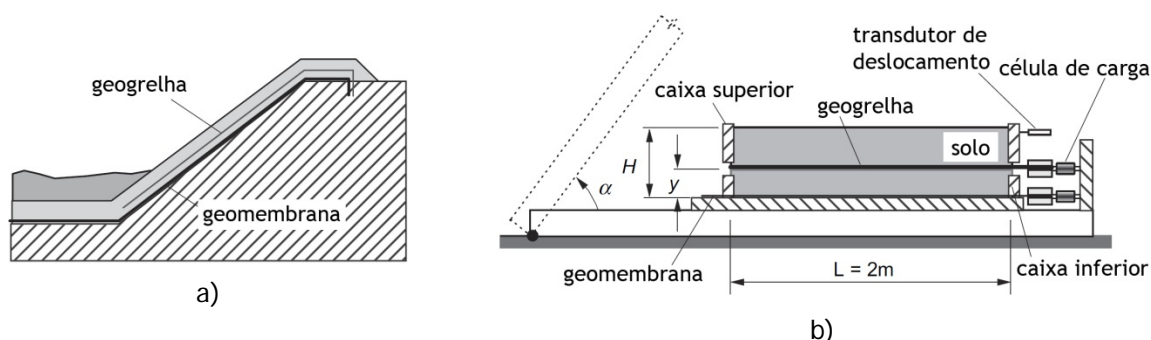


Figura 2.39 - Reforço do solo de cobertura em aterros de resíduos: a) reforço do solo de cobertura; b) equipamento de ensaios. Palmeira e Viana (2003).

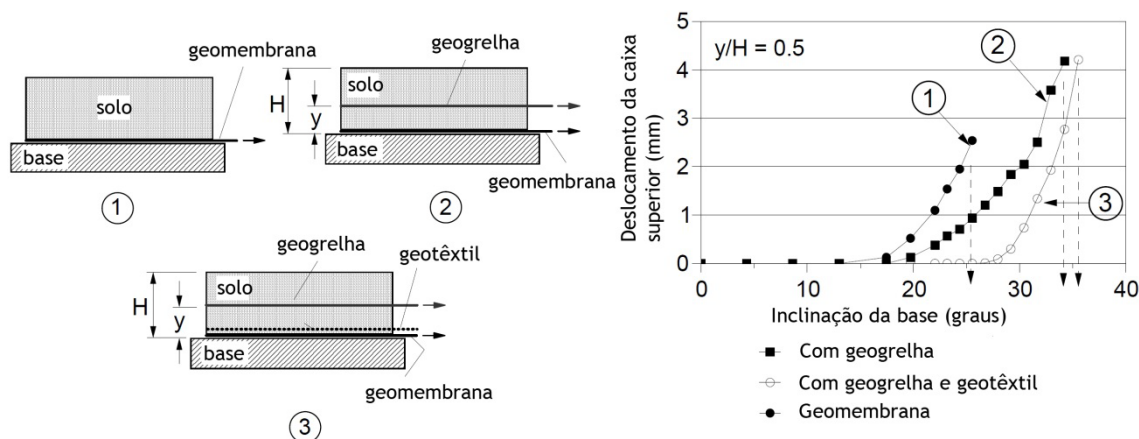


Figura 2.40 - Efeito do reforço na estabilidade do aterro, adaptado de Palmeira e Viana (2003).

A figura mostra a variação do deslocamento da caixa superior com a inclinação da base rígida. A presença de geogrelha aumenta o ângulo de inclinação na rotura de 26 para 34 graus. Quando a geomembrana é protegida pelo geotêxtil a inclinação na rotura aumenta e o sistema é menos deformável, com deslocamentos significativos a ocorrer apenas para inclinações da base acima dos 28 graus. Assim, a presença da camada de reforço pode permitir inclinações maiores e para a mesma inclinação do sistema não reforçado, a presença de reforço pode fornecer segurança adicional contra o deslizamento do solo sobre o reforço.

2.4.3.3 Considerações finais

Os ensaios de corte em plano inclinado são mais apropriados nas situações de tensão de confinamento baixa, que em condições reais existem em sistemas de proteção contra a erosão e de impermeabilização de aterros de resíduos.

O mecanismo de deslizamento no ensaio de corte em plano inclinado surge como mais realista no caso de os geossintéticos serem aplicados em taludes, o uso do ensaio de corte direto pode, muito provavelmente, levar nestes casos a uma sobrestimação da resistência na interface. A utilização dos ensaios de corte direto para avaliar a resistência das interfaces solo-geossintético no caso de situações de tensão confinamento baixa torna-se ainda mais preocupante, pois a discrepância entre os valores obtidos pelos dois ensaios aumenta.

O ensaio de corte em plano inclinado é fácil de executar, de preferência em caixas compridas ou caixas com as faces laterais inclinadas de forma a minimizar a não-uniformidade das tensões entre o solo e o geossintético. Caixas compridas, com áreas de contacto entre o solo e o geossintético significativas simulam também com mais rigor a natureza da rotura progressiva das interfaces principalmente na região próxima da crista do talude.

2.4.4 **Ensaio de arranque**

2.4.4.1 Considerações gerais

Os ensaios de arranque são considerados, por muitos investigadores, como o meio mais apropriado para a previsão das propriedades nas interfaces solo-geossintético quando o movimento relativo na interface correspondente ao arranque do geossintético em relação ao solo: Cardoso (1987), Lopes (1992), Farrag et al. (1993), Kharchafi e Dysli (1993), Oostveen et al. (1994), Sobhi e Whu (1996), etc..

Os ensaios de arranque, em laboratório, são realizados puxando o geossintético do interior de uma caixa, cheia de solo, estando o material submetido à ação de uma tensão normal constante. O coeficiente de arranque é definido através dos resultados desses ensaios. Contudo, ao contrário do que acontece com os ensaios de corte direto, os ensaios de arranque são difíceis de interpretar, sendo os resultados muito afetados pelas condições fronteira, procedimentos e condições de ensaio, ver: Lopes e Ladeira (1996a) e Lopes e Ladeira (1996b). Ladeira (1995) e Pinho-Lopes (1998) sintetizaram o efeito das condições fronteira, dos procedimentos de ensaio, da rigidez relativa solo-reforço e da interferência entre níveis de reforços.

A Figura 2.41 mostra algumas condições fronteiras típicas de equipamentos de arranque encontradas na literatura: Palmeira e Milligan (1989), Farrag et al. (1993), Lopes e Ladeira (1996a), Sugimoto et al. (2001), etc.. Tradicionalmente o equipamento está em contacto com a face frontal rígida e é importante que o atrito ao longo desta interface seja minimizado.

Na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foi desenvolvido um equipamento para realizar ensaios de arranque, detalhadamente descrito por Ladeira (1995). Este equipamento serviu de base à norma europeia para este tipo de ensaios, NP EN 13738 (2007). Desde a sua criação, o equipamento foi submetido, ao longo do tempo, a melhorias constantes de modo a facilitar o seu manuseamento, interpretação dos resultados e minimizar as condições fronteiras suscetíveis de alterar os resultados dos ensaios, Pinho-Lopes (1998) e Pinho-Lopes (2004).

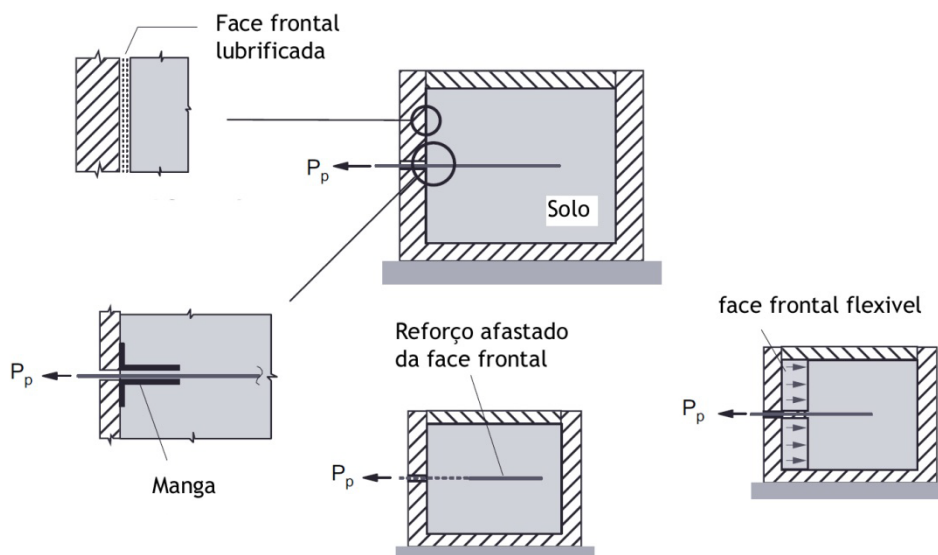


Figura 2.41 - Condições fronteira típicas para o ensaio de arranque, adaptado de Palmeira (2009).

2.4.4.2 Influência de alguns fatores nos resultados dos ensaios

Ladeira (1995) realizou um estudo paramétrico com o equipamento de ensaio de arranque de geossintéticos. O estudo pretendeu avaliar a influência da velocidade de ensaio, das dimensões do provete, da altura de solo e do comprimento da manga no comportamento ao arranque de geogrelhas. Resumidamente o autor concluiu o seguinte:

- o aumento da velocidade de ensaio conduz ao aumento da resistência da interface solo-geogrelha, apesar dos deslocamentos por deformação do reforço mostrarem tendência para diminuir; o aumento da resistência da interface resulta do aumento da rigidez solo-geogrelha e da redução da capacidade de rearranjo das partículas de solo com o aumento dessa velocidade;
- a influência da largura do provete nos resultados do ensaio de arranque é pequena. Contudo, constata-se uma tendência para a redução da resistência da interface solo-geossintético à medida que a distância entre as paredes laterais do equipamento e a amostra diminui;
- Com o objetivo de estudar a influência da altura de solo, colocada acima e abaixo do provete, realizaram-se ensaios com duas alturas de solo, 0,40m e 0,60m, com o geossintético colocado a meia altura. Com base nos resultados obtidos, pode afirmar-se que quando a altura do solo acima e abaixo do geossintético aumenta, verifica-se uma tendência para a redução da resistência da interface solo-geossintético. À medida que o comprimento do geossintético aumenta em relação a uma altura predefinida do equipamento, aumenta a influência das fronteiras horizontais nos resultados do ensaio, Palmeira e Milligan (1989);

- Para estudar a influência da presença da manga, na resposta ao arranque da geogrelha em consideração, realizaram-se ensaios de arranque sem utilização da manga e com a colocação de uma manga com 0,20m de comprimento. Pode concluir-se que, no caso do equipamento de arranque usado, é aconselhável utilizar uma manga com pelo menos 0,20m de comprimento com vista à minimização da influência da parede frontal do equipamento nos resultados dos ensaios de arranque.

Como já foi referido o tamanho do equipamento de ensaio de arranque pode ter um efeito importante nos resultados do ensaio. Esta influência foi também estudada em análises numéricas realizadas por Dias (2003), ver Figura 2.42 a).

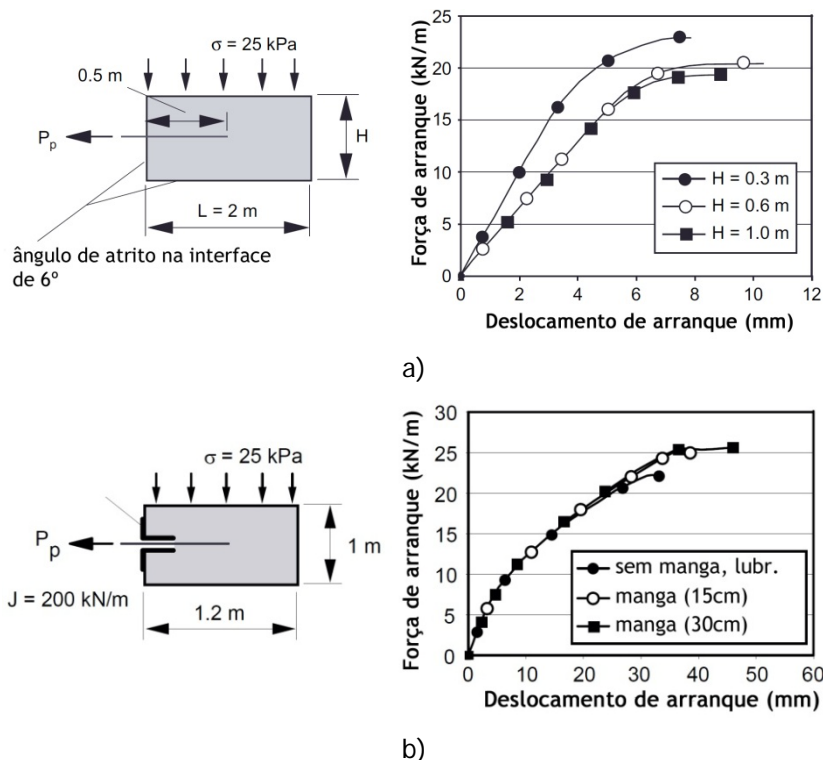


Figura 2.42 - Ensaios de arranque, análises numéricas, Dias (2003): a) influência das dimensões da caixa de arranque; b) influência da presença de mangas na face frontal da caixa.

Nas simulações a altura da caixa variou entre 0,3 a 1,0m. Da figura pode notar-se que a resposta ao arranque do reforço é mais rígida e apresenta um valor mais elevado para a força de arranque máxima quando a altura da caixa diminui. Conclusões semelhantes foram obtidas por Farrag et al. (1993) e Ladeira (1995) como já referido. Dos resultados obtidos e de modo a minimizar a influência deste parâmetro nos resultados dos ensaios sugere-se alturas de solos acima de 0,6m.

Dias (2003) avaliou também a influência da presença de uma manga na face frontal da caixa de arranque. A Figura 2.42 b) mostra os resultados das análises numéricas realizadas considerando inexistência de manga na parede frontal, e existência de manga com 15 e 30cm de comprimento. Os resultados mostram que, para as condições analisadas, a presença da manga aumenta a força máxima ao arranque. Os tamanhos das mangas utilizadas não influenciaram significativamente o valor máximo da força de arranque. No entanto, nos resultados experimentais obtidos por Farrag et al. (1993), há um aumento de cerca de 20% da força máxima ao arranque quando usada uma manga de 20cm comparativamente a uma manga de 30cm. Ladeira (1995) obteve, como já referido, forças máximas ao arranque em ensaios sem manga, 10% maiores do que em ensaios de 20cm de manga.

Assim, o contraste entre os resultados obtidos sugere a realização de estudos mais complexos, no sentido de avaliar a influência da face frontal da caixa de arranque nos resultados do ensaio.

Sugimoto et al. (2001), realizaram ensaios de arranque com geogrelhas e areia usando um aparelho com face frontal móvel, como se mostra na Figura 2.43. A figura mostra também a distribuição da extensão ao longo da geogrelha para a situação com face móvel e fixa para uma tensão normal de confinamento de 49kPa e uma força de arranque de 15,5kN/m, verifica-se que a distribuição da extensão ao longo da geogrelha é diferente nos dois casos.

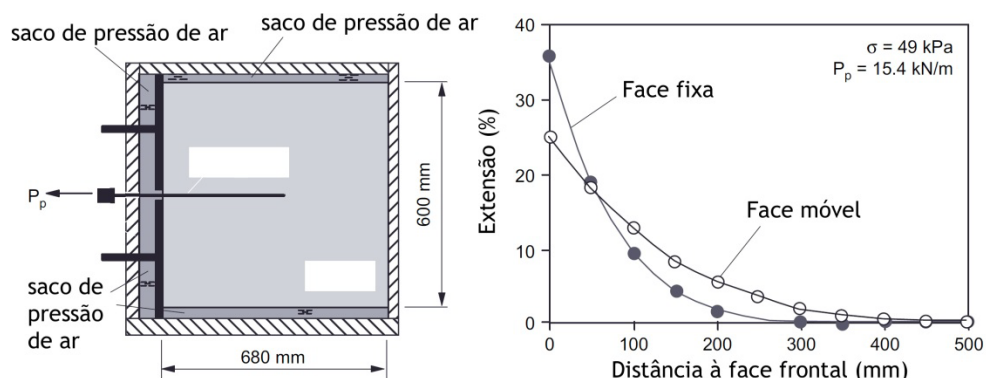


Figura 2.43 - Resultados de ensaios de arranque com face frontal móvel, Sugimoto et al. (2001).

A rigidez da placa superior, onde é aplicada a tensões de confinamento, influencia também os resultados dos ensaios de arranque, principalmente para caixas com altura baixa. Resultados de ensaios experimentais e numéricos sugerem claramente o uso de caixas grandes para minimizar a influência deste parâmetro, ver: Palmeira e Milligan (1989), Farrag et al. (1993), Lopes e Ladeira (1996a), e Dias (2003).

A realização de ensaios de arranque de campo é uma alternativa à realização de ensaios de laboratório: Bergado et al. (1992), Bakeer et al. (1998), Becker (2006), entre outros. Este tipo de ensaio é normalmente difícil de executar devido à dificuldade no controlo das condições operacionais em campo. Garras para o reforço e reações para aplicação da força de arranque têm de ser cuidadosamente concebidas. Nestes ensaios também há que considerar a possível influência das condições da face frontal do muro (se houver) sobre os resultados do ensaio. Ensaio com reforço enterrado em aterros podem ser executados como esquematicamente está representado na Figura 2.44 a). No entanto, é necessário cuidado na interpretação dos resultados obtidos devido aos níveis geralmente baixos da tensão de confinamento no geossintético, necessários para que o ensaio seja prático de realizar. Além disso, mecanismos de rotura irreais podem acontecer durante o ensaio, dependendo da espessura de solo acima da camada de geossintético, conforme se mostra na Figura 2.44 b) e c), Palmeira (2008).

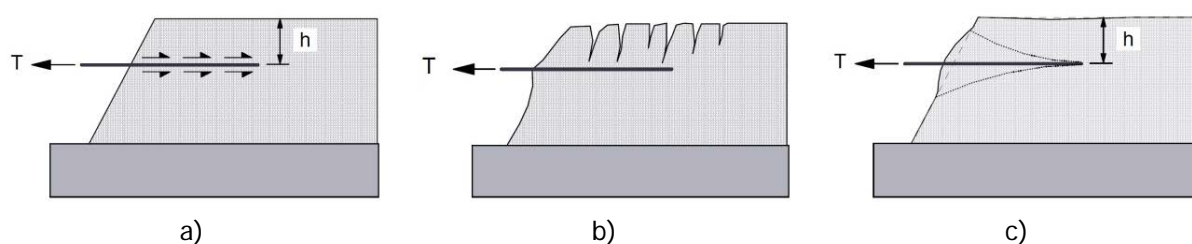


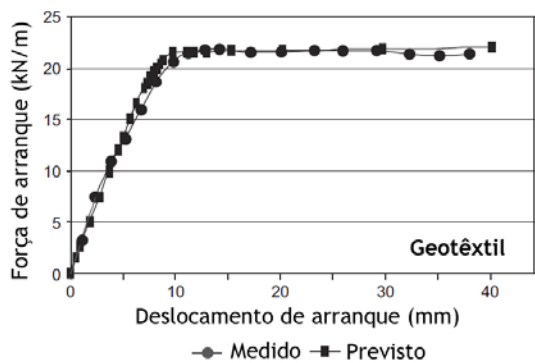
Figura 2.44 - Ensaio de arranque em aterros, Palmeira (2008).

2.4.4.3 Análise da interação solo-reforço nos ensaios de arranque

Podem ser empregues métodos analíticos e numéricos com o objetivo de estudar e interpretar os resultados dos ensaios de arranque: Forsman e Slunga (1994), Abramento e Whittle (1995), Bergado e Chai (1994), Sobhi e Wu (1996), Madhav et al. (1998), Gurung e Iwao (1999), Gurung (2001), Perkins (2001), entre outros.

Forsman e Slunga (1994) referem a utilização do tradicional coeficiente de resistência nas interfaces. Abramento e Whittle (1995) apresentam uma metodologia de análise diferente, capaz de descrever o efeito de transferência de esforços em ensaios de arranque com reforços planos extensíveis. Esta formulação recorre a aproximações matemáticas para prever o desenvolvimento e a distribuição de tensões e forças de tração ao longo do reforço em função das propriedades dos materiais constituintes e da geometria do ensaio. A principal vantagem deste método é a sua simplicidade, que permite uma clara interpretação física dos efeitos de cada um dos parâmetros e evita as complexidades associadas às análises numéricas não lineares usando elementos de interface.

O método dos elementos finitos também pode ser usado como ferramenta para a retroanálise dos resultados dos ensaios de arranque: Wilson-Fahmy et al. (1994), Yogarajah e Yeo (1994), Perkins (2001) e Dias (2003). A Figura 2.45 mostra algumas comparações entre os resultados de ensaios e as previsões realizadas pelo método dos elementos finitos, Dias (2003).



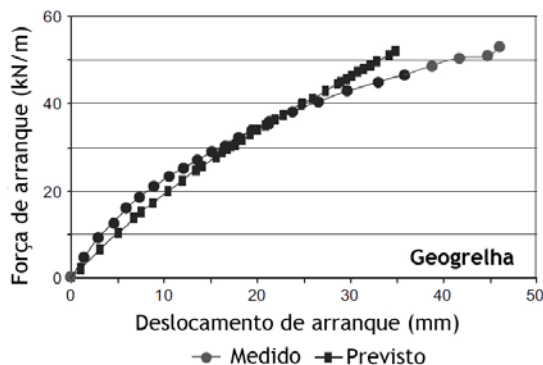
Características do ensaio:

Geotêxtil:

- Geotêxtil tecido em poliéster
- Rigidez à tração = 400kN/m

Geogrelha:

- Polietileno de alta densidade
- Rigidez à tração = 550kN/m



Os geossintéticos assumem um comportamento elástico.

Solo:

- Comportamento elasto-plástico
- Critério de rotura de Mohr-Coulomb

Figura 2.45 - Resultados de ensaios de arranque medidos e previstos através do método dos elementos finitos, Dias (2003).

Apesar de algumas hipóteses simplificadas, geralmente assumidas neste tipo de análise (com por exemplo o valor da rigidez de corte na interface), é possível fazer previsões razoavelmente próximas das obtidas em ensaios laboratoriais, principalmente para os geotêxteis. No caso das geogrelhas, se a grelha é assumida como reforço planar bruto equivalente, as previsões podem divergir das medidas, dependendo das características geométricas da grelha e do tipo de solo usado.

A análise pelo método dos elementos finitos geralmente assume a geogrelha como um reforço plano e contínuo equivalente. No entanto, com já referido anteriormente, a resposta de uma geogrelha ao arranque depende fundamentalmente da forma geométrica da grelha, com particular referência aos seus membros transversais.

Com o objetivo de obstar a algumas limitações dos ensaios de arranque, em especial às que dizem respeito às condições de deformação que, conforme se sublinhou, diferem das estruturas reais, diversos investigadores têm procurado determinar os parâmetros caracterizadores da interação solo-reforços através dos resultados de ensaios com modelos reduzidos, Fourie e Fabian (1987), Gourc et al. (1990), etc., ou através da análise do comportamento de obras, Jenner (1990), Bergado et al. (1993), Mendonça (2004), etc..

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram referidas as principais questões relativas ao comportamento mecânico a curto prazo dos geossintéticos e à interação solo-geossintético, bem como os principais ensaios utilizados para avaliação desses comportamentos.

Há vários agentes e mecanismos de degradação que afetam o comportamento dos geossintéticos, os seus efeitos manifestam-se no comportamento mecânico destes materiais, quer na resistência à tração quer na resistência das interfaces solo-geossintético. Assim, para conhecermos o comportamento real dos geossintéticos em obra é necessário contabilizar o efeito de diversos agentes e mecanismos de degradação relevantes para a aplicação em causa. Para tal, é comum afetar a resistência a curto prazo dos geossintéticos com coeficientes de redução parciais, que representem esses fenómenos.

Assim no Capítulo seguinte abordar-se-á as questões relativas à durabilidade dos geossintéticos e ao estudo do comportamento mecânico de longo prazo. Em parte por ser tema desta tese, dentro dos vários agentes de degradação mecânica, dar-se-á especial importância à danificação durante a instalação à fluência e à rotura em fluência dos geossintéticos.

3 DURABILIDADE E COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO.

3.1 INTRODUÇÃO

Os geossintéticos são materiais muito aplicados em diversas obras de Engenharia Civil, com diferentes funções como já anteriormente referido. Torna-se assim necessário compreender e avaliar o comportamento a longo prazo destes materiais através da investigação dos vários agentes e mecanismos de degradação possíveis. Tal inclui tanto a degradação química como mecânica e às vezes até mesmo a interação entre as duas.

Uma recente estimativa mundial sobre questões colocadas por técnicos na área dos geossintéticos, 20% das questões eram especificamente sobre a durabilidade e/ou degradação de geossintéticos, 15% foram relacionadas com o comportamento mecânico a longo prazo, 10% sobre a natureza interativa do comportamento químico e mecânico, Koerner e Aho (2008). Assim quase metade das perguntas colocadas por reguladores, fiscalizadores, projetistas, fabricantes e diretores de obra foram relacionadas com a durabilidade e comportamento mecânico a longo prazo destes materiais, daí a grande importância da sua investigação.

Os fenómenos de degradação que alteram as características dos geossintéticos podem resultar:

- das ações internas (evolução de matéria prima);
- da ação externa que pode ser mecânica (fluência e relaxação), física, química ou bacteriológica;
- da deterioração durante as operações de transporte manuseamento e colocação em obra.

Assim neste capítulo serão versadas as questões relativas à durabilidade dos geossintéticos, começar-se-á por abordar as questões relativas à degradação dos geossintéticos onde são discutidos os principais agentes e mecanismos que contribuem para a degradação destes materiais. Posteriormente, dar-se-á especial importância ao comportamento mecânico a longo prazo, os geossintéticos são feitos com base em polímeros logo exibem propriedades reológicas que influenciam o seu comportamento a longo prazo, expõem-se assim as principais questões relativas a este problema (fluência e rotura em fluência) e à forma de os avaliar. De seguida refere-se os danos causados nos geossintéticos pelas operações de instalação (danificação durante a instalação) resultantes essencialmente das operações de colocação e compactação do material de aterro junto aos geossintéticos e o seu efeito no comportamento mecânico dos geossintéticos

Com o objetivo de conhecer as propriedades mecânicas após a contabilização de todos os mecanismos de degradação, para assim garantir a durabilidade, no fim do capítulo são referidos os coeficientes de redução a aplicar aos geossintéticos e são apresentados alguns valores propostos por vários autores e entidades.

3.2 DEGRADAÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS

3.2.1 Considerações iniciais

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 geossintéticos impedindo assim a capacidade de estes materiais manterem determinadas propriedades ao longo do tempo.

Nesta secção, seguindo por perto o exposto por Carneiro (2009), são apresentados, numa abordagem leve, os principais mecanismos de degradação química e biológica dos geossintéticos indicando os principais métodos existentes para avaliar a resistência dos materiais aos vários agentes de degradação. Serão também apresentados os principais tipos de aditivos químicos que podem ser usados para inibir ou retardar a degradação dos geossintéticos.

3.2.2 Agentes e mecanismos de degradação

Os principais agentes de degradação dos geossintéticos incluem: as espécies químicas (como ácidos ou bases), as temperaturas elevadas, o oxigénio atmosférico, a radiação solar (principalmente a UV) e outros agentes climatéricos, a humidade e os microrganismos. De seguida, descreve-se resumidamente estes mecanismos de degradação dos geossintéticos.

3.2.2.1 Oxidação

Uma das principais causas de degradação de muitos materiais poliméricos, incluindo os geossintéticos, é o oxigénio. O processo de oxidação pode originar uma falha prematura dos materiais. Os efeitos da oxidação incluem normalmente alterações físicas (alteração da cor e o aparecimento de fissuras) e mecânicas (diminuição da flexibilidade, da resistência à tração, da resistência ao impacto ou da elongação) nos materiais poliméricos.

A oxidação pode originar a rotura nas cadeias poliméricas ou causar a formação de novas ligações entre as cadeias. No primeiro caso, provoca uma diminuição da resistência mecânica dos geossintéticos tornando-os mais frágeis e quebradiços, no segundo processo provoca uma diminuição da mobilidade das cadeias poliméricas e altera o comportamento mecânico dos geossintéticos.

Normalmente o processo de oxidação inicia-se de forma lenta que posteriormente acelera rapidamente até à falha catastrófica do artefacto polimérico (ver Figura 3.1).

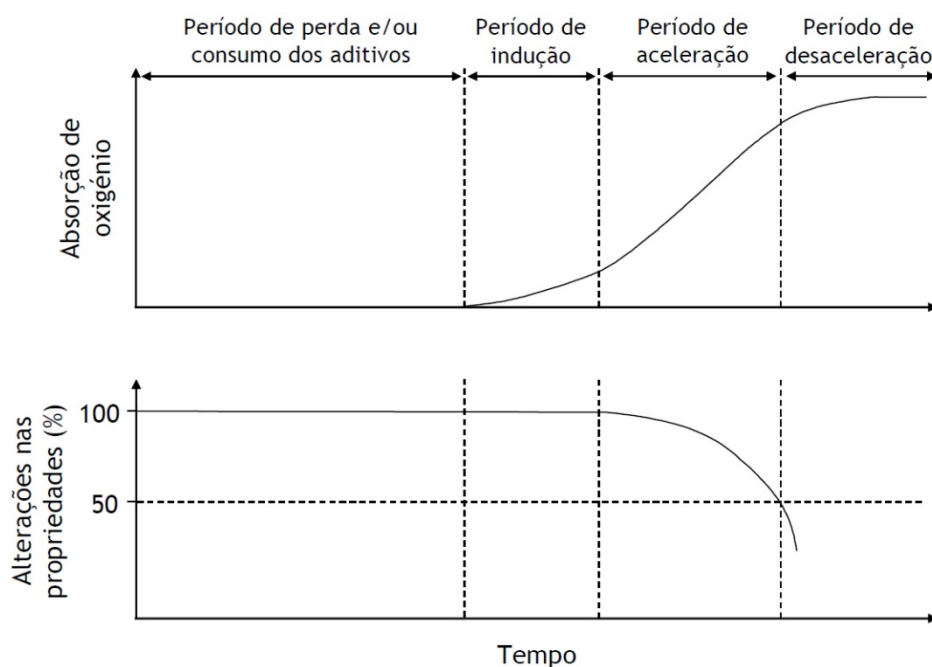


Figura 3.1 - Estado de oxidação do PEAD estabilizado, Kay et al. (2004).

No período de indução não ocorrem variações significativas nas propriedades dos geossintéticos. Mas, à medida que o processo de oxidação avança, é atingido um período de aceleração onde a oxidação das cadeias poliméricas dos geossintéticos ocorre rapidamente.

O processo de oxidação dos geossintéticos pode ser acelerado por outros fatores, como por exemplo: a luz solar (radiação UV), o aumento da temperatura, a presença de cátions metálicos (como o ferro ou o cobre), a humidade, o stress mecânico, entre outros.

3.2.2.2 Ação da temperatura

Brown e Greenwood (2002) referem que, quer seja gerado externamente ou por mecanismos no próprio polímero, o efeito do calor é o aumento de temperatura que, por sua vez, acelera a maioria dos mecanismos de degradação. Segundo Koerner (2005), é claro que as temperaturas elevadas provocam uma aceleração de todos os mecanismos de degradação dos polímeros. Por esta razão, em geral, o calor e a temperatura muitas vezes não são discutidos como um mecanismo de degradação atuando isoladamente. De facto, no caso dos geossintéticos, as temperaturas a que estes materiais estão submetidos, em geral, não são suficientemente elevadas para gerarem efeitos significativos.

No entanto há situações em que os geossintéticos estão sujeitos a temperaturas muito elevadas, como por exemplo em aplicações rodoviárias, em que se utilizam geotêxteis impregnados com asfalto. Nestes casos podem ocorrer alterações significativas do comportamento do material, já que as temperaturas conduzem a reduções no comportamento mecânico (relação força-extensão), devido a alterações na estrutura molecular do plástico, Shukla (2002). Outra situação são as elevadas temperaturas de processamento, estas podem provocar alguma degradação térmica durante o processo de fabrico dos geossintéticos, que pode ter uma grande influência na durabilidade dos geossintéticos. Para evitar ou, pelo menos, minimizar este problema, podem ser adicionados estabilizantes térmicos aos polímeros.

3.2.2.3 Fluidos

A palavra fluidos inclui uma larga gama de produtos químicos, tanto gasosos como líquidos, que podem entrar em contacto com os plásticos de várias formas, Brown e Greenwood (2002). Os fluidos podem ser absorvidos, fazer os plásticos dilatar e reduzir a sua rigidez e a sua resistência. Podem também lixiviar constituintes solúveis do material (aditivos, por exemplo), deixando-o exposto a ataques.

Ram (1997) refere que a maioria dos polímeros pode suportar a ação de agentes químicos inorgânicos moderados à temperatura ambiente. O polipropileno tem uma resistência razoável, no entanto, os poliésteres são sensíveis a soluções alcalinas e as poliamidas são afetadas pelos ácidos.

De um modo geral, e à temperatura ambiente, os polímeros normalmente usados para o fabrico dos geossintéticos possuem uma resistência bastante boa à ação dos líquidos: as poliolefinas têm uma resistência elevada aos ácidos, às bases e à maioria dos solventes; o PET é relativamente sensível à hidrólise; as poliamidas são afetadas pelos ácidos.

A hidrólise é a reação química entre as moléculas de água e os polímeros; origina roturas na cadeia polimérica (diminuição da massa molecular), o que provoca um impacto negativo nas propriedades mecânicas dos geossintéticos (os materiais ficam mais frágeis e quebradiços). A velocidade de hidrólise é normalmente dependente da temperatura, da humidade e do pH (de um modo geral, a hidrólise ocorre mais rapidamente em meios ácidos e alcalinos). A hidrólise é também influenciada pela estrutura molecular dos polímeros (grupos característicos, grau de cristalinidade, entre outros). Segundo Elias (2000), o efeito das reações de hidrólise do poliéster é a diminuição do peso

molecular do polímero, com a correspondente redução da resistência. No caso das poliamidas, o contacto com soluções com valores de pH extremamente baixos tem consequências severas para o material, Koerner (1999).

3.2.2.4 Ação dos agentes climatéricos

Os geossintéticos expostos ao ar livre são tipicamente degradados pela luz solar (em particular pela radiação UV) em combinação com o oxigénio atmosférico, temperatura e humidade. A degradação normalmente inicia-se na superfície exterior dos materiais, evoluindo progressivamente em direção ao cerne da estrutura polimérica.

Este tipo de degradação pode também ser referido como foto degradação, ou degradação devida à radiação ultravioleta, e inclui a foto-oxidação. Como principais consequências incluem-se os sinais mais comuns para a degradação de plásticos (fragilização, descoloração e perda de transparência), Brown e Greenwood (2002). O resultado da ação destes agentes é, em geral, a deterioração das propriedades físicas do material, Crawford (1998).

- Radiação solar

No que se refere à ação sobre os geossintéticos, a radiação solar pode ser dividida em três partes: infravermelhos, com comprimentos de onda superiores a 760nm; visível, com comprimentos de onda entre 760 e 400nm; e ultravioleta, com comprimentos de onda inferiores a 400nm. De entre estas três partes, a radiação ultravioleta (UV) é a que mais afeta estes materiais. O efeito concreto da radiação UV depende do polímero base e consiste em reações variadas e complexas. Na presença de oxigénio essas reações podem ser de oxidação (já referido anteriormente), ou, no caso de existir no polímero um grupo particular que seja anormalmente sensível à radiação (possuindo foto reatividade) constituir um mecanismo de oxidação distinto (designado por foto-oxidação)

A radiação UV que atinge a superfície terrestre depende da localização geográfica, da época do ano e das condições meteorológicas. O espetro solar no inverno não é igual ao espetro solar no verão. No inverno, a radiação UV-B (muito energética, a mais danosa) não atinge a superfície terrestre; além disso, a irradiância solar é menor no inverno (por estes motivos, a degradação solar é menor nesta época do ano).

A degradação provocada pela radiação UV pode ser afetada pela temperatura, pela humidade, pela precipitação, pelo oxigénio atmosférico, pelo vento, pela poluição atmosférica, entre outros.

A exposição prolongada à radiação UV provoca: descoloração, aparecimento de fissuras, fragilização e modificações nas propriedades mecânicas (diminuição da resistência à tração e da resistência ao impacto) dos materiais poliméricos.

A maneira mais simples de proteger os geossintéticos da ação nociva da radiação UV é evitar expor os materiais ao sol. No entanto, a eliminação de toda a exposição à radiação solar é, em alguns casos, impossível. Nalgumas aplicações, os geossintéticos podem mesmo estar expostos durante um longo período de tempo. A degradação causada pela radiação UV é normalmente retardada através da incorporação de aditivos químicos como posteriormente se referirá.

- Humidade

A existência de um elevado teor de humidade pode acelerar o processo de degradação dos materiais poliméricos expostos ao ar livre. A água pode promover a ocorrência de reações de hidrólise, pode ser absorvida e pode remover os aditivos mais solúveis dos materiais poliméricos. A absorção de água provoca a expansão do volume dos materiais, causando stress mecânico, além disso, permite a ocorrência de reações de hidrólise no interior dos materiais.

- Outros fatores de degradação ao ar livre

Para além da radiação solar e da humidade, existem outros agentes que podem afetar a degradação dos materiais poliméricos expostos ao ar livre, como por exemplo a temperatura, o oxigénio, poluentes atmosféricos, o ozono, os microrganismos e a presença de stress mecânico.

3.2.2.5 Agentes biológicos

Os micro-organismos que podem provocar a deterioração podem ser encontrados sob condições ambientais distintas, no entanto necessitam sempre de uma fonte de carbono para se desenvolverem e podem obtê-la a partir das reações de degradação de materiais orgânicos, tais como os polímeros e aditivos utilizados em geossintéticos, Elias (2000). Os micro-organismos mais relevantes para a biodegradação destes compostos são: fungos, bactérias, cogumelos parasitas (*actinomyces*), algas e leveduras.

Os principais fatores que influenciam a atividade microbiológica são a temperatura, a humidade, a radiação UV e a luz visível. A degradação microbiológica é favorecida em ambientes húmidos com temperatura estável em torno os 30 °C. A luz visível pode favorecer o crescimento de alguns tipos de microrganismos, mas a maioria deles são destruídos pela radiação UV.

De acordo com Brown e Greenwood (2002), o ataque dos agentes biológicos só tem significado para alguns poliuretanos e alguns aditivos de baixo peso molecular (presentes, nomeadamente, no PVC), enquanto os termoplásticos mais comuns apresentam boa resistência microbiológica. Elias (2000) refere também que os polímeros utilizados em geossintéticos não parecem ser sensíveis à degradação enzimática provocada por fungos e bactérias.

3.2.2.6 Outros agentes de degradação

Para além dos agentes descritos nos pontos anteriores, existem ainda outros agentes que podem causar danos nos geossintéticos, tais como: ataque por animais, raízes, radioatividade, fogo, fissuração por tensão ambiental (*environmental stress cracking*), ação de cargas estáticas, ação de cargas dinâmicas e abrasão.

- ação de cargas estáticas e dinâmicas

A ação de cargas estáticas pode provocar alterações graduais nas dimensões dos geossintéticos (fluência e rotura em fluência), a ação das cargas dinâmicas incluem a danificação decorrente dos processos de instalação em obra em particular devido às ações mecânicas. Estas duas questões são alvo de discussão mais detalhada em 3.3 e 3.4, respetivamente.

- Abrasão

A abrasão pode ser definida como a perda de material de uma superfície devido a forças friccionais e, em geral, é o resultado do contacto entre duas superfícies, Brown e Greenwood (2002). O fenómeno de abrasão é muito comum nos geossintéticos aplicados em obras ferroviárias. Nessas aplicações, a ação de cargas cíclicas origina pequenos deslocamentos (fricção) entre o geossintético e as partículas de balastro.

- Fogo

Os geossintéticos podem arder e/ou serem danificados pelo calor gerado pelo fogo. Assim, caso haja a probabilidade de ocorrer um incêndio, é fundamental prever essa situação e escolher alguns geossintéticos com alguma resistência a este agente de degradação. Para minimizar os efeitos do

fogo podem ser adicionados retardantes de chama à composição dos materiais. No entanto, a ocorrência de fogo em estruturas com geossintéticos é pouco provável.

- Fissuração por tensão ambiental

A fissuração por tensão ambiental pode ocorrer quando alguns geossintéticos (essencialmente as geomembranas) estiverem submetidos a ações mecânicas e na presença de líquidos. A absorção de líquidos provoca o aumento das dimensões dos geossintéticos, originando a separação das cadeias poliméricas. Na presença de tensões mecânicas (menores que a resistência mecânica dos materiais), podem ocorrer roturas frágeis nos geossintéticos (fissuração). A fissuração por tensão ambiental é um exemplo da ocorrência de efeitos sinérgicos na degradação dos geossintéticos.

3.2.2.7 Sinergia entre agentes de degradação

Os diversos agentes de degradação que afetam a durabilidade dos geossintéticos podem interatuar entre si, com o polímero e com os aditivos, pelo que o efeito dos agentes referidos pode ser muito significativo. Por essa razão é fundamental conhecer o comportamento dos materiais quando sujeitos à ação de vários agentes de degradação e conseguir avaliar o seu efeito no tempo, Pinho-Lopes (2004).

O efeito total da ação simultânea de vários agentes e mecanismos de degradação normalmente é mais gravoso do que o efeito de cada um deles atuando isoladamente (efeito sinérgico). Assim é fundamental conhecer ensaios acelerados que simulem de forma plausível o conjunto de condições que afetam a durabilidade dos geossintéticos.

3.2.3 **Aditivos químicos usados para proteção à degradação dos geossintéticos**

Para melhorar a resistência dos geossintéticos à degradação normalmente incorporam-se vários tipos de aditivos químicos à sua composição, tais como antioxidantes, estabilizantes UV e pigmentos. Os aditivos, desde que incorporados corretamente, retardam a degradação dos geossintéticos e aumentam o tempo de vida dos materiais. Aditivos químicos podem também ser usados para melhorar as propriedades dos geossintéticos ou para facilitar o processamento dos materiais.

Os antioxidantes são compostos químicos que inibem ou retardam a oxidação dos polímeros durante o processamento, o armazenamento e o tempo de vida útil do produto final. Por sua vez, os estabilizantes UV permitem reduzir ou retardar a degradação causada pela radiação UV. Os pigmentos são aditivos adicionados aos materiais poliméricos para lhes fornecer cor, além disso, e dependendo do pigmento usado, podem também ser bons estabilizantes contra a ação de alguns agentes de degradação, como a radiação UV.

3.2.4 **Metodologias para avaliar a durabilidade dos geossintéticos**

A comunidade científica em geral (na área dos geossintéticos) tem vindo a desenvolver vários métodos para avaliar a durabilidade dos geossintéticos. Atualmente, muitos desses métodos estão descritos em várias normas nacionais, europeias e internacionais (ver Quadro 1.9).

A resistência dos geossintéticos à degradação pode ser avaliada *in situ* (degradação sob condições reais) ou em laboratório (degradação sobre condições normalmente aceleradas). A aceleração das condições de degradação é vulgarmente conseguida através do aumento da temperatura ou através do aumento da intensidade (concentração) do agente de degradação.

3.2.4.1 Oxidação

A resistência dos geossintéticos à termo-oxidação pode ser avaliada de acordo com a norma NP EN ISO 13438 (2006). Esta norma descreve dois tipos de ensaios muito distintos: ensaios pelo método do forno (A1, A2, B1 e B2) e ensaios numa autoclave com alta pressão de oxigénio (C1 e C2). As principais características dos diferentes ensaios encontram-se resumidas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Métodos de avaliar a resistência dos geossintéticos à oxidação, NP EN ISO 13438 (2006).

Método	Equipamento	Polímero (aplicação)	Temperatura	Tempo
A1	Forno	PP (exceto reforço)	110°C	14 dias
A2		PP (reforço)	110°C	28 dias
B1		PE (exceto reforço)	100°C	28 dias
B2		PE (reforço)	100°C	56 dias
C1	Autoclave	PP e PE (exceto reforço)	80°C	14 dias
C2	(5 MPa de O ₂)	PP e PE (reforço)	80°C	28 dias

Os métodos A e B são baseados no envelhecimento dos geossintéticos pela exposição a temperaturas elevadas numa atmosfera normal de oxigénio (21% de O₂, forno com circulação de ar); o aumento da temperatura é o único fator de aceleração do processo de oxidação. No método C, o envelhecimento dos geossintéticos ocorre pela exposição a temperaturas e pressões elevadas de oxigénio (5MPa de O₂ a 80°C) em meio líquido. Esta metodologia tem vindo a ser desenvolvida na Alemanha: Schroeder et al. (2000), Schroeder et al. (2002), Boehning et al. (2008), etc.. Na Figura 3.2 está representado um equipamento para expor os geotêxteis ao ensaio de termo-oxidação pelos métodos A e B.



Figura 3.2 - Equipamento para expor os geotêxteis ao ensaio de termo-oxidação, Carneiro (2009).

A resistência das barreiras geossintéticas à oxidação pode ser determinada de acordo com a norma NP EN 14575 (2007).

Um outro procedimento utilizado para avaliar a resistência à oxidação de plásticos é a determinação do tempo de indução da oxidação (OIT). Este método é usado, essencialmente, no controlo de qualidade na produção de plásticos e envolve temperaturas elevadas e períodos de tempo curtos. Por esta razão, aplica-se sobretudo às condições de processamento, sendo inadequado para avaliar a durabilidade a longo prazo.

Carneiro (2009) desenvolveu um novo equipamento (um protótipo) e um novo método para testar a resistência dos geossintéticos à termo-oxidação. No novo método, a oxidação dos materiais ocorre em meio líquido (em peróxido de hidrogénio), a 80 °C e com pressão de oxigénio elevada (a pressão

de oxigénio é obtida pela decomposição do peróxido de hidrogénio). A descrição detalhada encontra-se em Carneiro (2009).

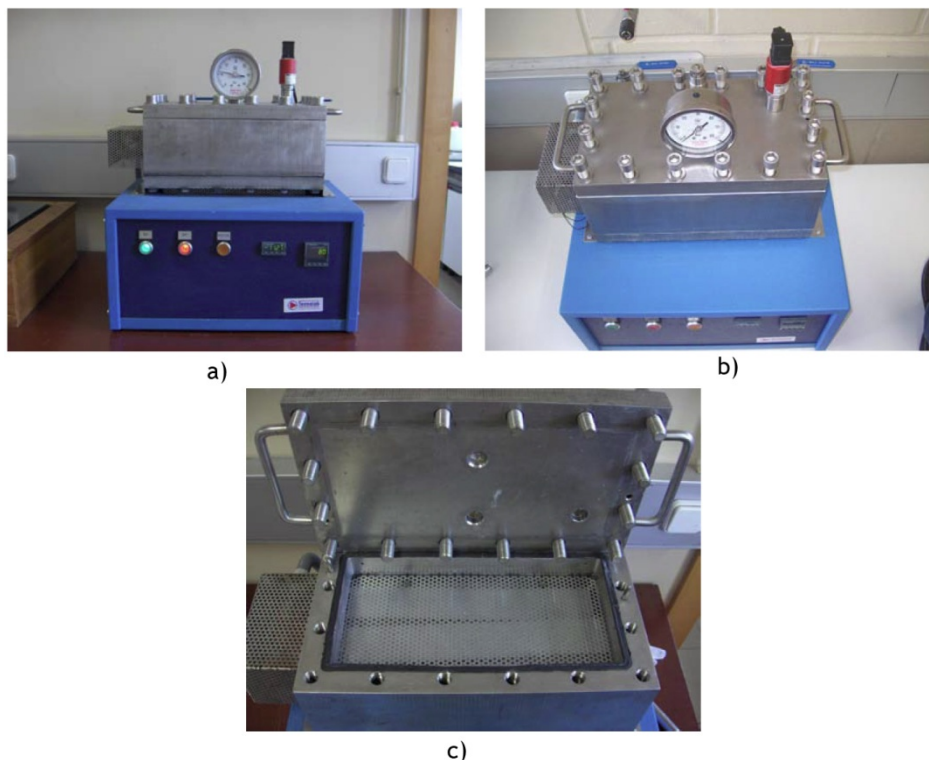


Figura 3.3 - Equipamento para a realização de ensaios de termo-oxidação, Carneiro (2009): a) vista de frente; b) vista de cima (auto clave fechado); c) vista de cima (auto clave aberto).

3.2.4.2 Agentes climatéricos

A resistência dos geossintéticos aos agentes climatéricos pode ser avaliada por ensaios de laboratório ou através da exposição dos materiais sob condições reais. Os ensaios de exposição real são normalmente muito longos (meses ou anos), sendo inexecutáveis na maioria dos casos. O que levou à necessidade de desenvolver métodos laboratoriais acelerados.

Os simuladores climatéricos são usados para tentar reproduzir (num curto intervalo de tempo - dias ou semanas) os danos ocorridos, a longo prazo (meses ou anos), nos materiais expostos ao ar livre. O equipamento laboratorial deve ser capaz de simular fielmente (e rapidamente) a degradação sofrida pelos materiais quando expostos sob condições reais.

Existem diferentes tipos de simuladores climatéricos, os equipamentos disponíveis para simular o efeito da exposição prolongada aos agentes climatéricos são geralmente classificados de acordo com as fontes de luz usadas. Os equipamentos mais comuns incluem o simulador de arco de carbono, o simulador de arco de xénon e o simulador com lâmpadas fluorescentes.

O CEN TC 189 desenvolveu um método laboratorial (equipamento com lâmpadas fluorescentes) para expor os geossintéticos ao envelhecimento climatérico NP EN 12224 (2007) - "Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima".

Sempre que a obtenção de resultados não seja urgente, a resistência dos geossintéticos aos agentes climatéricos deve ser avaliada através de uma exposição sob condições reais. Deste modo, é possível determinar com confiança o comportamento dos materiais quando expostos às condições de envelhecimento climatéricas de um dado local.

A exposição a agentes atmosféricos naturais implica a medição de uma série de grandezas que permitam caracterizar as condições a que os materiais estão submetidos, nomeadamente: radiação, temperatura, humidade, oxigénio, precipitação e humidade de condensação, partículas ou gases contaminantes e tensões, Wypych (2003). Note-se que estes parâmetros influenciam de forma distinta a velocidade de degradação dos geossintéticos e que, em ensaios sob condições reais não é possível controlar a evolução dos valores de exposição.

Carneiro (2009) realizou uma campanha de ensaios de exposição aos agentes atmosféricos de alguns geossintéticos, quer através da exposição sob condições naturais (em campo), quer por exposição laboratorial (ver Figura 3.4).

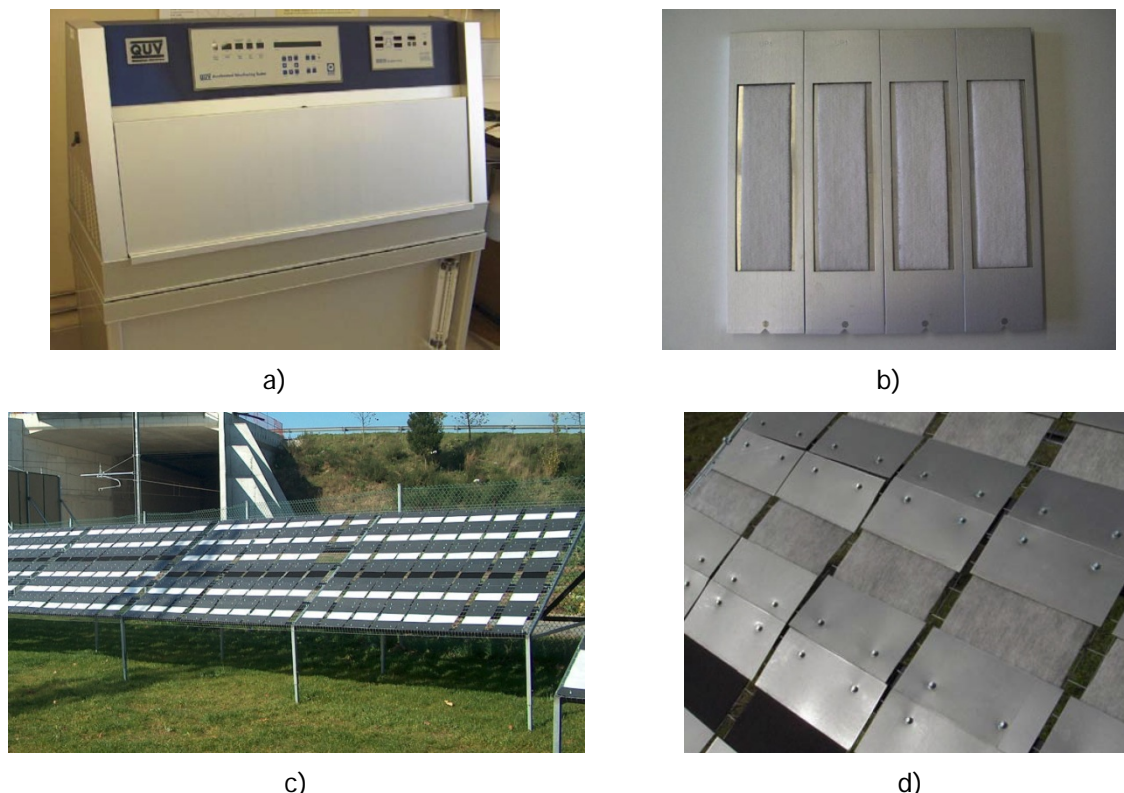


Figura 3.4 - Exposição de geossintéticos a agentes atmosféricos, Carneiro (2009): a) simulador climático QUV; b) suportes usados para a colocação dos geotêxteis; c) exposição aos agentes climáticos reais; d) pormenor do sistema de fixação dos provetes à estrutura metálica.

3.2.4.3 Fluidos

No que diz respeito à ação dos fluidos sobre os geossintéticos é necessário distinguir duas situações: a ação de líquidos padrão (soluções ácidas e alcalinas) e a ação da água (hidrólise).

Os métodos existentes para avaliar a resistência dos geossintéticos aos líquidos envolvem ensaios de imersão *in situ* ou em laboratório. Os efeitos dos ensaios de imersão podem ser físicos (absorção do líquido com consequente dilatação dos materiais, perda de aditivos) ou químicos (reação química com o líquido de imersão - reações normalmente aceleradas pelo aumento da temperatura).

O CEN TC 189 desenvolveu vários métodos para determinar a resistência dos geossintéticos à ação dos líquidos (ver Quadro 1.9): EN 14030 (2001) - "Geotextiles and geotextile-related products - Screening test method for determining the resistance to acid and alkaline liquids"; NP EN 12447 (2006) - "Geotêxteis e produtos relacionados - método de ensaio seletivo para a determinação da resistência à hidrólise na água"; NP EN 14414 (2007) - "Método de ensaio seletivo para a

determinação da resistência química para utilização em aterros de resíduos”; NP EN 14415 (2007) - “Barreiras geossintéticas - Método de ensaio para a determinação da resistência à lixiviação”.

3.2.4.4 Agentes biológicos

O ataque dos microrganismos aos plásticos não pode ser acelerado de forma substancial. O aumento de temperatura não pode ser usado, iria destruir os micro-organismos e inibir o processo de degradação. A degradação microbiológica pode ser acelerada pela manutenção das condições ótimas de luz, de temperatura e de humidade para a atividade dos microrganismos.

Na NP EN 12225 (2006) - “Geotêxteis e produtos relacionados, método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo”, está descrito um procedimento para realizar ensaios de durabilidade de geossintéticos face a estes agentes. Este ensaio é relativamente simples, recriando o ambiente que, geralmente, rodeia os geossintéticos. A norma NP EN ISO 13437 (2007) descreve um método para a instalação e extração de geossintéticos no solo.

3.2.4.5 Ações mecânicas

As ações mecânicas que atuam nos geossintéticos e comprometem a sua durabilidade são: as cargas estáticas (fluência e rotura em fluência), cargas dinâmicas que atuam nos geossintéticos durante os processos de instalação em obra e a abrasão.

As questões da fluência dos geossintéticos são tratadas na norma EN ISO 13431 (1999) - “Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and creep rupture behaviour”, detalhados no ponto 3.3 e 4.3.4.

No que se refere às cargas dinâmicas, existe uma metodologia de ensaio para simular os efeitos das cargas dinâmicas que atuam sobre os geossintéticos durante os processos de instalação em obra destes materiais: EN ISO 10722 (2007) - “Geosynthetics - Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading”. Os aspetos relativos à danificação durante a instalação são abordados em 3.4.

Para a resistência dos geossintéticos à abrasão aplica-se a norma NP EN ISO 13427 (2006) - “Geotêxteis e produtos relacionados - Simulação do dano por abrasão (ensaio de bloco deslizante)”. A norma NP EN 14576 (2007) descreve um método para a determinação da resistência das barreiras geossintéticas à fissuração por tensão ambiental.

3.2.5 Considerações finais

Foram aqui apresentados os aspetos essenciais da degradação dos geossintéticos nas diferentes categorias: degradação química, agentes climatéricos e ações mecânicas e comportamento mecânico. A sua importância, como referido tem sido realçada pelo facto de que a degradação tem sido, e continua a ser um assunto extremamente importante quando se pretende usar geossintéticos. Obviamente, as características da resina, os aditivos e outros componentes a usar na formulação do geossintético são de importância básica para a aplicação específica no local/ambiente específico.

Durante os últimos 15 anos houve um esforço significativo para compreender os diversos mecanismos de degradação relevantes para os geossintéticos. Foram desenvolvidos e realizados ensaios laboratoriais adequados e de campo para avaliar a qualidade dos geossintéticos a longo prazo. Também foram estabelecidas algumas especificações genéricas a nível nacional ou

internacional para garantir padrões de qualidade do produto e critérios de durabilidade dos geossintéticos.

Em Portugal, recentemente Carneiro (2009) estudou a degradação dos geossintéticos aos agentes físicos e/ou químicos. Realizou ensaios em laboratório e de campo para avaliar a resistência dos geossintéticos a diferentes agentes e mecanismos de degradação entre os quais: agentes climáticos reais e simulados em laboratório; agentes do solo; termo-oxidação (onde foi desenvolvido um novo equipamento e método de ensaio); e líquidos. Das diversas conclusões obtidas, muito resumidamente pode-se dizer que a exposição prolongada a alguns agentes de degradação físicos e/ou químicos (principalmente os agentes climáticos e a temperaturas elevadas, na presença de oxigénio) pode provocar alterações significativas nas propriedades físicas, químicas, mecânicas e hidráulicas dos geossintéticos. A incorporação de aditivos químicos é fundamental para prolongar o tempo de vida útil dos geossintéticos.

Nas secções seguintes são apresentadas com mais detalhe as questões referentes ao comportamento mecânico de longo prazo (fluência e rotura em fluência) e da danificação durante a instalação destes materiais.

3.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO A LONGO PRAZO

3.3.1 Considerações iniciais

O conhecimento do comportamento mecânico a longo prazo é um dos aspetos essenciais na aplicação dos geossintéticos, principalmente quando aplicados em obras de reforço, aterros, taludes, muros de suporte, reforço de fundações sobre solos moles, etc., Rolin (2004). Como já referido, algumas das características destes materiais são limitadas pela exposição a substâncias químicas externas, outras devido à estrutura polimérica interna e outras devido à exposição mecânica externa, Müller-Rochholz e Retzlaff (2010).

Os polímeros, e consequentemente, os geossintéticos sofrem fluência. Isso significa que o material se irá deformar sob carga constante ao longo do tempo. Se o material é submetido a uma carga de longa duração, pode mesmo entrar em colapso (rotura em fluência). A magnitude da deformação por fluência depende do tipo de polímero utilizado no geossintético, da temperatura ambiente, do nível de carga aplicado, entre outros. Os geossintéticos sofrem também relaxação de tensões, é um fenómeno também dependente do tempo caracterizado pela diminuição gradual das tensões, mesmo que o material esteja submetido a extensão constante, Sawicki (2000).

A Figura 3.5 mostra o efeito da fluência e da relaxação de tensões. O troço OA corresponde à fase de carregamento inicial. Após o carregamento até ao ponto A, o geossintético pode seguir o caminho AC, onde a carga é mantida constante mas a deformação aumenta com o tempo (efeito da fluência). O material pode também seguir o caminho AB, onde a deformação é impedida mas as tensões decrescem com o tempo (efeito do relaxamento de tensões). Da figura é também possível obter o módulo de rigidez para os três casos:

J_{OA} - módulo de rigidez inicial;

J_{CR} - módulo resultante da fluência do material;

J_{Rel} - módulo resultante da relaxação de tensões.

Como seria de esperar os módulos de rigidez correspondente à fluência e à relaxação de tensões são menores que o módulo de rigidez inicial (a curto prazo), J_{OA} , e é necessário ter em conta esta diminuição de rigidez aquando da utilização destes materiais em obras de reforço.

Embora ambos os fenômenos sejam um problema importante e ao contrário dos ensaios de fluência (e rotura em fluência) que têm sido realizados com frequência, os ensaios de relaxamento de tensões são raramente realizados.

Nos pontos seguintes referem-se as principais questões relativas ao comportamento mecânico de longo prazo dos geossintéticos e à forma de as avaliar.

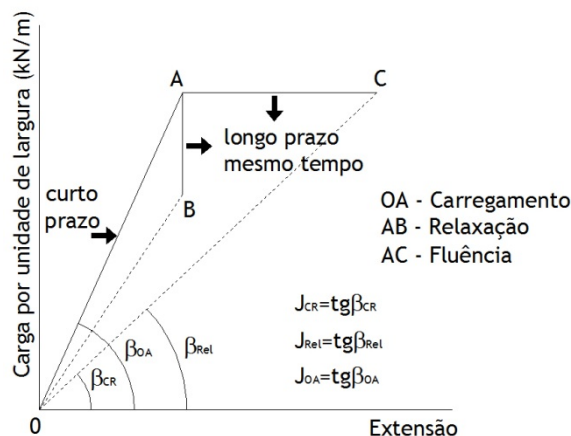


Figura 3.5 - Definição de fluência (parte AC) e relaxação de tensões (parte AB), adaptado Costa e Bueno (2006).

3.3.2 Fluência e rotura em fluência

3.3.2.1 Definições fundamentais

A fluência é um fenômeno dependente do tempo, caracterizado pelo aumento gradual da extensão de um material, mesmo quando submetido a cargas constantes, Sawicki (2000). A rotura em fluência está, como o nome indica, muito ligada à questão da fluência, pode ser definida como o modo de rotura esperado após fluência extensa que conduz a reduções significativas da secção transversal do material de forma que este deixe de conseguir suportar a carga aplicada, Pinho-Lopes (2004).

Allen e Bathurst (1996) referem que a fluência dos geossintéticos (poliméricos) é a resposta visco elástica do material polimérico a cargas estáticas de tração constantes e que resulta em extensão permanente dependente do tempo. Assim, a fluência dos geossintéticos depende, essencialmente, do tempo, da temperatura e do polímero que o constitui.

Segundo Crawford (1998) o fenômeno de rotura em fluência pode, simplificada, ser traduzido da seguinte forma. À medida que o material sofre fluência, a tensão aplicada atinge um valor suficientemente elevado para provocar o aparecimento de micro-fendilhação no material, embora esta não se propague de forma catastrófica. Assim, a tensão aplicada na secção intacta do material aumenta um pouco, o que, por sua vez, implica um crescimento estável da micro-fendilhação, de forma que durante um período de tempo haja um aumento da tensão aplicada ao provete, devido ao efeito combinado da fluência e do constante aparecimento de micro-fendas. Crawford (1998) afirma ainda que, eventualmente, se atinge um estado em que a tensão localizada na zona fendilhada tem um valor que a secção transversal restante não consegue suportar. Nesse momento, a fendilhação propaga-se rapidamente em toda a largura do provete, havendo rotura do material.

Na fluência dos geossintéticos é possível distinguir três fases: fluência primária, secundária e terciária, ver Figura 3.6. Antes de ocorrer a fluência primária, há extensão instantânea do material, elástica e plástica. A fluência primária, quando representada na escala semi-logarítmica (eixo do tempo na escala logarítmica), caracteriza-se por ser linear (não é o caso da Figura 3.6). A fluência

secundária é linear numa escala aritmética (caso da Figura 3.6), nesta fase a razão de deformação é constante no tempo. A fluência terciária caracteriza-se por um aumento rápido da razão de extensão no tempo e conduz à rotura do material.

Müller-Rochholz (1997) refere que na primeira fase, nos polímeros semicristalinos, ocorre orientação das cadeias moleculares. Durante a segunda fase a orientação dos polímeros atinge a configuração ótima e os materiais suportam a carga aplicada com menor razão de extensão. Na última fase há desenvolvimento da rotura do material, no entanto, esta não existe em todos os polímeros. Segundo Müller-Rochholz e Koslowski (1996), para níveis de carga e temperaturas correntes, essa rotura ocorre para materiais em PE e em PP, no entanto, não se verifica para materiais em PET.

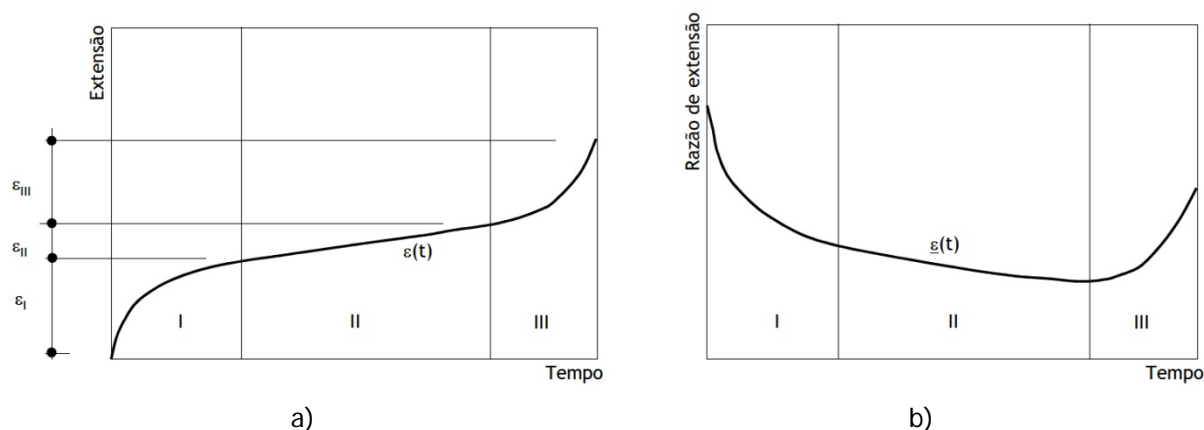


Figura 3.6 - Fases típicas da fluência de geossintéticos, Sawicki (2000): a) extensão de fluência no tempo; b) razão de extensão no tempo.

As curvas de fluência podem agrupar-se em três tipos, dependendo da fase de fluência dominante, ver Figura 3.7 a). Na Figura 3.7 b) estão representadas as curvas de fluência de geossintéticos para diferentes níveis de carga aplicados. No entanto, estas curvas podem representar o comportamento de um determinado geossintético submetido a diferentes níveis de carga ou comportamento de diferentes geossintéticos submetidos a um dado nível de carga e temperatura.

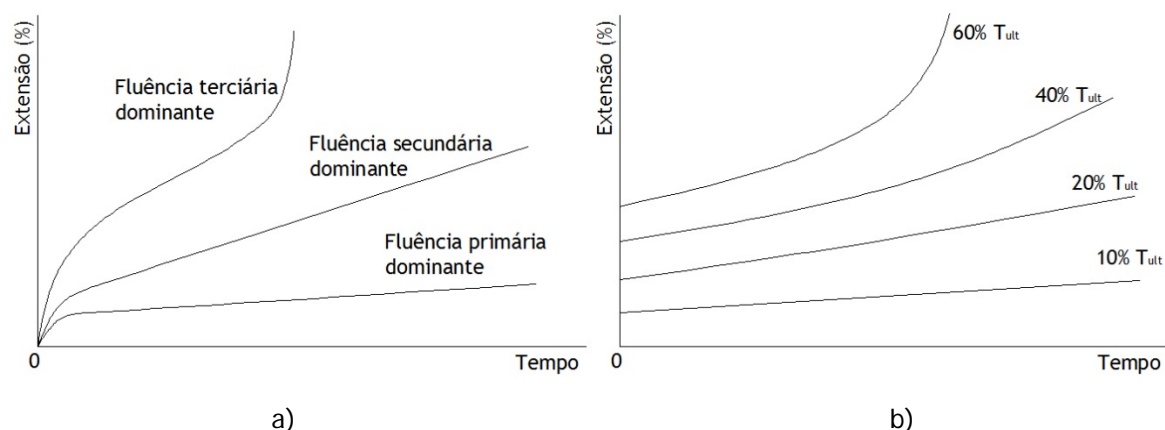


Figura 3.7 - Curvas de fluência: a) tipos de fluência gerada; b) curvas de fluência em função do nível de carga aplicada.

Como consequência secundária da fluência e da reorganização interna das cadeias moleculares é comum o aparecimento de anisotropia no material, associada à orientação das cadeias moleculares na direção de aplicação da carga, Kay et al. (2004).

O limite de fluência de um determinado geossintético consiste na carga por unidade de largura a partir da qual há fluência do material até este sofrer rotura. Este limite é controlado, essencialmente, pelo tipo de polímero e varia entre 20% a 60% da resistência à tração do material, Holtz et al. (1998).

Os resultados dos ensaios de rotura em fluência, normalmente, são apresentados em curvas de rotura em fluência (ver Figura 3.8). Estas curvas são obtidas submetendo amostras de geossintético a cargas constantes (uma percentagem da resistência à tração, T_{ult}) e registar o tempo até à rotura. A relação entre a percentagem de carga aplicada ao provete e o tempo de rotura, apresenta uma relação linear quando usada uma escala semi-logarítmica, assim estas curvas em geral, são representadas em escalas semi-logarítmicas, em que o eixo do tempo é representado na escala logarítmica.

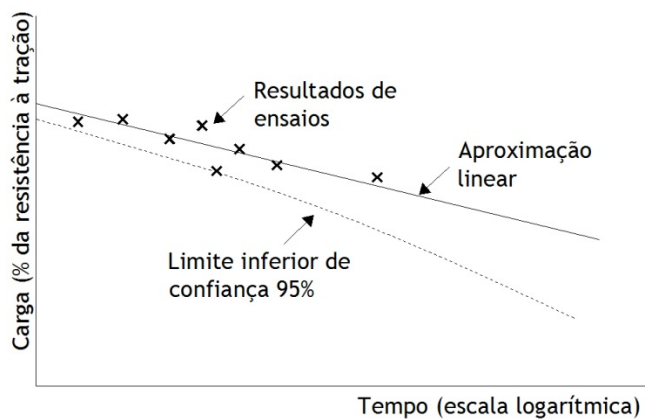


Figura 3.8 - Curvas de rotura em fluência.

3.3.2.2 Curvas de fluência e rotura em fluência

Curvas típicas de fluência e rotura em fluência já foram representadas na Figura 3.7 e Figura 3.8, respetivamente. As curvas de fluência são curvas extensão-tempo, para vários valores de carga. As curvas de rotura em fluência permitem obter, por extrapolação, a resistência máxima do geossintético ao fim de um determinado período de tempo. Como referido, normalmente as curvas de fluência e rotura em fluência são representadas em escalas semi-logarítmicas, com o eixo do tempo em escala logarítmica.

A essência do comportamento mecânico de longo prazo de geossintéticos está representada na Figura 3.9, Ingold e Miller (1988). Nesta figura está representada uma família de curvas de fluência que correspondem a diferentes níveis de carga aplicados. As amostras ensaiadas para cargas mais elevadas sofrem rotura dúctil antes das restantes, havendo um aumento do tempo decorrido até à rotura com a diminuição da carga aplicada. Os autores salientam que, na figura, representam o valor da carga aplicada em termos absolutos. No entanto, é comum que esta seja representada como uma percentagem da resistência à tração do material em causa.

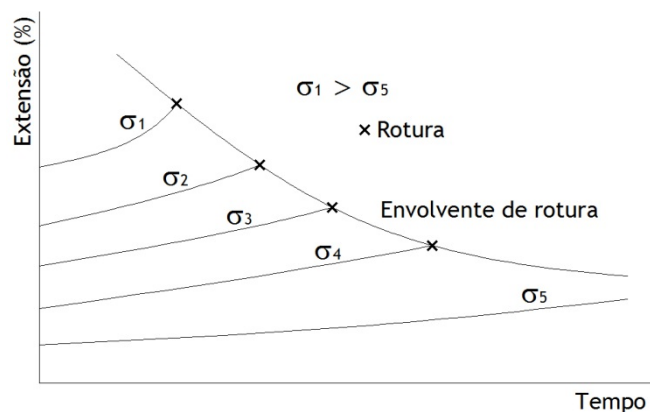


Figura 3.9 - Curvas de fluência de um geossintético ensaiado para diferentes níveis de carga aplicada, adaptado de Ingold e Miller (1988).

Viezee et al. (1990) referem que as curvas de rotura em fluência para valores elevados da carga são diferentes das curvas obtidas para níveis de carga reduzido (Figura 3.10). As curvas da Figura 3.10 referem-se a geotêxteis tecidos em PET.

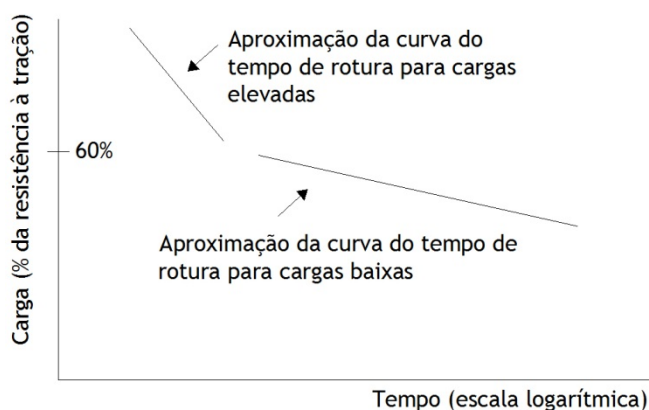


Figura 3.10 - Curvas de rotura em fluência para diferentes níveis de carga, Viezee et al. (1990).

3.3.2.3 Comportamento do polímero à fluência

A grandeza das deformações de fluência cresce com o aumento das cargas aplicadas ao provete e com a temperatura. Os polímeros são materiais relativamente rígidos a baixas temperaturas e apresentam uma resposta essencialmente elástica, ou seja, as cargas aplicadas são proporcionais à grandeza das tensões aplicadas. Com o aumento da temperatura o polímero apresenta deformações visco-elásticas e as cargas tornam-se altamente sensíveis à razão de extensão, Ferry (1980).

O efeito da temperatura sobre a resposta de fluência dos geossintéticos deve-se parcialmente à microestrutura dos polímeros, constituídas por áreas amorfas e cristalinas. Nas zonas amorfas ocorrem orientações das moléculas filiformes sendo este fenómeno o principal contributo para a fluência dos geossintéticos. Por outro lado, as zonas cristalinas incluem moléculas que estão bem organizadas em cadeias estruturais semelhantes a um cristal. Deformações por fluência ocorrem se as moléculas filiformes puderem deslizar umas relativamente com as outras. Assim, a orientação e deslizamento das longas cadeias poliméricas filiformes irá ocorrer e a sua grandeza depende de muitos fatores, incluindo a percentagem relativa das zonas amorfas e cristalinas do polímero usado nos geossintéticos, Bueno (2010).

Os polímeros apresentam mudanças no comportamento mecânico com a variação da temperatura. Especialmente a temperatura de transição vítrea, T_g , que marca a transição entre o estado vítreo e o elastomérico (estado borracha), Mano e Mendes (1999). Nesta transição o polímero passa de um estado desordenado rígido (vítreo) para um estado desordenado no qual as cadeias poliméricas possuem uma mobilidade maior. Essa mobilidade, no caso de alguns polímeros dá origem ao comportamento de elasticidade de borracha. Na Figura 3.11 está ilustrada a variação do volume com a temperatura para o material amorfo e semicristalino, é também apresentada a transição entre o estado vítreo e o estado elastomérico e entre o estado elastomérico e o estado líquido em função da temperatura.

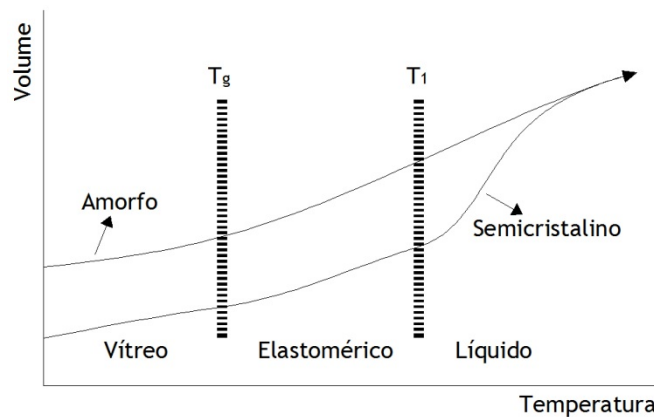


Figura 3.11 - Volume em função da temperatura para um material amorfo e para um material semicristalino, Mano e Mendes (1999).

Polipropileno (PP), polietileno (PE), poliéster (PET) e as poliamidas (PA) são os polímeros mais usados no fabrico dos geossintéticos. Estes polímeros mostram suscetibilidade à fluência segundo a seguinte sequência PP>PE>PA>PET. A temperatura de transição vítrea, T_g , para o polipropileno (PP) varia entre -15°C a -10°C , enquanto para o poliéster (PET) é aproximadamente de 75°C . Consequentemente, à temperatura ambiente, o polipropileno (PP) está bem acima da sua temperatura de transição vítrea, T_g . Isso explica, em parte, a menor suscetibilidade às deformações por fluência do poliéster (PET) relativamente ao polipropileno (PP).

Segundo Kay et al. (2004), os polímeros quando submetidos a forças de tração, respondem com uma deformação elástica instantânea, reversível, e com uma deformação viscosa lenta, irreversível. Esta última parcela da deformação está associada ao escorregamento entre elementos das cadeias moleculares que constituem os polímeros. Estes autores notam que, caso estes movimentos internos estejam relacionados com um aumento da deformação sobre tensão constante, o fenómeno é designado por fluência; caso haja alívio de tensões sob deformação constante, estes movimentos dão origem à relaxação de tensões.

Assim os materiais poliméricos exibem propriedades mecânicas intermédias ao comportamento perfeitamente elástico e ao comportamento viscoso, sendo designados por materiais visco-elásticos. Neste tipo de materiais a tensão é função da extensão e do tempo, podendo ser representada pela seguinte Equação (3.1).

$$\sigma = f(\epsilon, t) \quad (3.1)$$

Este tipo de comportamento é designado com visco-elástico não linear. A sua análise não é simples, pelo que, muitas vezes, é reduzido à forma mais simples:

$$\sigma = \varepsilon \cdot f(t) \tag{3.2}$$

A Equação (3.2) representa a base do comportamento visco-elástico linear. Esta equação pode representar os resultados obtidos num ensaio de tração, após um dado intervalo de tempo, a tensão é diretamente proporcional à extensão do material, Crawford (1998). Na Figura 5.14 estão representados, esquematicamente, os diferentes tipos de respostas.

Crawford (1998) refere ainda que as características mais significativas dos materiais visco-elásticos são o facto de exibirem extensões dependentes do tempo, para cargas constantes (fluência) e tensões dependentes do tempo para extensão constante (relaxação de tensões). Além disso, quando a carga aplicada é retirada, estes materiais recuperam, embora de forma muito lenta, parte da extensão induzida, mesmo à temperatura ambiente.

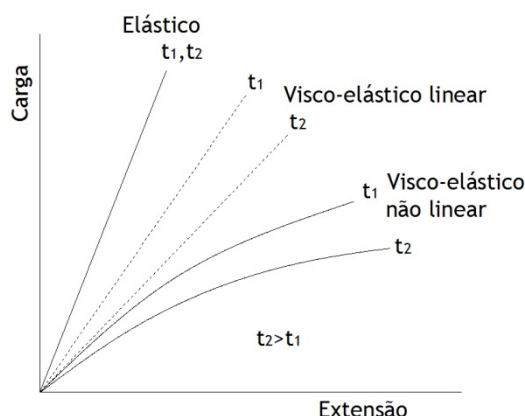


Figura 3.12 - Comportamento tensão-extensão de materiais elásticos e visco-elásticos para dois tempos distintos, adaptado de Crawford (1998).

3.3.2.4 Modelos visco-elásticos

Os corpos viscosos são definidos através de equações constitutivas em que a razão de extensão é relacionada com a tensão. Na Figura 3.13 está representado um modelo reológico padrão, definido com base em três elementos. Este modelo descreve o comportamento em fluência de alguns geossintéticos.

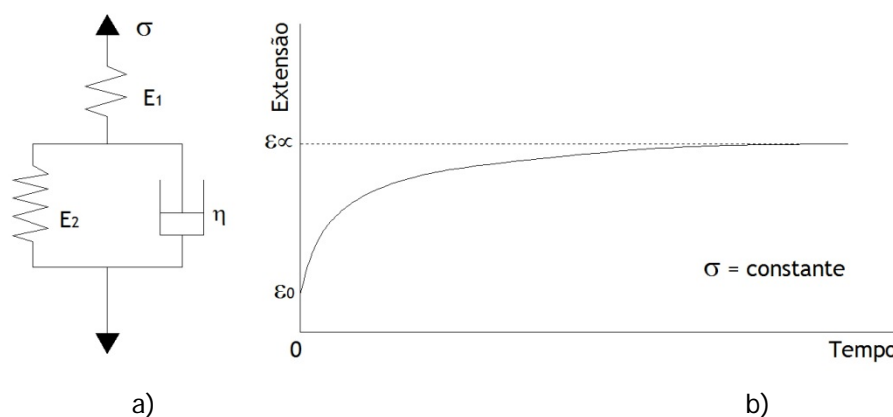


Figura 3.13 - Sawicki (2000): a) Modelo reológico padrão; b) curva de fluência típica correspondente.

Neste modelo, após a aplicação da carga há extensão instantânea, seguida de fluência primária, que se caracteriza por razão de extensão significativa mas que se reduz com o tempo. Assim, as curvas de fluência correspondentes a níveis de carga baixos, têm assíntotas horizontais.

Segundo Sawicki (2000), o modelo reológico referido consiste na junção de dois elementos básicos: uma mola, caracterizada pelo módulo de elasticidade E_1 , e um modelo de Kelvin, caracterizado pelo módulo de elasticidade E_2 e viscosidade η . No caso unidimensional, o modelo pode ser descrito pela equação constitutiva seguinte:

$$\frac{1}{E_1} \cdot \left[\frac{d}{dt} + \frac{E_1 + E_2}{\eta} \right] \cdot \sigma = \left[\frac{d}{dt} + \frac{E_2}{\eta} \right] \cdot \varepsilon \quad (3.3)$$

Onde σ é a força por unidade de largura e ε é a extensão total. O t é o tempo real e os parâmetros do modelo E_1 , E_2 e η (constantes do material) devem ser determinados experimentalmente.

No caso de ensaios de fluência, como a carga aplicada é constante, a equação anterior reduz-se a:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{E_2}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{E_1 + E_2}{\eta \cdot E_1} \cdot \sigma \quad (3.4)$$

A solução desta equação é dada por:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = \varphi(t) \quad (3.5)$$

Em que $\varphi(t)$ é a função de fluência (Equação (3.6)) e em que o módulo E^* é dado pela Equação (3.7). Este último caracteriza a resposta linear tardia do material, que ocorre quando $t \rightarrow \infty$.

$$\varphi(t) = \frac{1}{E^*} - \frac{1}{E_2} \exp\left(-\frac{E_2}{\eta} \cdot t\right) \quad (3.6)$$

$$E^* = \frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 + E_2} \quad (3.7)$$

A curva representada na Equação (3.5) pode aproximar as curvas de fluência num sistema de eixos t , ε/σ , tal como se ilustra na Figura 3.14. Os valores dos parâmetros reológicos variam de forma significativa, dependendo do tipo de material, Sawicki (2000). O autor afirma que os valores dos parâmetros reológicos (E_1 , E_2 e η) são mais elevados nas geogrelhas do que nos geotêxteis. A título exemplificativo, para o geotêxtil ensaiado na Figura 3.14 os parâmetros correspondentes são: $E_1=0,26 \times 10^6 \text{ N/m}$, $E_2=0,2 \times 10^6 \text{ N/m}$, $\eta=12,6 \times 10^6 \text{ Nh/m}$.

É vulgar recorrer a modelos reológicos obtidos com base no modelo descrito mas em que, em vez de se recorrer a um único elemento de Kelvin, se utiliza uma associação em série de vários destes elementos. Estes modelos são vulgarmente designados por Modelos de Cadeia de Kelvin (Figura 3.15).

O E_0 é o módulo de elasticidade da mola isolada, e cada sistema Kelvin é caracterizado pelo módulo de elasticidade E_i e viscosidade η_i , em que i varia de 1 a n , sendo n o número de cadeias Kelvin do modelo.

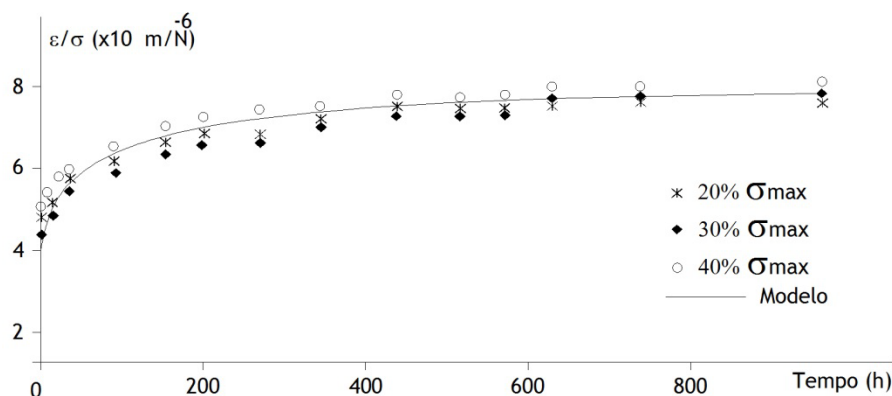


Figura 3.14 - Curva de fluência para um geotêxtil tecido, resultados experimentais e modelo, adaptado de Sawicki (2000).

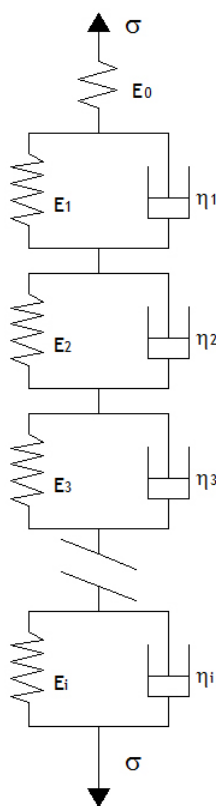


Figura 3.15 - Modelo da Cadeia de Kelvin.

Os modelos reológicos elaborados para representar os resultados de ensaios de fluência não são muito gerais, apenas descrevem uma faceta do comportamento dos geossintéticos. Sawicki (2000) refere que são necessários resultados de outros ensaios, de forma a desenvolver modelos reológicos suficientemente gerais para representar o comportamento complexo dos geossintéticos. No entanto, o autor afirma ainda que em muitos casos, não é necessário descrever o comportamento reológico de geossintéticos submetidos a histórias complexas de tensão-extensão, sendo suficiente descrever apenas algumas das características desse comportamento. Por esta razão, nestes casos, tais como a fluência sob carga constante, os modelos reológicos padrão aproximam o comportamento dos materiais de forma adequada.

Kay et al. (2004) apresenta o modelo representado na Figura 3.16 a). Este inclui uma mola, caracterizada pelo módulo de elasticidade E_1 , um amortecedor, caracterizado pela viscosidade η_1 ,

associados em série e um modelo de Kelvin, caracterizado pelo módulo de elasticidade E_2 e viscosidade η_2 .

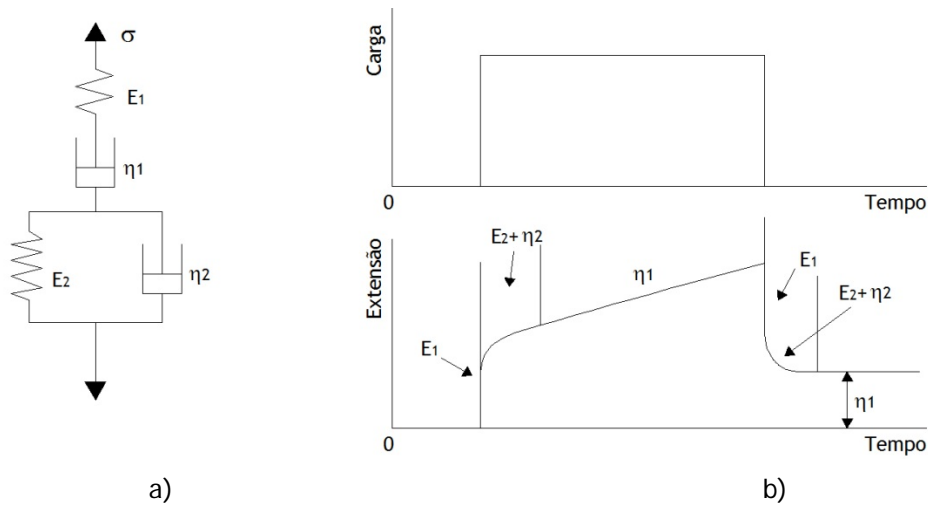


Figura 3.16 - Representação esquemática da fluência de polímeros, adaptado de Kay et al. (2004): a) modelo reológico; b) resposta de um material a uma determinada sollicitação.

Na Figura 3.16 b) representa-se a resposta de um material a uma determinada sollicitação, obtida através deste modelo. Da análise da figura verifica-se que a fluência do material resulta numa extensão residual, após a retirada de toda a sollicitação, devida ao escorregamento entre elementos das cadeias moleculares, esquematizadas pela deformação do amortecedor 1.

3.3.2.5 Curvas isócronas carga-extensão

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de fluência e de rotura em fluência é possível traçar as isócronas que relacionam a carga com a deformação num dado instante (Figura 3.17). Dos resultados deste ensaio é possível definir os parâmetros para a análise do comportamento a longo prazo dos geossintéticos. Contudo, dado que o período de vida de muitas obras ultrapassa o tempo de ensaio é necessário efetuar extrapolações dos resultados destes para previsão do comportamento do material a longo prazo.

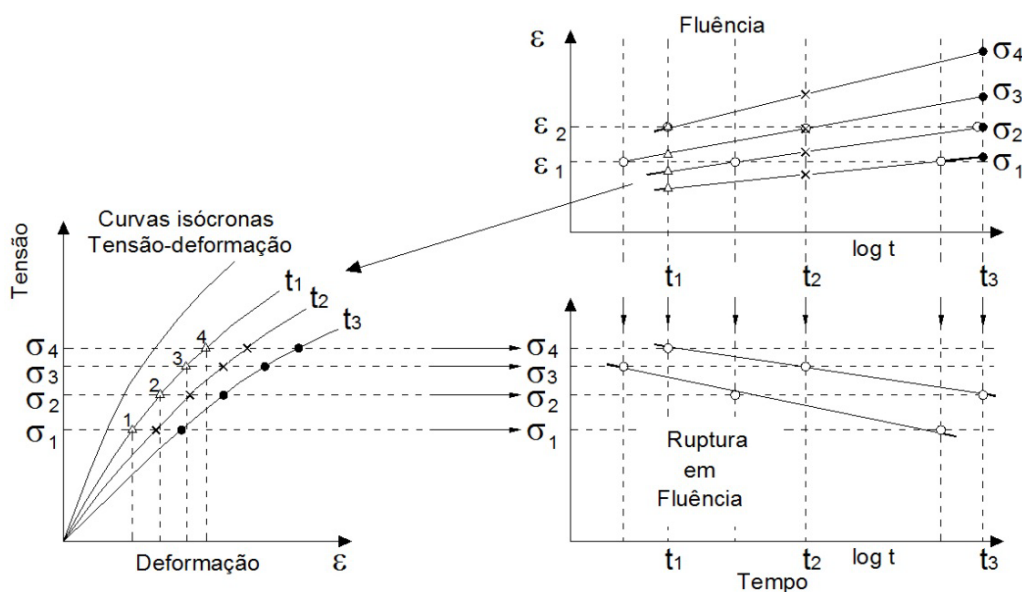


Figura 3.17 - Curvas isócronas de tensão-deformação.

Paula et al. (2009) apresentou resultados de ensaios de fluência e rotura em fluência e as respectivas curvas isócronas carga-extensão para dois geossintéticos, um geotêxtil tecido em polipropileno (PP), e uma geogrelha tecida biaxial em poliéster (PET). Estes geossintéticos são usados na parte experimental deste trabalho e estão descritos em 4.2.4. Na Figura 3.18 estão representadas as curvas isócronas obtidas para os dois geossintéticos (com duração máxima de 2 meses).

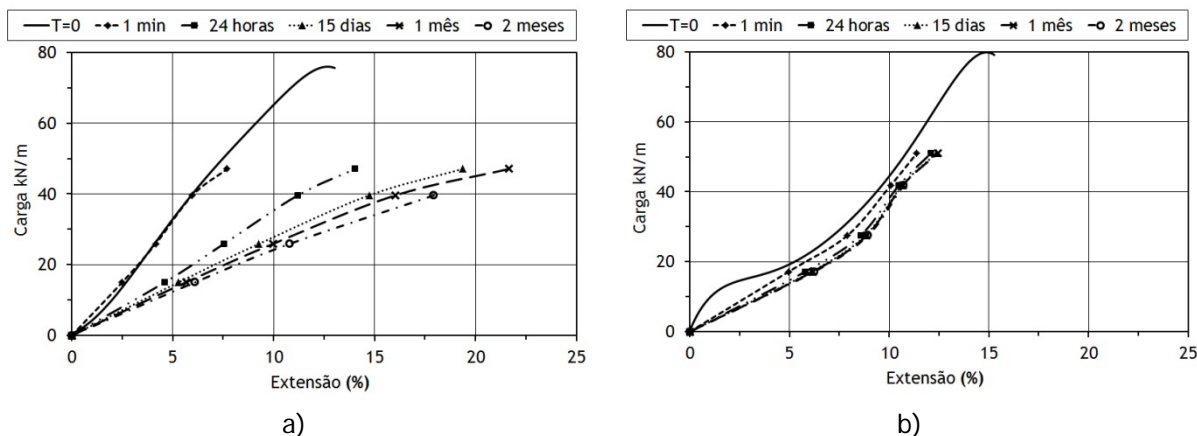


Figura 3.18 - Curvas isócronas carga-extensão, Paula et al. (2009): a) geotêxtil tecido em PP; b) geogrelha tecida biaxial em PET.

Para o geotêxtil tecido a curva carga-extensão obtida após 1 minuto é praticamente coincidente com a curva carga-extensão obtida no ensaio de tração (esta corresponde a T=0). Para os períodos de 24h, 15 dias, 1 mês e 2 meses as curvas afastam-se da curva do ensaio de tração, resultando numa diminuição de rigidez do geossintético com o tempo.

Para a geogrelha tecida as curvas carga-extensão obtidas para os diferentes períodos (1min, 24h, 15dias, 1 mês e 2 meses) são bastante próximas da curva carga-extensão definida no ensaio de tração. O efeito da fluência na geogrelha em PET é bem menor do que no geotêxtil tecido em PP. O maior efeito da fluência no geotêxtil deve provavelmente à estrutura do geossintético, mas também à maior suscetibilidade à fluência do polipropileno (PP) relativamente ao poliéster (PET), como já referido anteriormente.

3.3.3 Avaliação da fluência e rotura em fluência de geossintéticos

3.3.3.1 Considerações gerais

A avaliação da fluência e rotura em fluência dos geossintéticos é realizada com base em ensaios de fluência (ver Figura 3.19). Para a fluência é registada a extensão do material ao longo do tempo, sob ação da carga constante e com temperatura de ensaio constante. Para a rotura em fluência, sob a ação de carga constante, regista-se o tempo até que ocorra rotura. Assim, os resultados dos ensaios de rotura em fluência resumem-se a um par de valores: nível de carga aplicada e tempo decorrido até à rotura.

Um ensaio de rotura em fluência é um ensaio de fluência em que o provete é levado até à rotura, ou seja, após atingido o tempo limite do ensaio de fluência este não é terminado, continuando-se a registar a extensão e o tempo.

Apesar de os ensaios de fluência e de rotura em fluência serem conceptualmente idênticos, existe uma diferença entre eles. As cargas envolvidas nos dois ensaios são bem distintas. Nos ensaios de fluência só é necessário ensaiar um provete para cada nível de carga e as cargas aplicadas são

baixas, variando desde zero até ao valor da carga previsto durante o serviço da estrutura em que o geossintético será inserido (pode chegar até 60% da resistência à tração do geossintético). Nos ensaios de rotura em fluência é necessário ensaiar vários provetes para cada nível de carga, as cargas associadas a estes ensaios são bastante mais elevadas do que as referentes aos ensaios de fluência.

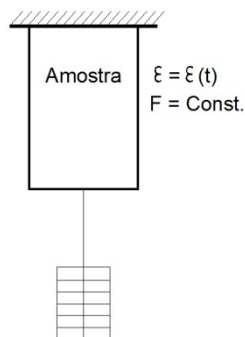


Figura 3.19 - Ensaios de fluência de geossintéticos.

Os procedimentos do ensaio de fluência e rotura em fluência de geossintéticos encontram-se descritos na norma europeia EN ISO 13431 (1999) - "Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and creep rupture behaviour" e na norma ASTM D5262 (2006) - "Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics". Na parte experimental deste trabalho são realizados ensaios de fluência e rotura em fluência, no Capítulo 4 será feita uma descrição detalhada dos procedimentos de ensaios descritos na norma EN ISO 13431 (1999).

3.3.3.2 Ensaios acelerados de fluência

O uso de ensaios acelerados para definir o comportamento à fluência de geossintéticos foi introduzido por Thornton et al. (1997) e Farrag (1997). Thornton et al. (1997) refere que a elevação da temperatura acelera os processos físicos provocados pela ação de cargas mecânicas. Segundo Brown e Greenwood (2002), a origem deste tipo de abordagem está relacionada com a necessidade de obter curvas "master", ou principais, a partir de alguns efeitos físicos a várias temperaturas, tal como a fluência. Este método designa-se método da sobreposição tempo-temperatura.

O método de sobreposição tempo-temperatura consiste em, gradualmente, deslocar curvas referentes a uma determinada propriedade (em geral, a fluência) ao longo do tempo avaliadas para temperaturas diferentes, até que estas se sobreponham parcialmente, de forma a construir uma única curva, correspondente a uma temperatura de referência selecionada (ver Figura 3.20). A variabilidade associada ao uso de diferentes amostras (variação considerável na extensão inicial dos provetes), pode conduzir a dificuldades na definição da curva "master" de fluência. Para ultrapassar esse problema, Thornton et al. (1997), Thornton (1998), Thornton et al. (1998a), Thornton et al. (1998b) desenvolveram e apresentaram um método para avaliar o comportamento visco-elástico de longo prazo de materiais poliméricos, que designaram por Stepped Isothermal Method (SIM).

Este método de avaliação da fluência consiste na realização de uma série de ensaios isotérmicos de fluência durante determinados intervalos de tempo, para sequências de temperaturas crescentes [Thornton et al. (1998a)], tal como se ilustra na Figura 3.21. O ensaio encontra-se normalizado segunda a norma ASTM D6992 - 03 (2009) - "Standard test method for accelerated tensile creep and

creep-rupture of geosynthetic materials based on time-temperature superposition using the Stepped Isothermal Method”.

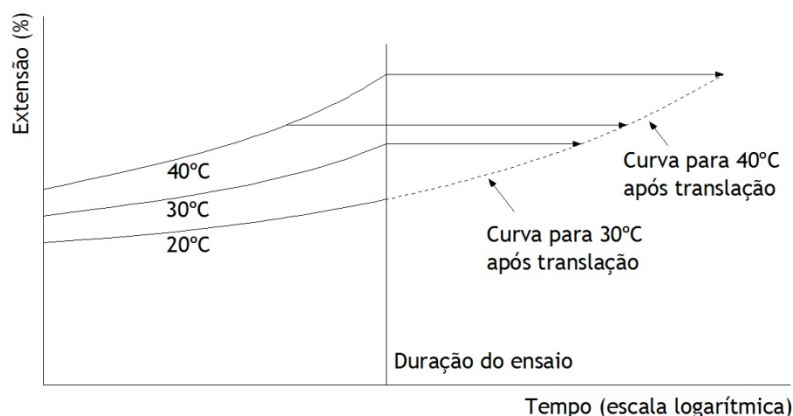


Figura 3.20 - Sobreposição de tempo-temperatura de curvas de fluência de geossintéticos.

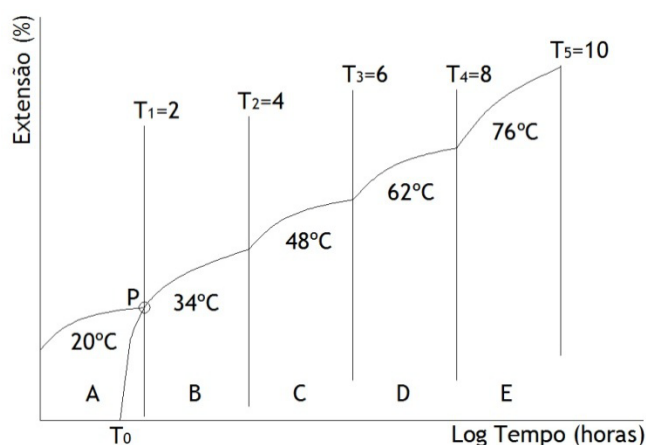


Figura 3.21 - Fases do ensaio SIM: extensão de fluência registada para diferentes intervalos de temperatura, adaptado de Bueno (2010).

O ensaio SIM, inicialmente, é um ensaio convencional de fluência conduzido à temperatura ambiente (curva A da Figura 3.21). Após um período de ensaio (por exemplo 2 horas, ponto P da Figura 3.21) a temperatura é aumentada subitamente para um valor mais elevado. São registadas as deformações para esta nova temperatura durante mais um período de tempo (curva B da figura). O mesmo procedimento é então repetido para outras temperaturas (curvas C, D e E).

Cada incremento de temperatura no ensaio SIM é considerado como um ensaio de fluência independente, em que o tempo é definido como zero a cada novo incremento de temperatura. Com base no princípio da sobreposição de Boltzman, em que a resposta do material a uma determinada tensão é independente da resposta do material a qualquer outra carga já aplicada ao material, o ponto P na Figura 3.21 que é o último ponto da fase do ensaio com temperatura de 20°C é também um ponto intermédio da fase B (com temperatura de 34°C), que deve ter origem em T_0 (ver Figura 3.21). O valor do T_0 é designado tempo virtual para a fase B. Na escala semi-logarítmica, o ponto T_0 pode ser estimado se o declive das curvas de fluência para a fase A e B for o mesmo na vizinhança do ponto P. Uma vez que cada fase do ensaio pode ser considerado como um ensaio de fluência separado, os dados podem ser registados numa escala semi-logarítmica deslocados no eixo horizontal pelo T_0 . As curvas de fluência resultantes são então deslocadas horizontalmente de modo a alinhar com a curva correspondente à temperatura ambiente. Obtêm-se assim uma curva de fluência contínua do material testado.

Thornton et al. (1998a) após estudarem vários materiais em PET, concluíram que, para este polímero, os incrementos de temperatura devem ser de 14°C com duração de 10000 segundos. Segundo estes autores, em geral, cinco incrementos de temperatura deste tipo, variando entre 26°C e 82°C, são suficientes para definir curvas de longo prazo.

Até agora, os ensaios acelerados de fluência, especialmente os ensaios SIM, são técnicas bem estabelecidas para ultrapassar os tempos longos dos ensaios convencionais. Naturalmente os procedimentos e recomendações de Thornton e Baker (2002) e Allen (2003) devem ser seguidos para reproduzir bem os ensaios convencionais.

O método tem sido aplicado em uma ampla variedade de geossintéticos incluindo geotêxteis não tecidos, Bueno et al. (2005), e até mesmo novas fibras tais como álcool polivinílico (PVA) e polietileno naftalato (PEN), Lothspeich e Thornton (2000) e Koo et al. (2006). Apesar da sua ampla aceitação é necessário não esquecer que simular a vida inteira de um geossintético em poucas horas representa um nível muito alto de aceleração e a validade satisfatória do ensaio SIM assenta na comparação com resultados de ensaios convencionais de longo prazo, Hsuan et al. (2008).

A validação dos resultados de ensaios acelerados SIM foi apresentada por Greenwood et al. (2004). Os autores compararam os resultados de ensaios de fluência SIM com ensaios de fluência convencionais que duraram até 14 anos. Foram usados geotêxteis de reforço com diferentes polímeros: polipropileno, polietileno e poliéster.

Resumidamente, os autores concluíram que em três dos quatro geossintéticos ensaiados, os resultados dos ensaios acelerados SIM forneceram resultados razoavelmente precisos para a previsão da extensão do geossintético (variação inferior a 6%). O geossintético divergente, era um geotêxtil tecido em polipropileno com 570 g/m² em que a variação entre os dois ensaios foi de 25% (ver Figura 3.22 a)).

Na Figura 3.22 b) estão também representados os resultados dos ensaios de fluência de um geotêxtil em polipropileno com 240g/m², confirmando que a precisão das previsões do ensaio SIM para o geotêxtil tecido em polipropileno mais pesado é bastante menor.

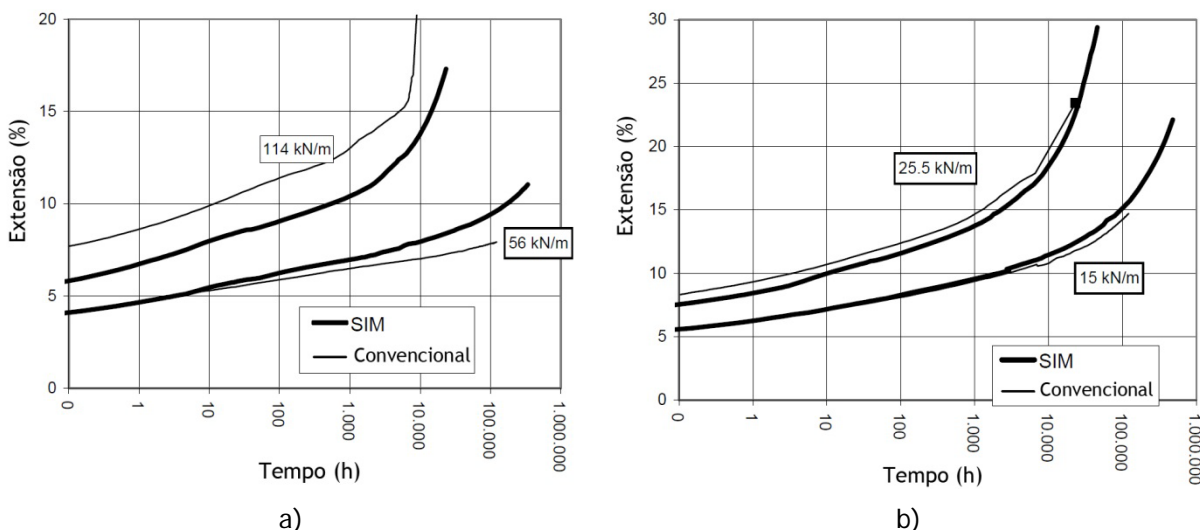


Figura 3.22 - Comparação entre resultados de ensaios de fluência convencionais e ensaios SIM, adaptado de Greenwood et al. (2004): a) geotêxtil em polipropileno com 570 g/m² e resistência à tração de 206kN/m; b) geotêxtil em polipropileno com 240g/m² e resistência à tração de 49kN/m.

Os autores obtiveram também um bom ajuste para valores de rotura em fluência determinados pelos dois métodos (convencional e SIM) para tiras em fibra de poliéster reforçado (ver Figura 3.23), a linha de regressão prevista a partir dos ensaios SIM coincide com a dos ensaios convencionais. No entanto, o ajuste dos tempos de rotura entre os ensaios para geotêxteis em polipropileno tecido era menos bom, mas dentro da faixa esperada de variabilidade.

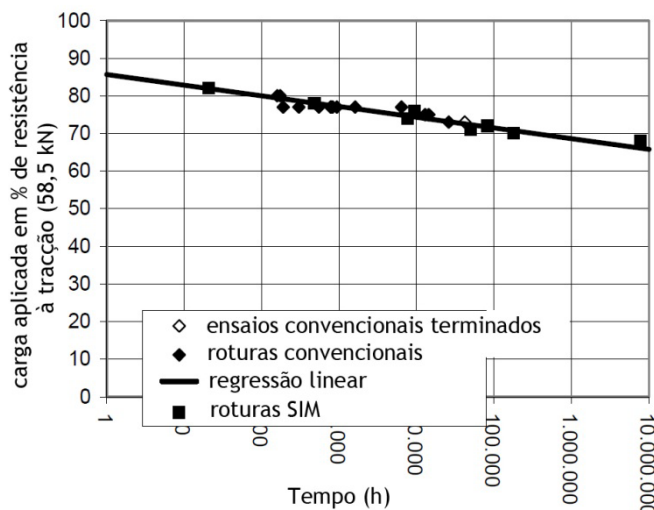


Figura 3.23 - Resultados de ensaios de rotura em fluência (convencional e SIM) para tiras em fibra de poliéster reforçado, adaptado de Greenwood et al. (2004).

Além disso, Kongkitkul e Tatsuoka (2007) usaram os resultados de ensaios SIM para aferir um modelo que desenvolveram (non-linear three-component model) para prever a resistência e a deformação de geossintéticos de reforço. Jones e Clarke (2007) adotaram os procedimentos de ensaios SIM para avaliar o comportamento à fluência de uma geogrelha sob ações sísmicas.

Mais recentemente, Yeo e Hsuan (2010), avaliaram o comportamento à fluência de duas geogrelhas, uma em PET e outra em PEAD. Usaram cinco métodos diferentes para avaliar o comportamento à fluência: método convencional; método stepped isothermal method (SIM) de curta e longa duração; e método de sobreposição tempo-temperatura (TTS) de curta e longa duração. Os ensaios SIM e TTS, como já referido, são ensaios acelerados (usando temperaturas elevadas), o SIM usa uma única amostra em todas as fases de temperatura o TTS usa uma nova amostra a cada nova fase de temperatura. A diferença entre os ensaios acelerados (SIM e TTS) de curta e longa duração reside no tempo entre cada fase do ensaio, nos ensaios de curta duração a duração entre cada incremento de temperatura é inferior aos ensaios de longa duração (neste caso 10^3 horas para cada fase de temperatura). Entre outras conclusões, para cada geogrelha, as curvas de fluência obtidas pelos quatro ensaios acelerados são muito semelhantes e são também semelhantes às curvas de fluência do ensaio convencional. Os resultados do ensaio indicam também que para a mesma percentagem de carga, relativamente à resistência à tração de cada geogrelha, a geogrelha em PET exhibe menor deformação que a geogrelha em PEAD. A geogrelha em PEAD exhibe fluência primária, secundária e terciária antes da rotura, enquanto na geogrelha em PET foram detetadas apenas fluência primária e terciária.

3.3.3.3 Ensaio confinados de fluência

A avaliação do comportamento em fluência dos geossintéticos tem sido normalmente determinada a partir de ensaios de fluência com amostras não confinadas. Estes ensaios não podem considerar o

efeito global do confinamento do solo. Ensaio de fluência confinados podem ser realizados para resolver esse aspecto negativo dos ensaios de fluência convencionais.

Da mesma forma que na resistência à tração, (comportamento mecânico a curto prazo, já referido no Capítulo 2), o comportamento à fluência dos geossintéticos também pode ser afetado pelo confinamento do solo. Existem dois tipos principais de equipamentos descritos na literatura para a realização de ensaios de fluência confinados. No primeiro, o geossintético está diretamente sujeito à força de tração por meio de garras que estão ligas ao provete, este tipo de equipamento foi usado nos estudos pioneiros de McGown et al. (1982) onde o efeito do confinamento no comportamento a longo prazo de geossintéticos foi avaliado. O segundo tipo de equipamento possui um sistema de cargas diferente, o solo confinante é submetido a uma tensão vertical e é permitida a sua deformação lateral. Como resultado, é o solo que transmite a força de tração ao geossintético. Na Figura 3.24 estão representados esquematicamente os dois tipos de ensaio de fluência confinados.

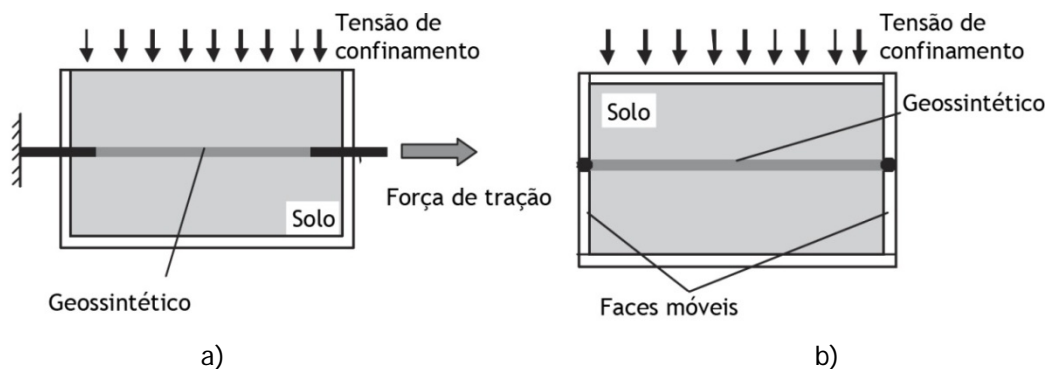


Figura 3.24 - Tipos de ensaios de fluência, adaptado de França e Bueno (2011): a) força de tração aplicada diretamente no provete; b) força de tração no provete transmitida pela tensão de confinamento do solo.

No primeiro tipo de ensaio a força de tração está diretamente aplicada ao provete. Uma das principais desvantagens desta configuração consiste na redução da força de tração devido à interação solo-geossintético. Esta desvantagem pode ser ultrapassada impondo um valor limite para o atrito solo-geossintético, ou, em alternativa permitindo que a caixa de confinamento se possa mover durante o ensaio, FHWA (1998).

No segundo tipo de ensaio a tensão confinante provoca um aumento das tensões verticais, o que leva a um aumento das tensões horizontais. Como o geossintético está ligado às faces laterais móveis, vai estar sujeito a uma força de tração. Este tipo de ensaio, apesar de constituir uma reprodução mais fiável das condições de campo, conduz a valores de forças de tração muito pequenas, para que esta aumente, são necessárias forças confinantes verticais muito elevadas.

Alguns estudos do comportamento à fluência de geossintéticos confinados podem ser encontrados na literatura: Costa (2004); Mendes et al. (2007); Ding et al. (2008) e Kamiji et al. (2008). Mais recentemente França e Bueno (2011) desenvolveram um equipamento para realizar ensaios de fluência em geossintéticos confinados, acelerados e confinados-acelerados (ver Figura 3.25). Os autores realizaram ensaios com este equipamento em diferentes geossintéticos: uma geogrelha biaxial em poliéster, um geotêxtil tecido em polipropileno e um geotêxtil não tecido em poliéster. O comportamento de fluência da geogrelha e do geotêxtil não tecido parece ser bastante sensível ao confinamento do solo, por outro lado o geotêxtil tecido apresenta um comportamento à fluência independente do confinamento do solo. O confinamento da amostra reduz a extensão de fluência da geogrelha e do geotêxtil não tecido. Esta redução é amplamente mencionada na literatura para os geotêxteis não tecidos, no entanto para as geogrelhas tal não se verifica.

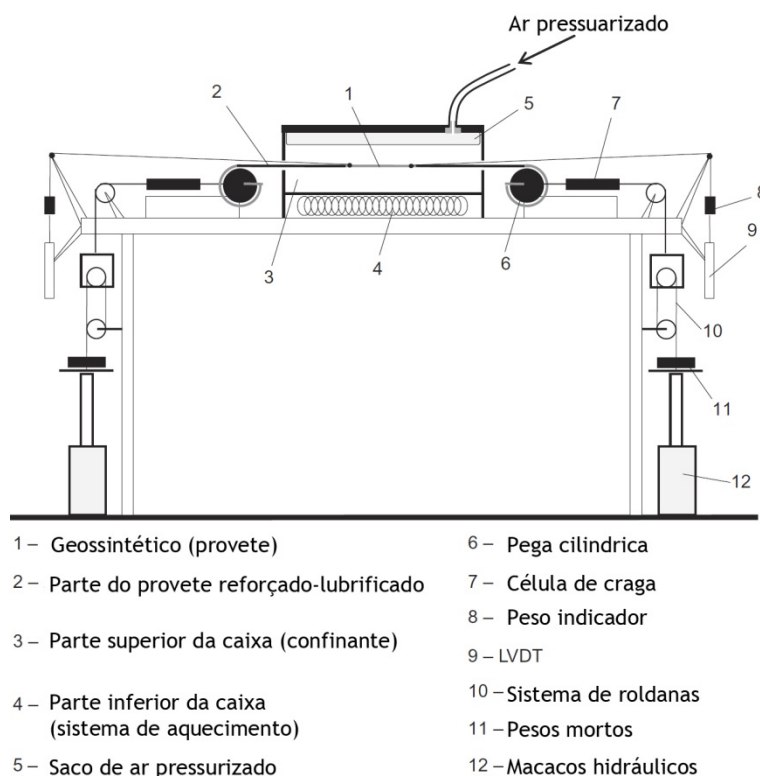


Figura 3.25 - Equipamento para a realização de ensaios de fluência confinados, acelerados e confinados-acelerados, adaptado França e Bueno (2011).

3.3.4 Fluência em compressão e resistência ao corte na interface solo-geossintéticos de longo prazo.

Os geocompósitos drenantes são normalmente constituídos por dois geotêxteis separados por uma estrutura drenante (núcleo drenante) que muitas vezes é uma georede, ou outras alternativas como por exemplo, tramas rígidas, colunas etc.. A água passa através dos geotêxteis (funcionam como filtros) e flui lateralmente dentro da estrutura do núcleo. Sob a pressão do solo confinante a estrutura do núcleo pode comprimir e reduzir o fluxo lateral. Essa redução de fluxo pode ainda ser maior devido à intrusão dos geotêxteis na estrutura do núcleo.

A redução do fluxo lateral a longo do tempo de geocompósitos drenantes confinados foi estudada por Böttcher (2006). O autor concluiu que a redução de fluxo é linear na escala logarítmica do tempo. Particularmente preocupante é também a tendência para algumas estruturas do núcleo aparentemente rígidas sofrerem fluência em compressão, principalmente quando forças de interação solo-geocompósito estão também presentes.

Um método para medir a fluência em compressão está descrito em EN ISO 25619-1 (2008) - Geosynthetics. Determination of compression behaviour. Part 1: Compressive creep properties. O uso de ensaios acelerados stepped isothermal method (SIM) para a previsão a longo prazo da fluência em compressão, incluindo também o efeito das forças de corte na interação solo-geossintético, no comportamento em fluência pode ser encontrado na literatura: ASTM D7361 (2007), Jeon e Mlynarek (2004), Narejo e Allen (2004), Thornton e Sandri (2005), Allen (2005), Yeo e Hsuan (2007) e Zanzinger (2007).

Normalmente as forças de corte na interação solo-geossintético são abordadas com base em ensaios de curto prazo, ver Capítulo 2. No entanto, existem certos geossintéticos onde o comportamento da resistência da interface a longo prazo foi analisado. Os geossintéticos que devem ser avaliados

nestas condições podem ser divididos em três tipos: geomembranas texturadas; geocompósitos drenantes; e geocompósito bentonítico ou barreira geossintética argilosa, Hsuan et al. (2008). Estudos do comportamento a longo prazo da interação solo-geossintético podem também ser encontrados na literatura: Seeger et al. (2000), Seeger e Müller (2001), Bronstein e Müller-Rochholz (2006), Müller (2007), Yeo e Hsuan (2007), Zanzinger (2007) e Hsuan et al. (2008).

Como exemplo, Müller (2007) a Figura 3.26 mostra as curvas de fluência em compressão de um geocompósito drenante que foram medidas à temperatura ambiente sob tensões de compressão de 20kPa a 100kPa, e sob ação combinada das tensões de compressão com as tensões de corte na interação solo-geossintéticos, típicas das condições de aplicação em aterros sanitários, Müller (2007). De referir que a espessura inicial do geocompósito, medida para 2kPa, é cerca de 9,0mm e a instabilidade do núcleo é iniciada quando a espessura atinge o valor de 5,0 a 5,5 mm (espessura crítica). Uma extrapolação das curvas de fluência revela que, para as condições de campo, é necessário passar mais de 100 anos até que a redução da espessura entre na região crítica de instabilização do núcleo drenante do geocompósito. No entanto este ensaio refere-se apenas a um geocompósito drenante entre muitos que existem no mercado e é necessário confirmações futuras para outros geocompósitos drenantes, Hsuan et al. (2008).

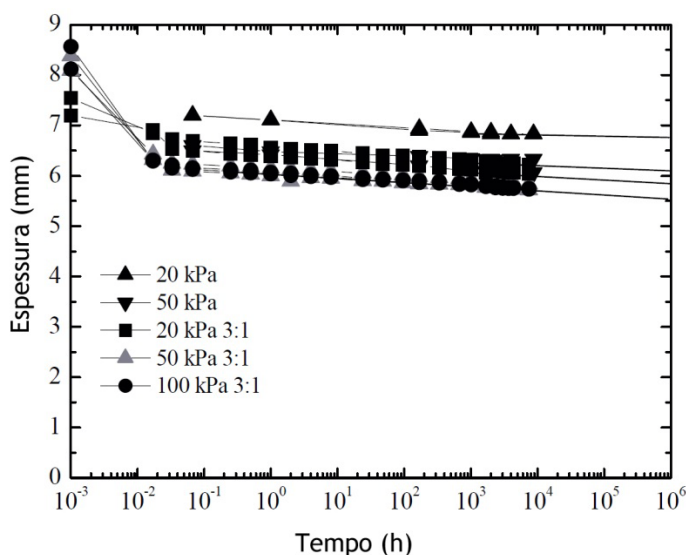


Figura 3.26 - Curvas de fluência em compressão de geocompósitos drenantes, para tensões típicas em aterros sanitários, adaptado de Müller (2007).

3.3.5 Relaxação de Tensões

A relaxação de tensões, como já referido, consiste no fenómeno dependente do tempo caracterizado pela diminuição gradual das tensões, mesmo que o material esteja submetido a extensão constante, Sawicki (2000). Segundo Crawford (1998), a relaxação de tensões é também uma consequência da natureza visco-elástica do comportamento dos plásticos. Quando estes materiais estão sujeitos a uma dada extensão que se mantém constante, a carga que é necessário aplicar ao material decresce com o tempo.

Nos ensaios de relaxação de tensões mede-se a variação da força no material ao longo do tempo correspondente a uma determinada extensão e para uma determinada temperatura (Figura 3.27 a)).

Sawicki (2000) salienta que os ensaios de fluência são mais simples de realizar do que os ensaios de relaxação de tensões. Num ensaio de relaxação de tensões a extensão desenvolve-se imediatamente após a aplicação da carga e é mantida constante através da redução, no tempo, da carga aplicada

ao provete. Como se entende, este ensaio implica equipamentos mais sofisticados e com controlo ativo e constante. Nielsen e Landel (1994) referem que estes ensaios não são tão populares como os ensaios de fluência.

Em geral, os resultados dos ensaios de relaxação de tensões são representados em curvas carga-tempo. Tal como nos ensaios de fluência e de rotura em fluência, é comum representar o tempo em escala logarítmica, ver Figura 3.27 b).

Na figura estão representados os resultados de ensaios de relaxação de tensões de geogrelhas em PET citados por Sawicki (2000). Note-se que o tempo está representado em escala logarítmica. Os níveis de carga considerados são três e correspondem a 40, 60 e 80% da resistência à tração do material.

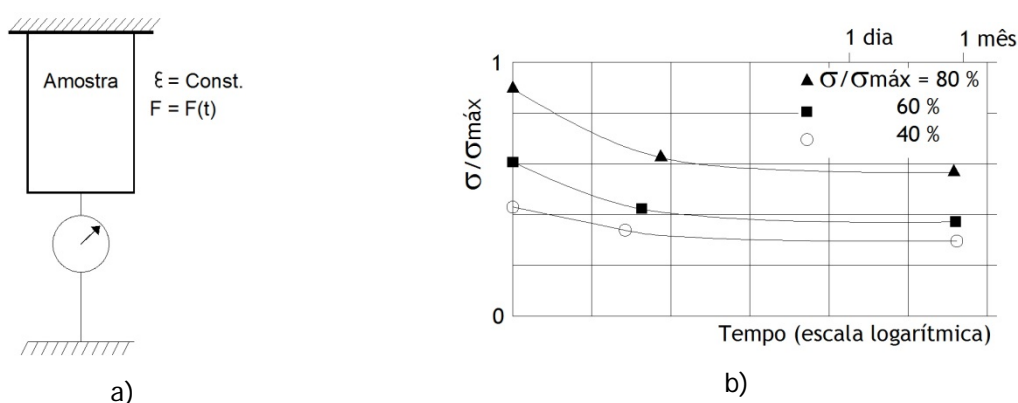


Figura 3.27 - Adaptado de Sawicki (2000): a) Ensaio de relaxação de tensões de geossintéticos; b) Resultados de ensaios de relaxação de tensões de uma geogrelha em PET.

3.3.6 Fatores que afetam o comportamento a longo prazo dos geossintéticos

3.3.6.1 Condições gerais

Ao longo de 3.3 têm vindo a ser referidos alguns dos fatores que afetam o comportamento a longo prazo dos geossintéticos. Segundo Koerner (2005) os mais importantes são o polímero constituinte e o nível de carga aplicada. No entanto existem outros que podem, com maior ou menor grau, afetar o comportamento mecânico de longo prazo de geossintéticos, como por exemplo: a estrutura do geossintético; as condições de carregamento; a temperatura; as condições de confinamento do geossintético. Em seguida serão referidas as mais importantes.

3.3.6.2 Polímero constituinte, estrutura do geossintéticos e temperatura

O polímero constituinte tem influência no comportamento à fluência dos geossintéticos. Como exemplo, a Figura 3.28 mostra o comportamento à fluência de filamentos em PP e PET. Verifica-se que a razão de deformação no tempo do polipropileno é muito superior à do poliéster, isto é, os filamentos em PP deformam-se sob carga constante significativamente mais do que os de PET, Greenwood e Myles (1986). Note-se que para níveis de carga mais elevados a diferença de comportamento entre os filamentos destes polímeros é maior, já que as curvas representativas da fluência correspondentes se afastam mais.

Há ainda outros parâmetros relativos ao polímero que influenciam a sua sensibilidade à fluência, tais como: o peso molecular, a orientação, a cristalinidade, entre outros. Na realidade, o aumento da orientação molecular e da cristalinidade durante as operações de estiramento do fabrico, assim

como o aumento do peso molecular do polímero têm como consequências a melhoria da resistência à tração e a redução da tendência para a fluência dos filamentos, Lopes (1992).

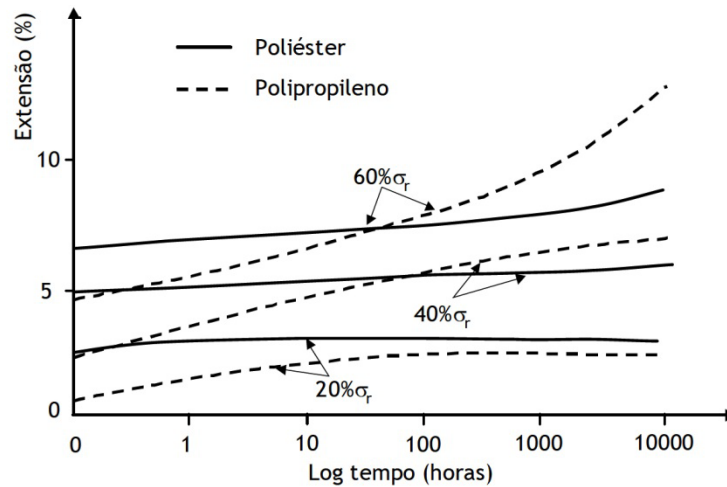


Figura 3.28 - Comportamento à fluência de filamentos em PP e PET.

Na Figura 3.29, adaptada de Matichard et al. (1990), estão representadas as curvas de fluência de geotêxteis tecidos e não tecidos em PP e PET. A figura põe em evidência a influência nas deformações a longo prazo da estrutura do geossintético e do polímero constituinte. Para o mesmo tipo de polímero, os geotêxteis tecidos exibem deformações a longo prazo menores do que as dos geotêxteis não tecidos. Quanto ao polímero constituinte constata-se que este fator tem papel determinante no comportamento a longo prazo dos geossintéticos. Com efeito, é clara a distinção entre o comportamento à fluência dos poliésteres e dos polipropilenos, sobrepondo-se, por vezes, esta ação à da estrutura do material.

No que se refere à fluência, a estrutura do geossintético tem um papel importante. De facto, no caso dos geotêxteis não tecidos, a aplicação da carga pode conduzir a realinhamento das fibras do polímero, estreitamento lateral, eliminação de rugas que, por sua vez, produzem uma extensão imediata imprevisível e irreversível, Cazzuffi et al. (1997). Estes autores referem que os materiais mais sensíveis à fluência são os não tecidos, seguidos pelos tecidos e finalmente, os menos afetados são os materiais com juntas integrais.

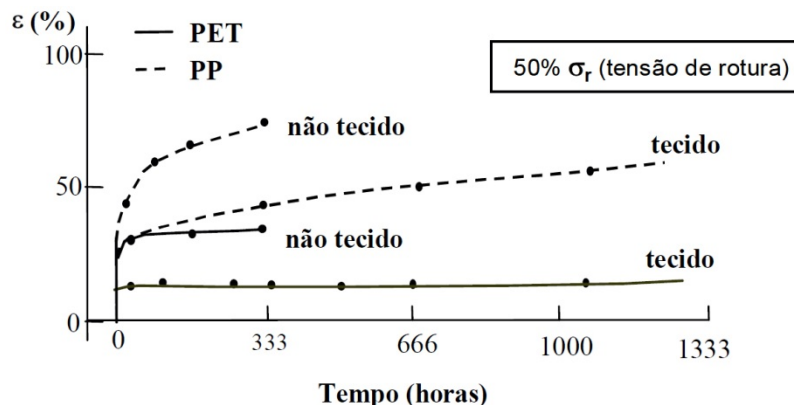


Figura 3.29 - Fluência de geotêxteis tecidos e não tecidos em PET e PP, adaptado Matichard et al. (1990).

No trabalho mais recente desenvolvido por Yeo e Hsuan (2010) e já referido na secção 3.3.3, onde foi avaliado o comportamento à fluência de duas geogrelhas, uma em PET e outra em PEAD. Os autores, concluíram que a geogrelha em PET se deforma muito menos que a geogrelha PEAD, para a

mesma percentagem de carga relativamente à resistência à tração do material, ver Figura 3.30. Conclusões semelhantes foram obtidas por Den-Hoedt (1986), Leshchinsky et al. (1997) e Greenwood et al. (2000). A principal razão para esta diferença tem a ver com temperatura de transição vítrea muito mais elevada no PET do que no PEAD, devido à sua estrutura molecular rígida. Para as temperaturas a que os ensaios foram realizados, a geogrelha PET estava no estado vítreo, subseqüentemente, o movimento dos grupos moleculares é restrito e o polímero só pode ser esticado numa pequena porção antes da rotura de forma frágil: Ferry (1980), Li (2000) e Roylance (2001). Em contraste, a geogrelha em PEAD está no estado de borracha, com grande volume livre, portanto as moléculas têm maior liberdade de movimento, resultado em maior extensão em fluência.

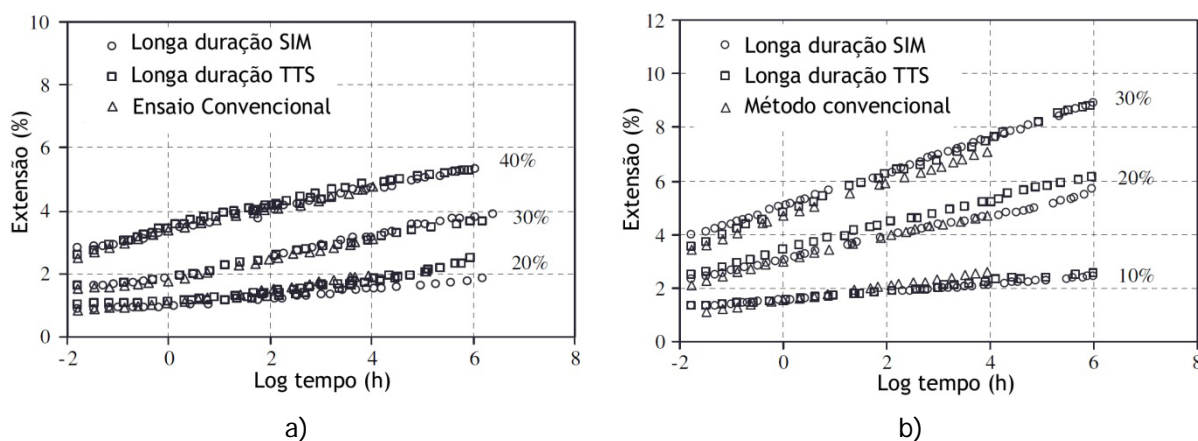


Figura 3.30 - Curvas de fluência obtidas por diferentes métodos, adaptado de Yeo e Hsuan (2010): a) geogrelha em PET; b) geogrelha em PEAD.

Do exposto atrás, concluiu-se que a temperatura influencia significativamente o comportamento destes materiais devido à característica que apresentam de amolecerem e endurecerem por aquecimento e arrefecimento, respetivamente. A possibilidade de utilizar métodos de sobreposição tempo-temperatura tem por base os efeitos da temperatura no comportamento dos polímeros e, conseqüentemente, dos geossintéticos. Na Figura 3.31, mostra o efeito da temperatura no comportamento do material termoplástico.

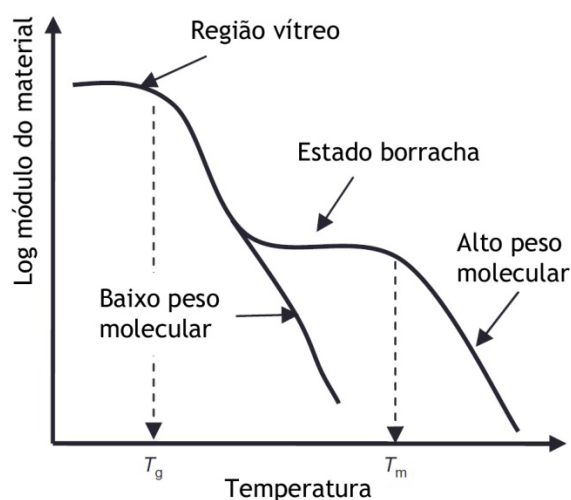


Figura 3.31 - Representação esquemática do módulo em função da temperatura (T_g - temperatura de transição vítrea; T_m - temperatura de fusão), adaptado de Painter e Coleman (1997).

É fundamental conhecer a temperatura de serviço dos materiais e qual a sua posição relativamente à temperatura de transição vítrea (T_g) e à temperatura de fusão. De facto, para temperaturas inferiores a T_g a resposta do material sob a ação de carga é rígida e frágil, enquanto para temperaturas superiores àquela a resposta é mais dúctil.

3.3.6.3 Efeito do confinamento

O efeito do confinamento no comportamento a longo prazo dos geossintéticos também já foi referido na secção 3.3.3.3. McGown et al. (1982) estudaram o efeito do confinamento no comportamento a longo prazo de geossintéticos, ver Figura 3.32. Para tal realizaram ensaios de fluência com e sem confinamento de dois geotêxteis não tecidos: um geotêxtil termicamente ligado e constituído por 67% de PP e 33% de PE (designado por GTX1) e outro agulhado em PET (GTX2). Da análise da figura é possível verificar que nos ensaios e, que o geotêxtil é confinado, há redução significativa das extensões iniciais e das extensões de fluência.

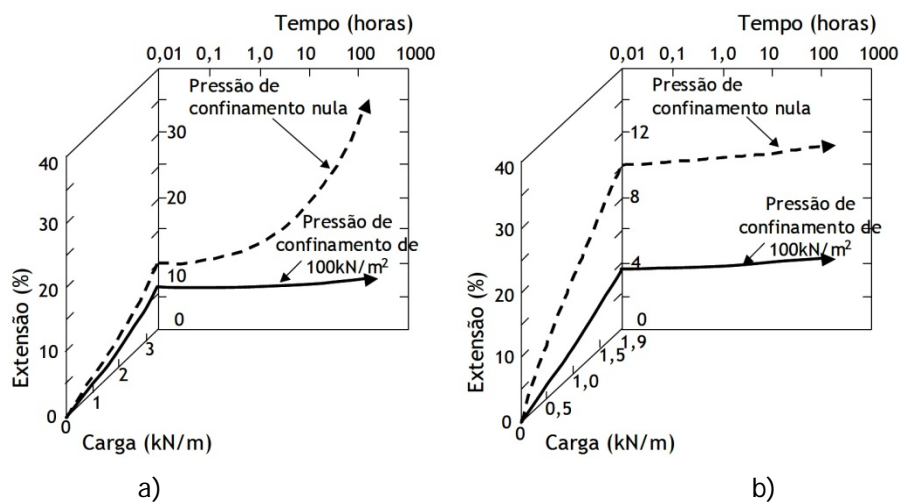


Figura 3.32 - Resultados de ensaios de fluência de dois geotêxteis isolados e confinados em solo, adaptado de McGown et al. (1982): a) GTX1; b) GTX2.

Outros estudos do efeito do confinamento no comportamento à fluência de geossintéticos já foram referidos na secção 3.3.3.3.

3.4 DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

3.4.1 Considerações iniciais

No que respeita aos agentes indutores de redução de resistência dos geossintéticos, a danificação que estes podem sofrer por efeito das operações de construção e instalação em obra é das mais pertinentes. Se por um lado estes materiais sofrem fluência (efeito de longo prazo), por outro o processo de instalação em obra também pode (o que normalmente é inevitável) induzir alterações nos materiais, que por sua vez poderão condicionar a resposta dos geossintéticos.

Koerner (2005) refere que é largamente reconhecido que os processos de instalação em obra de geossintéticos podem danificar estes materiais. O autor refere ainda que, em muitos casos, as ações decorrentes destes processos são mais significativas do que as decorrentes das solicitações de serviço consideradas no dimensionamento.

No dimensionamento de estruturas com geossintéticos em geral são usados fatores de redução de resistência devido a mecanismos distintos e não relacionados. Segundo alguns autores, os fatores de redução mais elevados dizem respeito à fluência e à danificação durante a instalação. Esta forma de dimensionar as estruturas com geossintéticos conduz à necessidade de verificar até que ponto os valores usados na prática são ou não adequados e definir coeficientes de segurança realistas no dimensionamento de estruturas com geossintéticos.

Assim nesta secção pretende-se fazer uma abordagem da danificação durante a instalação e dos seus efeitos no comportamento mecânico dos geossintéticos, tanto a curto como a longo prazo.

3.4.2 Natureza da danificação durante a instalação

3.4.2.1 Conceito

As operações de remoção, preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintético, espalhamento e compactação não são suaves e, na maioria dos casos, são realizados por trabalhadores muito pouco sensíveis à delicadeza destas operações. Para muitas aplicações dos geossintéticos onde o tempo de vida útil de serviço varia entre dez e cem anos a danificação mecânica é principal degradação a considerar, Greenwood (1998).

Assim, quando os geossintéticos são instalados em obra sofrem danificação mecânica, que geralmente é inevitável. Para ultrapassar esta questão é usual escolher um geossintético mais forte, em vez de adequar o processo construtivo, Bräu (1998).

As maiorias das estruturas reforçadas com geossintéticos são projetadas para durar até 100 anos. Isto implica que o reforço correspondente tem de durar em conformidade. Com já referido, as propriedades dos geossintéticos geralmente variam com o tempo. Na Figura 3.33 está representado esquematicamente a diminuição da resistência à tração com o tempo, desde a sua entrega e armazenamento até ao fim da vida útil da obra. As exigências a serem cumpridas pelo geossintético, em relação à situação de *stress*, está ilustrada na curva inferior. Torna-se assim essencial avaliar as perdas nas propriedades dos geossintéticos ao longo a sua vida útil.

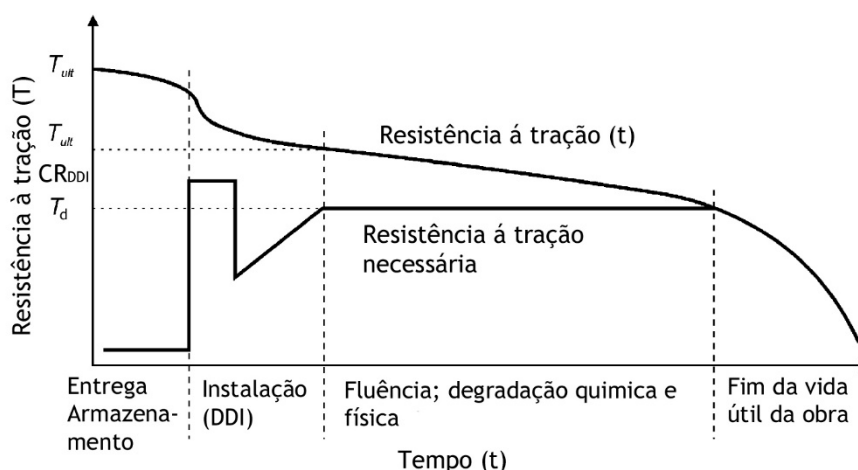


Figura 3.33 - Diminuição da resistência à tração com o tempo, adaptado CR ISO 13434 (1998).

A danificação durante a instalação tem origem, essencialmente, em condições mecânicas de contacto entre o geossintético e os materiais que o rodeiam ou que são utilizados nos processos construtivos. Daí que alguns autores utilizem a designação de danificação mecânica, como alternativa à expressão danificação durante a instalação.

Na Figura 3.34 está representado um exemplo de danificação mecânica que os geossintéticos estão sujeitos na sua instalação.



Figura 3.34 - Geotêxtil não tecido sujeito a ações mecânicas de danificação durante a instalação.

Para minimizar a danificação durante a instalação em obra dos geossintéticos e os seus efeitos é fundamental seguir alguns procedimentos, relativamente simples, durante a fase construtiva. De facto, tal como para qualquer material de construção, as operações de colocação dos geossintéticos devem obedecer a determinados requisitos.

Ingold e Miller (1988) salientam que a utilização de técnicas construtivas deficientes causa danificação, muito evidente, nos geossintéticos. Estes autores afirmam que sobre os geossintéticos não deve circular tráfego até que sobre estes esteja colocada uma camada adequada de material de aterro, que lhes confira alguma proteção. Os autores afirmam ainda que a única exceção corresponde à utilização de geotêxteis de elevada resistência, dimensionados para suportarem, diretamente, a circulação de veículos.

De forma semelhante, os equipamentos de construção ou partes destes, tais como baldes e lâminas, não podem entrar em contacto direto com os geossintéticos. Ingold e Miller (1988) afirmam mesmo que, apesar de não se pretender que a construção seja realizada com uma precisão semelhante à de um relojoeiro, é fundamental usar boas práticas construtivas. Assim, é fundamental que os cadernos de encargos das obras que incluam geossintéticos tenham descrições e instruções detalhadas referentes aos procedimentos de colocação destes materiais.

3.4.2.2 Tipos de danos provocados em geossintéticos

A danificação mecânica, provocada pelas tensões induzidas durante o processo de instalação, é o resultado de abrasão, punçoamento ou deformação local das fibras e do geossintético propriamente dito, Khay (1998). Allen e Bathurst (1994) afirmam que a danificação devida às operações de instalação resulta tipicamente em defeitos locais, tais como separação de fibras, cortes, esmagamento e abrasão. Os mecanismos de danificação mecânica dos geossintéticos dependem das condições a que o geossintético está submetido durante a sua instalação em obra. Assim, o mecanismo e o nível de danificação resultam de uma série de fatores relacionados com as características do geossintético e com condições fronteira, externas ao geossintético, Watn e Chew (2002).

Estes mecanismos podem ser divididos em seis tipos: abrasão; aparecimentos de fendas e separação de material; punçoamento; rotura em tensão; cortes em fibras; e rasgamento, Pinho-Lopes (2004).

- Abrasão

A abrasão é provocada por ação repetida de contacto entre o geossintético e um material abrasivo ou sempre que há ações cíclicas que implicam movimento relativo entre o geossintético e o solo em

contacto com este. Watn e Chew (2002) referem que este mecanismo de danificação pode ocorrer em todos os tipos de geossintéticos, no entanto, os geotêxteis não tecidos agulhados são mais sensíveis a este tipo de dano, já que a sua superfície sofre abrasão mais facilmente.

- Aparecimento de fendas e separação de material (splitting)

O contacto direto de partículas angulosas e de faces cortantes que constituem o material de aterro com o geossintético, em conjunto com o efeito da circulação do equipamento de construção, pode provocar o aparecimento de fendas no material e, conseqüentemente, a sua separação. Watn e Chew (2002) referem que este mecanismo ocorre essencialmente em geogrelhas extrudidas.

- Punçoamento

A danificação mecânica por punçoamento ocorre quando materiais de aterro com faces cortantes são vertidos diretamente sobre o geossintético ou quando se compactam camadas finas de material de aterro com equipamento de compactação pesado. Watn e Chew (2002) referem que este mecanismo de danificação ocorre, frequentemente, na aplicação de geotêxteis como separadores ou como filtros em revestimentos costeiros ou em estruturas viárias.

- Rotura por tensão

Este mecanismo pode surgir em serviço, quando o material é submetido a cargas e deformações excessivas (por exemplo, devidas a material de aterro de grandes dimensões em contacto com o geossintético) ou durante a instalação em obra de um geossintético, devido à circulação de equipamento de construção pesado sobre camadas finas de material de aterro que cobre o geossintético, colocado sobre um material mole. Watn e Chew (2002) referem que após sofrer rotura em tensão, um geossintético não desempenha a função, quer de separação, quer de reforço.

- Corte e fibras

Este mecanismo de danificação mecânica ocorre quando o material em contacto com o geossintético tem faces cortantes e este está sobre uma camada mais rígida. Segundo Watn e Chew (2002), em geral, os geossintéticos mais sensíveis a este mecanismo de danificação mecânica são os geotêxteis tecidos, as geogrelhas e as fitas de reforço.

- Rasgamento

Este mecanismo de danificação mecânica ocorre quando existem forças de rasgamento a atuar numa zona do geossintético em que exista alguma danificação inicial, devida ao corte de fibras ou a rotura em tensão. Watn e Chew (2002) referem que a ocorrência deste mecanismo é vulgar em geotêxteis não tecidos submetidos a concentrações de tensões por ação de partículas de faces cortantes do material de aterro.

3.4.3 Consequências da danificação durante a instalação (DDI)

3.4.3.1 Considerações gerais

Como já referido, os efeitos da danificação durante a instalação em obra de geossintéticos podem comprometer a capacidade destes materiais para realizar as funções para que foram dimensionados. No entanto, a importância desses efeitos no seu desempenho depende da função que esses elementos exercem.

Na Figura 3.35 estão representadas as consequências da DDI versus função que o geossintético exerce. Da figura observa-se que quando o geossintético tem como função reforço, a DDI provoca redução da resistência que por vezes pode ser muito significativa, pode também haver redução da

resistência da interface solo-geossintético. Caso a função seja filtragem e/ou separação, perfurações provocadas pelo processo de instalação podem reduzir a eficácia da função, assim como pequenos cortes iniciais originados pela DDI, são fatores de grande preocupação quando a função principal é a de barreira de fluidos.

Aplicação do Geossintético	Consequências da Danificação durante a instalação
Reforço	Redução de resistência (pode ser muito significativa)
Filtração e/ou separação	Perfurações \Rightarrow redução da eficácia da função
Barreira de fluidos	Pequenos cortes iniciais \Rightarrow grandes aberturas \Rightarrow deixam de cumprir a função

Figura 3.35 - Consequências da DDI versus função do geossintético, Paula (2003).

3.4.3.2 Aspeto visual da DDI

Muitos dos estudos de danificação têm sido realizados em locais onde os provetes podem ser extraídos facilmente e onde a colocação e compactação do solo seguem os princípios práticos gerais. Tornou-se habitual realizar inspeções visuais, mais ou menos detalhadas, de forma a caracterizar o aspeto visual dos geossintéticos recolhidos e avaliar o grau de alteração induzido, bem como identificar os mecanismos de danificação desenvolvidos.

A primeira impressão é geralmente de poeira e sujidade e abrasão superficial da estrutura do material. Se a dimensão das partículas do solo for grande ($\geq 5\text{mm}$) há áreas do geossintético que ficam perturbadas, o mesmo é esperado se o subsolo é mole, Greenwood (1998). Bräu (1998) refere que nos geossintéticos as maiores tensões surgem na fase de instalação, que podem resultar em perdas de resistência, efeitos de abrasão, diminuição local da espessura do material, corte de fibras, abertura e, no pior caso, na desintegração total dos geossintéticos ao longo de uma determinada área.

Na Figura 3.36 apresenta-se o aspeto visual de alguns geossintéticos sujeitos à danificação durante a execução de aterros em tout-venant e em solo residual granítico, Pinho-Lopes (2004). Observa-se que os geossintéticos perdem o brilho inicial, apresentam-se debilitados e com perturbações mais ou menos extensas. Alguns apresentam cortes, pregas, rasgos e perfurações (Figura 3.36 b, c, d), outros apresentam-se bastante danificados (desintegração numa determinada área) (Figura 3.36 2.10 e).

Bush (1988), sugeriu a classificação dos danos visíveis nos geossintéticos (por exemplo, furos, cortes e rasgos, etc.) e a indicação do número por metro quadrado de cada tipo. No entanto, à exceção dos furos (em que a classificação se tem revelado satisfatória), a classificação de outros tipos de danos é fortemente dependente do operador, isto é, extremamente variável de pessoa para pessoa.

Christopher e Holtz (1984) propuseram uma classificação da DDI dos geossintéticos em função das características do solo subjacente e dos equipamentos de compactação (ver Quadro 3.2). A classificação varia de "não recomendado" a "suave". "Não recomendado" é atribuído a condições

de instalação muito severas, sendo desaconselhada a aplicação de geossintéticos, “suave” refere-se a condições de instalação ótimas, em que são mínimos os danos aos geossintéticos.

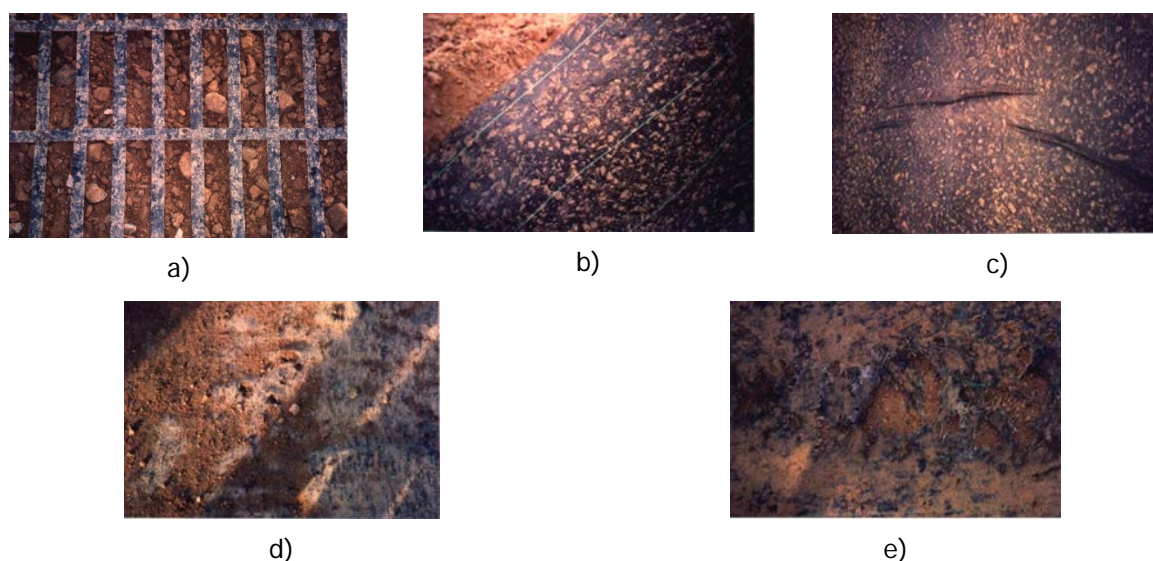


Figura 3.36 - Aspeto de alguns geossintéticos após a sua remoção, Pinho-Lopes (2004).

Quadro 3.2 - Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação, adaptado de Christopher e Holtz (1984).

Condições de preparação do solo subjacente ao geossintético	Equipamentos de construção e 15 a 30 cm de espessura do material de aterro inicial sobrejacente ao geossintético		
	Equipamentos de compactação suaves (<27 kPa)	Equipamentos de compactação médios (=27 kPa e =55 kPa)	Equipamentos de compactação pesados (>55 kPa)
Liso e nivelado	Suave	Moderado	Elevado
Foi-lhe retirado obstáculos mais significativos	Moderado	Elevado	Muito elevado
Provido uma preparação mínima exigida	Elevado	Muito elevado	Não recomendado

* Para outras espessuras iniciais do solo sobrejacente e detalhes específicos, ver referência.

Holtz et al. (1998) apresentaram uma proposta para as exigências relativas à capacidade de sobrevivência do geossintético em função da espessura de material sobre os geossintéticos (a compactar) e das características do equipamento de construção.

Koerner e Koerner (1990), com o objetivo de estudar a danificação dos geossintéticos, exumaram geotêxteis não tecidos de 55 obras nos Estados Unidos, tendo registado em cada um deles o número e tamanho dos danos provocados pela DDI, a natureza do solo de fundação e o grau de compactação do material de aterro. Em seguida, estes parâmetros foram correlacionados com a classificação de Christopher e Holtz (1984). Na Figura 3.37 está representada a relação entre o número de aberturas por unidade de área e as exigências relativas à capacidade de sobrevivência à DDI, determinada usando a classificação de Christopher e Holtz (1984). Como se pode verificar, de um modo geral, às

maiores exigências para a capacidade de sobrevivência (muito elevada e elevada) está associado um maior número de aberturas por unidade de área após a instalação dos materiais.

Outros autores apresentaram também classificações para avaliar visualmente o efeito da DDI: Billing et al. (1990), Sandri et al. (1993) e Austin (1998). Este tipo de estudo tem um caráter muito subjetivo, já que é necessário estabelecer critérios para a definição de aberturas e de intervalos para as suas dimensões para considerar classes de aberturas e/ou singularidades encontradas na superfície do material.

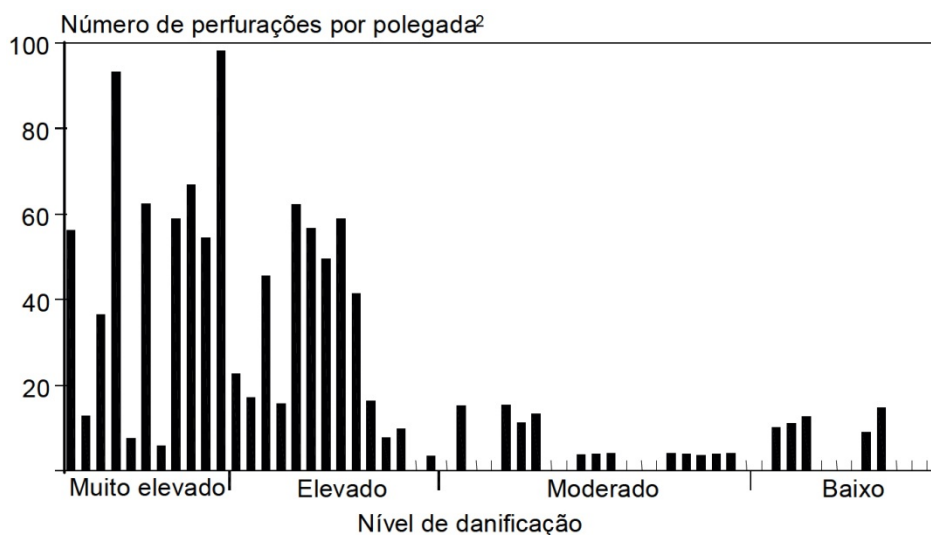


Figura 3.37 - Relação entre o número de aberturas e o nível de danificação, Koerner e Koerner (1990).

Pinho-Lopes (2004) devido à dificuldade em: observar a existência de alterações na superfície do geossintético visível a olho nu; realizar o levantamento do número de aberturas e da existência de abrasão, dada a grande subjetividade dos critérios para a definição dessas singularidades; e a presença de partículas de solo sobre a superfície dos geossintéticos, ocultando as aberturas, os cortes, a superfície que sofre abrasão, ou qualquer outro tipo de singularidade. Optou por analisar pequenos provetes retirados das amostras danificadas e fazer observações mais pormenorizadas dos efeitos da danificação através de microscopia eletrônica de varrimento.

Na Figura 3.38 são apresentadas as imagens obtidas por microscopia eletrônica de varrimento referentes a um geotêxtil tecido com 165 g/m^2 , intacto e após danificado em laboratório segundo os procedimentos da norma EN ISO 10722 (2007) mas usando um solo granítico. As imagens são apresentadas com três fatores de escala distintos (20x, 200x, 1000x). A diferença entre as amostras intactas e as amostras danificadas é bastante clara. Em todas as figuras com o material danificado é possível observar a acumulação de partículas do agregado na estrutura do geossintético. Há áreas na estrutura do material que estão totalmente destruídas, como mostra a figura correspondente ao material danificado com fator de escala 20. A figura com fator de escala 1000 mostra claramente a danificação dos filamentos e o efeito das partículas do agregado em contacto com o geotêxtil.

Note-se que, apesar da observação visual da danificação constituir um aspeto importante, não é possível através dela estimar a alteração das propriedades dos geossintéticos resultantes da danificação durante a instalação. Por isso, para uma análise quantitativa desta ação nas propriedades dos geossintéticos é necessário utilizar outros métodos de controlo.

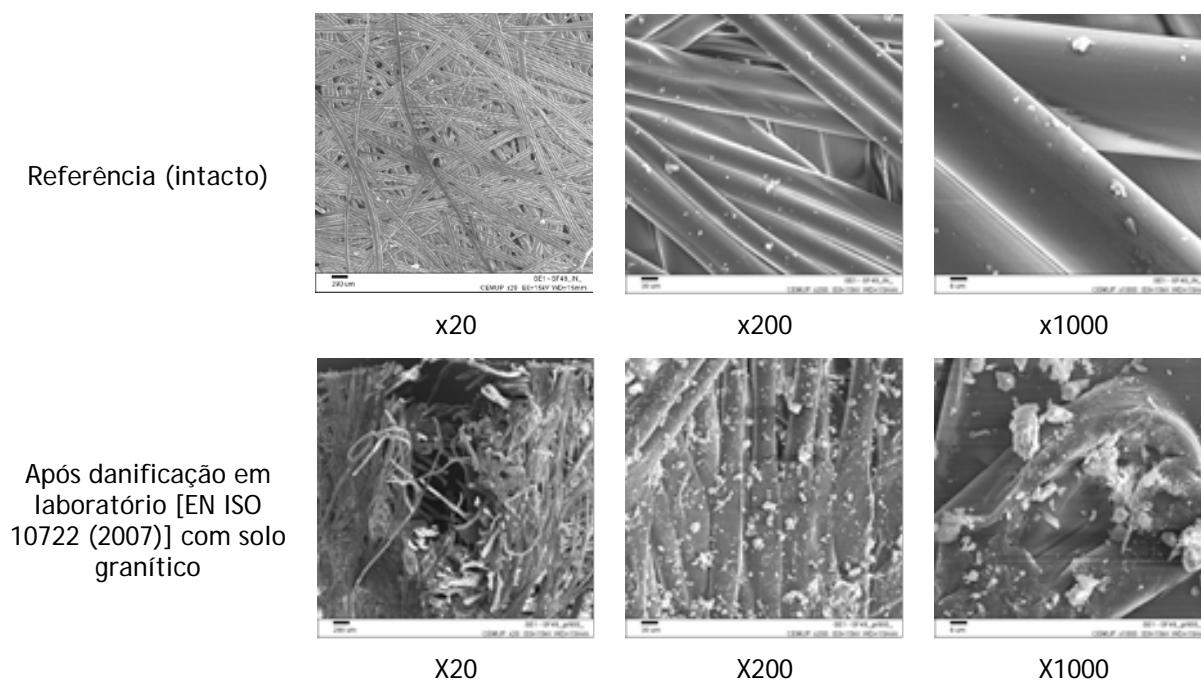


Figura 3.38 - Imagens obtidas por microscopia eletrônica de varrimento de um geotêxtil tecido com 165 g/m², adaptado de Pinho-Lopes (2004).

3.4.3.3 Efeito da DDI nas propriedades de curto prazo

Nas aplicações mais convencionais, os geossintéticos estão expostos a *stress* mecânico mais elevado durante as operações de instalação, o que implica consequências várias, incluindo a impossibilidade de os materiais exercerem a função para a qual foram dimensionados. No entanto, segundo Greenwood (1998), mesmo com um determinado nível de danificação, a maioria dos geossintéticos pode exercer as suas funções de forma razoável. Nas aplicações dos geossintéticos em reforço de solos a redução de resistência é mais preocupante e deve ser avaliada cuidadosamente.

Ao longo dos últimos anos numerosos estudos (de campo e simulação laboratorial) têm sido realizados para avaliar o efeito da DDI nas propriedades dos geossintéticos: Koerner e Koener (1990), Allen e Bathurst (1994), Hsieh e Wu (2001), Paula (2003), Pinho-Lopes (2004), Hufenus et al. (2005), Huang e Wang (2007), Moreira (2009), Rosário et al. (2009), Silvia et al. (2011) entre outros.

No caso de aplicações em que o geossintético funciona como barreira de fluidos, por exemplo, o aparecimento de pequenos cortes poderá não ter efeitos significativos logo após a colocação em obra. No entanto, após a entrada em serviço da estrutura, a existência de tensões no geossintético pode induzir o aumento desses cortes e consequentemente dar origem a grandes aberturas. Estes efeitos vão, sem dúvida, fazer com que, a prazo, o material deixe de cumprir a função para que foi dimensionado.

A existência de perfurações no geossintético reduz a eficácia da sua função como filtro e/ou separador. Koerner e Koener (1990) concluíram que critério, de “inexistência de perfurações”, é essencial para aplicações dos materiais em filtragem, separação e barreira de fluidos. A desintegração total do geossintético ao longo de uma determinada área anulará por completo estas funções do material.

Moreira (2009) estudou o efeito da DDI nas propriedades hidráulicas de geotêxteis, principalmente, no que concerne à permeabilidade normal ao plano do material. Os geossintéticos estudados estão representados no Quadro 3.3. No que se refere à influência da DDI na permeabilidade normal dos

geossintéticos optou-se por introduzir um conceito designado por alteração percentual no índice de velocidade $V_{I_{H50}}$, definido como o valor resultante (em %) do quociente entre o índice de velocidade do material danificado e o índice de velocidade do material intacto (valor de referência). Os geossintéticos foram danificados em laboratório segundo a norma EN ISO 10722 (2007) utilizando três materiais granulares confinantes: corundum, brita granítica e brita calcária. Na Figura 3.39 estão indicados os valores das alterações percentuais no índice de velocidade $V_{I_{H50}}$, para os geotêxteis estudados.

Quadro 3.3 - Valor da espessura e da massa por unidade de área dos geotêxteis estudados por Moreira (2009).

Geotêxteis não tecidos em PP		Espessura (mm)	Massa por unidade de área (g/m ²)
Agulhados	GT1a	1,77	187
	GT2a	2,55	286
	GT3a	6,23	729
Termossoldados	GT1ts	0,58	192
	GT2ts	0,75	300

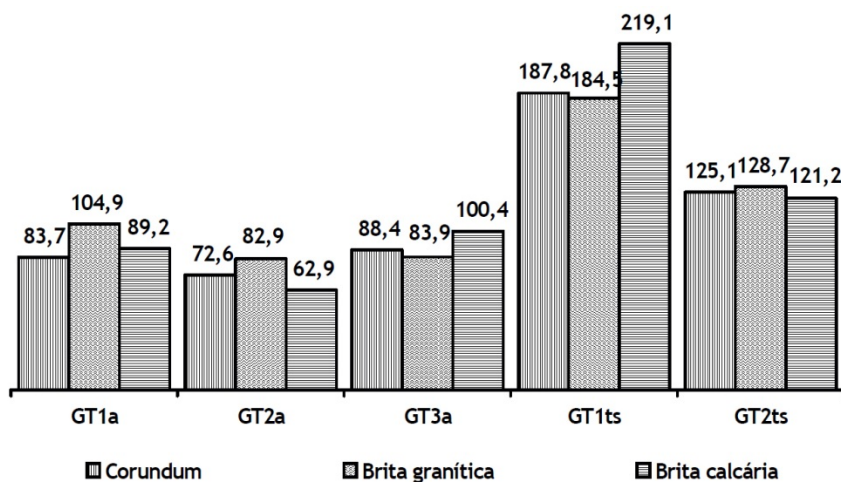


Figura 3.39 - Alteração nos valores do índice de velocidade $V_{I_{H50}}$ dos geotêxteis danificados, Moreira (2009).

Seja qual for o tipo de material granular confinante, os geotêxteis termossoldados apresentam maior permeabilidade após a danificação. Este aumento está associado à maior sensibilidade dos geotêxteis termossoldados à ocorrência de cortes e buracos durante as ações de danificação, devido à sua estrutura mais rígida decorrente do processo de fabrico, o que facilita a passagem da água. Os geotêxteis agulhados, sendo mais compressíveis e adaptáveis às irregularidades das superfícies que contactam exibem, em geral redução da permeabilidade após a danificação durante a instalação. Por outro lado, os geotêxteis agulhados captam com maior facilidade as partículas finas resultantes da quebra e esmagamento do material granular confinante utilizado durante a danificação, podendo essas partículas vir a colmatar os poros dos geotêxteis, tendo como consequência a redução da permeabilidade dos mesmos, depois de danificados.

Da mesma forma que na função de filtro, quando os geossintético são utilizados em sistemas de proteção contra a erosão, o aparecimento de cortes e buracos na superfície do material pode comprometer, progressivamente, o seu desempenho.

A redução de resistência induzida pela danificação durante a instalação dos geossintéticos, é muito relevante nas aplicações destes materiais como reforço. De facto, reduções de resistência passíveis de ocorrerem podem mesmo por em causa a estabilidade da obra.

Koerner e Koener (1990) estabeleceram uma relação entre a média da resistência à tração retida em geotêxteis e o grau de danificação proposto por Christopher e Holtz (1984) (Figura 3.40). Verifica-se que um grau de danificação elevado corresponde a uma danificação mecânica elevada dos materiais. Por exemplo, para condições extremamente severas de instalação (denominado por Muito elevado na Figura 3.40) a resistência retida é aproximadamente de 40%.

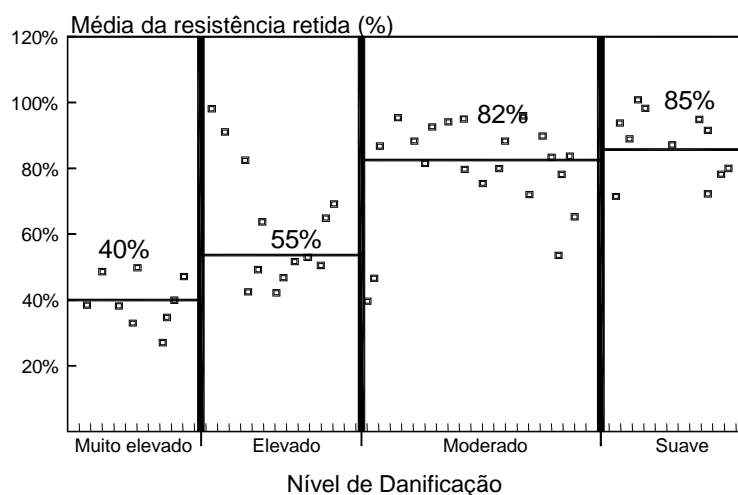


Figura 3.40 - Resistência à tração retida versus nível de danificação, adaptado de Koerner e Koener (1990).

Khay (1998) refere ainda, com base em amostras retiradas de estruturas existentes e em ensaios de campo em verdadeira grandeza, que a danificação mecânica dos geossintéticos resulta numa enorme redução de resistência, incluindo todos os parâmetros referidos, até 60%.

Pinho-Lopes (2004) realizou variados ensaios de indução da danificação (quer de campo e quer de simulação laboratorial) e posterior caracterização dessa danificação no comportamento mecânico a curto e a longo prazo e na interação solo-geossintéticos. Do trabalho realizado a autora concluiu que os efeitos dos procedimentos de instalação em obra de geossintéticos podem ter efeitos muito significativos nos geossintéticos, quer no que se refere ao seu comportamento mecânico, quer na sua estrutura.

O efeito da DDI no comportamento mecânico de curto prazo dos geossintéticos é bastante distinto, implicando alterações na resistência à tração e na extensão na rotura dos geossintéticos, bem como na sua rigidez secante e na sua robustez. A gama de valores obtidos para a redução na resistência à tração é muito significativa, variando de 0% a 90% (em alguns geossintéticos verificou-se um aumento, reduzido, da resistência à tração após DDI). No Quadro 3.4, estão apresentados os valores dos coeficientes de redução para a DDI dos geossintéticos estudados, relativamente ao valor nominal da resistência à tração. O coeficiente de redução para a DDI é determinado pela seguinte equação:

$$CR_{DDI} = \frac{R_{t,ref}}{R_{t,DDI}} \quad (3.8)$$

Em que $R_{t,ref}$ é a resistência à tração do material de referência (intacto, neste caso nominal) e $R_{t,DDI}$ é a resistência à tração do material submetido aos procedimentos de instalação em obra.

Quadro 3.4 - Valores dos coeficientes de redução para a DDI de geossintéticos, relativamente ao valor nominal da resistência à tração, adaptado de Pinho-Lopes (2004).

Geossintético		Resistência nominal (kN/m)	Laboratório	CR_{DDI}					
				Solo tipo "tout-venant" $D_{50}=11,78\text{mm}$		Solo residual do granítico $D_{50}=0,38\text{mm}$		Solo tipo "tout-venant" $D_{50}=9,88\text{mm}$	
				EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2
Geotêxtil tecido em PP (110g/m ²)	Biaxial	22	8,56	3,48	4,67	-	1,33	-	-
Geotêxtil tecido em PP (210g/m ²)	Biaxial	44	3,8	2,68	4,26	-	1,38	-	-
Geotêxtil tecido em PP (320g/m ²)	Biaxial	65	1,94	1,49	2,47	-	0,93	1,12	1,8
Geogrelha tecida em PET	Uniaxial	60	1,19	-	-	0,95	1,01	-	-
Geogrelha tecida em PET	Biaxial	55	1,11	1,06	1,2	0,85	0,88	-	-
Geotêxtil não tecido em PET reforçado com aramida	Biaxial	40	2,51	-	-	1,19	1,19	-	-
Geogrelha extrudida em PP	Biaxial	40	0,83	0,93	1,11	0,95	1,13	0,82	0,84
Filamento de PET com revestimento a PP	Uniaxial	50	0,81	0,72	0,83	0,69	0,69	-	-
Geogrelha extrudida em PP	Biaxial	20	0,93	0,86	0,94	0,83	0,86	-	-
Geogrelha tecida em PET	Biaxial	55	1,08	-	-	-	-	0,96	0,89
Geogrelha extrudida em PEAD	Uniaxial	64,5	0,94	-	-	-	-	1,12	1,27

Laboratório - Danificação em laboratório segundo os procedimentos da norma EN ISO 10722 (2007) com corundum

EC1 - Energia de compactação igual a 90% do proctor normal

EC2 - Energia de compactação igual a 98% do proctor normal

O efeito da DDI induzida no comportamento da interface solo-geossintético foi também avaliado por Pinho-Lopes (2004) através da realização de ensaios de arranque. No entanto, a autora realizou apenas ensaios com o solo residual de granito ($D_{50}=0,38\text{mm}$), tendo concluído que o efeito da DDI induzida na resistência ao arranque dos geossintéticos era pouco importante. O efeito da DDI na interação solo-geossintéticos com os solos tipo "tout-venant" (o que maior danificação induz nos geossintéticos) é avaliado neste trabalho e será discutido nos capítulos seguintes.

Outros autores desenvolveram trabalhos semelhantes. Hufenus et al. (2005) realizaram ensaios de campo de simulação da DDI sobre 38 geotêxteis e geogrelhas o que permitiu determinar o fator de redução para a DDI pela mesma Equação (3.8). Na Figura 3.41 está ilustrada uma comparação dos fatores de redução obtidos pelos autores com os valores dos coeficientes de redução indicados pela "Federal Highway Administration" FHWA, ver Elias (2001). Os resultados mostram que a capacidade de sobrevivência dos geossintéticos depende principalmente do tipo de geossintético (geogrelha, geotêxtil tecido, etc.) e posteriormente do tipo de polímero constituinte. A distribuição do tamanho das partículas do solo e a sua geometria (arredondadas ao angulares), bem como a energia de

compactação usada na compactação dos aterros, têm também uma influência importante sobre a danificação induzida aos geossintéticos.

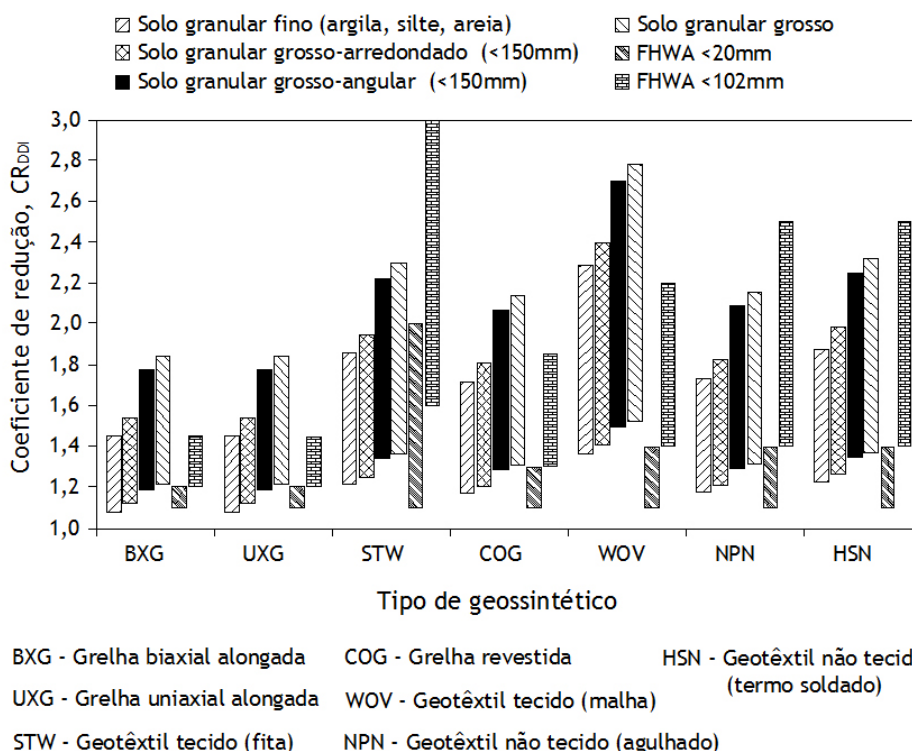


Figura 3.41 - Comparação entre os coeficientes de redução para da DDI, adaptado de Hufenus et al. (2005).

Os autores observaram também que o declive das curvas de tração dos geossintéticos não foi em grande parte afetado pela danificação durante a instalação, ou seja, a rigidez à tração foi mantida, mesmo quando a resistência à tração máxima e a deformação na rotura diminuíram. Assim em aplicações onde a força de tração induzida ao geossintético é relativamente baixa, a eficiência do geossintético, após DDI, não parece ser afetada.

3.4.3.4 Efeito da DDI nas propriedades de longo prazo

A resistência a longo prazo dos geossintéticos é avaliada aplicando cargas constantes ao longo do tempo aos geossintéticos (ver 3.3). Para cada nível de carga regista-se o tempo que demora a ocorrência da rotura e estabelece-se uma relação carga/tempo. A partir desta relação é possível definir a curva de tensão de rotura. Esta curva pode ser extrapolada em ordem ao tempo (até à rotura) e em ordem à carga, sendo assim possível definir o valor de cálculo da carga.

Uma das questões que tem sido levantada no que diz respeito ao efeito da danificação durante a instalação de geossintéticos no seu comportamento a longo prazo é se esse efeito mecânico será ou não semelhante ao que se verifica a curto prazo.

Segundo Greenwood (1998), é normal assumir que a curva de rotura em fluência para os materiais após DDI pode ser obtida através da curva correspondente ao material intacto aplicando a relação entre as suas resistências de curto prazo. Segundo este autor, as características de extensão em fluência, em geral, não sofrem alterações, com exceção das extensões iniciais, durante a fase de carregamento, que diminuem.

No entanto, quando vários agentes de degradação atuam simultaneamente sobre os geossintéticos é possível que haja alguma sinergia (positiva ou negativa): o efeito de dois ou mais agentes pode ser distinto (menor ou maior) do que a soma dos efeitos dos mesmos agentes atuando separadamente sobre os geossintéticos.

Allen e Bathurst (1996), Pinho-Lopes (2004), entre outros, procuraram estudar a possibilidade de existir alguma sinergia entre a DDI e a fluência de geossintéticos, isto é, se o efeito combinado destes dois agentes é diferente da sobreposição de cada um desses efeitos considerados individualmente. Caso tal aconteça, podem definir-se novas possibilidades no dimensionamento destes materiais, para que este se torne menos conservativo e, portanto, mais realista.

Assim, é necessário estudar a fluência de materiais submetidos a danificação mecânica decorrente das operações de instalação em obra e comparar a informação.

Nos trabalhos realizados por Allen e Bathurst (1996) não houve alterações da razão de fluência após DDI. No entanto, após DDI a extensão na rotura obtida através de ensaios de rotura em fluência sofre reduções, em valores semelhantes aos determinados para os ensaios de curto prazo (ensaios de tração). O efeito da DDI na razão de fluência e na extensão na rotura é semelhante para geotêxteis tecidos e geogrelhas e para geossintéticos em PP, PET e PEAD. Por esta razão, os autores concluem que as propriedades do polímero base não são afetadas pela DDI. Com efeito, a DDI induz danificação local nas fibras, fios ou barras, podendo resultar em tensões locais elevadas que, por sua vez, dão origem a uma rotura prematura na zona afetada.

Na Figura 3.42 estão representados resultados obtidos em ensaios de fluência e de rotura em fluência de fios em PET. A redução da extensão na rotura dos materiais após DDI é óbvia (Figura 3.42 a)). Na Figura 3.42 b) está ilustrada a diferença obtida entre os resultados de ensaios de rotura em fluência de geossintéticos após DDI e a aplicação da redução de resistência verificada a curto prazo, para aproximar os resultados de longo prazo do material danificado.

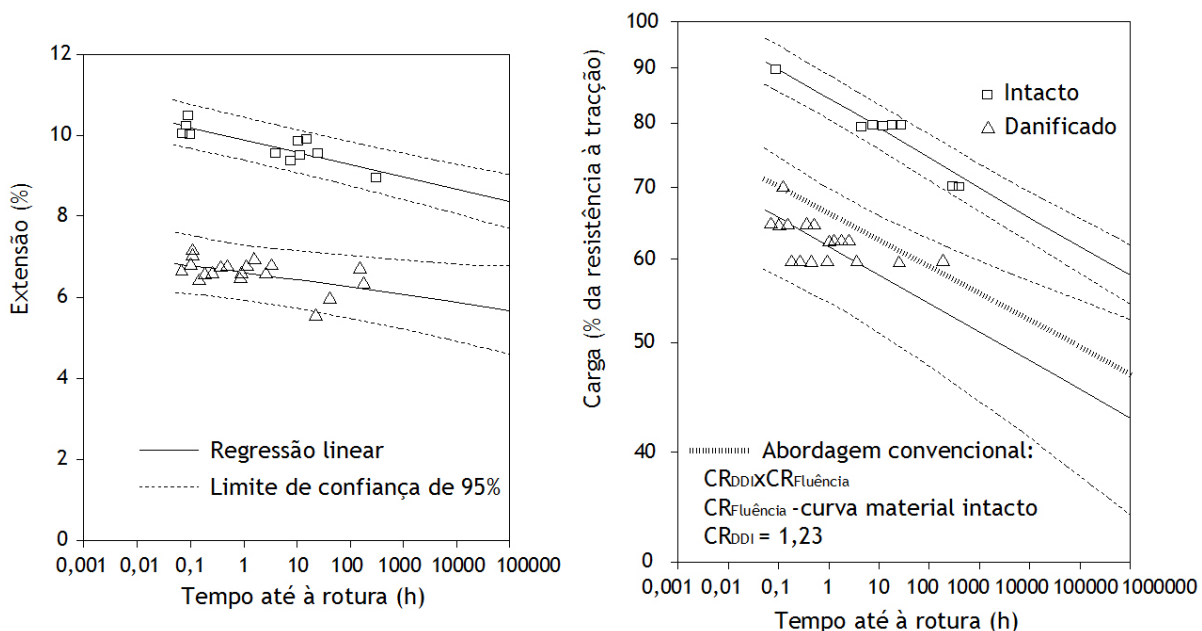


Figura 3.42 - Resultados de ensaios realizados com fios de PET, adaptado de Allen e Bathurst (1996): a) extensão de rotura em fluência em função do tempo; b) curvas de rotura em fluência, para provetes intactos e danificados.

A melhor forma para avaliar a existência de sinergia entre a fluência de geossintéticos e a sua danificação mecânica decorrente da instalação em obra consiste em realizar ensaios de fluência e

de rotura em fluência de materiais danificados. No entanto, este procedimento levanta dois problemas importantes: 1) o número de ensaios a realizar é muito elevado e de duração muito significativa; b) a variabilidade existente nas propriedades dos materiais após exumação, sob condições idênticas, reflete-se muito nos resultados destes ensaios. Por esta razão, para atingir o mesmo nível de confiança nos resultados e, conseqüentemente, nas extrapolações feitas a partir destes é necessário realizar um número muito mais significativo de ensaios.

Note-se que, para caracterizar o comportamento mecânico de longo prazo de provetes intactos é necessário realizar, no mínimo, 12 a 18 ensaios de fluência e rotura em fluência. No caso de provetes danificados, o número de ensaios a realizar é significativamente maior (sem que se consiga prever qual o número mínimo necessário).

Por estas razões, Allen e Bathurst (1996) propõem um método que combina a informação obtida em ensaios de fluência e em ensaios de tração de curto prazo para prever a resistência a longo prazo dos geossintéticos danificados durante a instalação em obra. Está ainda em aberto se as hipóteses formuladas neste método merecem confiança suficiente para que possa ser usado na resolução do problema.

Pinho-Lopes (2004) avaliou o comportamento mecânico de longo prazo dos geossintéticos e a eventual sinergia positiva entre a DDI e a fluência através da realização de ensaios de rotura em fluência de geossintéticos. Da campanha de ensaios realizados foi possível retirar as seguintes conclusões:

- a dispersão de resultados é significativa, em particular para amostras submetidas a DDI; essa dispersão é tanto mais importante quanto maiores as reduções de resistência verificadas nos resultados dos ensaios de tração;
- a dispersão de resultados referida compromete a realização de extrapolações para tempos de vida útil mais longos;
- em geral, após DDI dos geossintéticos há reduções do tempo de vida útil sob carga constante, relativamente ao obtido para o material intacto;
- os resultados obtidos indicam que, para muitos dos materiais estudados pode haver sinergia positiva entre a DDI e a rotura em fluência, pelo que o efeito combinado destes dois fenómenos é inferior à sobreposição dos seus efeitos;

Na Figura 3.43 estão representadas as curvas de rotura em fluência para dois dos geossintéticos estudados por Pinho-Lopes (2004). Na figura estão também assinaladas as linhas correspondentes a tempos de 1min e 30 anos.

Para algumas das amostras estudadas, as curvas de rotura em fluência cruzam a curva correspondente ao material intacto, o que não significa que haja melhoria do material após DDI. A dispersão de resultados é muito significativa, nomeadamente, para as amostras obtidas após exumação dos aterros experimentais. De facto, a ausência de resultados para intervalos de tempo suficientemente longos compromete a realização de extrapolações fiáveis. Além disso, a maior heterogeneidade de muitas das amostras danificadas dificulta adicionalmente a obtenção de resultados válidos e com qualidade suficiente para que se possa encontrar uma tendência clara para a sua evolução. Assim, dos resultados obtidos torna-se evidente a necessidade de realizar mais ensaios, em particular referentes a tempos de rotura mais longos para confirmar os resultados obtidos.

Como se verá nos Capítulos 4 e 7, parte deste trabalho tem como objetivo obter resultados de roturas em fluência referentes a tempos mais longos e assim confirmar e/ou melhorar os resultados

obtidos por Pinho-Lopes (2004). Os materiais estudados no Capítulo 7 são os mesmos que estão representados na Figura 3.43.

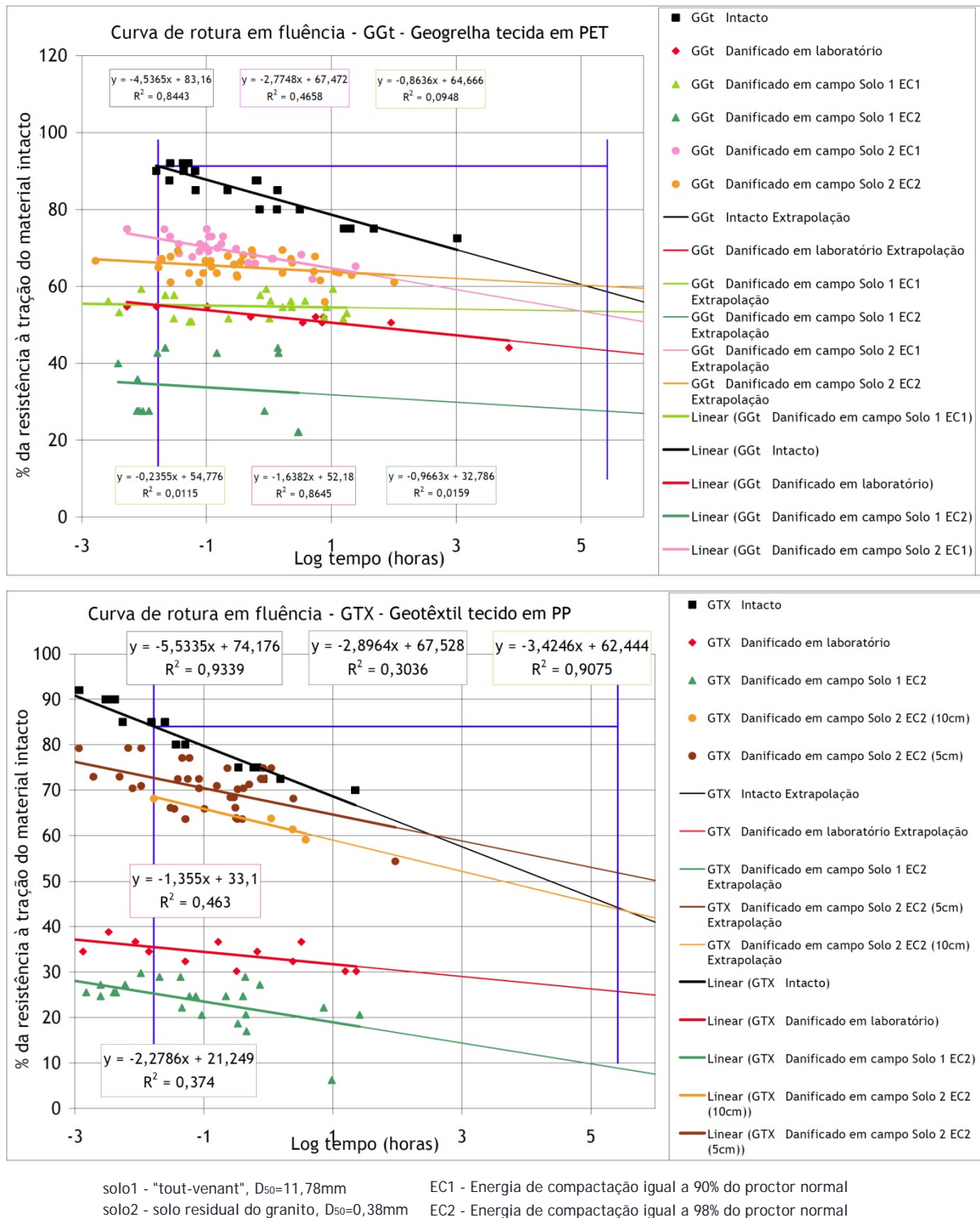


Figura 3.43 - Resultados de ensaios de rotura em fluência para uma geogrelha em PET e um geotêxtil tecido em PP, intactos e após DDI em campo e laboratorial, adaptado de Pinho-Lopes (2004).

3.4.4 Fatores que influenciam a DDI

Os efeitos da danificação sobre o geossintético dependem de vários fatores que podem ser agrupados em três grupos, conforme a proposta de Austin (1998), ver Quadro 3.5. Assim, consoante o tipo de geossintético utilizado, as características do solo que está em contacto com o geossintético e as condições de instalação em obra, observam-se distintos desempenhos no que concerne à resistência dos materiais à danificação.

Quadro 3.5 - Fatores que influenciam a danificação durante a instalação, Austin (1998) e Pinho-Lopes (2004).

Fatores relacionados com geossintéticos
<p>Tipo de geossintético (geotêxtil, geogrelha, geomembrana, geocompósitos, etc.)</p> <p>Processo de fabrico e forma do produto Geotêxteis: tricotados, tecidos, não tecidos (agulhados, termossoldados, etc.) Geogrelhas: juntas integrais, tecidas, tricotadas, com ligação térmica, etc.</p> <p>Tipo de polímero (PEAD, PET, PP, PE, etc.)</p> <p>Polímero de reforço/revestimento (PVC, geotêxtil, nenhum)</p>
Fatores relacionados com o tipo de solo
<p>Dimensão máxima das partículas Granulometria Dureza Angulosidade</p>
Fatores relacionados com as condições de instalação
<p>Tamanho e tipo de equipamento Cuidados na instalação e na operação do equipamento Variação da espessura da camada de solo não compactada e na densidade do aterro Resistência e consistência do conjunto</p>

No que diz respeito à influência das características dos geossintéticos na sua resistência à danificação, normalmente, a materiais com maiores valores de massa por unidade de área corresponderá maior resistência às ações de DDI. Por seu turno, os geotêxteis tecidos tendem a apresentar menor resistência à danificação, assim como os que são produzidos em PET, quando comparados com os de PP ou de polietileno de alta densidade (PEAD).

No entanto, um estudo levado a cabo por Khay (1998) revelou que, no caso dos geotêxteis não tecidos termossoldados e dos geotêxteis tecidos em PP, a materiais com maiores valores de massa por unidade de área correspondia menor resistência às ações de danificação. Contudo, no caso dos geotêxteis não tecidos agulhados, a tendência é a inversa, indo de encontro ao referido no parágrafo anterior.

De modo muito sucinto pode-se dizer que os materiais mais resistentes à DDI são as geogrelhas e os geotêxteis não tecidos agulhados. Pelo contrário, os materiais que mais sofrem com a danificação mecânica são os geotêxteis tecidos com fibras de PE e de PET.

No que se refere às características dos solos que entram em contacto com os geossintéticos, os que apresentam maiores dimensões, normalmente, induzem maior grau de danificação sobre os

materiais. De modo inverso, a utilização de solos bem graduados, isto é, com uma granulometria extensa, provoca um menor grau de DDI do que no caso de se utilizarem solos mais uniformes, formados por partículas de dimensões pouco variadas. No que diz respeito à dureza dos materiais granulares e à superfície das partículas, é bastante fácil concluir acerca do maior grau de danificação que os materiais mais duros e mais angulosos podem induzir, quando comparados com os que possuem as características contrárias.

Em relação à influência das condições de instalação no nível de DDI pode-se dizer que há fatores importantes como o peso dos equipamentos e a espessura das camadas de material granular de aterro. Note-se que a utilização de equipamentos pesados para a compactação de camadas pouco espessas de materiais granulares é a situação que produz maior grau de danificação.

Face ao exposto nestes três aspetos, o estudo da DDI sobre os materiais geossintéticos reveste-se da maior importância, uma vez que os seus efeitos podem comprometer o correto funcionamento das estruturas. Como se referiu anteriormente, esta situação pode ser resolvida com o recurso a materiais mais robustos do que o necessário. No entanto, a melhor abordagem passa por estudar, em situações reais e laboratoriais, os efeitos da DDI. Nesse sentido, há autores que recorrem à exumação de amostras danificadas em situações reais de compactação de aterros. Por outro lado, pode-se recorrer a procedimentos normalizados de danificação que permitem simular, em laboratório, as condições de instalação em obra dos materiais geossintéticos. No ponto seguinte faz-se uma abordagem das metodologias de avaliação dos efeitos da danificação durante a instalação dos geossintético.

3.4.5 Avaliação da danificação durante a instalação

3.4.5.1 Considerações iniciais

É ainda vulgar recorrer à indução dos efeitos dos procedimentos de instalação em geossintéticos, para avaliar quais as suas consequências nas propriedades funcionais destes materiais. Assim, diversos autores têm procurado avaliar as alterações nessas propriedades recorrendo a:

- exumação de amostras de geossintéticos que tenham sido submetidas a condições de instalação;
- modelação ou simulação em laboratório das condições de instalação.

Como se referiu, as consequências da DDI têm significado distinto, dependendo da aplicação de geossintéticos em causa. A avaliação dos efeitos da DDI dos geossintéticos é tratada de maneira diferente conforme a função que estes materiais vão desempenhar.

Assim, quando os geossintéticos exercem as funções de separação e/ou filtragem, a redução de resistência à tração devido à danificação é muito menos importante do que as perfurações e rasgos, dado que estes podem alterar a dimensão característica das aberturas do geossintético, uma das propriedades fundamentais para as aplicações em causa.

Na aplicação de barreira de fluidos, é comum recorrer a geomembranas e a geocompósitos bentoníticos. As geomembranas, geralmente têm espessura reduzida, pequenas incisões, mesmo que não atravessem o material em toda a sua espessura, podem dar origem a concentração de tensões e à fragilização dessas zonas. Sob a ação das cargas de serviço, as danificações aparentemente insignificantes podem conduzir à formação de grandes aberturas e perfurações que comprometem o desempenho do geossintético.

Quando os geotêxteis são utilizados como filtros sob “rip-rap” ou sob blocos de betão utilizados em revestimentos ou outros sistemas de controlo de erosão. O material vertido sobre o geotêxtil tem dimensões muito maiores do que os materiais de aterro tradicionais e associados a outras aplicações de geossintéticos. Por esta razão, ao considerar o efeito da danificação mecânica associada à instalação em obra, é necessário ter cuidados adequados ao tipo de aplicação em causa.

Segundo Christopher e Elias (1998), no reforço de solos com geossintéticos, estes são colocados entre camadas de material de aterro grosseiro, pelo que as condições de instalação são mais severas do que na maioria das aplicações de geossintéticos, tais como, separação na base de estradas, filtros em sistemas de drenagem e sistemas de impermeabilização em aterros de resíduos.

A avaliação dos efeitos da DDI para as aplicações atrás referidas, assim como especificações e recomendações a usar no dimensionamento dos geossintéticos estão documentadas, em português, por Paula (2003), Pinho-Lopes (2004) e Pinho-Lopes e Lopes (2010). Aqui dar-se-á especial importância à avaliação da danificação durante a instalação em geossintéticos com função de reforço.

3.4.5.2 Aplicações de reforço

A danificação durante a instalação dos geossintéticos pode conduzir a uma significativa perda de resistência à tração destes materiais. Esta danificação é independente do tempo, uma vez que ocorre durante as operações de colocação e compactação do material de aterro e das operações de manuseamento e instalação dos geossintéticos.

Para as aplicações de reforço, na avaliação da danificação durante a instalação de geossintéticos é comum recorrer a vários métodos:

- realização de ensaios de campo de danificação durante a instalação de geossintéticos e posterior exumação de amostras;
- exumação de amostras de geossintéticos sujeitos a determinadas condições de construção conhecidas;
- estudos laboratoriais em modelos sob condições semelhantes às do local de construção;
- estudos laboratoriais normalizados.

Dada a importância das consequências, em termos de propriedades mecânicas dos geossintéticos em aplicações de reforço de solo, não é comum recorrer a especificações, sendo recomendada a avaliação da DDI e dos seus efeitos caso a caso e com base na informação recolhida através das diferentes metodologias referidas é possível construir bases de dados, que podem ser úteis para o dimensionamento.

De seguida referir-se-á os estudos mais relevantes e recentes encontrados na bibliografia.

- Ensaios de campo

Os ensaios de campo de danificação durante a instalação e posterior avaliação da redução das propriedades mecânicas dos geossintéticos foi já tema de estudo de vários autores: Bush (1988), Watts e Brady (1990), Troost e Ploeg (1990), Rainey e Barksdale (1993), Sandri et al. (1993), Hsieh e Wu (2001), Pinho-Lopes (2004), Müller-Rochholz e Mannsbart (2004) e Hufenus et al. (2005).

Para a danificação em campo de amostras de geossintéticos ainda não há procedimentos normalizados. Em geral, procede-se à execução de aterros experimentais seguindo os procedimentos de construção adequados, os provetes assim danificados são removidos

cuidadosamente para não induzir danificação adicional, posteriormente são ensaiados em laboratório para se avaliar a redução das suas características mecânicas de referência.

Os vários estudos mostram que o grau de danificação nos geossintéticos depende: do tipo de geossintético; da granulometria e angulosidade do material de aterro; da espessura das camadas de aterro; dos pesos e tipos de equipamentos de espalhamento e de compactação do material de aterro.

Watts e Brady (1990) desenvolveram um procedimento simples com reprodutibilidade suficiente para simular da DDI em campo. Os autores mostraram que a resistência à tração e a extensão na rotura se reduziram substancialmente após a DDI, mas a rigidez à tração (módulo de Young) não foi em grande parte afetada. Troost e Ploeg (1990) constataram também que a forma da curva de força de tração *versus* extensão permanece quase idêntica após DDI. Rainey e Barksdale (1993) mostraram que o equipamento de compactação não tem um grande impacto na danificação induzida quando o material de aterro em contacto com o geossintético é areia ou silte. Usar equipamentos de compactação leve em camadas finas de cascalho tinha o mesmo efeito que compactadores pesados em camadas espessas. De acordo com Allen e Bathurst (1996) na maioria dos casos os danos induzidos durante a DDI nos geossintéticos têm um efeito insignificante a longo prazo para as tensões de serviço a que estão sujeitos.

Aparentemente, os parâmetros mais determinantes na danificação dos geossintéticos são o diâmetro médio das partículas de aterro (D_{50}) e a espessura do geossintético. Com efeito, segundo Christopher e Elias (1998), os geotêxteis mais finos estão mais sujeitos à danificação durante a instalação e esta diminui substancialmente com o aumento da massa por unidade de área do geotêxtil. Assim, segundo os mesmos autores, 270 g/m^2 deve ser considerado o valor mínimo deste parâmetro para que os geotêxteis sobrevivam à danificação durante a instalação.

No caso de o geossintético ser uma geogrelha, os ensaios de campo têm mostrado que a danificação durante a instalação depende: do polímero constituinte e do processo de fabrico das geogrelhas; das espessuras da geogrelha e da camada de aterro; da distribuição e do tamanho das partículas de aterro; dos pesos e tipos de equipamentos de espalhamento e de compactação do material de aterro.

O Quadro 3.6 resume alguns dos ensaios de campo de indução da danificação realizados e os valores dos coeficientes de redução devido à DDI para geogrelhas flexíveis estudadas, Huang (2006). O coeficiente de redução CR_{DDI} , é determinado da mesma maneira que apresentado atrás, ver Equação (3.8).

Do quadro é possível observar que os valores do coeficiente de redução (CR_{DDI}) obtidos, para as diferentes condições, variam entre 0,95 e 2,01. O efeito do tamanho das partículas de solo, para energias de compactação similares pode ser observado. Há um aumento do coeficiente de redução (CR_{DDI}) com o aumento do tamanho médio das partículas (D_{50}) dos agregados. Com base na informação apresentada no quadro, torna-se extremamente difícil avaliar o efeito da energia de compactação (pressão dos equipamentos compactadores, espessura das camadas a compactar e número de passagens) na danificação induzida às geogrelhas.

Com efeito, Bush (1988), Elias (1990) e Allen (1991) verificaram, em ensaios de campo, que a danificação durante a instalação das geogrelhas aumenta com a redução da espessura e da massa por unidade de área destes materiais e que essa danificação aumenta logaritmicamente com o aumento do diâmetro médio (D_{50}) do material de aterro ($D_{50} > 25\text{mm}$, implica maior grau de danificação).

Quadro 3.6 - Resultados de vários ensaios de campo de indução da DDI e coeficientes de redução da DDI para geogrelhas em PET, adaptado de Huang (2006).

Referência	Ensaio de campo de danificação durante a instalação			Geogrelhas		
	Tipo de Solo	Compactação		Tipo	Resistência à tração (kN/m)	CR _{DDI}
		Equipamento	Nº Passagens			
Troost e Ploeg (1990)	SW (areia bem graduada) D _{máx} =2mm D ₅₀ =0,7mm	Placa vibratória	6	200		1,02-1,09
	GS (Cascalho e areia) granulometria aberta D _{máx} =100mm D ₅₀ =0,3mm	rastos lisos duplos vibratórios (22k/m)	6	200	Fios de PET + PVC revestido	35, 55, 80 1,02-1,15
	GP (Cascalho mal graduado) D _{máx} =200mm D ₅₀ =40mm		6	200		1,03-1,22
Rainey e Barksdale (1993)	SG (areia e carcalho) D _{máx} =8mm D ₅₀ =0,8mm	Rolo vibratório leve		150		1,07-1,30
		Rolo vibratório pesado		250		1,16-1,22
	GP (Cascalho mal graduado) D _{máx} =50mm D ₅₀ =30mm	Rolo vibratório leve	4	150	Fios de PET + PVC revestido	94,7;68,3;1 1,26-1,54
		Rolo vibratório pesado		250		96,9 1,65-1,85
	SM (Areia siltosa) D _{máx} =20mm D ₅₀ =0,2mm	Rolo vibratório leve		150		0,95-1,14
	Rolo vibratório pesado		250		1,02-1,14	
Sandri et al (1993)	GP (Cascalho mal graduado) D _{máx} =75mm D ₅₀ =3,5mm	pés de carneiro (100kN), rastos lisos	2	230	Fios de PET + acrílico revestido	29,2; 52,5; 93,4; 124,0 1,05-1,18
Hsieh e Wu (2001)	GW (Cascalho bem graduado) D _{máx} =80mm D ₅₀ =30mm					1,14-1,74
	GC (Cascalho argiloso) D _{máx} =80mm D ₅₀ =7mm	vibratório rastos lisos (43kN/m)	6-8	150 e 300	Fios de PET + PVC revestido	60; 100; 150; 200 1,05-1,19
	GP-GM (Cascalho mal graduado com silte) D _{máx} =50mm D ₅₀ =11mm					1,13-1,52
Pinho-Lopes (2004)	Solo tipo "tout-venant" D ₅₀ =11,78mm			200	Fios de PET tecida	55; 60 1,81
	Solo residual do granito D ₅₀ =0,38mm					1,13-1,34
Müller-Rochholz e Mannsbart (2004)	Quatro tipos de agregado, incluindo calcário (D _{máx} =100mm) e cascalho do rio (D _{máx} =65mm)	Rolo compactador (65kN)	-	300-500	Malha de fios em PET	30, 50, 120 1,07-2,01 ^(a)
Hufenus et al (2005)	Areia bem graduada (0-4mm) D ₅₀ =0,35mm					1,05-1,10
	Cascalho arredondado bem graduado (0-60mm) D ₅₀ =3mm	Rolo vibratório (10kN)	-	230	Malha de fios em PET + PVC revestido	38, 52, 160 1,02-1,32
	Cascalho achatado bem graduado (0-20mm) D ₅₀ =6mm					1,05-1,56

^(a) - média para os quatro tipo de solos

Com base nos resultados da literatura de ensaios de danificação para uma vasta gama de geossintéticos com função de reforço a “Federal Highway Administration” (FHWA) propõem fatores de redução devido à DDI de acordo com o Quadro 3.7. Estes fatores foram confirmados por ensaios de DDI de campo realizados por Richardson (1998), que mostrou que a danificação durante a instalação pode ser minimizada usando um mínimo para a espessura da camada de aterro sobre o geossintético de 250mm e limitando o tamanho máximo das partículas de solo a 25% da espessura da camada.

Quadro 3.7 - Coeficientes de redução para atender à danificação durante a instalação recomendados pela FHWA, adaptado de Elias (2001).

Tipo de geossintético	CR _{DDI}	
	Material de aterro tipo I	Material de aterro tipo II
	D _{máx} =102mm D ₅₀ ≈30mm	D _{máx} =20mm D ₅₀ ≈0,7mm
Geogrelha biaxial em PP	1,20-1,45	1,10-1,20
Geogrelha uniaxial PEAD	1,20-1,45	1,10-1,20
Geotêxtil tecido em PP (tiras)	1,60-3,00	1,10-2,00
Geogrelha em PVC revestido com PET	1,30-1,85	1,10-1,30
Geogrelha em acrílico revestido com PET	1,30-2,05	1,20-1,40
Geotêxtil tecido (PP e PET)	1,40-2,20	1,10-1,40
Geotêxtil não tecido (PP e PET)	1,40-2,20	1,10-1,40

Além disso, os resultados dos ensaios de campo de Sprague et al. (1999) apontam favoravelmente para os valores recomendados no Quadro 3.7. Os resultados mostraram também que a massa por unidade de área, que é muitas vezes usada para relacionar diretamente com o nível de danificação induzido, não é sempre o fator mais importante. O revestimento do geossintético e a tensão aplicada podem desempenhar também um papel crucial na resistência do geossintético.

Cancelli e Montanelli (2000) observaram uma maior perda de resistência à tração nas geogrelhas tecidas do que nas geogrelhas extrudidas, devido, provavelmente, à maior suscetibilidade dos filamentos da geogrelha tecida aos danos provocados pelo material granular angular.

Como já referido, Pinho-Lopes (2004) realizou variados ensaios de indução da danificação (quer de campo e quer de simulação laboratorial) e posterior caracterização dessa danificação no comportamento mecânico a curto e a longo prazo e na interação solo-geossintéticos. As principais conclusões retiradas já foram mencionadas em 3.4.3.

O trabalho de Hufenus et al. (2005), também já referido em 3.4.3, permitiu obter os fatores de redução para a DDI de geossintéticos, ver Quadro 3.8 e Quadro 3.9. Se o número de passagens do equipamento de compactação for superior 8 então os autores recomendam que os valores dos quadros sejam multiplicados por um fator de 1,19. Os valores são baseados em dados representativos de diferentes estudos e, portanto, são válidos para a maioria das situações.

Na Figura 3.41 já foi ilustrada uma comparação dos fatores de redução obtidos por estes autores e os valores dos coeficientes de redução indicados pela “Federal Highway Administration” FHWA. Os valores propostos mostram uma certa correlação com os valores recomendados pela FHWA. As geogrelhas e os geotêxteis tecidos (mono/multifilamento) são um pouco mais resistentes à DDI do que os geotêxteis não tecidos e tecidos tipo fita.

Quadro 3.8 - Fatores de redução da DDI para compactação padrão (3 a 8 passagens) e pressão sobre o solo $\leq 55\text{kPa}$, adaptado de Hufenus et al. (2005).

CR_{DDI}	Solo granular fino (argila, silte e areia)	Solo granular grosso- arredondado (<150mm)	Solo granular grosso- angular (<150mm)
Geogrelha biaxial	1,0-1,2	1,0-1,3	1,1-1,5
Geogrelha uniaxial	1,0-1,2	1,0-1,3	1,1-1,5
"Flat rib Grid"	1,0-1,2	1,0-1,3	1,1-1,5
Geotêxtil tecido (fita)	1,1-1,6	1,2-1,7	1,2-1,9
Geogrelha revestida	1,1-1,4	1,1-1,5	1,2-1,8
Geotêxtil tecido (malha)	1,3-2,0	1,3-2,1	1,4-2,4
Geotêxtil não tecido reforçado	1,2-,19	1,3-2,0	1,3-2,2
Geotêxtil não tecido (agulhado)	1,1-1,5	1,1-1,5	1,2-1,8
Geotêxtil não tecido (termo soldado)	1,1-1,6	1,2-1,7	1,2-,19

Quadro 3.9 - Fatores de redução da DDI para compactação padrão (3 a 8 passagens) e pressão sobre o solo $> 55\text{kPa}$, adaptado de Hufenus et al. (2005).

CR_{DDI}	Solo granular fino (argila, silte e areia)	Solo granular grosso- arredondado (<150mm)	Solo granular grosso- angular (<150mm)
Geogrelha biaxial	1,1-1,4	1,1-1,5	1,2-1,8
Geogrelha uniaxial	1,1-1,4	1,1-1,5	1,2-1,8
"Flat rib Grid"	1,1-1,4	1,1-1,5	1,2-1,8
Geotêxtil tecido (fita)	1,2-1,9	1,3-2,0	1,3-2,2
Geogrelha revestida	1,2-1,7	1,2-1,8	1,3-2,1
Geotêxtil tecido (malha)	1,4-2,3	1,4-2,4	1,5-2,7
Geotêxtil não tecido reforçado	1,3-2,2	1,4-2,3	1,4-2,5
Geotêxtil não tecido (agulhado)	1,2-1,7	1,2-1,8	1,3-2,1
Geotêxtil não tecido (termo soldado)	1,2-,19	1,3-2,0	1,3-2,2

- Ensaios laboratoriais

A utilização de ensaios de campo ou da exumação de amostras após a sua instalação aproxima-se bastante das condições reais de danificação dos geossintéticos, no entanto, é muito dispendiosa. Por essa razão, a situação ideal é recorrer a um ensaio laboratorial que permita uma medição simples e mais direta dos efeitos dos procedimentos de instalação em obra destes materiais, Greenwood (1998).

Os ensaios de laboratório devem: simular as passagens dos equipamentos sobre o solo sobrejacente ao geossintético; permitir elevadas deformações relativas solo/geossintético; cargas pontuais elevadas com frequências baixas realistas; simular as ações de compactação do solo, isto é, frequências altas e deformações relativas pequenas nas áreas de carga, Bräu (1998).

De entre os ensaios laboratoriais existentes destaca-se: o de queda de blocos e material rochoso desenvolvido, em conjunto, pela Federal Waterways Engineering (FWA) e pelo Instituto de Investigação (BAW), posteriormente modificado pela Technische Universität München (TUM); o de queda da pirâmide, desenvolvido pela Comissão Europeia de Normalização CEN/TC 189 "Geotextiles and geotextile-related products"; o de carregamento dinâmico, desenvolvido por Bräu (1990); e o de danificação durante a instalação, desenvolvido pelo CEN/TC 189. De referir mais uma vez, estes ensaios já estão documentados, em português, por Paula (2003), Pinho-Lopes (2004) e Pinho-Lopes e Lopes (2010).

O atual ensaio Europeu de danificação durante a instalação de geossintéticos procura simular, fundamentalmente, a solicitação de tráfego e de compactação do sistema solo-geossintético. Este ensaio foi desenvolvido pela Comissão Europeia de Normalização CEN/TC 189 "Geotextiles and geotextile-related products" em colaboração com a Comissão técnica ISO/TC 38 "Textiles". Os procedimentos e condições de ensaio estão transcritos na EN ISO 10722 (2007) (Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material). Na Figura 3.44 está uma representação esquemática da caixa de danificação.

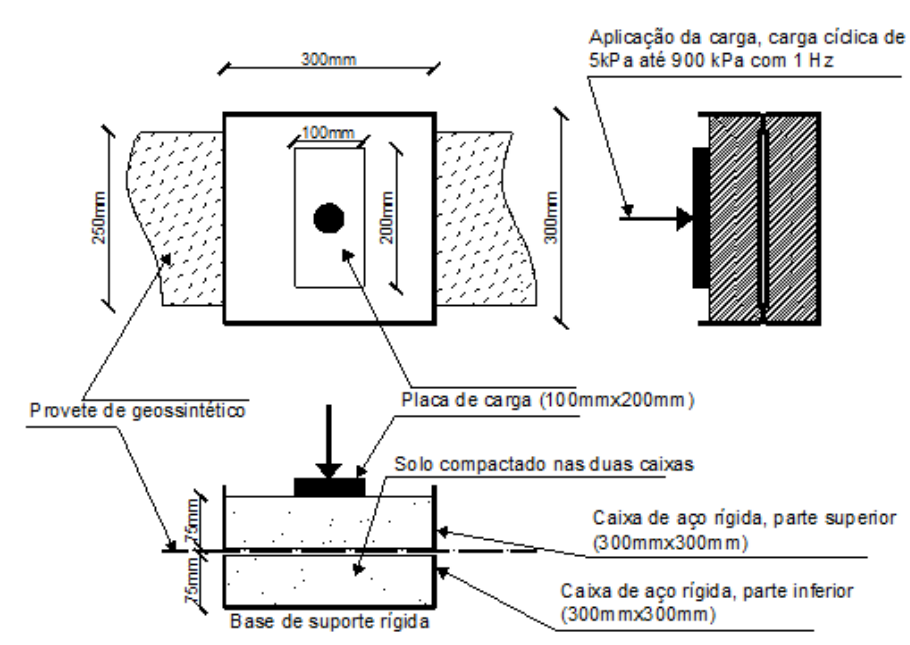


Figura 3.44 - Representação esquemática da caixa de danificação segundo a norma EN ISO 10722 (2007).

De forma resumida, o procedimento de ensaio consiste em colocar um provete de geossintético entre duas camadas de um agregado sintético; o conjunto é submetido a uma carga dinâmica, 200 ciclos com frequência de 1Hz e pressão variando entre 5 e 500kPa. A quantificação da danificação mecânica induzida nos geossintéticos ensaiados é feita através de observação visual (procedimento facultativo) e de ensaios de caracterização de propriedades mecânicas ou hidráulicas.

Ensaio laboratoriais de danificação durante a instalação segundo a norma EN ISO 10722 (2007) têm sido alvo de estudo por vários autores: Khay (1998), Paula (2003), Lopes et al. (2003), Paula et al. (2004), Pinho-Lopes (2004), Hufenus et al. (2005), Huang (2006), Huang e Wang (2007) e outros.

Khay (1998) relata resultados de estudos paramétricos, realizados para avaliar a influência do tipo de geossintético, da pressão máxima aplicada e do número de ciclos considerados. A propósito dos resultados, o autor afirma que as condições de ensaio são relativamente severas, já que os resultados de ensaios de campo indicam níveis de danificação mais reduzidos.

Em face destes e de outros resultados, o CEN/TC189 tem feito algumas correções à norma. De facto, atualmente, muitos autores questionam a pressão máxima a aplicar e outros questionam a utilização de um agregado sintético. Estas condições de ensaio foram estudadas na FEUP, tendo sido publicadas por Paula (2003) e Lopes et al. (2003). Na Figura 3.45 está ilustrado uma vista geral do equipamento desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da FEUP.

Paula (2003) realizou uma série de ensaios de danificação durante a instalação segundo os procedimentos descritos na norma, à exceção do referente ao tipo de material granular confinante

dos geossintéticos, visando a avaliação da influência na danificação da estrutura dos geossintéticos e do tipo de material granular e a comparação dos resultados obtidos com resultados de campo e de laboratório, neste último caso, utilizando o agregado sintético (corundum). Das conclusões mais relevantes do trabalho o autor concluiu que para os geossintéticos considerados não se verificou convergência em relação ao material granular confinante a utilizar nos ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos

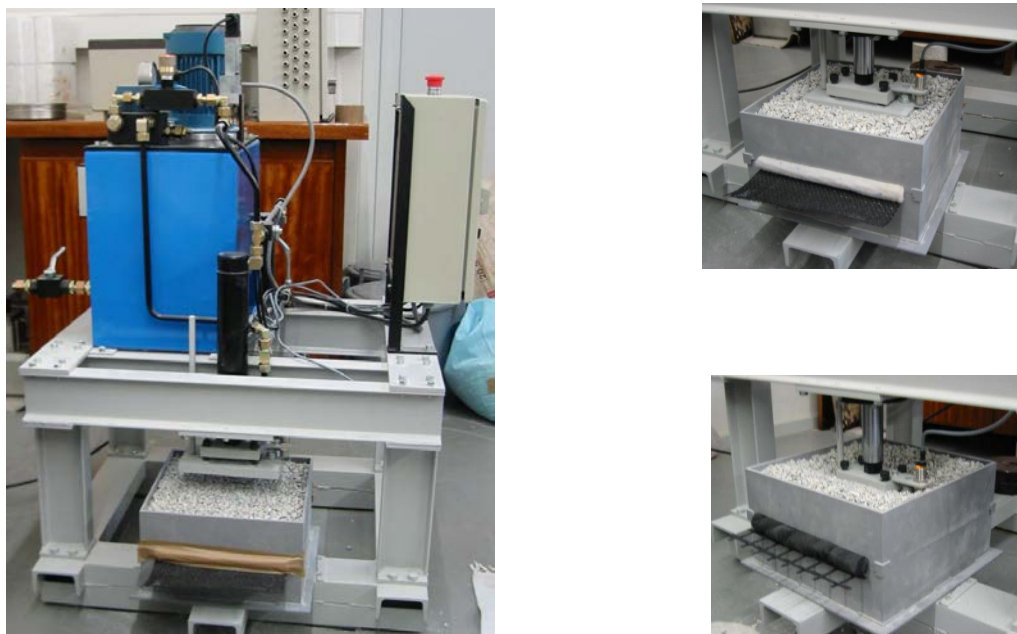


Figura 3.45 - Vista geral do equipamento de simulação da danificação em laboratório da FEUP.

Paula et al. (2004) refere que a angulosidade do agregado do ensaio laboratorial é mais adequada para avaliar a agressividade da danificação induzida às geogrelhas do que o coeficiente de desgaste Los Angeles.

No trabalho apresentado por Hufenus et al. (2005), parte dos geossintéticos estudados foram submetidos à simulação da danificação em laboratório segundo a EN ISO 10722 (2007) com objetivo de correlacionar com a danificação induzida em campo. No entanto, o autor usou uma frequência de 0,5Hz em vez de 1Hz como referido na norma. Para além do agregado sintético (corundum) foram usados também os mesmos solos que usados em campo (areia, gravalha arredondada e cascalho), e pressões de 450kPa e 900kPa.

Os resultados obtidos mostraram uma correlação razoável entre os dois métodos de indução da danificação. A melhor correlação foi obtida quando em laboratório foi usado um carregamento cíclico com amplitude máxima de 450kPa e cascalho (0-22mm, GP-GM segundo a classificação unificada), ver Figura 3.46.

Huang (2006) realizou uma série de ensaios laboratoriais de danificação para avaliar o efeito da intensidade da pressão aplicada, do tamanho das partículas do agregado e da frequência usada na danificação induzida numa geogrelha flexível em PET revestida a PVC com resistência à tração, valor nominal, de 150kN/m. Os resultados foram também comparados com os resultados de ensaios de campo reportados na literatura. Na Figura 3.47 está representada a influência do diâmetro

médio das partículas do agregado e da pressão aplicada e frequência dos ciclos na redução da resistência à tração da geogrelha.

De um modo geral, a intensidade da carga aplicada e o tamanho das partículas do agregado têm maior efeito na danificação induzida na geogrelha. Tamanhos pequenos das partículas do agregado, tal como o especificado na norma EN ISO 10722 (2007), podem gerar valores não conservativos quando no campo são usados solos de dimensão elevada. Quanto à intensidade da carga, que varia entre 400 e 900kPa, induz danificação semelhante na geogrelha, em termos de perda de resistência à tração, quando comparada com os ensaios de campo de DDI. A variação da frequência dos ciclos de carga, entre 0,1 e 3,0 Hz, não introduz nenhuma diferença mensurável na danificação da geogrelha. O uso de ciclos de carga (N) superiora a 200 não induz maior danificação quando comparada com a danificação induzida usando N=200.

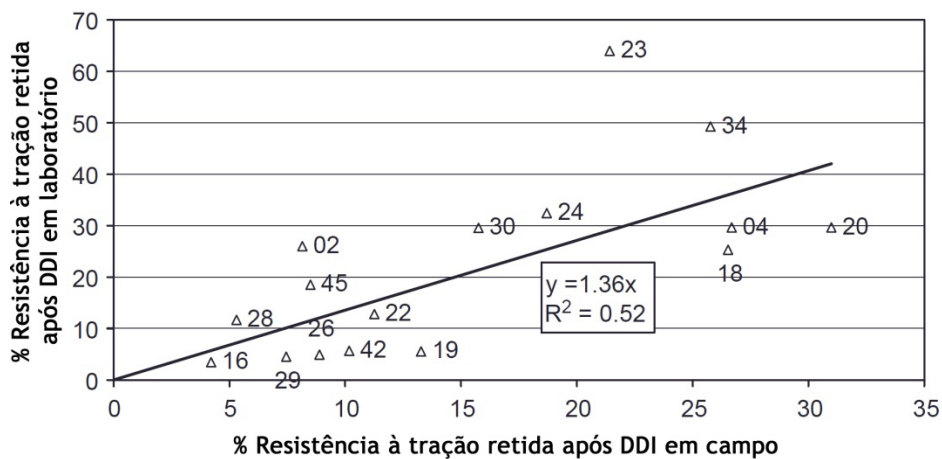


Figura 3.46 - Comparação ente os ensaios de campo e simulação laboratorial da DDI, adaptado de Hufenus et al. (2005).

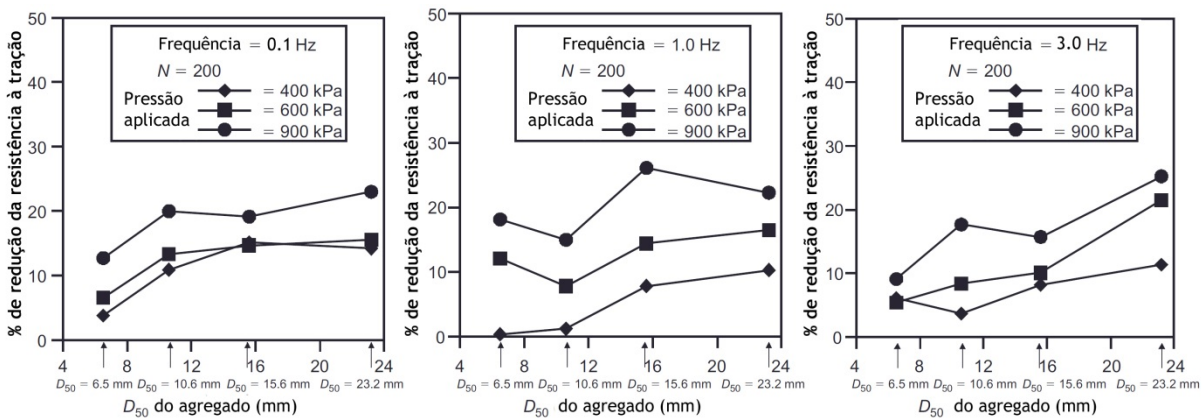


Figura 3.47 - % de redução da resistência à tração em função diâmetro médio das partículas do agregado (D_{50}), da pressão aplicada e da frequência dos ciclos de carga, adaptado de Huang (2006).

3.4.6 Nota final

Como se viu, a danificação durante a instalação em obra de geossintéticos pode induzir alterações significativas nas propriedades destes materiais, nomeadamente, nas suas características mecânicas. Por esta razão, no dimensionamento destes materiais é essencial considerar os efeitos deste agente de degradação, em particular, através de coeficientes de redução. No Capítulo 8 são apresentados valores para estes coeficientes.

3.5 GEOSINTÉTICOS EM APLICAÇÕES DE REFORÇO - GARANTIA DA DURABILIDADE

3.5.1 Considerações iniciais

Para o dimensionamento de geossintéticos em aplicações de reforço de solos, com base nos estados limites, é necessário determinar a extensão e a resistência de longo prazo destes materiais. A resistência de longo prazo de um geossintético é a carga que, aplicada durante o tempo de vida útil da estrutura continuamente ao geossintético, se prevê conduzir à rotura deste no fim (e só no fim) desse tempo ou que, produz a extensão máxima admissível durante todo o tempo de vida útil que pode variar entre 50 e 100 anos.

A grandeza base para definir a resistência de longo prazo de um geossintético é o valor característico da sua resistência à tração (R_k). Este valor corresponde ao limite de confiança inferior a 95% para a resistência à tração do geossintético e é aproximadamente igual ao valor médio da resistência à tração subtraído de duas vezes o desvio padrão.

A maioria dos métodos/códigos Europeus e não Europeus de dimensionamento de sistemas de solo reforçado com geossintéticos recorre à aplicação de coeficientes redução, que representam os vários agentes e mecanismos de degradação, a aplicar ao valor característico da resistência à tração para obter a resistência de longo prazo de um geossintético.

O número dos coeficientes de redução a aplicar pode variar, bem como os agentes e mecanismos de degradação que representam.

3.5.2 Coeficientes de redução

De acordo com Bräu et al. (2010), nas recomendações alemãs para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado, EBGeo, o valor de cálculo da resistência de longo prazo ($R_{i,d}$) dos geossintéticos é determinado pela seguinte equação:

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5} \cdot \frac{1}{\gamma_M} \quad (3.9)$$

Em que $R_{i,k0}$ é o valor de curto prazo da resistência do reforço por unidade de largura, A_1 é o coeficiente de redução para a fluência e rotura em fluência, A_2 representa o efeito da DDI, A_3 é o coeficiente de redução para contabilizar os efeitos das sobreposições ou ligações entre panos de geossintético, A_4 refere-se aos agentes ambientais e A_5 é o coeficiente de redução para influências dinâmicas. γ_M é o coeficiente de segurança parcial do geossintético.

O coeficiente de segurança parcial do geossintético, γ_M , está atualmente fixado em três valores conforme o caso de carga: cargas permanentes $\gamma_M=1,4$; cargas temporárias $\gamma_M=1,3$; e cargas extraordinárias $\gamma_M=1,2$.

Segundo as recomendações alemãs para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado, EBGeo, os fatores de redução devem ser determinados por ensaios laboratoriais e/ou de campo, em caso contrário usar os valores mínimos representados no Quadro 3.10. Os valores dos fatores de redução obtidos em ensaios são normalmente muito menores do que os valores indicados no quadro.

A norma ISO/TR 20432 (2007) - Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement, introduz quatro fatores de redução em conjunto com um fator de segurança, tal como exposto na Equação (3.10).

Quadro 3.10 - Coeficientes de redução sem investigação especial, adaptado EBGeo (2010).

A1	Fluência e rotura em fluência para estruturas permanentes	PP/PE	6,0
		PES/PA	3,5
A2	Danificação durante a instalação, compactação	Material granular grosso arredondado/misto	2,0
		Material granular fino arredondado	1,5
A4	Agentes ambientais (estruturas permanentes com tempo de vida útil < 100 anos)	DIN EN 13249 ff anexo B4 somente novos polímeros ensaiar para 25 anos	
		PES/PVA	2,0
		AR/PP/PE	3,3

$$T_D = \frac{T_{cart}}{RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s} \quad (3.10)$$

Em que: T_D é o valor de projeto da resistência a longo prazo; T_{cart} é o valor característico da resistência a curto prazo; RF_{CR} o fator de redução para a fluência e rotura em fluência; RF_{ID} o fator de redução para a danificação durante a instalação; RF_W fator de redução para os agentes ambientais; RF_{CH} é o fator de redução para a degradação química e biológica; e f_s é o coeficiente de segurança a usar para o material.

O fator de redução RF_{ID} é expresso como a razão entre a resistência à tração do geossintético antes e após os ensaios de simulação da DDI. RF_W é avaliado de acordo com a norma NP EN 12224 (2007), com base na resistência retida após o ensaio, o valor do fator de redução apropriado pode ser selecionado a partir dos valores recomendados fornecidos pela norma. O fator de redução RF_{CH} é determinado por ensaios de envelhecimento, os métodos de ensaios descritos em 3.2.4 podem ser utilizados aqui. RF_{CR} é baseado em ensaios de rotura em fluência, referido em 3.3.3.

O fator de segurança, f_s ou γ_M , representa a incerteza na extrapolação da resistência do geossintético para o fim da vida útil. Este fator de segurança, não é o fator de segurança global usado no projeto de engenharia geotécnica convencional, pois não considera as incertezas relacionadas com a estrutura reforçada de solo e do cálculo das forças resultantes das ações atuantes.

3.5.3 Nota final

De acordo com o referido, para determinar a resistência de longo prazo dos geossintéticos é necessário avaliar o efeito dos agentes e mecanismos de degradação relevantes, seguindo as metodologias e normas apropriadas para o efeito. Para que a definição dos coeficientes de redução seja fiável é determinante que nos ensaios, em particular nos ensaios de fluência e rotura em fluência, as cargas aplicadas, as temperaturas e os tempos tenham correspondência com os valores de serviço e que os ensaios de danificação durante a instalação (de campo ou laboratorial) tenham correspondência com a danificação real a que os geossintéticos vão estar sujeitos.

Para as aplicações dos geossintéticos onde não é exigida a função de reforço o CEN/TC189 - WG5 (durabilidade) desenvolveu o Guia de Durabilidade de Geossintéticos (documento CR ISO 13434 "Guide to Durability of Geotextiles and Geotextile-Related Products"). Neste guia estão indicados os

ensaios e os procedimentos e condições a verificar para que um nível de durabilidade mínimo dos geossintéticos seja assegurado.

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados as principais questões relativas à durabilidade dos geossintéticos. Do que foi apresentado pode referir-se que muito trabalho já foi realizado e muito ainda há a realizar no âmbito da durabilidade dos geossintéticos.

Nos últimos 15 anos tem-se feito um esforço significativo para compreender os diferentes mecanismos de degradação que afetam os geossintéticos. Para avaliar a qualidade de longo prazo dos geossintéticos, foram desenvolvidos e testados ensaios de laboratório. Também algumas especificações genéricas foram estabelecidas a nível Nacional, Europeu e Internacional para garantir padrões de qualidade e atender aos critérios de durabilidade. Têm sido realizados ensaios de campo de degradação dos geossintéticos para avaliar o comportamento destes materiais sob condições reais e também para validar os ensaios laboratoriais de degradação que permitam, de forma adequada, representar a degradação dos materiais ao longo da sua vida útil.

Para determinar a resistência a longo prazo dos geossintéticos é necessário contabilizar o efeito dos diversos agentes e mecanismos de degradação relevantes para a aplicação em causa. Para tal, é comum afetar a resistência a curto prazo dos geossintéticos de coeficientes de redução representativos desses agentes e mecanismos.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUÇÃO

Tal como se referiu a danificação durante a instalação de geossintéticos resulta essencialmente das operações de colocação do material de aterro adjacente aos geossintéticos e das operações de manuseamento destes, podendo resultar em defeitos locais e/ou em alterações das propriedades mecânicas dos geossintéticos. Assim, torna-se fundamental avaliar os efeitos da danificação de instalação nestas características dos geossintéticos.

Este trabalho é uma continuação do trabalho iniciado por Pinho-Lopes (2004). Ao longo do trabalho de Pinho-Lopes (2004), foi promovida uma campanha de ensaios de campo para indução da danificação de geossintéticos durante as operações de instalação destes materiais em obra, quer sob condições reais, através de ensaios de campo, quer em laboratório. Após a indução da danificação durante a instalação dos geossintéticos, estes foram submetidos a ensaios de caracterização para avaliar o efeito da danificação induzida em campo e em laboratório. Para fazer essa caracterização da forma mais exaustiva possível, a autora recorreu a diferentes metodologias:

- avaliação visual da danificação de instalação: a olho nu e através de microscopia eletrónica de varrimento;
- ensaios de caracterização mecânica dos geossintéticos, tanto a curto como a longo prazo (ensaios de tração, ensaios de rotura em fluência);
- ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético (através de ensaios de arranque).

No trabalho desenvolvido por Pinho-Lopes (2004) não foi possível concluir parte dos ensaios de caracterização referidos para todas as condições e combinações de parâmetros consideradas. Assim, neste trabalho prosseguiu-se com a caracterização da danificação induzida em campo para os ensaios de caracterização já iniciados pela autora:

- ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético através de ensaios de arranque;
- ensaios de caracterização mecânica a longo prazo através de ensaios de rotura em fluência.

E realizaram-se novos ensaios de caracterização da danificação induzida nos geossintéticos:

- ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado;
- ensaios de caracterização mecânica de longo prazo através de ensaios de fluência.

Assim, neste capítulo, são apresentados os ensaios de campo de indução da danificação realizados por Pinho-Lopes (2004) nomeadamente, as condições de construção dos aterros provisórios e de exumação dos materiais. Posteriormente, são apresentados os geossintéticos incluídos no estudo e as metodologias para caracterizar o efeito da danificação induzida. Para cada uma das metodologias é feita a respetiva referência normativa, incluindo uma descrição dos procedimentos de ensaio, e são referidos os equipamentos utilizados. Apresentam-se ainda as principais grandezas que podem ser calculadas a partir dos resultados de cada um dos ensaios em causa.

4.2 ENSAIOS DE CAMPO DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

4.2.1 Considerações iniciais

Para induzir a danificação mecânica real aos geossintéticos, foram realizados ensaios de campo de DDI, como já referido, estes ensaios foram realizados por Pinho-Lopes (2004). Para tal, procedeu-se à instalação de geossintéticos em aterros provisórios com colocação e compactação de material de aterro junto aos geossintéticos e posterior exumação desses materiais. Nas secções seguintes é feita uma descrição das diferentes fases dos trabalhos.

Na construção dos aterros e posterior exumação das amostras foram seguidas as práticas construtivas adequadas de forma a minimizar os efeitos destes procedimentos.

4.2.2 Aterros experimentais

4.2.2.1 Geral

Os aterros experimentais (de carácter provisório) foram realizados em três obras rodoviárias distintas, ao abrigo de um protocolo entre o Instituto de Estradas de Portugal (IEP) e a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP):

- na obra do IC23, na ligação entre o Nó do Areeinho e a Avenida da República (janeiro de 2000);
- na obra do IC1, no Nó de Angeiras (maio de 2000);
- e na Obra do IC23, no Nó da Barrosa (agosto de 2001).

No relatório da ação referida, Lopes e Pinho Lopes (2001), os aterros experimentais construídos nas duas primeiras obras são descritos de forma detalhada.

No que se refere aos materiais de aterro utilizados, é importante notar que, dada a enorme variedade de solos naturais e de materiais que podem ser usados em obras com geossintéticos, se procurou usar materiais correntes em Portugal, em especial em obras rodoviárias. Assim, dado que se pretendia avaliar a influência do tipo de solo na danificação durante a instalação dos geossintéticos e do seu efeito no comportamento mecânico destes materiais, utilizaram-se dois tipos de materiais bastante distintos. No Quadro 4.1 são referidos o tipo de material utilizado em cada obra (aterro experimental) e a designação para referenciar esses materiais utilizados ao longo deste trabalho.

Quadro 4.1 - Aterros experimentais para a realização dos ensaios de DDI em campo.

Aterro	Tipo de material	Designação
IC23, na ligação entre o Nó do Areeinho e a Avenida da República	"tout venant"	Solo 1a
IC1, no Nó de Angeiras	residual do granito	Solo 2
IC23, no Nó da Barrosa	"tout venant"	Solo 1b

Os aterros foram executados considerando duas energias de compactação para cada geossintético confinado em cada um dos solos. Para facilidade de circulação dos equipamentos e facilidade no processo de compactação dos solos optou-se por separar os aterros correspondentes a energias de

compactação distintas. Assim, foram executados dois aterros distintos para cada solo utilizado, um para cada grau de compactação do solo em que o número de passagens do equipamento sobre o aterro foi adequado ao grau de compactação desejado.

4.2.2.2 Procedimentos utilizados na construção dos aterros experimentais

É importante salientar que na altura da execução dos aterros se pretendia apenas estudar a danificação induzida nos geossintéticos quando são seguidos procedimentos de instalação adequados e são tomadas as precauções apropriadas no seu manuseamento. Assim, os efeitos registados no comportamento mecânico dos geossintéticos dizem respeito apenas aos resultantes dos procedimentos da boa prática de instalação e, portanto, inevitáveis em qualquer obra em que materiais deste tipo sejam utilizados. Seguindo este princípio, os aterros provisórios foram executados de acordo com os procedimentos descritos de seguida. Para mais pormenores remete-se à leitura de Lopes e Pinho Lopes (2001) e Pinho-Lopes (2004).

- Fundação:

Em qualquer das obras, os aterros foram realizados sobre a plataforma da estrada, em que foi colocada uma camada de material idêntico ao que foi utilizado na construção do aterro.

- Sequência de colocação e compactação das camadas de material de aterro:

Cada pano de geossintético foi estendido sobre a camada de fundação do aterro, deixando livre entre os diferentes tipos de geossintéticos, uma zona com cerca de 1,0m de comprimento. Em seguida, o material de aterro foi vertido e espalhado sobre os geossintéticos numa camada com cerca de 200mm de altura, sendo em seguida nivelado e compactado utilizando equipamento de compactação considerado adequado.

Dado que se trata de aterros experimentais, em que a dimensão dos panos de geossintéticos é bastante reduzida, quando comparada com a dimensão normalmente utilizada em obra, foi necessário tomar precauções especiais para que estes não ficassem enrugados, fixando os materiais tal como se ilustra na Figura 4.1.



a)



b)



c)



d)

Figura 4.1 - Fixação dos geossintéticos sobre a camada de fundação dos aterros provisórios e colocação da 1ª camada do material de aterro, Pinho-Lopes (2004).

O material de aterro foi espalhado sobre o geossintético em duas camadas de 200mm de altura, niveladas e compactadas de forma a atingir o grau de compactação previamente definido. Por vezes foi necessário proceder à rega do material de aterro, de forma a conseguir atingir o grau de compactação pretendido. A sequência construtiva seguida para a execução dos aterros provisórios está ilustrada esquematicamente na Figura 4.2.

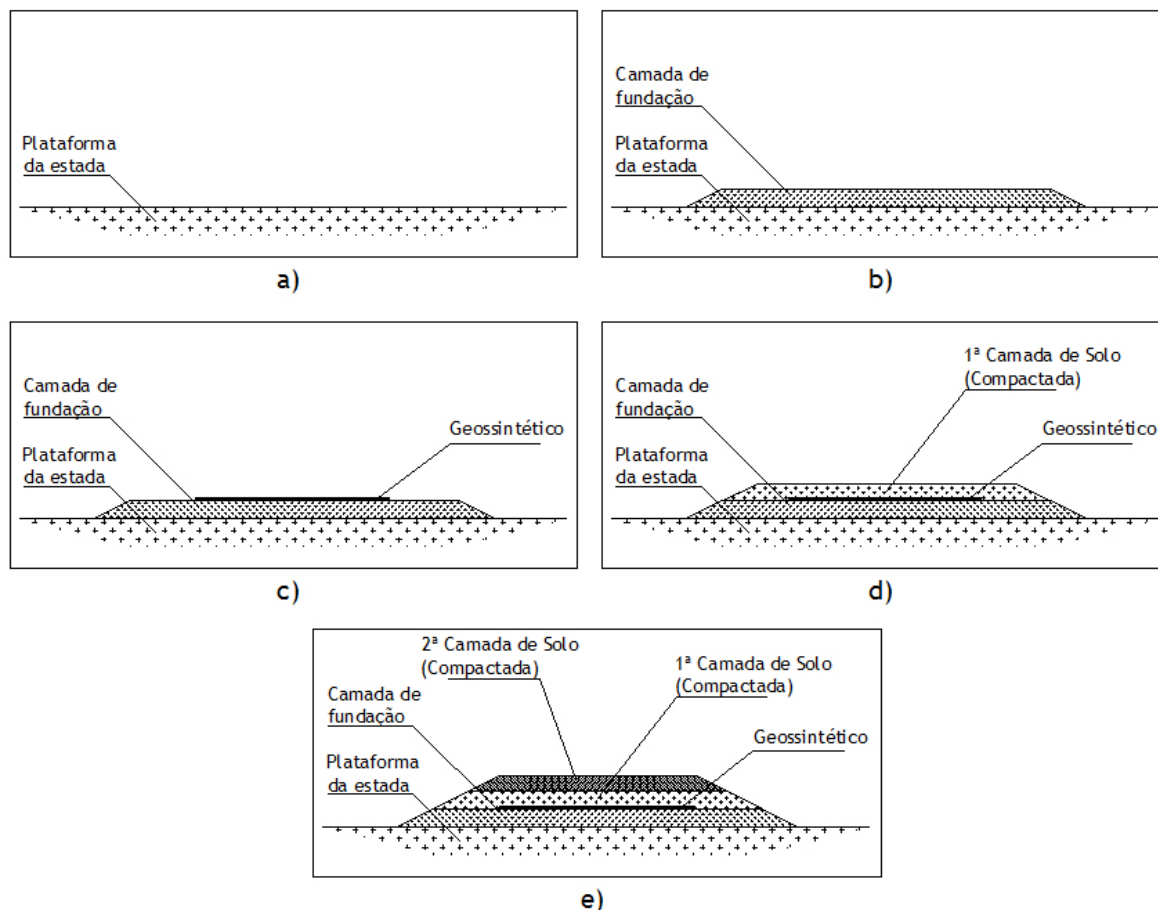


Figura 4.2 - Esquema com sequência de construção dos aterros provisórios, Pinho-Lopes (2004):
a) plataforma da estrada; b) colocação da camada de fundação; c) colocação dos panos de geossintético; d) colocação da 1ª camada de solo; e) colocação da 2ª camada de solo.

Note-se que sequência construtiva adotada foi utilizada na construção de todos os aterros provisórios, para que as condições de instalação fossem em tudo semelhantes. Esta sequência está também ilustrada na Figura 4.3.

- Equipamentos utilizados:

Para evitar a influência da utilização de equipamentos distintos, nas três obras procurou-se recorrer aos mesmos equipamentos. O equipamento utilizado para proceder ao espalhamento e nivelamento das camadas de material de aterro está ilustrado na Figura 4.4 a). No que diz respeito à compactação destas camadas, uma das operações que mais influência tem na DDI dos geossintéticos, utilizou-se o equipamento representado na Figura 4.4 b). As suas principais características deste equipamento estão indicadas no Quadro 4.2.

O controlo do grau de compactação desejado (90% ou 98% do proctor normal de cada um dos materiais de aterro) foi realizado recorrendo a um gamadensímetro (Figura 4.3 f)).

- Exumação dos geossintéticos:

As operações de remoção do material de aterro foram realizadas com especial cuidado para que não fosse induzida nos geossintéticos danificação adicional durante esse processo, o que alteraria os objetivos do trabalho.

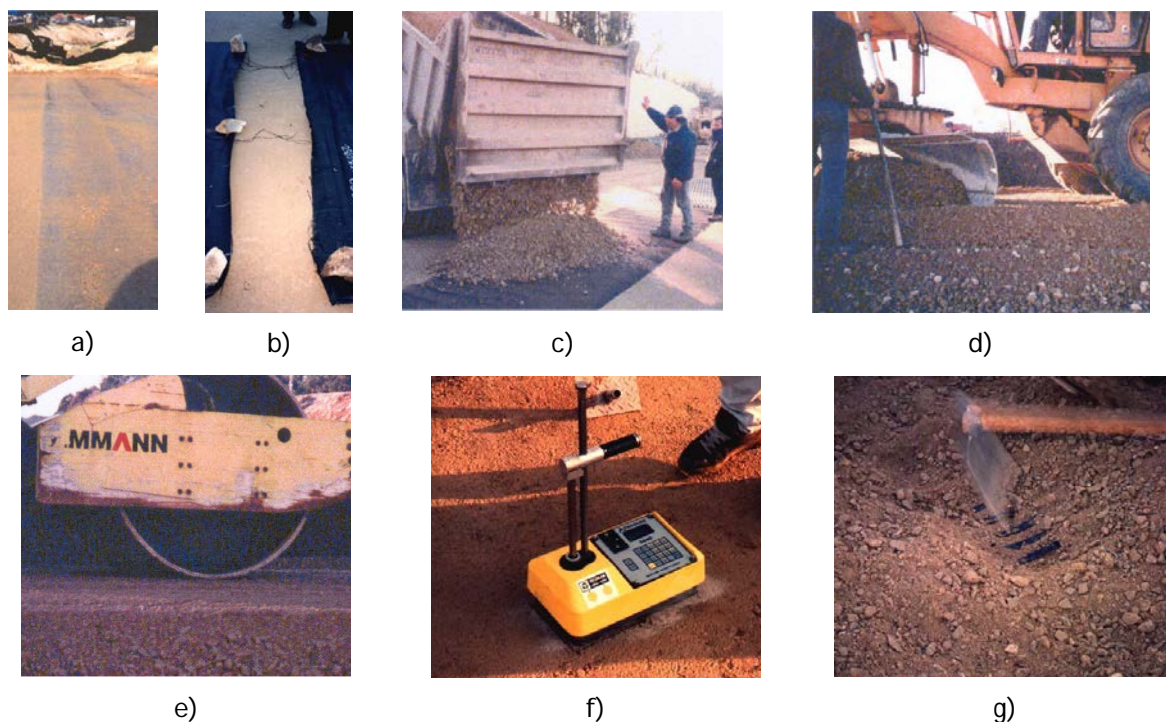


Figura 4.3 - Algumas das sequências da execução dos aterros experimentais, Lopes e Pinho Lopes (2001): a) e b) fixação dos geossintéticos sobre a camada de fundação; c) e d) colocação das camadas de solo; e) compactação das camadas de solo; f) avaliação do grau de compactação, g) operações de remoção do geossintético.

Assim, nas proximidades dos geossintéticos o material de aterro foi removido manualmente e com especial cuidado (Figura 4.5).



Figura 4.4 - Equipamento usado para: a) espalhamento e nivelamento; b) compactação.

Na Figura 4.6 está ilustrado o aspecto de alguns dos geossintéticos após a sua exumação. A primeira avaliação dos efeitos da danificação durante a instalação de geossintéticos a fazer deve ser a inspeção visual. Este tipo de análise já foi feito com detalhe por Pinho-Lopes (2004).

Quadro 4.2 - Principais características do equipamento usado na compactação das camadas de aterro.

Peso	Valor	Unidade
Peso de serviço CECE	15600	Kg
Peso de serviço (com cabine aberta)	15200	Kg
Carga linear	43,9	Kg/m
Carga frontal	9000	Kg
Carga traseira	6600	Kg
Medidas do cilindro		
Largura	2100	mm
Diâmetro	1500	mm
Espessura	35	mm
Dimensão dos pneus	23,-26	mm
Vibração		
Amplitudes	2,0/0,8	mm
Frequências	28/38	Hz
Força centrífuga	280/220	kN



a)



b)

Figura 4.5 - Operações de remoção dos geossintéticos.



a)



b)

Figura 4.6 - Aspetto de dois dos geossintéticos estudados após exumação.

4.2.3 Materiais de aterro

Foram utilizados três solos nos aterros provisórios, o Solo 1a e o Solo 1b são do tipo "tout-venant", o Solo 2 é de origem residual granítica.

Foram realizados ensaios de análise granulométrica sobre os três materiais de aterro utilizados. As curvas granulométricas dos Solos 1a, 1b, e 2 são apresentadas na Figura 4.7.

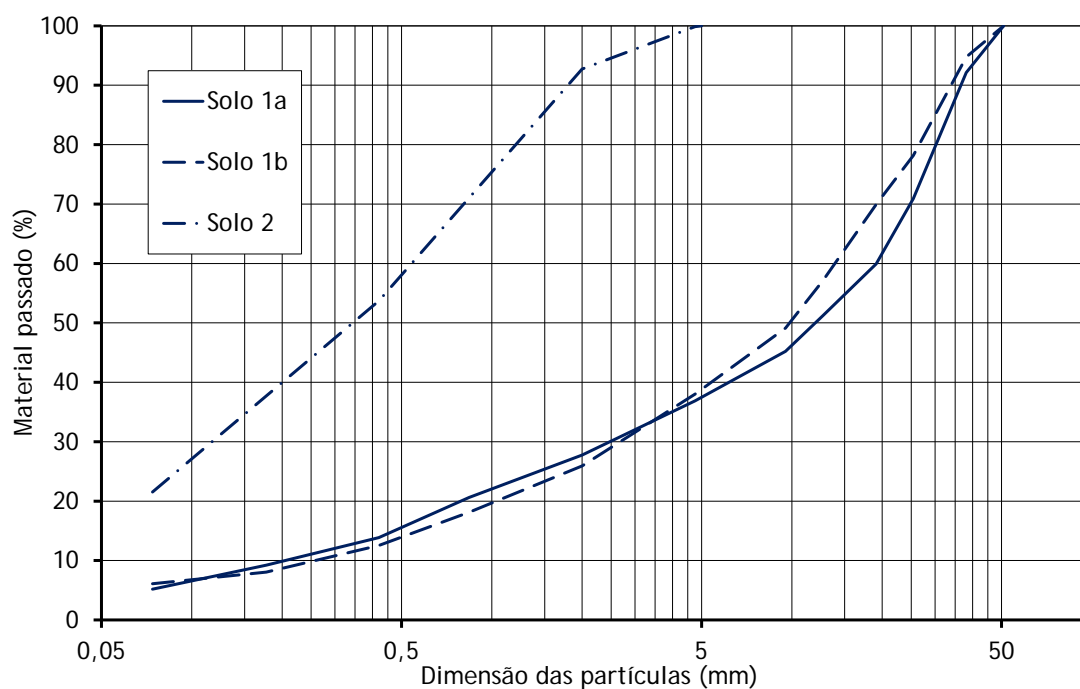


Figura 4.7 - Curvas granulométricas dos Solos 1a, 1b e 2.

No Quadro 4.3 são indicadas algumas características dos solos utilizados, nomeadamente, o diâmetro máximo, D_{\max} , e mínimo, D_{\min} , os diâmetros D_{10} , D_{30} , D_{50} e D_{60} , o coeficiente de uniformidade, C_u , e o coeficiente de curvatura, C_c . Os coeficientes referidos têm a seguinte definição:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (4.2)$$

Quadro 4.3 - Caracterização granulométrica dos materiais de aterro utilizados.

Solos	%<0,074 mm	D_{10}	D_{30}	D_{50}	D_{60}	D_{\max}	C_u	C_c
		mm	mm	mm	mm	mm	-	-
Solo 1a	5,18	0,22	2,68	11,78	19,15	50,80	87,81	1,71
Solo 1b	6,10	0,28	2,93	9,88	14,12	50,00	50,43	2,17
Solo 2	21,53	0,07	0,17	0,38	0,68	5,00	9,64	0,58

No Quadro 4.4 são apresentados alguns resultados da caracterização laboratorial dos materiais de aterro considerados. Como é possível observar, o Solo 1a e 1b são muito semelhantes entre si, apresentando propriedades de identificação similares. O Solo 2 é um solo mais fino, com cerca de 20% das partículas com dimensão inferior a 0,074 mm. O solo mais uniforme é o Solo 2, com um coeficiente de uniformidade mais baixo que o Solo 1a e 1b.

Quadro 4.4 - Caracterização laboratorial dos materiais de aterro utilizados.

Solos	%<0,074 mm	Limites			Proctor		L. A. (%)
					$\gamma_{d_{max}}$ (g/cm ³)	W _{opt} (%)	
		LL	LP	IP			
Solo 1a	5.18	NP	NP	NP	2.11	7.80	31.00
Solo 1b	6.10	NP	NP	NP	2.17	6.20	31.00
Solo 2	21.53	NP	NP	NP	1.92	11.30	-

4.2.4 Geossintéticos Estudados

4.2.4.1 Geral

Os geossintéticos foram selecionados com a preocupação de estudar a influências de algumas das suas características na sua durabilidade, Pinho-Lopes (2004). Consideraram-se geossintéticos de diferentes estruturas, polímeros constituintes e resistência.

Neste trabalho estudaram-se alguns dos geossintéticos selecionados por, Pinho-Lopes (2004). Os geossintéticos estudados estão sumariamente identificados no Quadro 4.5. Aqui incluem-se a designação atribuída, neste trabalho, aos vários materiais, uma descrição sumária dos geossintéticos e o valor da resistência à tração nominal (fornecido pelo fabricante) dos materiais na direção de fabrico. Neste quadro refere-se ainda se os geossintéticos são biaxiais, ou seja, apresentam valores da resistência análogos na direção de fabrico e na direção perpendicular à de fabrico, ou se são uniaxiais, no caso contrário.

Quadro 4.5 - Geossintéticos estudados.

Material				Resistência nominal (kN/m)
1	GTX	Geotêxtil tecido em PP (320g/m ²)	Biaxial	65
2	GGT	Geogrelha tecida em PET	Biaxial	55
3	GGE1	Geogrelha extrudida em PP	Biaxial	40
4	GGE2	Geogrelha extrudida em PP	Biaxial	20
5	GGEu	Geogrelha extrudida em PEAD	Uniaxial	64.5
6	GC1	Filamentos de PET com revestimento a PP	Uniaxial	50

PET - Poliéster; PP - Polipropileno; PEAD - Polietileno

4.2.4.2 Geotêxtil

O geotêxtil estudado (Figura 4.8) é constituído por fitas em polipropileno tecidas e é biaxial. Tem uma massa por unidade de área de 320g/m² e uma resistência nominal de 65kN/m (fornecido pelo fabricante). O material foi ensaiado à tração por Pinho-Lopes (2004) tendo-se obtido um valor para a resistência à tração de 77,52kN/m e uma extensão correspondente de 12,96%, ver Figura 4.8.

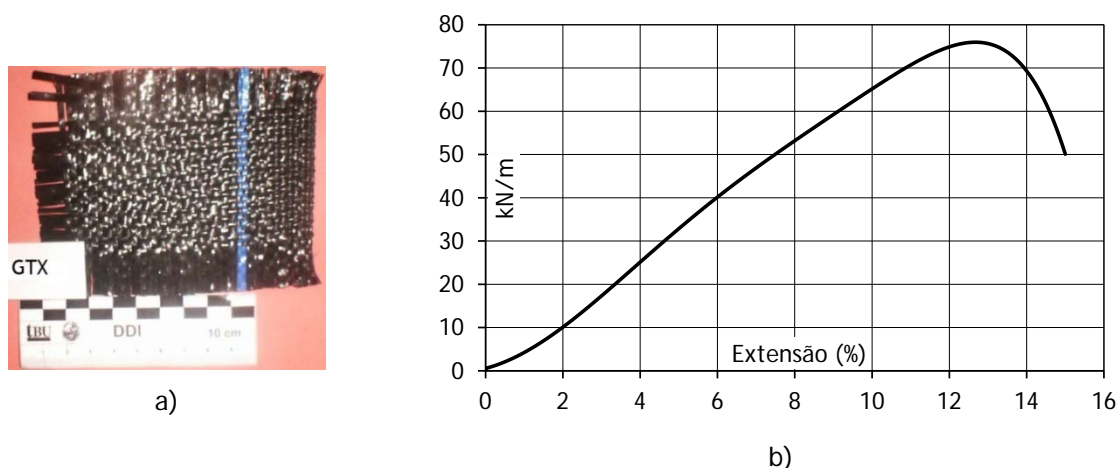


Figura 4.8 - Geotêxtil estudado: a) aspecto do geotêxtil GTX; b) curva média força-extensão do geossintético GTX.

4.2.4.3 Geogrelhas

Neste trabalho estudaram-se quatro geogrelhas (Figura 4.9): uma geogrelha tecida biaxial em poliéster PET (GGT), uma geogrelha extrudada uniaxial em Polietileno PEAD (GGEu) e duas geogrelhas extrudadas biaxiais em polipropileno PP (GGE1 e GGE2).

Tal como o geotêxtil referido anteriormente, as geogrelhas foram ensaiadas à tração por Pinho-Lopes (2004). Na Figura 4.10, estão representadas as curvas de força-extensão e os valores máximos obtidos para a resistência à tração e extensão na rotura para as quatro geogrelhas estudadas. Como é possível observar para as quatro geogrelhas, os valores obtidos para a resistência à tração são superiores aos valores fornecidos pelos fabricantes à exceção da geogrelha extrudada uniaxial em PEAD. Nesta geogrelha a resistência à tração medida através de ensaios é cerca de 4,5% inferior ao valor fornecido pelo fabricante.

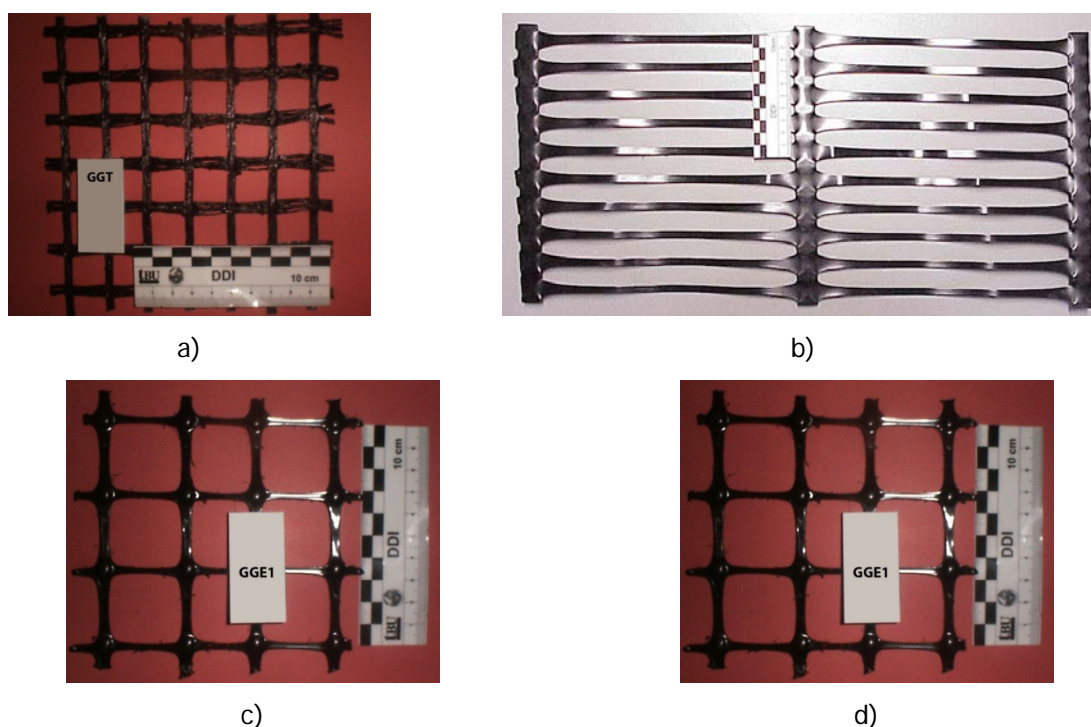
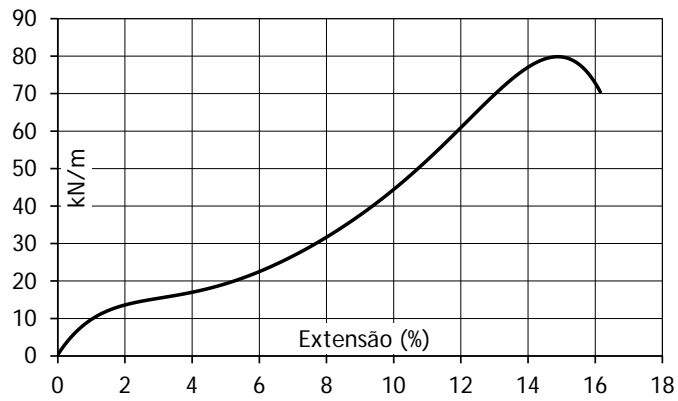


Figura 4.9 - Geogrelhas estudadas: a) GGT; b) GGEu; c) GGE1; d) GGE2.

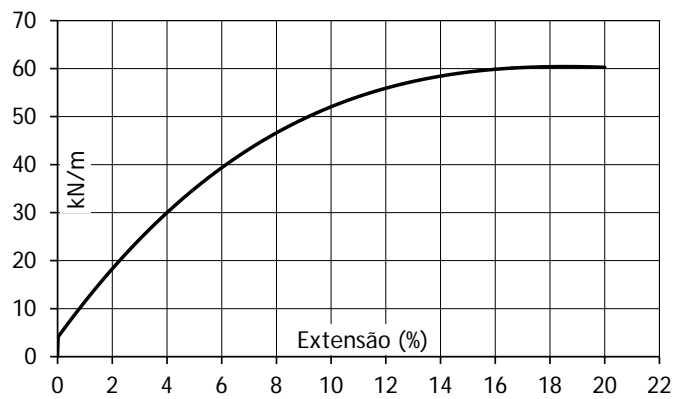
Resistência à Tração Média (kN/m)	83.35
$\epsilon_{T_{máx}}$ (%)	14.89

a)



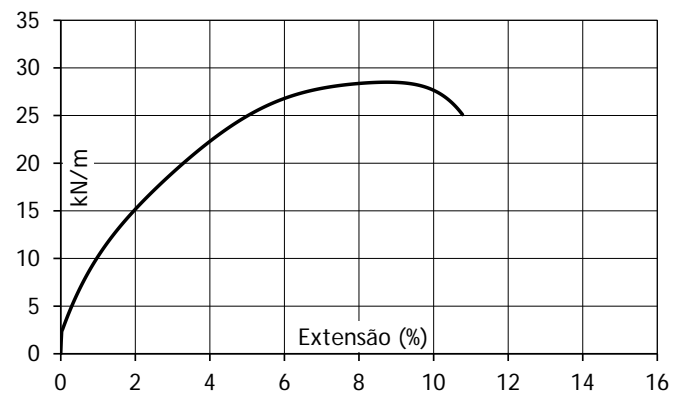
Resistência à Tração Média (kN/m)	61.61
$\epsilon_{T_{máx}}$ (%)	17.14

b)



Resistência à Tração Média (kN/m)	47.03
$\epsilon_{T_{máx}}$ (%)	8.23

c)



Resistência à Tração Média (kN/m)	28.69
$\epsilon_{T_{máx}}$ (%)	10.64

d)

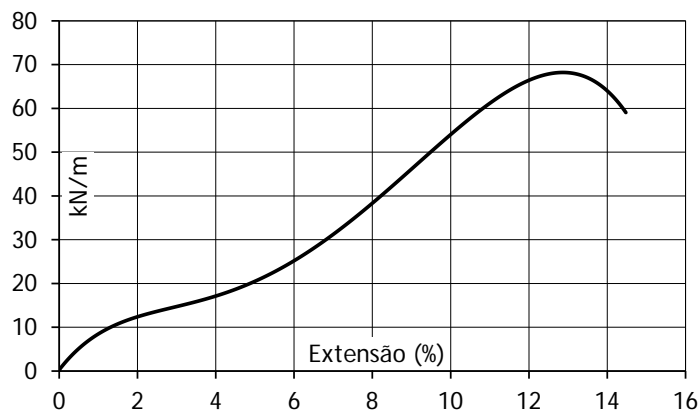
Figura 4.10 - Curva média carga-extensão: a) GGT; b) GGEu; c) GGE1; d) GGE2.

4.2.4.4 Geocompósito de reforço

Nos geossintéticos estudados incluiu-se um geocompósito de reforço: GC1 (Figura 4.11 a)). O geocompósito tem um aspeto semelhante a uma geogrelha, mas é constituído por filamentos de PET revestidos por PP.



a)



b)

Figura 4.11 - Curva média carga-extensão, GC1.

Na Figura 4.11 b) apresenta-se a curva média da carga-extensão obtida no ensaio de tração. Tal como na maioria dos geossintéticos estudados, a resistência à tração obtida para este material é superior ao valor fornecido pelo fabricante. Para o geocompósito em estudo a resistência à tração é de 69,86kN/m enquanto a extensão máxima na rotura é cerca de 13%.

4.2.5 Programa de Ensaio de DDI

O programa de ensaios de indução da danificação durante a instalação em obra de geossintéticos já foi descrito atrás.

Este programa incluiu a realização de ensaios de campo de DDI dos geossintéticos, com três solos distintos e duas energias de compactação designadas por EC1 e EC2 (correspondendo a 90% e 98% do proctor normal, respetivamente).

Os panos de geossintético exumados dos aterros experimentais tinham a dimensão adequada para se obter o número de amostras pretendido para os ensaios de caracterização.

No Quadro 4.6 refere-se quais os geossintéticos que foram utilizados nos ensaios de campo. Nem todos os geossintéticos foram utilizados nos ensaios de campo com os 3 solos. Tal deve-se a várias razões, tais como limitações de espaço e tempo para a realização dos aterros sem prejuízo do decorrer das obras em causa, como devido ao desaparecimento de alguns materiais de um dos estaleiros como foi o caso do GTX.

No caso dos ensaios de danificação em campo realizados com o Solo 1b, seleccionou-se um número mais limitado de materiais, que foram estudados por Paula (2003).

No Quadro 4.6 é possível visualizar também quais os materiais, após danificação, que foram estudados neste trabalho e por Pinho-Lopes (2004).

Quadro 4.6 - Programa de ensaios de indução da DDI.

Geossintético	Ensaio de Campo de DDI					
	Solo 1a		Solo 1b		Solo 2	
	EC1	EC2	EC1	EC2	EC1	EC2
GTX	x	x	-	-	x	-
GGT	x	x	x	x	x	x
GGE1	x	x	x	x	x	x
GGE2	x	x	-	-	x	x
GGEu	-	-	x	x	-	-
GC1	x	x	-	-	x	x

x - materiais estudados neste trabalho e por Pinho-Lopes (2004)

x - materiais estudados por Pinho-Lopes (2004)

4.3 ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS EFEITOS DA DDI

4.3.1 Considerações iniciais

Tal como referido, a danificação durante a instalação induzida aos geossintéticos pode provocar defeitos locais e/ou alterações das propriedades mecânicas desses materiais. É assim fundamental avaliar os efeitos da danificação durante a instalação nestas características dos geossintéticos.

Para fazer essa caracterização da forma mais exaustiva possível recorreu-se a diferentes ensaios de caracterização. No trabalho desenvolvido por Pinho-Lopes (2004) não foram concluídos os ensaios de caracterização antecipados. Assim, neste trabalho prosseguiu-se com a caracterização da danificação induzida em campo para os ensaios de caracterização já iniciados pela autora e realizaram-se novos ensaios de caracterização da danificação induzida nos geossintéticos.

De seguida vão ser apresentadas as metodologias utilizadas para caracterizar o efeito da danificação induzida. Para cada uma das metodologias é feita a respetiva referência normativa, incluindo uma descrição dos procedimentos de ensaio, e são referidos os equipamentos utilizados. Apresentam-se ainda as principais grandezas que podem ser calculadas a partir dos resultados de cada um dos ensaios em causa.

4.3.2 Ensaio de arranque

4.3.2.1 Referência normativa

Os procedimentos do ensaio de arranque de geossintéticos encontram-se descritos na NP EN 13738 (2007) - "Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo". Em seguida referem-se alguns dos aspetos mais relevantes relativos aos procedimentos de ensaio.

Devem ser preparados três provetes para cada direção do geossintético a ensaiar, cortados de acordo com o especificado na norma europeia EN 963 (1995) e com dimensões adequadas às do equipamento de ensaio a utilizar. O comprimento confinado dos provetes deve ser igual a três vezes a sua largura, devendo esta dimensão ser menor do que a largura interior da caixa no mínimo 100mm de cada lado, e o comprimento deve ser suficiente para permitir a sua fixação.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos em atmosferas de ensaio definidas na norma ISO 554 (1976).

A tensão normal a aplicar ao provete deve ser escolhida de entre os valores seguintes: 25, 50 e 100kPa.

4.3.2.2 Características do equipamento

As características do equipamento do ensaio de arranque devem satisfazer alguns requisitos, esses requisitos estão descritos com detalhe em Pinho-Lopes (2004), referindo-se de seguida apenas os mais importantes:

- A caixa de arranque deve ter dimensões mínimas de 1,5m de comprimento, 0,6m de largura e 0,3m de profundidade. Se necessário, deve-se aumentar a profundidade até seis vezes a dimensão máxima das partículas de solo.
- Deve ser possível instalar na parte superior da caixa o equipamento para aplicação e controlo da tensão de confinamento. Esta tensão normal a aplicar à camada superior do solo deve ser constante e uniforme durante o ensaio. O equipamento deve permitir a aplicação de tensões até 200kPa. Esta tensão deve ser medida com precisão de 2% do valor aplicado.
- De acordo com a norma de ensaio, deve prever-se a existência de uma manga metálica na entrada da caixa de arranque com um comprimento mínimo de 200mm, de modo a minimizar a influência de certos fenómenos, como por exemplo, diminuir a tensão vertical devido ao atrito na parede frontal e ao efeito de arco gerado durante o deslocamento do provete no ensaio.
- A aplicação da força de arranque deve ser realizada através de um equipamento que permita puxar o provete, horizontalmente, para fora da caixa. A linha de aplicação da força deve ser coincidente com o plano do provete. A força de arranque deve ser aplicada a uma velocidade de 2mm/min, desde que não se produzam excessos de pressões intersticiais no solo; a força de arranque deve ser registada ao longo do ensaio.
- Os deslocamentos horizontais do provete devem ser medidos na posição de fixação do material, ou seja, junto à garra. Podem também ser registados os deslocamentos do provete em pontos no interior da zona confinada (com um número mínimo de 5 pontos). Estas medições devem ser feitas recorrendo a extensómetros.
- As garras de fixação do provete devem ser concebidas de modo que não induzam rotura nessa zona ou enfraquecimento do material.

A Figura 4.12 representa um esquema do equipamento típico.

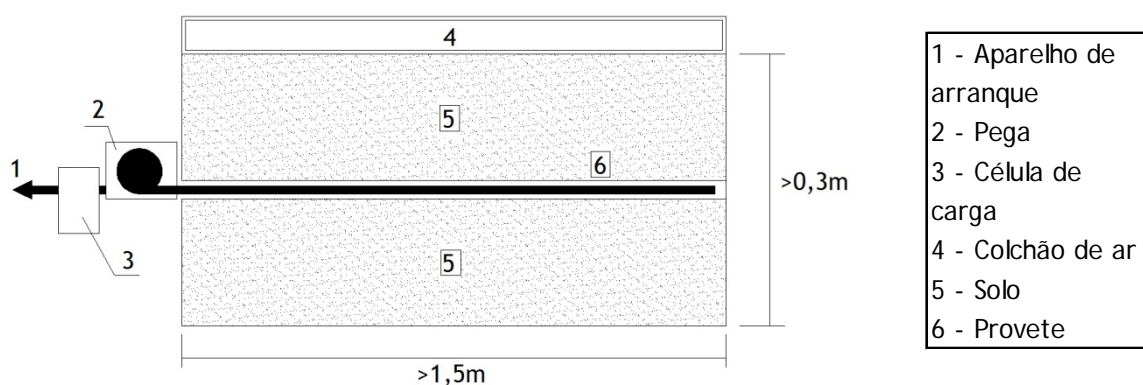


Figura 4.12 - Equipamento de arranque, NP EN 13738 (2007).

4.3.2.3 Equipamento utilizado

O equipamento existente no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Figura 4.13) tem as seguintes dimensões interiores: 1,53 m de comprimento, 1,00 m de largura e 0,80 m de altura total.



Figura 4.13 - Vista geral do equipamento do ensaio de arranque do Laboratório de Geossintéticos.

Na parte frontal do equipamento, a meia altura, existe uma manga de aço que reduz a influência da parede frontal no ensaio e é através dessa manga que o geossintético é colocado no interior da caixa de arranque (Figura 4.14 a)). Na parte de trás do equipamento existe uma base onde assentam os extensómetros para medição dos deslocamentos (Figura 4.14 b)). A instrumentação do ensaio é feita através dos extensómetros, de uma célula de carga que mede a força de arranque (Figura 4.14 c)), e através de uma célula de carga que mede a pressão de confinamento (Figura 4.14 d)).

A tensão de confinamento é aplicada ao provete por atuação de dez pequenos cilindros (Figura 4.15) e é avaliada através da célula de carga posicionada entre um dos cilindros calcadores e a placa de contraplacado (colocada sobre uma placa de neoprene macio).

Foram fixas vassouras na extremidade onde está a garra (Figura 4.14 a)) que inibem a passagem de solo, sem impedir o deslocamento do geossintético e dos elementos de medição dos deslocamentos em pontos ao longo do provete.

A escolha da pega na realização do ensaio está diretamente relacionada com o tipo de geossintético a ser ensaiado, para garantir que os materiais são fixados corretamente. Existem dois tipos de pegas: a cilíndrica e a em cunha (Figura 4.16).

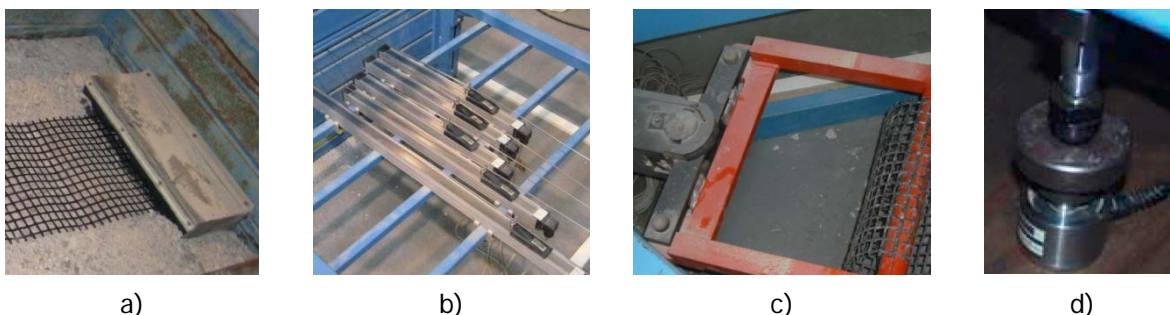


Figura 4.14 - Detalhes do equipamento de arranque: a) manga de aço; b) potenciômetros; c) célula para medição da força de arranque; d) célula para medição da pressão vertical.

A aquisição dos resultados é feita através de um programa informático. Este programa permite realizar a calibração das células e realizar o ensaio com tensões de confinamento uniformes durante todo o tempo de ensaio. Através deste programa é possível controlar todos os parâmetros de ensaio

e são registados os deslocamentos de diferentes secções do geossintético, a força de arranque mobilizada e a pressão de confinamento. Estes registos são efetuados em ordem ao tempo.



Figura 4.15 - Cilindros calcadores que aplicam a tensão de confinamento.



Figura 4.16 - Pegas do equipamento de arranque; a) pega cilíndrica; b) pega em cunha.

4.3.2.4 Procedimentos de ensaio

A preparação destes ensaios é muito trabalhosa e demorada já que se trata de um equipamento com grandes dimensões. Assim, para a montagem e desmontagem do ensaio são necessárias, no mínimo, duas pessoas, já que as operações de transferência e colocação do solo na caixa têm que ser realizadas manualmente. Antes de realizar um ensaio propriamente dito é necessário executar uma série de tarefas que se descrevem a seguir (Figura 4.17)

A caixa é cheia com camadas sucessivas de solo, com 0,15m de altura cada, devidamente compactadas. O solo é vertido para a caixa desde de uma altura constante de cerca de 0,50m, acima da camada anterior. Em seguida procede-se ao nivelamento e à compactação desse material, sendo esta última tarefa realizada utilizando um martelo vibratório elétrico (Figura 4.17 i)).

Quando o solo atinge a altura da manga (a 0,30m de altura), o provete de geossintético é fixo à garra do equipamento (no exterior da caixa). Note-se que a camada de solo onde o provete é colocado tem de estar nivelada.

Em seguida, a garra é movimentada de forma a introduzir o provete na caixa através da manga. São feitas as ligações das varetas inextensíveis ao provete, numa extremidade, e aos potenciômetros lineares na outra. A forma de realizar a fixação das varetas ao provete depende do tipo de geossintético em estudo. Assim, para os geotêxteis recorreu-se a duas placas metálicas aparafusadas (Figura 4.17 g)), no caso das geogrelhas recorreu-se a uma peça cuja fixação é feita por encaixe (Figura 4.17 h)). As operações de fixação do provete de geossintético e das varetas inextensíveis ao longo do comprimento deste são efetuadas para que o material não sofra danos e a que a sua resistência não seja alterada.



Figura 4.17 - Algumas fases de montagem do ensaio de arranque: a), b) e c) colocação e compactação da 1ª camada de solo; d) colocação do geossintético; e) e f) colocação dos geossintéticos às garras; g) fixação dos potenciômetros ao geossintético) e j) colocação e compactação das camadas de solo superior em duas camadas; k) colocação da placa de neoprene e calçadores de pressão no topo do solo compactado.

Posteriormente, de forma semelhante à referida anteriormente, foram colocadas, espalhadas e compactadas duas camadas de solo com altura de 0,15m cada. Resultou assim uma altura total de solo de 0,60m, com o provete de geossintético a meio dessa altura.

De modo a uniformizar as tensões de confinamento aplicadas pelos cilindros calcadores, sobre a última camada de solo é colocada uma placa de neoprene macio e uma placa de contraplacado (Figura 4.17 k)). Os cilindros calcadores são suportados por barras ligadas à estrutura da caixa por parafusos (Figura 4.17 l)). Após estas operações, a caixa fica pronta para a realização do ensaio. Finalmente, escolhe-se a velocidade do ensaio e a tensão de confinamento a aplicar.

Note-se que em todos os provetes estudados os ensaios foram realizados ao longo da direção de fabrico dos geossintéticos.

Nos ensaios realizados neste trabalho a tensão normal aplicada ao nível do provete é de 25kPa. Esta tensão de confinamento é diferente da usada por Pinho-Lopes (2004) (50kPa), porém, como se verá no Capítulo 5, o solo de confinamento utilizado também é diferente.

A velocidade de ensaio utilizada foi de 2mm/min. Ao longo do ensaio as diferentes grandezas foram medidas e registadas a intervalos de 4 segundos.

4.3.2.5 Resultado do ensaio

Os parâmetros a definir através dos ensaios de arranque são a força de arranque, nomeadamente o seu valor máximo, e o deslocamento frontal para o qual esse máximo ocorre. São também registados os deslocamentos em pontos específicos ao longo do geossintético confinado.

De acordo com a norma de ensaio, a tensão normal total ao nível do provete deve ser calculada somando a tensão normal aplicada no equipamento, e a tensão normal devida à massa de solo acima do provete e dos vários elementos aí colocados (placa de neoprene e placa de contraplacado).

A resistência ao arranque (F_a) do geossintético em estudo deve ser calculada recorrendo à Equação (4.3), caso se trate de um geotêxtil, de uma barreira geossintética ou de fitas de reforço em geossintéticos. Caso se trate de geogrelhas, georredes ou outras estruturas com aberturas, deve-se recorrer à Equação (4.4).

$$F_a = \frac{FA}{B} \quad (4.3)$$

$$F_a = \frac{FA \cdot N_p}{N_m} \quad (4.4)$$

Em que F_a é a força de arranque máxima registada, B é a largura do provete, N_p é o número de barras na largura do provete e N_m é o número de barras existentes num metro de largura do material a ensaiar.

Muitas vezes os resultados do ensaio de arranque são representados num gráfico com a força de arranque em ordenadas e o deslocamento frontal do provete em abcissas.

Como se registam os deslocamentos em pontos ao longo do comprimento confinado do geossintético, estes também podem ser representados no gráfico. Estes deslocamentos ao longo do reforço dão informações importantes acerca do modo como se dá a transferência de tensões do solo para o reforço, ou seja, acerca da mobilização das tensões tangenciais na interface solo-reforço.

4.3.2.6 Programa de ensaios de arranque

Ao longo deste trabalho foram realizados ensaios de arranque de algumas amostras de geossintético. No Quadro 4.7 está descrito sumariamente o número de ensaios de arranque realizado. Note-se que no quadro estão referidos 18 tipos de amostras distintos, o que implicou a realização de ensaios de arranque de, no mínimo, 51 provetes.

Quadro 4.7 - Programa de ensaios de arranque realizados.

Geossintético	Tipo de amostras				
	Intacto	DDI em campo			
		Solo 1a		Solo 1b	
		EC1	EC2	EC1	EC2
GTX	x	x	x		
GGT	x	x	x		
GGE1	x	x	x		
GGE2	x	x	x		
GGEu	x			x	x
GC1	x	x	x		

4.3.3 Ensaios de corte em plano inclinado

4.3.3.1 Referência normativa

Os procedimentos do ensaio de corte em plano inclinado de geossintéticos encontram-se descritos na NP EN ISO 12957-2 (2007) - "Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado".

Devem ser preparados três provetes, cortados de acordo com o especificado na norma EN 963 (1995), para cada direção do geossintético a ensaiar, com dimensões adequadas às do equipamento a utilizar. Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos nas atmosferas de ensaio definidas na norma ISO 554 (1976).

O equipamento de ensaio deve ser de dois tipos: possuir uma base rígida e lisa onde se coloca o geossintético, ou então, o geossintético ser colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior. Em qualquer dos casos, a caixa superior, que contém o solo que irá deslizar sobre o geossintético durante o ensaio, deverá ter dimensões internas mínimas de 0,300m de comprimento, 0,300m de largura e 0,050m de profundidade, podendo esta última dimensão aumentar até sete vezes a dimensão máxima das partículas de solo.

A caixa inferior, caso exista, deverá ter dimensões internas mínimas de 0,400m de comprimento, 0,325m de largura e 0,050m de profundidade, podendo esta última dimensão aumentar até sete vezes a dimensão máxima das partículas de solo.

O equipamento deve possuir um mecanismo que lhe permita inclinar uma superfície, levantando uma das suas extremidades cerca de 5% do comprimento da superfície por minuto. No início de cada ensaio essa superfície deve estar na horizontal.

O equipamento deve incluir dispositivos que permitam medir o deslocamento da caixa superior, parando o ensaio quando este exceder 0,050m, medir a inclinação da superfície em relação à horizontal durante o ensaio, bem como a força aplicada pelo sistema de pesos no solo que enche a caixa superior.

O geossintético deve estar fixo à sua superfície de apoio, de modo a evitar qualquer deslocamento relativo entre o geossintético e essa superfície.

4.3.3.2 Características do equipamento utilizado

O equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto está descrito com detalhe em Costa Lopes (2001). Passa-se a referir as principais características do equipamento.

O equipamento, ver Figura 4.18 a) e b), permite que o ensaio de corte em plano inclinado seja realizado em duas formas distintas:

- com o geossintético colocado sobre uma base rígida, ensaio tipo 1 (Figura 4.18 c));
- com o geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior, ensaio tipo 2 (Figura 4.18 d)).

Em ambos os casos a superfície onde o geossintético assenta, inicialmente horizontal, vai aumentando de inclinação a velocidade constante, induzindo o deslizamento do solo contido na caixa superior, ao longo da superfície de contacto com o geossintético (Figura 4.18 e)).

Em traços gerais, o equipamento consta de uma estrutura desmontável composta por:

- uma base rígida com 0,620m de comprimento, 0,430m de largura e 0,010m de espessura, onde se coloca o geossintético no caso do ensaio tipo 1 (Figura 4.18 f));
- uma caixa inferior rígida com dimensões interiores de 0,510m de comprimento, 0,350m de largura e 0,080m de altura, que se enche com o solo onde se assenta o geossintético no caso do ensaio tipo 2, bastando para isso aparafusar esta caixa à base rígida (Figura 4.18 g));
- uma caixa superior rígida com dimensões interiores de 0,300m de comprimento, 0,300m de largura e 0,080m de altura, que se enche com solo que durante o ensaio desliza sobre o geossintético (Figura 4.18 h)).

O equipamento possui um mecanismo que permite inclinar a base rígida a duas velocidades distintas: 0,5°/min, que corresponde à velocidade do ensaio, e 20°/min (esta última velocidade é apenas utilizada no final do ensaio para levar a base à posição horizontal mais rapidamente).

O deslocamento da caixa superior em relação ao geossintético é medido durante o ensaio por intermédio de um transdutor (Figura 4.19). O transdutor está colocado de forma a registar qualquer movimento da caixa.

Como já foi dito, no início de cada ensaio a base rígida tem de estar na horizontal, inclinando progressivamente ao longo do ensaio. O valor dessa inclinação é medido através de um inclinómetro, que se encontra fixo à estrutura da base e que permite registar, durante o ensaio, o ângulo da base em relação à horizontal e, no início do ensaio, verificar a horizontalidade da base (Figura 4.20).

Em qualquer das metodologias de ensaio atrás referidas o mecanismo de fixação do geossintético consiste em duas barras, colocadas nas extremidades anterior e posterior do material, fixas à base de apoio por meio de parafusos (Figura 4.21 a)).

A caixa superior está preparada para receber o sistema de pesos usado para aplicar a força normal no solo, possuindo para o efeito uma tampa rígida que cobre toda a área interior da caixa e que garante que a força normal é aplicada uniformemente sobre a área do provete (Figura 4.21 b)).

A caixa superior desliza através de roletes sobre duas placas laterais fixas à estrutura da base (Figura 4.21 a)). A altura das placas laterais depende da metodologia de ensaio adotada.

O sistema adotado para aplicação da força normal no solo consiste na colocação de pesos suspensos na extremidade de uma alavanca (Figura 4.22 a)). Essa alavanca descarrega num pendural, por intermédio de um encaixe. Por sua vez, o pendural transmite a força à tampa rígida que atua sobre o solo da caixa superior. Quando os valores da força a aplicar não são muito elevados os pesos podem ser aplicados diretamente na barra inferior do pendural (Figura 4.22 b)), não havendo nesse caso ação da alavanca.

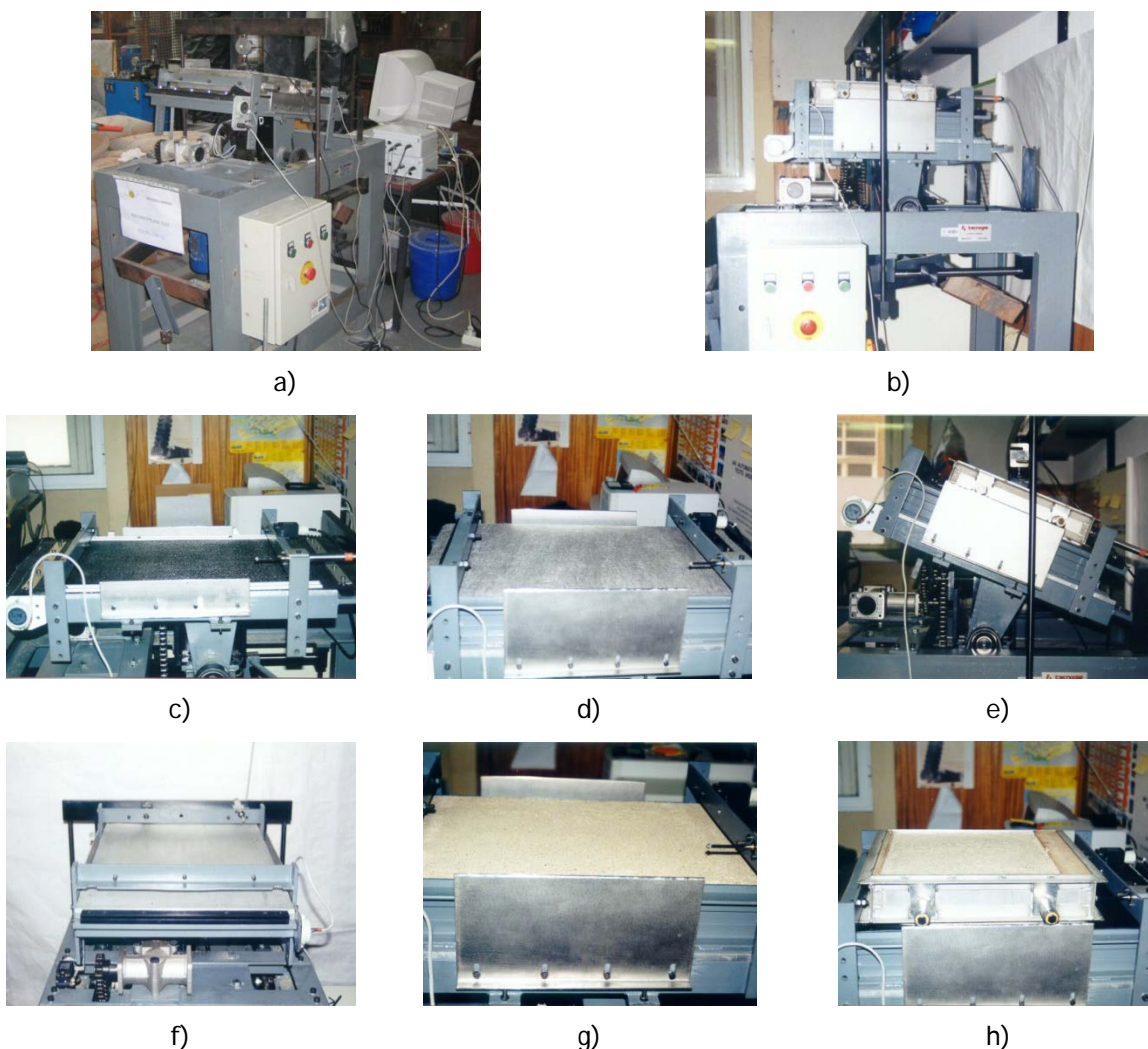


Figura 4.18 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) e b) vista geral do equipamento; c) geossintético sobre a base rígida e lisa; d) geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior; e) inclinação do sistema para provocar deslizamento da caixa superior; f) base rígida e lisa; g) caixa inferior que se enche com o solo; h) caixa superior que se enche com solo.

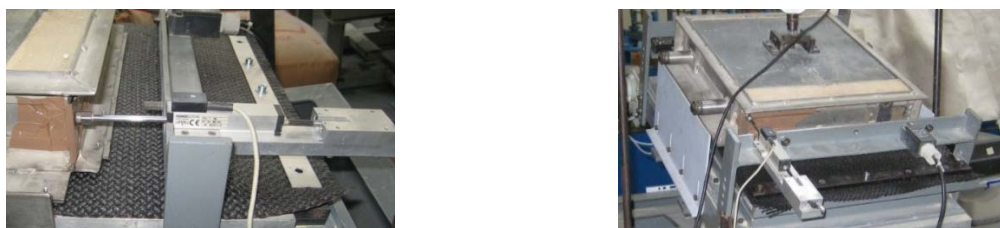


Figura 4.19 - Transdutor para medição dos deslocamentos da caixa superior.

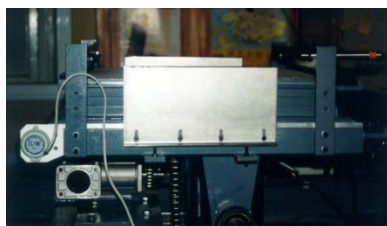
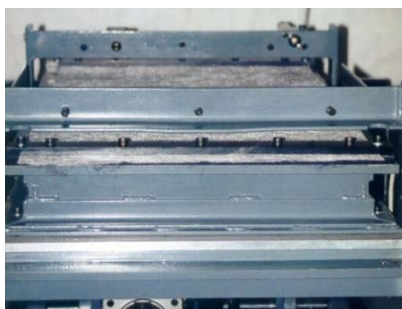


Figura 4.20 - Inclinómetro.

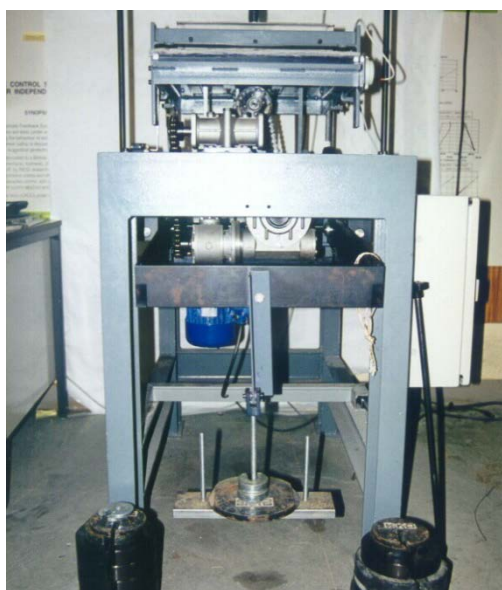


a)



b)

Figura 4.21 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) barras de fixação do geossintético; b) sistema de aplicação da força normal.



a)



b)

Figura 4.22 - Sistema de aplicação da força normal: a) pesos suspensos na extremidade de uma alavanca; b) aplicação dos pesos diretamente na barra inferior do pendural.

A força normal aplicada deve ser tal que a tensão normal (ou tensão de confinamento) seja a pretendida. A tensão de confinamento a aplicar em cada ensaio é selecionada pelo utilizador, mantendo-se constante no decorrer do ensaio. Essa tensão de confinamento é medida através de uma célula de carga de compressão colocada entre o pendural e a tampa rígida (Figura 4.23).

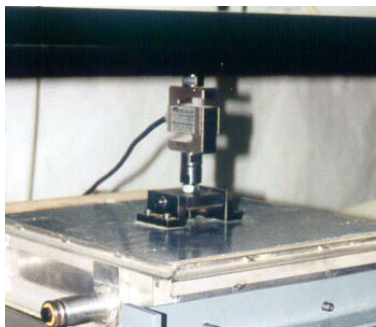


Figura 4.23 - Célula de carga.

4.3.3.3 Procedimento de ensaio

Antes de se iniciar os estudos experimentais com o equipamento de ensaio de corte em plano inclinado procedeu-se à calibração de todos os dispositivos intervenientes, ou seja, do transdutor, do inclinómetro e da célula de carga.

Para ter a certeza de que o atrito entre os roletes e as placas laterais onde apoiam é insignificante, verificou-se para que inclinação a caixa superior, quando vazia, começa a deslizar, tendo-se concluído que tal acontece para valores de inclinação muito reduzidos (inferiores a 1°), podendo, por isso, o referido atrito ser considerado desprezável.

Foi também medido, para incrementos sucessivos de inclinação de 5° , o valor da força que impede que a caixa superior, quando vazia, se desloque. Estes valores são utilizados no Capítulo 6.

Tal como referido, o ensaio de corte em plano inclinado pode ser realizado de duas formas distintas:

- com o geossintético colocado sobre uma base rígida;
- com o geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

Antes de realizar um ensaio propriamente dito é necessário executar uma série de tarefas que de seguida se descrevem.

As tarefas consistem na preparação da caixa, ou das caixas (conforme o tipo de ensaio), isto é, no(s) seu(s) enchimento(s) com o solo em causa e na colocação e fixação do provete do geossintético a ensaiar.

No ensaio tipo 1, começa-se por fixar o provete à base rígida, enquanto no ensaio tipo 2, inicia-se a preparação do ensaio com o enchimento da caixa inferior com o solo em causa, seguindo-se então depois a colocação do provete sobre o solo e a sua fixação. Em ambos os casos deve haver a preocupação de colocar o provete esticado, embora não tensionado.

No ensaio tipo 2, o solo é colocado na caixa inferior em camadas com 0,020m de espessura após compactação. O solo correspondente a cada camada é vertido para a caixa de uma altura constante, em relação à última camada colocada, de 0,20m. Em seguida, procede-se ao nivelamento e à compactação do solo até obter a densidade relativa desejada. Esta última tarefa é realizada utilizando um martelo de compactação leve com o qual são aplicadas, de uma altura de 0,050m e de forma distribuída, pancadas ao solo.

Dadas as dimensões reduzidas da caixa, não é possível utilizar o gamadensímetro no controlo da compactação das camadas de solo. Como meio de solucionar este problema optou-se por medir o volume total da caixa e determinar o peso de solo que é necessário colocar para obter o peso volúmico seco correspondente ao índice de compacidade pretendido.

Feito isto, divide-se o peso total de solo necessário pelo número de camadas a colocar, obtendo-se, assim, o peso do solo a ser vertido por camada. Quando o solo vertido, após compactação, ocupar a espessura de camada predefinida pode-se considerar que o seu índice de compactidade é muito aproximadamente o pretendido.

Depois de fixar o provete de geossintético, coloca-se a caixa superior na posição que deve ocupar no início do ensaio. É nesta altura que se faz o ajuste do espaço entre a base da caixa superior e o provete, de modo a que as paredes laterais da caixa superior não contactem com o geossintético, para não influenciar os resultados do ensaio, mas tendo também a preocupação de minimizar a perda de solo durante o ensaio.

Feito o ajuste referido, procede-se ao enchimento da caixa superior, seguindo um procedimento em tudo semelhante ao que foi descrito para o enchimento da caixa inferior. Concluída esta tarefa coloca-se a tampa rígida sobre o solo e eleva-se o pendural, onde está fixa a célula de carga, de forma a posicioná-lo em cima dessa tampa, permitindo assim a atuação da força normal no solo.

Em seguida, seleccionam-se os pesos a aplicar de modo a que a força normal, e por conseguinte a tensão de confinamento seja a pretendida.

Finalmente, escolhe-se a velocidade de ensaio, verifica-se a horizontalidade da base, levando-se a zero o transdutor e o inclinómetro antes de iniciar o ensaio.

4.3.3.4 Programa de ensaios de corte em plano inclinado

Ao longo deste trabalho foram realizados ensaios de corte em plano inclinado de algumas amostras de geossintético. No Quadro 4.8 está descrito sumariamente o número de ensaios de corte em plano inclinado realizado. Note-se que no quadro estão referidos 9 tipos de amostras distintos, o que implicou a realização de ensaios de corte em plano inclinado de, no mínimo, 33 provetes.

Quadro 4.8 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado realizados.

Geossintético	Tipo de amostras				
	Intacto	DDI em campo			
		Solo 1a		Solo 2	
		EC1	EC2	EC1	EC2
GTX	x	x	x		x
GGT	x	x	x	x	x

4.3.4 Ensaio de fluência e rotura em fluência

4.3.4.1 Referência normativa

Os procedimentos do ensaio de rotura em fluência de geossintéticos encontram-se descritos na norma europeia EN ISO 13431 (1999) - "Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and creep rupture behaviour".

Este ensaio baseia-se no seguinte princípio: os provetes do material a ensaiar são submetidos a uma força estática constante, em condições de temperatura e humidade também constantes. Essa carga deve estar distribuída igualmente em toda a largura do provete.

No ensaio de rotura em fluência essa carga é mantida até que este sofra rotura. O tempo decorrido desde a aplicação total da carga até à rotura é determinado recorrendo a um relógio incorporado no equipamento de ensaio que regista esse mesmo intervalo de tempo.

No ensaio de fluência a carga é mantida durante um período de 1000 horas. A extensão do provete é medida continuamente ou após intervalos de tempo específicos. Caso haja rotura do material antes de decorridas 1000 horas o tempo até à rotura deve ser registado.

De seguida referem-se alguns dos aspetos mais relevantes relativos a este ensaio.

4.3.4.2 Características do equipamento de ensaio

O equipamento de ensaio consiste num pórtico onde são fixas as garras e num sistema de aplicação da carga. No ensaio de rotura em fluência é necessário um sistema para registar o tempo decorrido até à rotura do provete e no ensaio de fluência é necessário um sistema para medir a variação num dado comprimento de referência durante o ensaio.

As garras devem ser tais que não ocorra deslizamento do geossintético durante o ensaio de fluência ou rotura em fluência. A sua largura deve ser suficiente para permitir que o provete esteja firmemente amarrado ao longo de toda a sua largura, mas de forma que não sofra danos nessa área, o que poderia conduzir a uma rotura do provete na zona das garras. A fixação das garras ao sistema de aplicação da carga deve ser adequada, impedindo a existência de excentricidade dessa mesma carga.

O sistema de aplicação da carga deve ser suficientemente rígido para que não sofra deformações aparentes sob essa carga e deve ainda estar isolado de vibrações de fontes exteriores. Não deve haver perturbações neste sistema por rotura de outros provetes situados no mesmo pórtico ou em pórticos adjacentes, ou por qualquer outro motivo.

Nos ensaios de fluência o sistema de medição das extensões, que permite avaliar a variação de um dado comprimento de referência do provete ao longo do ensaio, deve ser realizado entre duas linhas paralelas ao longo de toda a largura do provete ou entre dois pontos situados no eixo central do provete, relativamente à direção de aplicação da carga. Cada uma dessas linhas ou pontos devem estar a uma distância mínima de 20mm da garra correspondente (Figura 4.24a) e devem distar entre si, no mínimo, 200mm; no caso de geogrelhas, essa distância não deve ser inferior a dois elementos completos.

A medição da variação no comprimento de referência deve ter uma precisão de 0,1%. Em geral são usados equipamentos mecânicos, elétricos ou óticos. Deve dar-se especial atenção à reprodutibilidade das leituras e à estabilidade a longo prazo do equipamento. O equipamento poderá estar ligado a um sistema de leituras contínuas ou estas podem ser feitas após determinados intervalos de tempo (também estabelecidos nesta norma).

A carga a aplicar deve ser constante, a menos de 1%, e pode ser aplicada recorrendo a cargas atuando diretamente no provete, através de um sistema de alavanca, ou ainda através de qualquer outro sistema mecânico, hidráulico ou pneumático. O sistema de aplicação da carga deve ser calibrado antes de cada ensaio, de forma a verificar-se se a carga pretendida está realmente a ser aplicada ao provete.

Caso o sistema de aplicação de carga não consista em aplicar cargas diretamente ao provete, deve ter-se especial atenção de forma a garantir que a carga permaneça constante ao longo de todo o ensaio. Por exemplo, no caso de sistemas de alavancas, a sua inclinação deve manter-se constante, para assegurar que a carga de fluência é aplicada com a precisão especificada na norma do ensaio.

O sistema de aplicação da carga deve ainda permitir que aquela seja aplicada ao provete de forma suave, com um tempo máximo permitido para a aplicação total da carga de 60 segundos.

No que diz respeito ao relógio que deve ser incorporado no equipamento, a sua precisão deve ser de 1%, permitindo o início da contagem do tempo no instante em que é aplicada a totalidade da carga de fluência e o registo automático do instante de rotura do provete.

A Figura 4.24 b) representa, de forma esquemática, o equipamento em causa de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999).

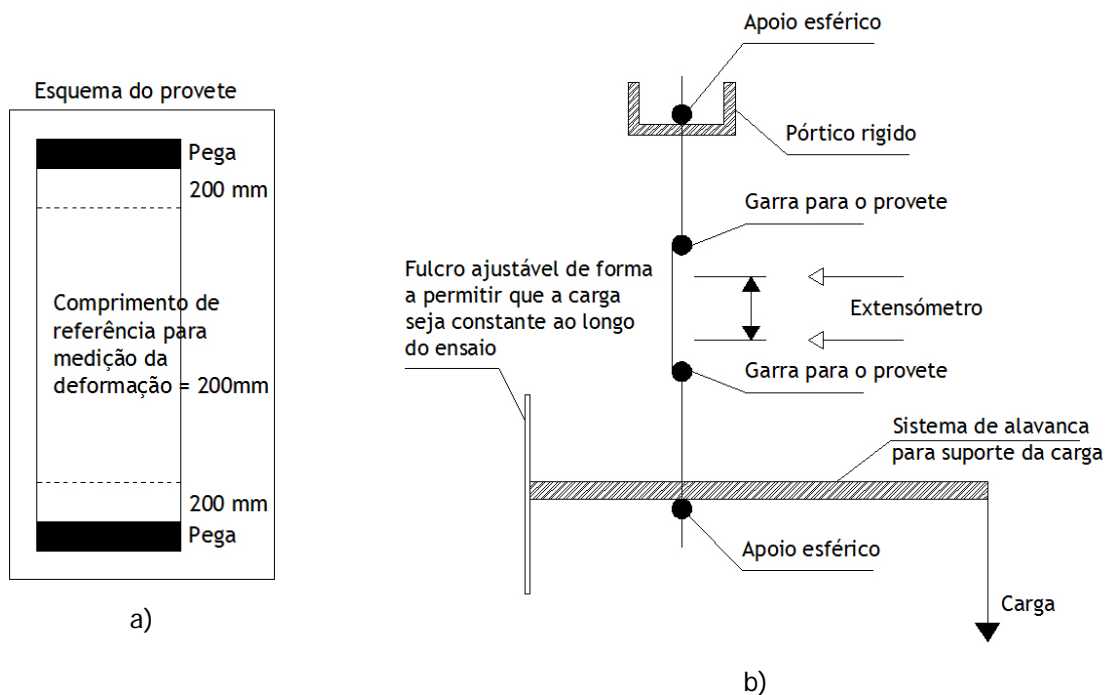


Figura 4.24 - Equipamento de fluência e rotura em fluência: a) dimensões dos provetes para os ensaios de fluência (caso geral); b) representação esquemática do equipamento de ensaio de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999).

4.3.4.3 Equipamento desenvolvido e utilizado

O equipamento de ensaio de laboratório desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para estudo da fluência e da rotura em fluência de geossintéticos teve como base as orientações contidas na norma EN ISO 13431 (1999).

O equipamento base consiste num pórtico onde podem ser instalados quatro provetes (Figura 4.25 e Figura 4.26). A carga máxima aplicável em cada um desses quatro pontos de ensaio é de 30kN. Cada provete é fixo através de garras desenvolvidas para esse efeito e que, atualmente, podem ser de dois tipos: cilíndricas ou em cunha (Figura 4.27).

A carga é aplicada ao provete através de um braço multiplicador pela colocação de pesos na sua extremidade (Figura 4.28). Durante o ensaio, à medida que o provete de geossintético se vai deformando, é possível ajustar a posição do braço, de forma que a carga aplicada no provete seja constante. Tal é feito por meio de uma alavanca (Figura 4.29).

Para a medição da extensão entre dois pontos do provete concebeu-se, em parceria com o Departamento de Engenharia Eletrotécnica e de Computadores da FEUP, um sistema baseado em vídeo. Assim, através de uma câmara de vídeo, devidamente calibrada para o efeito, é registada a

posição inicial de dois pontos (de referência) no início do ensaio e é acompanhada e registada a evolução do deslocamento relativo desses dois pontos ao longo do tempo.

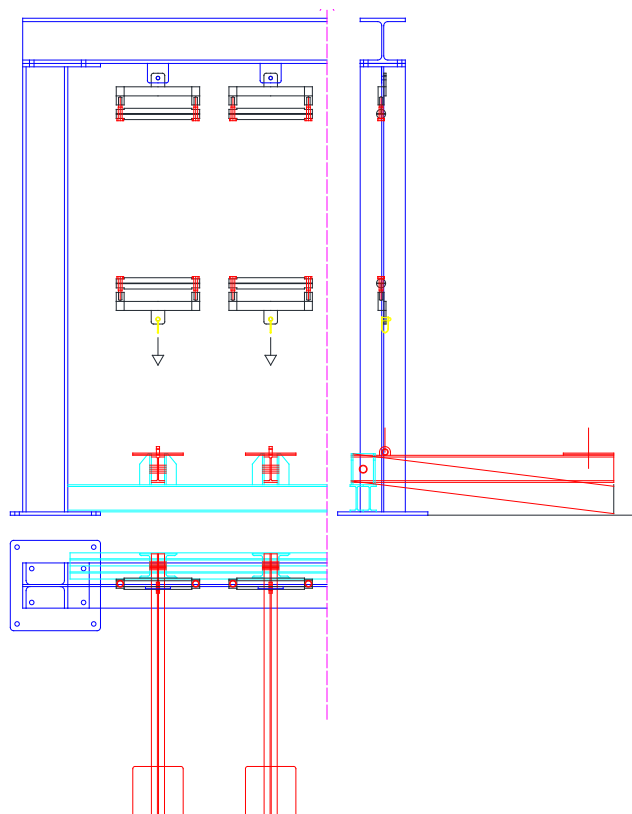
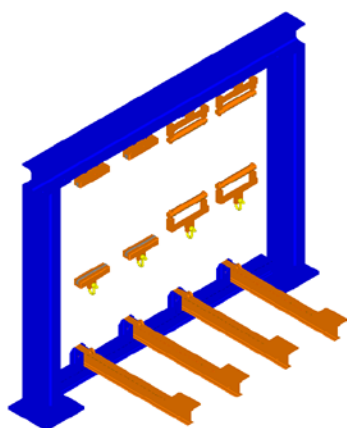
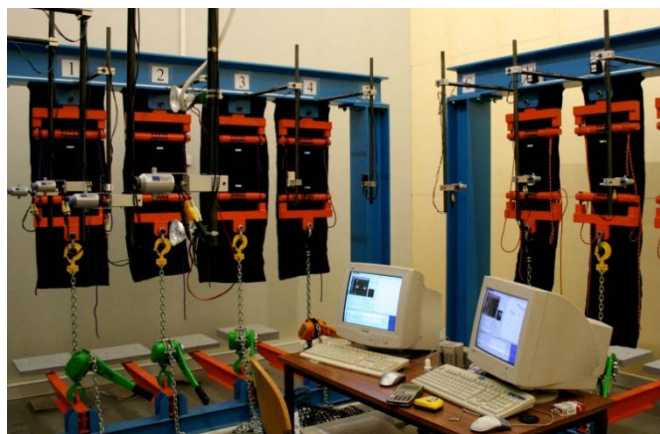


Figura 4.25 - Esquema do pórtico concebido para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos.



a)



b)

Figura 4.26 - Pórticos para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos: a) esquema tridimensional; b) vista geral.

O “software” foi concebido de forma a permitir a visualização “on-line” dos ensaios e da evolução da extensão dos provetes. São registados, por um lado, os valores da extensão medidos ao longo de cada ensaio e, por outro lado, as imagens correspondentes. Esta última opção permite fazer um filme do ensaio, o que possibilita a observação das alterações nos provetes e a deteção de alterações no mecanismo de rotura (caso estas ocorram).

A existência de rotura é também detetada pelo “software”, no entanto, este prossegue a aquisição de informação e envia uma mensagem indicando a existência de rotura num determinado provete de um dado pórtico de ensaio.

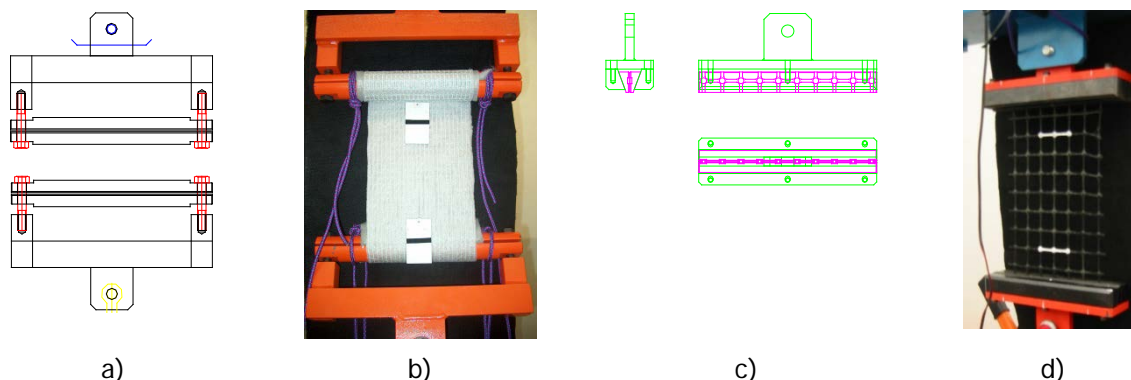


Figura 4.27 - Garras usadas nos ensaios de fluência e de rotura em fluência: a) esquema representativo das garras cilíndricas; b) garras cilíndricas; c) esquema representativo das garras em cunha; d) garras em cunha.

Atualmente no laboratório de geossintéticos existem três pórticos de ensaio, o que permite fazer, em simultâneo, 12 ensaios. Este facto facilita a realização dos ensaios de fluência e rotura em fluência, não fosse a maior parte dos ensaios realizados serem bastante longos (alguns mais de três anos em ensaio).



Figura 4.28 - Braço multiplicador onde são aplicados os pesos que materializam a carga transmitida ao provete durante o ensaio.



Figura 4.29 - Alavanca usada para transmitir a carga aplicada no braço multiplicador ao provete e que permite o ajuste da posição do braço.

O sistema de deteção dos pontos de referência e de medição da distância relativa entre eles tem por base um sistema de cores. Assim, dependendo da cor base do geossintético em estudo, os pontos de referência caracterizam-se por haver uma faixa branca seguida por uma faixa preta ou vice-versa. Na Figura 4.30 está ilustrado o princípio de funcionamento deste sistema.

A marcação eficaz dos pontos de referência foi uma das questões mais relevantes durante o desenvolvimento deste sistema. De facto, foram testadas várias soluções, tendo-se optado pela utilização de placas metálicas, fixas ao provete através de um parafuso (Figura 4.30 b)), no caso dos geotêxteis, ou com duas placas de ambos os lados de uma barra das geogrelhas (Figura 4.30 c)).

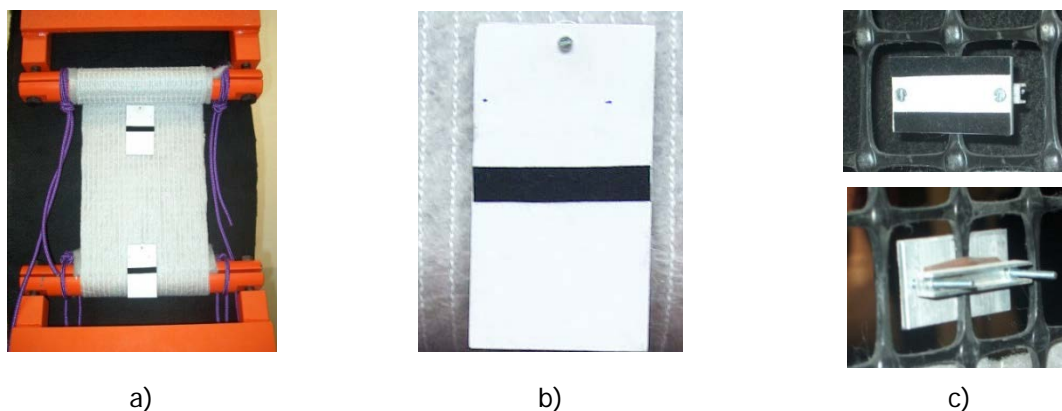


Figura 4.30 - Sistema para medição da distância entre pontos de referência: a) provetes com pontos de referência; b) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geotêxteis; c) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geogrelhas.

Na Figura 4.31a) está ilustrado o monitor de onde é possível controlar os parâmetros de ensaio e a sua evolução. A deteção, pelo programa, dos pontos de referência é avaliada pelo utilizador através de um gráfico anexo a imagens do provete atualizadas em tempo real.

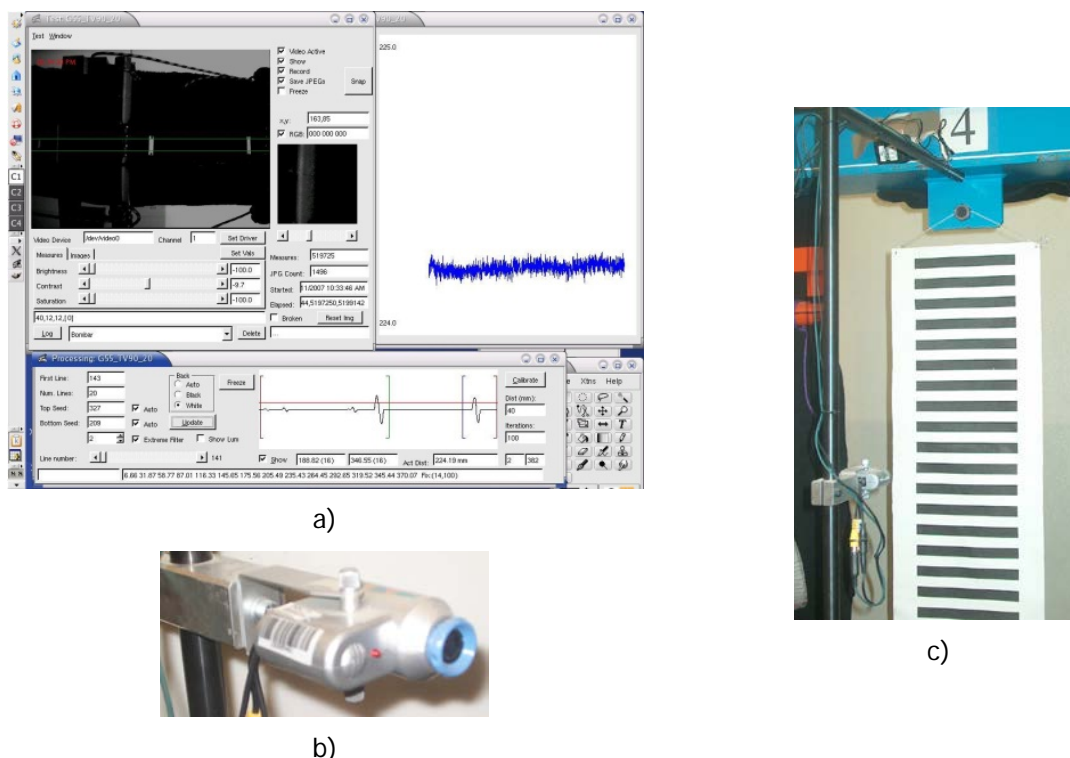


Figura 4.31 - Medição da extensão Pinho-Lopes (2004): a) monitor para controlo dos parâmetros de ensaio; b) pormenor de uma das câmaras; c) régua de calibração da câmara.

Uma outra questão essencial para este equipamento é a exigência, feita na norma, relativamente à precisão na medição das extensões do geossintético. Por esta razão, optou-se pelo sistema vídeo, utilizado com muito sucesso; contudo, é necessário ter grande cautela na sua utilização.

Em primeiro lugar, apesar de este sistema garantir a precisão necessária (através do número de píxeis de cada imagem), é fundamental que a distância medida seja corrigida sempre que haja distorção da imagem pela câmara. A resolução dos vários problemas associados a estas questões foi muito morosa. Para obviar estas questões, foi adicionada ao programa uma facilidade, através de parâmetros de calibração da câmara, que permitem fazer as correções necessárias para evitar erros associados à distorção da imagem.

Em segundo lugar, é necessário que exista uma calibração da distância medida. Então, para calibrar, para cada provete, a câmara e a distância medida utiliza-se uma régua com faixas brancas e pretas alternadas, tal como se ilustra na Figura 4.31 c).

Assim que o programa é iniciado e após a calibração da câmara, é possível fazer imagens do posto de ensaio (mesmo antes da colocação do provete), podendo obter-se um registo de todas as fases de ensaio. As imagens são feitas a intervalos crescentes no tempo, já que, em geral, ao longo do ensaio as alterações na extensão vão sendo cada vez mais espaçadas.

No que se refere à medição da distância entre pontos de referência e, conseqüentemente, da extensão do provete, esta é feita a intervalos de tempo crescentes, com um mínimo de 1 segundo.

É de salientar que no programa de ensaio foi introduzida uma outra possibilidade: a de registar a ocorrência de eventos significativos, que possam eventualmente ter repercussões no comportamento de um dado provete. Como exemplos deste tipo de eventos refira-se: a colocação da alavanca, para aplicação da carga ao provete; o início da aplicação da carga; o fim da aplicação da carga (para que se possa confirmar se o tempo correspondente indicado na norma é cumprido); a rotura de um provete no mesmo pórtico ou noutro adjacente; uma eventual falha de luz (embora o sistema esteja preparado para reiniciar, mantendo todas as configurações existentes antes de uma falha); etc.

Para mais facilmente se controlar os efeitos deste tipo de eventos, à sinalização de um evento pode associar-se uma alteração (geralmente, uma diminuição) do intervalo entre leituras da distância entre pontos de referência e a gravação de imagens com intervalos de tempo também menores. Na Figura 4.32 está ilustrado o menu correspondente à identificação dos eventos referidos.

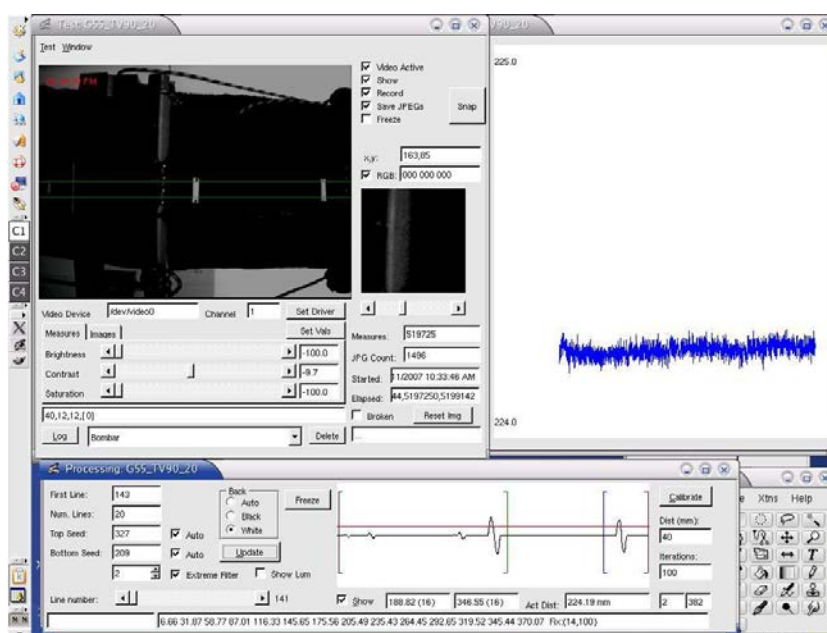


Figura 4.32 - Menu de identificação de eventos significativos para o ensaio de fluência ou rotura em fluência.

Para proceder à avaliação da carga efetivamente aplicada a cada um dos provetes foi desenvolvido um programa de computador específico. Assim, antes de colocar o provete nas garras e no pórtico, a célula de carga é colocada no local correspondente, os pesos são dispostos sobre o braço multiplicador e este é colocado na horizontal. Desta forma, a carga que será aplicada ao provete é aplicada à célula de carga e registada (Figura 4.33).

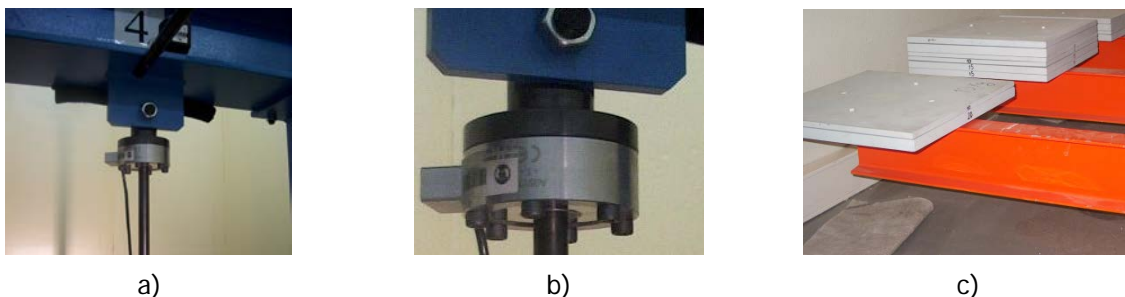


Figura 4.33 - Calibração da carga aplicada ao provete: a) e b) célula de carga e suporte respetivo; b) peso na extremidade dos braços.

Note-se que, após a colocação do provete é necessário fazer algumas correções no valor da carga aplicada, tendo em conta o peso da célula de carga e do sistema associado e o peso da garra inferior e da alavanca aplicada na sua extremidade.

Tal como se referiu anteriormente, as condições em que os provetes de geossintético são ensaiados, nomeadamente a temperatura ambiente, condicionam o seu comportamento e os resultados destes ensaios. Por essa razão, a sala onde se instalou o equipamento de fluência não possui janelas. A sala da FEUP onde este equipamento foi instalado tem uma particularidade que implicou algumas dificuldades adicionais: uma das paredes é exterior e virada a sul, o que se traduzia em grandes alterações na temperatura ambiente, em particular no verão. Por esta razão, e para minimizar as variações de temperatura, esta parede foi revestida com placas de um material isolante - poliestireno extrudado. Além disso, dado que esta medida não se revelou suficiente, foi instalado um sistema de ar condicionado.

Como referido, atualmente existem três pórticos na sala de fluência do laboratório de geossintéticos da FEUP (Figura 4.34), o que permite ensaiar 12 provetes simultaneamente.

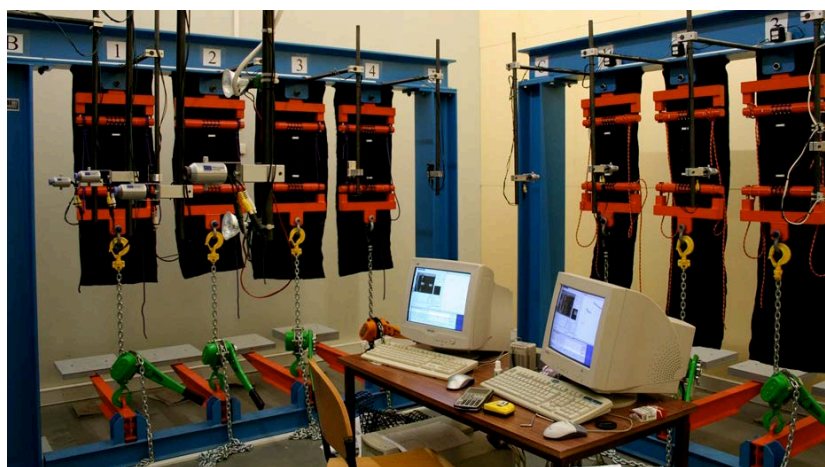


Figura 4.34 - Dois dos pórticos existentes na sala de fluência do laboratório de Geossintéticos da FEUP

4.3.4.4 Ensaio tipo e resultados de um ensaio tipo

Os resultados de um ensaio de rotura em fluência são apresentados em termos do tempo decorrido até à rotura do provete quando submetido a um dado nível de carga, constante durante esse tempo.

De acordo com a norma EN ISO 13431 (1999), para a determinação da rotura em fluência, como resultado do ensaio correspondente deve ser apresentado um quadro com os valores do tempo decorrido até à rotura de cada provete (com indicação da carga aplicada correspondente).

Estes valores permitem traçar a curva de tempos de rotura do geossintético em estudo para vários níveis de solitação e fazer extrapolações para determinar o valor da carga correspondente a um determinado instante. Assim é possível avaliar a carga de rotura em fluência do geossintético para o tempo de vida útil da estrutura em causa. No Capítulo 7 estão representados as curvas de fluências típicas.

Esta curva é definida num gráfico em escala semi-logarítmica, no eixo dos tempos (abscissas) e para uma dada temperatura de ensaios. Caso seja aplicável, este gráfico deve ainda incluir uma reta de regressão e a linha correspondente ao limite inferior de confiança de 95%.

De acordo com a norma EN ISO 13431 (1999), para cada geossintético, devem ser realizados ensaios de fluência sobre quatro provetes, cada um correspondendo a um nível de carga distinto e com duração de cerca de 1000 horas cada.

Assim, obtém-se informação sobre a extensão dos provetes, sob níveis de carga esperados em serviço, bem como sobre o(s) mecanismo(s) de rotura.

Os resultados referentes a este tipo de ensaios encontram-se no Capítulo 7.

4.3.4.5 Programa de ensaios de fluência e rotura em fluência

Ao longo deste trabalho foram realizados ensaios de fluência e rotura em fluência dos diferentes tipos de amostras de geossintético considerados. Assim, no Quadro 4.9 está descrito sumariamente o programa de ensaios de fluência e rotura em fluência realizado.

No quadro estão referidos 16 tipos de amostras distintos; no total foram validados 184 resultados de ensaios.

Quadro 4.9 - Programa de ensaios de fluência e rotura em fluência.

Geossintético	Tipo de amostras					
	Intacto	DDI em campo				
		Solo 1a		Solo 2		
		EC1	EC2	EC1	EC2	
GTX	x	x	x		x	Ensaio de rotura em fluência
GGT	x	x		x	x	
GTX	x	x	x		x	Ensaio de fluência
GGT	x	x		x	x	

Muitos dos resultados dos ensaios de rotura em fluência serviram como resultados dos ensaios de fluência. Visto que muitos dos ensaios de rotura em fluência estiveram em ensaio mais de 1000 horas.

Neste trabalho tentou-se obter resultados de ensaios de fluência e rotura em fluência para períodos longos, o que limitou a quantidade de ensaios obtidos mas em contrapartida obtiveram-se

resultados com períodos longos, facilitando a obtenção de extrapolações dos resultados obtidos para tempos de vida útil de obras com geossintéticos mais realistas.

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foram apresentados e descritos todos os ensaios realizados ou que foram realizados em trabalhos anteriores, nomeadamente os ensaios de danificação durante a instalação de campo e os ensaios para a caracterização da danificação induzida. Foram também apresentados os geossintéticos incluídos neste estudo e o programa de trabalhos realizado. Para cada um dos ensaios realizados foi feita a respetiva referência normativa e foi incluída uma descrição dos procedimentos de ensaio, assim como foram referidos os equipamentos de ensaio utilizados.

Nos capítulos seguintes são apresentados os resultados de todos os ensaios realizados. É feita uma análise dos resultados obtidos e respetiva comparação com os valores de referência (intactos). Posteriormente, são apresentados os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados. Os coeficientes determinados são discutidos, bem como a influência de alguns parâmetros nesses valores, nomeadamente: a resistência nominal do geossintético, o tipo de geossintético, o tipo de solo em contacto com o geossintético e a energia de compactação.

5 EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE ARRANQUE

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético com base nos ensaios de arranque. A norma que regula este ensaio é a NP EN 13738 (2007) - "Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo".

Pretende-se assim, avaliar o efeito da danificação durante a instalação (DDI) no comportamento das interfaces solo geossintético, nomeadamente quando o geossintético tem movimento de arranque.

Foram realizados ensaios de arranque em todos os geossintéticos estudados, nomeadamente amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 1a e Solo 1b, com energia de compactação EC1 e EC2.

Note-se que os ensaios de arranque foram realizados recorrendo a um índice de compacidade do solo de 50% e a uma tensão normal ao nível de geossintético de 25kPa.

Nas secções seguintes são apresentadas as características do solo utilizado nesses ensaios e os resultados obtidos para os diferentes tipos de amostras estudadas. Posteriormente, discutem-se esses resultados, procurando avaliar-se o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético.

Por último, é feita uma análise dos resultados obtidos com os resultados dos mesmos geossintéticos danificados com o Solo 2 e com as energias de compactação EC1 e EC2 publicados por Pinho-Lopes (2004). Deste modo, procura-se contribuir para o esclarecimento do fenómeno de DDI e a influência neste da estrutura do geossintéticos, das características do solo e da energia de compactação.

5.2 SOLO UTILIZADO

Nos ensaios de arranque realizados foi utilizado um solo do tipo "tout-venant", designado por Solo 3, dado à data da realização dos mesmos não haver disponíveis amostras dos Solos 1a e 1b. Como se pode observar na Figura 5.1, o Solo 3 tem dimensões de partículas idênticas às dos Solos 1a e 1b, embora com percentagens de passados ligeiramente superiores (variáveis entre cerca de 5% e 20%), podendo-se considerar as curvas granulométricas dos 3 solos próximas.

No Quadro 5.1 estão indicadas algumas das características do Solo 3. Indica-se o peso volúmico do solo correspondente a um índice de compacidade (ID) de 50%, já que foi o valor para o qual se compactou o solo no interior da caixa de arranque. No Quadro 5.2 são indicados os parâmetros de resistência do solo, determinados através de ensaios de corte direto.

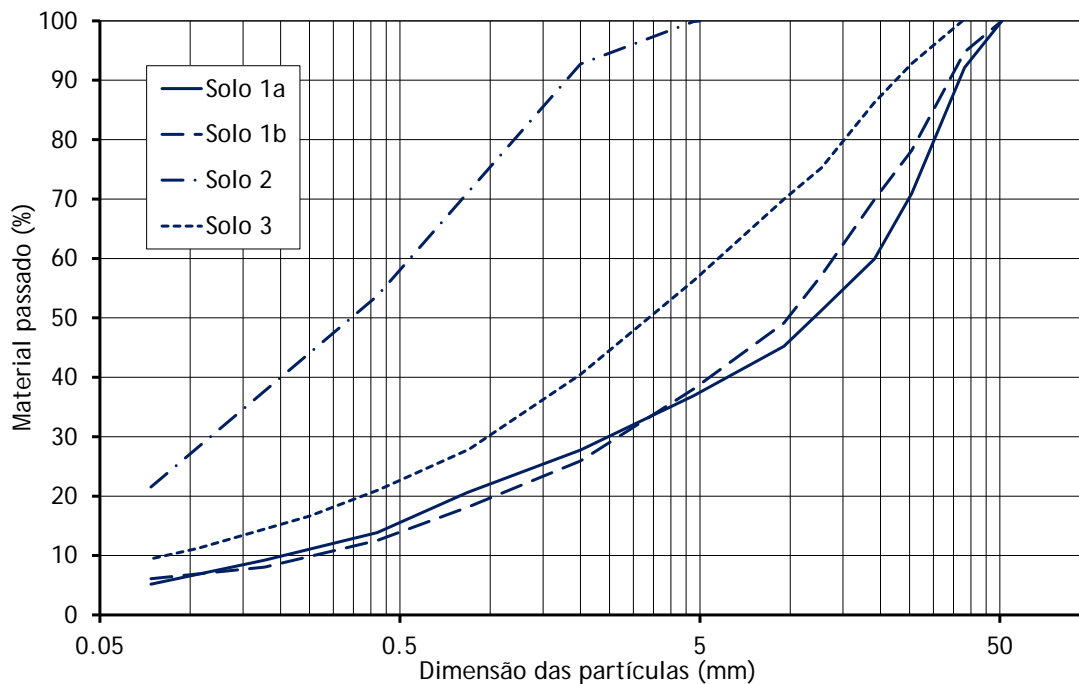


Figura 5.1 - Curva granulométricas dos solos.

Quadro 5.1 - Características do Solo 3.

Solo 3	%<0,074	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{max}	C _U	C _C	γ _{min}	γ _{max}	γ _[ID=50%]
	mm	mm	mm	mm	mm	mm			kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
	9,52	0,08	1,00	3,50	5,95	37,50	74,38	2,10	14,12	21,19	16,95

Quadro 5.2 - Parâmetros de resistência do Solo 3.

I _D =50%		Tensão vertical de consolidação			φ'	c'
		25	50	75		
		(kPa)				
Pico	σ' _v τ	25,00 40,34 [1,61]	50,00 68,95 [1,38]	75,00 106,51 [1,42]	52,9	5,76
Residual	τ σ' _v	25,00 35,19 [1,41]	50,00 68,42 [1,37]	75,00 96,80 [1,29]	50,9	5,19

5.3 GEOSINTÉTICO GTX

5.3.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GTX (geotêxtil tecido) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 0,25m de largura e 0,75m de comprimento confinado.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra cilíndrica. Para proteger o provete na zona de amarração, entre este e a garra utilizou-se um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, Figura 5.2.

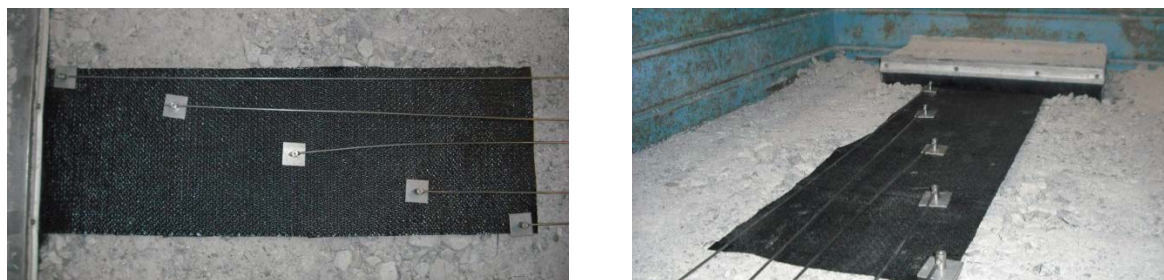


Figura 5.2 - Geossintético GTX na caixa de arranque.

5.3.2 Material intacto

Foram ensaiados 3 provetes do geossintético GTX intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.3. Como se pode verificar a rotura de todos os provetes ocorreu por tração; o valor de arranque máximo do GTX é de 44,81kN/m e o deslocamento frontal correspondente é de 96,63mm.

Quadro 5.3 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX intacto.

GTX INT	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Provete 1	47,70	102,35	2,34	11,03	15,24	17,04	52,07	25	Tração
Provete 2	44,54	98,60	3,37	9,36	19,17	30,16	55,17	25	Tração
Provete 3	42,20	88,95	0,07	5,49	16,30	20,41	12,38	25	Tração
Média	44,81	96,63	1,93	8,63	16,90	22,54	39,87		
Desvio Padrão	2,76	6,91	1,69	2,84	2,03	6,81	23,86		
Coef. de Variação	6,16	7,15	87,63	32,94	12,03	30,23	59,84		

Na Figura 5.3 pode-se visualizar os provetes após a realização do ensaio e a zona onde ocorreu a rotura.

Como se pode observar, o coeficiente de variação associado à resistência ao arranque é cerca de 6%, para o deslocamento frontal esse valor ronda os 7%. No que se refere aos deslocamentos do provete medidos no interior do seu comprimento confinado, os valores do coeficiente de variação são bastantes diferentes, variando entre 12% a 88%

Na Figura 5.4 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 1 do geossintético GTX. Neste gráfico está representada a evolução ao longo do ensaio da força de arranque mobilizada em função do deslocamento frontal que este sofre. Adicionalmente, representa-se também a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento dos 5 pontos considerados ao longo do comprimento confinado do provete. Note-se que D1 se situa na extremidade livre do provete e D5 é o posicionado mais próximo da pega do equipamento.

É ainda de referir que existe uma zona inicial da curva de arranque do provete em que a força de arranque é praticamente nula para deslocamento frontal crescente. Esta zona da curva corresponde à existência de um ajuste do provete na garra.

Na Figura 5.5 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 1 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. Com esperado e apesar de o provete sofrer rotura por tração, ao longo do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

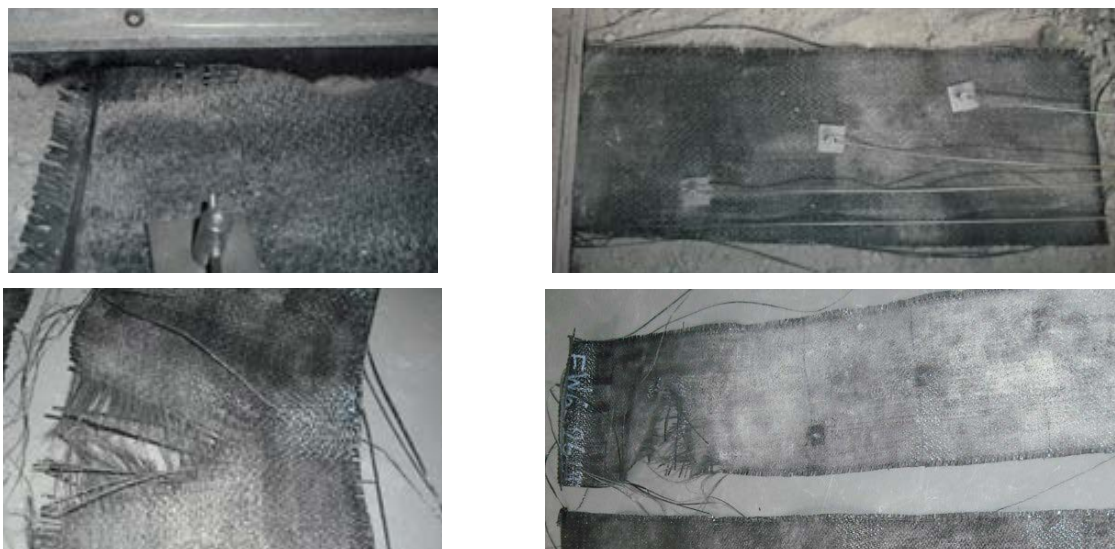


Figura 5.3 - Geossintético GTX após o ensaio de arranque.

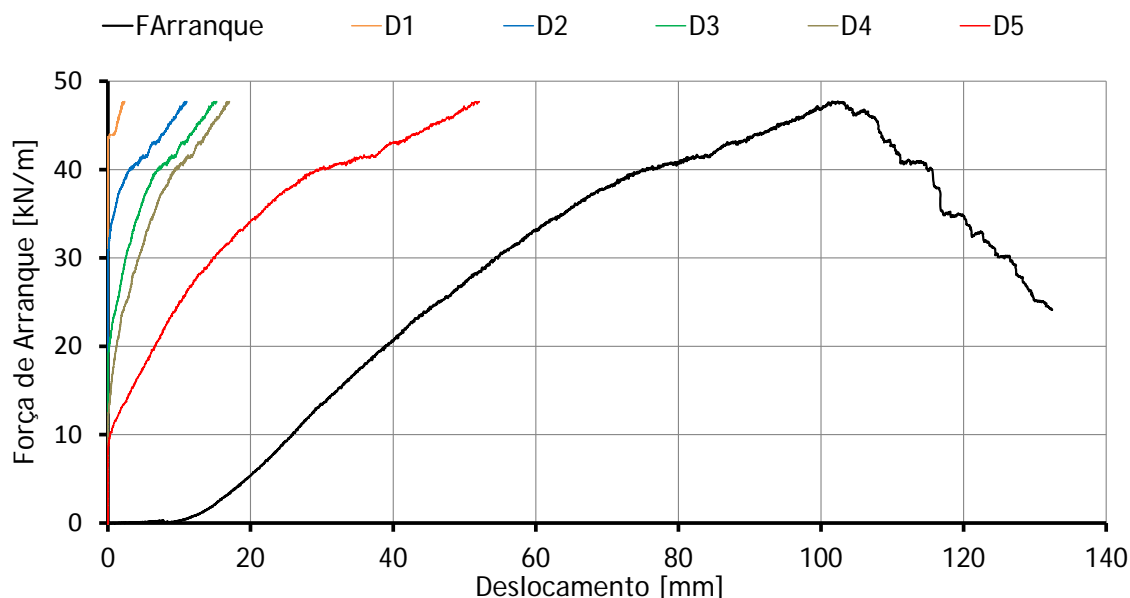


Figura 5.4 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 1 do GTX intacto.

Como se pode verificar, no interior da caixa de arranque os deslocamentos ao longo do comprimento confinado do provete não são constantes. De facto, os deslocamentos são mais significativos junto à parte frontal da caixa (onde o provete sofreu rotura), aumentando progressivamente para o interior desta ao longo do ensaio.

De referir que o deslocamento confinado medido junto à pega (D5) do provete 3, é menor do que os deslocamentos de D4 e D3, o que não faz sentido. Esta particularidade deve-se ao facto de o provete iniciar a rotura na zona onde está colocado o ponto de medição D5.

Na Figura 5.6 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GTX intacto.

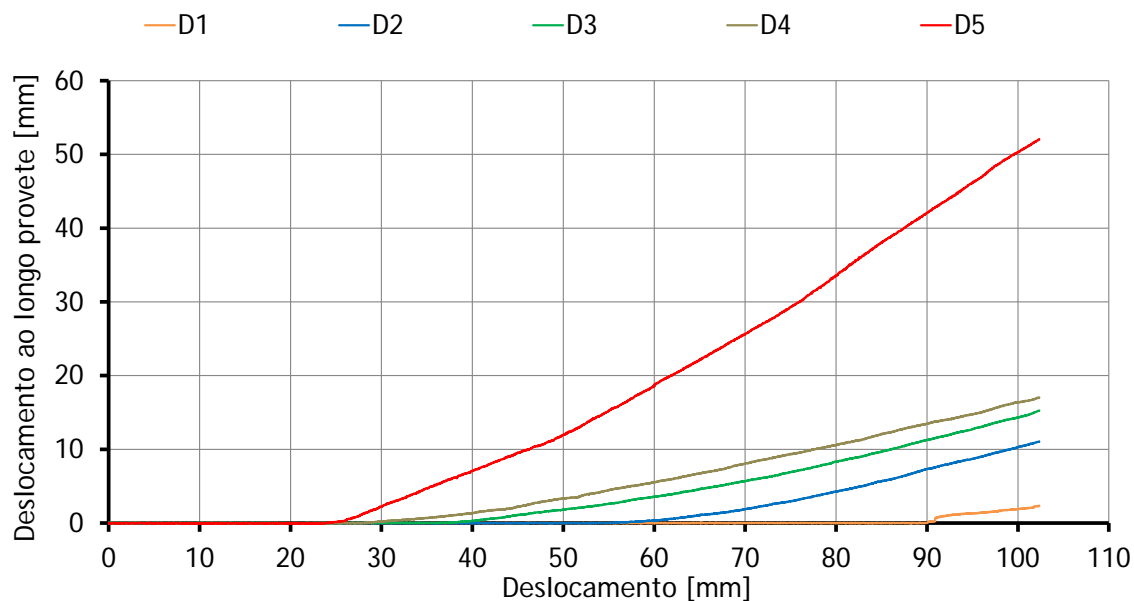


Figura 5.5 - Deslocamentos no interior do provete 1 do GTX intacto, em função do deslocamento frontal.

Como se pode verificar, o comportamento dos três provetes é muito semelhante. O declive do troço linear das curvas é idêntico e a forma das curvas é muito semelhante.

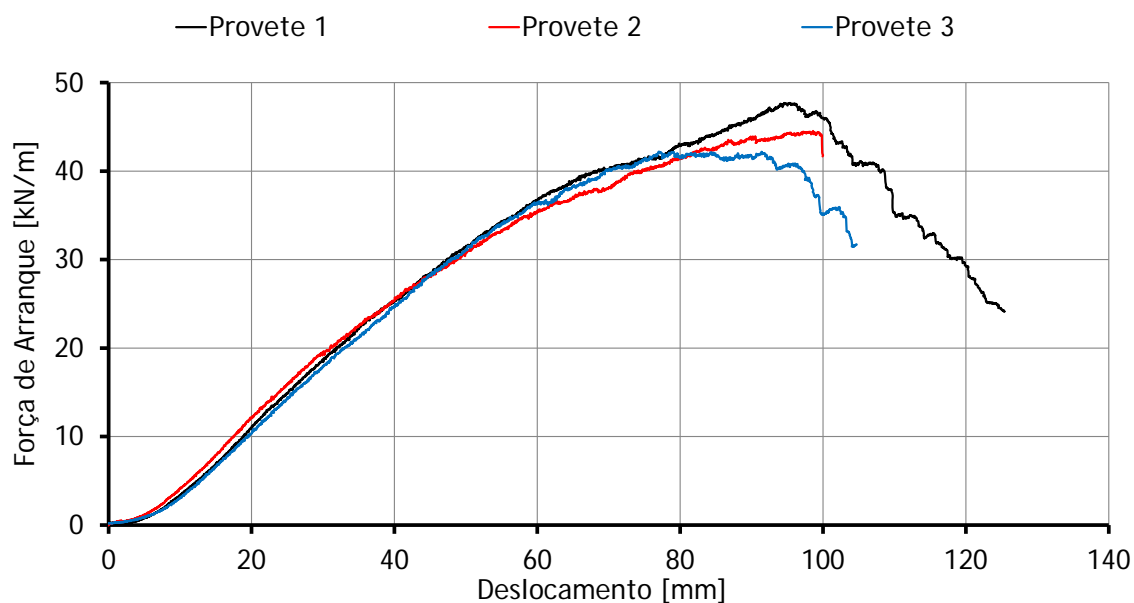


Figura 5.6 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX Intacto.

5.3.3 Material danificado em campo com Solo 1a e EC1

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes de geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e EC1 (90%) cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.4. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tração, para uma força máxima de 31,63kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 81,66mm.

Na Figura 5.7, está representada a evolução da força de arranque do geossintético com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GTX após DDI em campo com o Solo 1 e EC1.

Quadro 5.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC1.

GTX DDI Solo1-EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Provete 1	28,99	79,01	0,01	0,38	4,20	5,45	12,50	25	Tração
Provete 2	35,76	93,63	0,07	1,51	6,17	10,42	13,41	25	Tração
Provete 3	30,06	72,34	0,04	0,87	2,52	9,07	11,08	25	Tração
Média	31,60	81,66	0,04	0,92	4,30	8,31	12,33		
Desvio Padrão	3,64	10,89	0,03	0,57	1,83	2,57	1,17		
Coef. de Variação	11,51	13,34	75,00	61,59	42,52	30,91	9,52		

O coeficiente de variação associado à resistência à tração é cerca de 12%, para o deslocamento frontal esse valor ronda os 13%, cerca de duas vezes superior aos valores obtidos para o material intacto. Estes valores devem-se aos resultados do provete 2, que apresenta uma força máxima a arranque e um deslocamento frontal superiores aos dos provetes 1 e 3.

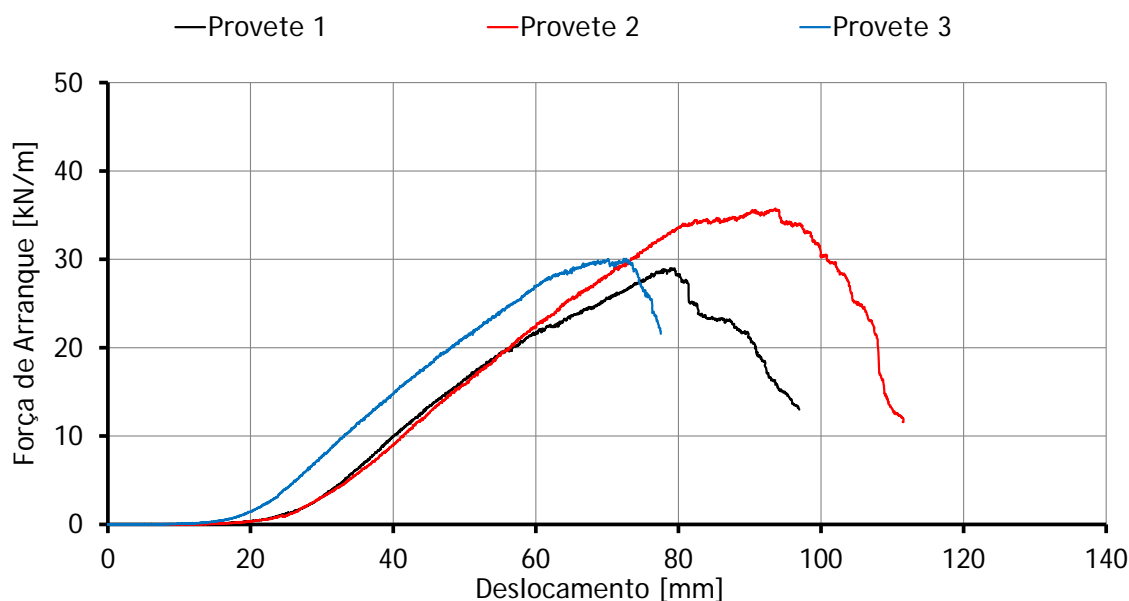


Figura 5.7 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX após DDI em campo, solo e EC1.

5.3.4 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2

O Quadro 5.5 resume os resultados do ensaio de arranque de 3 provetes do geossintético GTX após DDI em campo com o Solo 1 e EC2 (98%). Como se pode verificar, a rotura dos provetes deu-se por tração, para uma força máxima de 17,11kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 44,30mm.

O coeficiente de variação associado à resistência ao arranque é cerca de 13% e ao deslocamento frontal correspondente é de 4,4%. As dificuldades associadas à medição dos deslocamentos no

comprimento confinado provam o elevado coeficiente de variação registado. De salientar que os deslocamentos medidos nos pontos correspondentes a D1 e D2 (pontos mais próximos da extremidade livre) não sofreram variação durante o ensaio, pelo que não faz sentido de falar em coeficiente de variação para estas duas variáveis.

Quadro 5.5 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC2.

GTX DDI Solo1-EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	18,70	46,52	0,00	-0,04	0,66	1,49	4,80	25	Tração
Provete 2	17,94	43,06	-0,02	-0,01	0,07	3,43	9,12	25	Tração
Provete 3	14,68	43,32	0,02	-0,04	0,01	0,02	2,19	25	Tração
Média	17,11	44,30	0,00	-0,03	0,25	1,65	5,37		
Desvio Padrão	2,14	1,93	0,02	0,02	0,36	1,71	3,50		
Coef. de Variação	12,50	4,35			145,63	103,87	65,18		

Na Figura 5.8 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 98% (EC2).

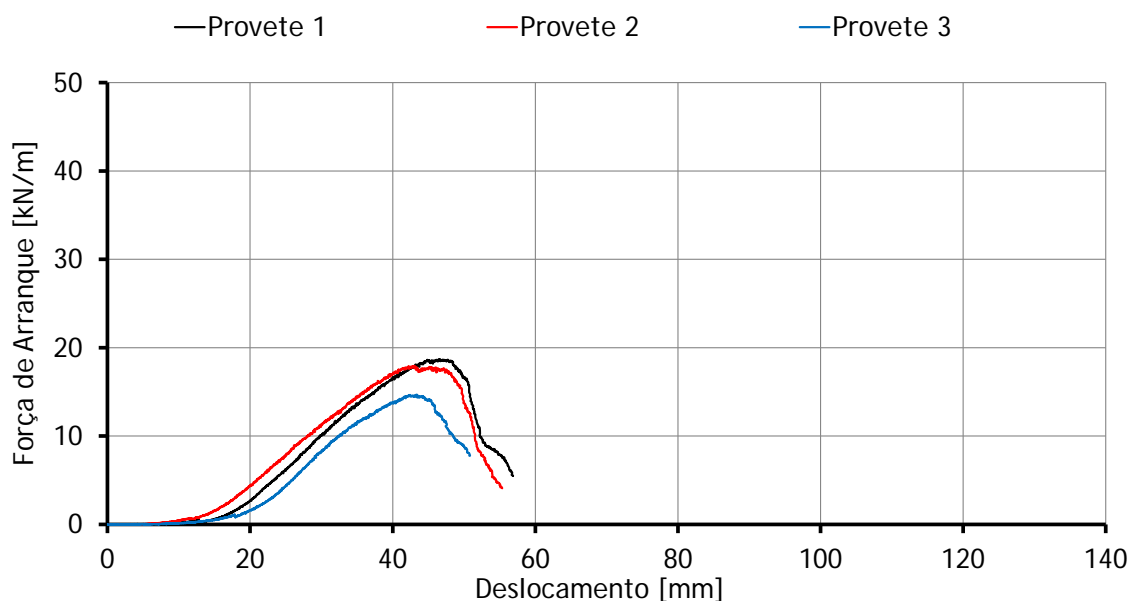


Figura 5.8 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX após DDI em campo, Solo 1 e EC2.

5.3.5 Considerações gerais

No Quadro 5.6 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de força de arranque máxima, F_a , e do deslocamento frontal correspondente, D , do provete, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GTX intacto e do GTX após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação.

Para avaliar o efeito da DDI dos geossintéticos os resultados são discutidos em termos da força de arranque residual, $F_{a_{res}}$ (%), das amostras danificadas relativamente às amostras intactas correspondentes, determinadas através da Equação (5.1). Em que $F_{a_{danificada}}$ (kN/m) é a força máxima de arranque das amostras danificadas (para cada um dos tipos de danificação) e $F_{a_{intacta}}$ (kN/m) é a força máxima de arranque das amostras intactas. De forma semelhante determinou-se o valor residual para o deslocamento frontal do provete.

$$F_{a_{res}} = \frac{F_{a_{danificada}}}{F_{a_{intacta}}} \cdot 100 \text{ (em\%)} \tag{5.1}$$

Quadro 5.6 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX intacto e após DDI em campo.

Geossintético		Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	F _{aRes} (%)	D _{Res} (%)
				kN/m	%	mm	%		
GTX	Intacto	25	Tracção	44,81	6,16	96,63	7,15		
	Solo1 - EC1	25	Tracção	31,60	11,51	81,66	13,34	70,52	84,51
	Solo1 - EC2	25	Tracção	17,11	12,50	44,30	4,35	38,18	45,84

Após DDI em campo há algumas alterações no comportamento ao arranque do geossintético GTX. De facto, a resistência ao arranque sofre uma redução de 29,48% e 61,82% para o geossintético danificado em campo com energia de compactação de EC1 e EC2, respetivamente. A redução do deslocamento frontal na rotura é de 15,49% e 54,16%, respetivamente para EC1 e EC2.

Na Figura 5.9 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GTX intacto e do GTX após DDI em campo com as duas energias de compactação EC1 e EC2. Os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

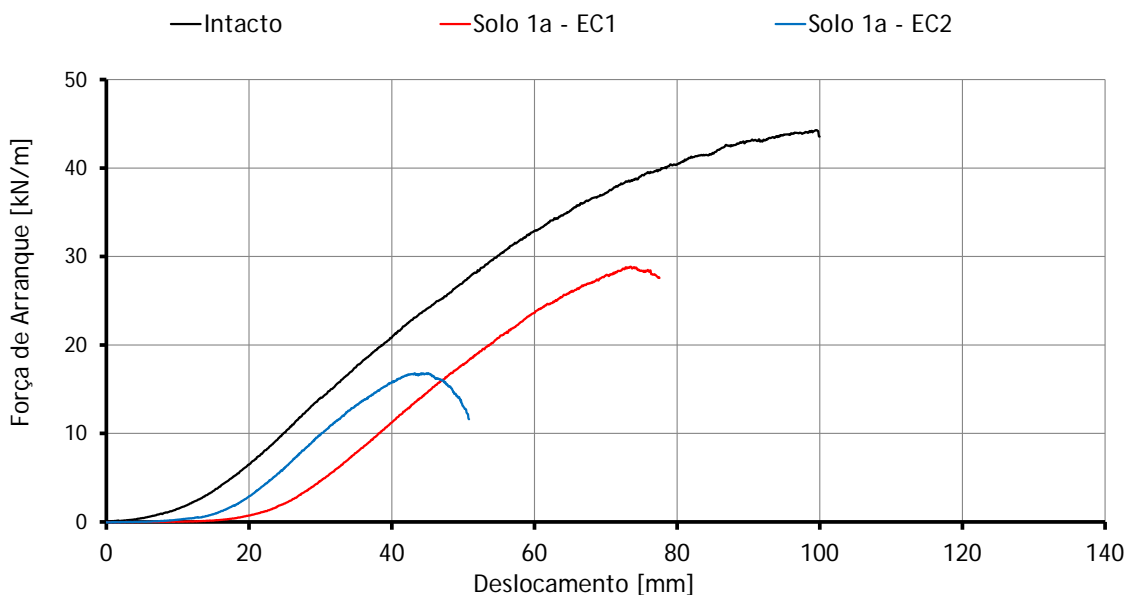


Figura 5.9 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX intacto e do GTX após DDI em campo.

Note-se uma vez mais que a zona inicial das curvas de arranque é praticamente horizontal, com força de arranque praticamente nula. Trata-se do ajuste típico do geossintético no interior da garra cilíndrica e que, por essa razão, ocorre para as diferentes amostras consideradas.

Na Figura 5.10 representam-se os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura por arranque. Como no caso da Figura 5.9, os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

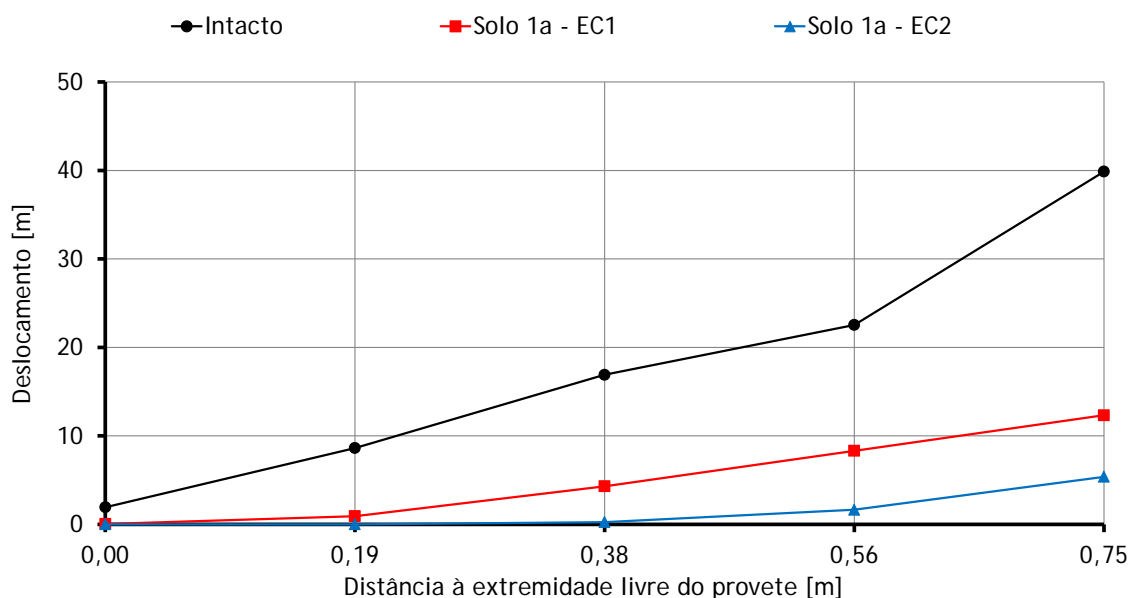


Figura 5.10 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre a rotura do GTX intacto e danificado.

Como se pode observar, após DDI com o Solo 1a e as duas energias de compactação, os deslocamentos ao longo do geossintético GTX são mais baixos. Como a força de arranque que provoca a rotura por tração dos provetes é menor no material danificado é natural que estes deslocamentos também o sejam. Como já referido anteriormente, é possível observar que os pontos mais próximos da extremidade livre, apresentam deslocamentos praticamente nulos e estes vão crescendo conforme nos aproximamos da zona junto à abertura da caixa, sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

5.4 GEOSINTÉTICO GGT

5.4.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GGT (geogrelha tecida) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 15 barras na largura e 50 barras de comprimento confinado (47,43 barras/m) o que corresponde a uma largura de 0,316m e um comprimento de cerca de 1,05m.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra cilíndrica. Para proteger o provete na zona de amarração, entre este e a garra utilizou-se um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, Figura 5.11 (D1 junto à extremidade livre e D5 próximo da manga).



Figura 5.11 - Geossintético GGT na caixa de arranque

5.4.2 Material intacto

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGT intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.7. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tração, com força de arranque máxima de 49,70kN/m e o deslocamento frontal correspondente de 88,50mm.

Quadro 5.7 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT intacto.

GGT INT	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	46,30	83,13	0,06	0,31	1,59	4,18	15,27	25	Tração
Provete 2	52,20	88,90	0,12	1,01	4,04	8,17	32,11	25	Tração
Provete 3	50,60	93,46	0,03	0,99	4,70	8,90	30,55	25	Tração
Média	49,70	88,50	0,07	0,77	3,44	7,08	25,98		
Desvio Padrão	3,05	5,18	0,05	0,40	1,64	2,54	9,30		
Coef. de Variação	6,14	5,85	65,47	51,75	47,59	35,87	35,82		

Como se pode ver na Figura 5.12, a rotura por tração ocorre na extremidade confinada junto à abertura da caixa (onde está a garra cilíndrica).

O coeficiente de variação associado à resistência ao arranque e ao deslocamento frontal correspondente é de 6,14% e 5,85% respetivamente. Por sua vez, no que se refere aos deslocamentos no interior do comprimento confinado dos provetes a situação é diferente. Os deslocamentos variam para os 3 provetes considerados.



Figura 5.12 - Zona onde ocorreu rotura da GGT, intacta.

Na Figura 5.13 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 3 do geossintético GGT. Neste gráfico está representada a evolução ao longo do ensaio da força de arranque em função do deslocamento frontal deste. Adicionalmente representa-se também a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento de 5 pontos ao longo do comprimento confinado do provete.

Na Figura 5.14 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 3 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. Consta-se que à medida que o ensaio decorre vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

Importante referir que os deslocamentos mais próximos da extremidade livre são bastante baixos, o que indica que há rotura do provete antes da total mobilização da secção do provete no interior da caixa.

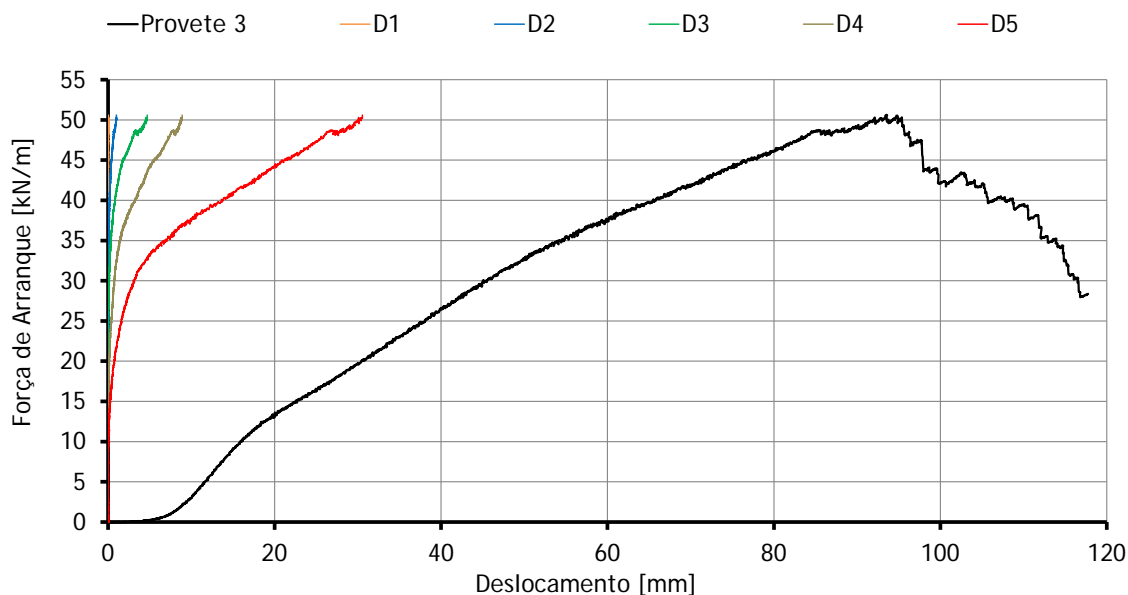


Figura 5.13 - Gráfico de arranque da GGT intacta, provete 3.

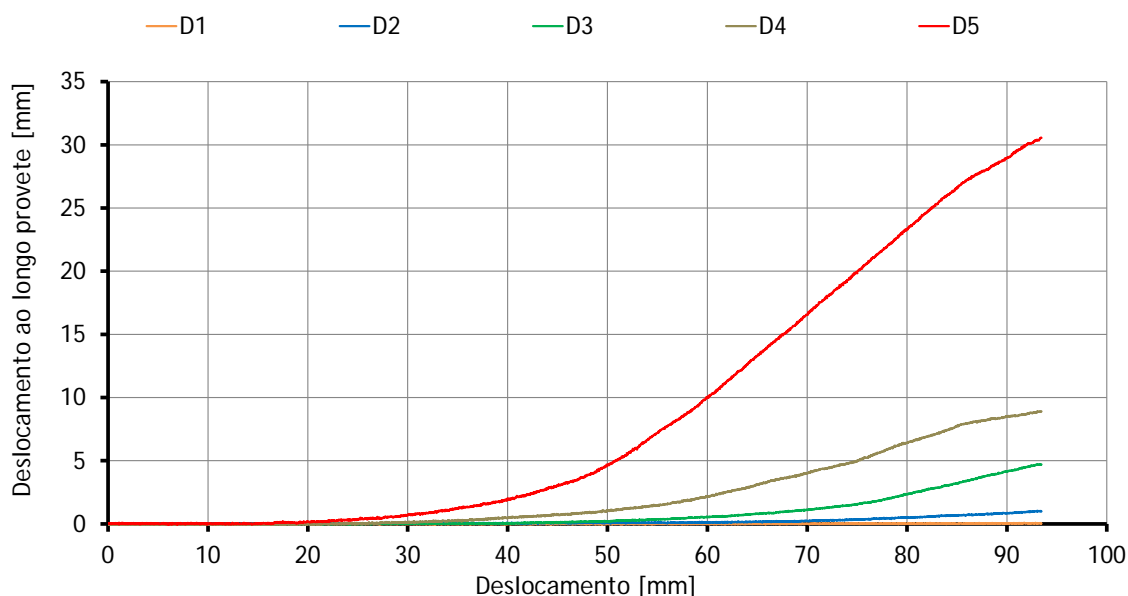


Figura 5.14 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo do provete 3 da GGT intacta.

Na Figura 5.15 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGT intacto considerados.

Os resultados evidenciam a zona inicial, de menor declive, de ajuste dos provetes na garra. Além disso, em todos eles existe uma diminuição do declive da curva de arranque para valores da força de arranque próximos de 10kN/m a 15kN/m e deslocamento frontal de cerca de 10mm.

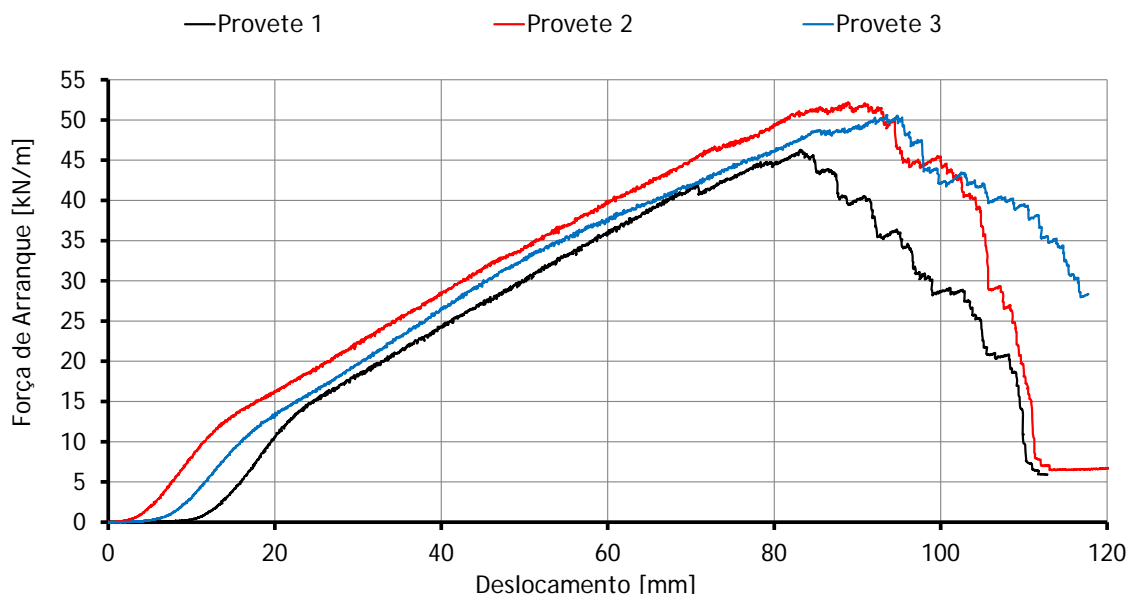


Figura 5.15 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT intacta.

5.4.3 Material danificado em campo com Solo 1a e EC1.

Por não haver material suficiente, só foram ensaiados dois provetes do geossintético GGT após DDI em campo com o Solo 1 e EC1, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT após DDI em campo, Solo1 e EC1.

GGT DDI Solo1-EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	28,25	92,61	0,13	0,36	2,69	13,33	32,18	25,00	Tração
Provete 2	31,48	82,33	0,01	0,27	2,52	8,20	21,45	25,00	Tração
Provete 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	29,87	87,47	0,07	0,32	2,61	10,77	26,82		
Desvio Padrão	2,28	7,27	0,08	0,06	0,12	3,63	7,59		
Coef. de Variação	7,65	8,31	121,22	20,20	4,61	33,70	28,29		

Verifica-se que a rotura dos provetes ocorreu por tração, para uma força de máxima de 29,87kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 87,47mm.

O coeficiente de variação associado à resistência à tração é de 7,65% e o mesmo parâmetro relativo ao deslocamento frontal correspondente é de 8,31%.

Os elevados coeficientes de variação dos deslocamentos medidos ao longo do comprimento confinado dos provetes podem justificar as dificuldades associadas à medição destes deslocamentos já que, em muitos deles, se verifica o destaque de algumas barras transversais e deslizamentos noutros.

Na Figura 5.16 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGT após DDI em campo com o Solo 1 e EC1.

As curvas de arranque dos dois provetes são bastante próximas até ao fim do 1º troço com declive. Na realidade, as curvas de arranque deste geossintético exibem uma zona inicial quase horizontal (de ajuste do provete na garra), seguida de um primeiro troço com declive, idêntico para os dois provetes para forças de arranque até cerca 10kN/m a 15kN/m e deslocamentos frontais entre 25 e 30 mm, e um segundo troço com declive menor, indicador de uma maior deformabilidade do material, em que o provete 1 apresenta menor rigidez que o provete 2.

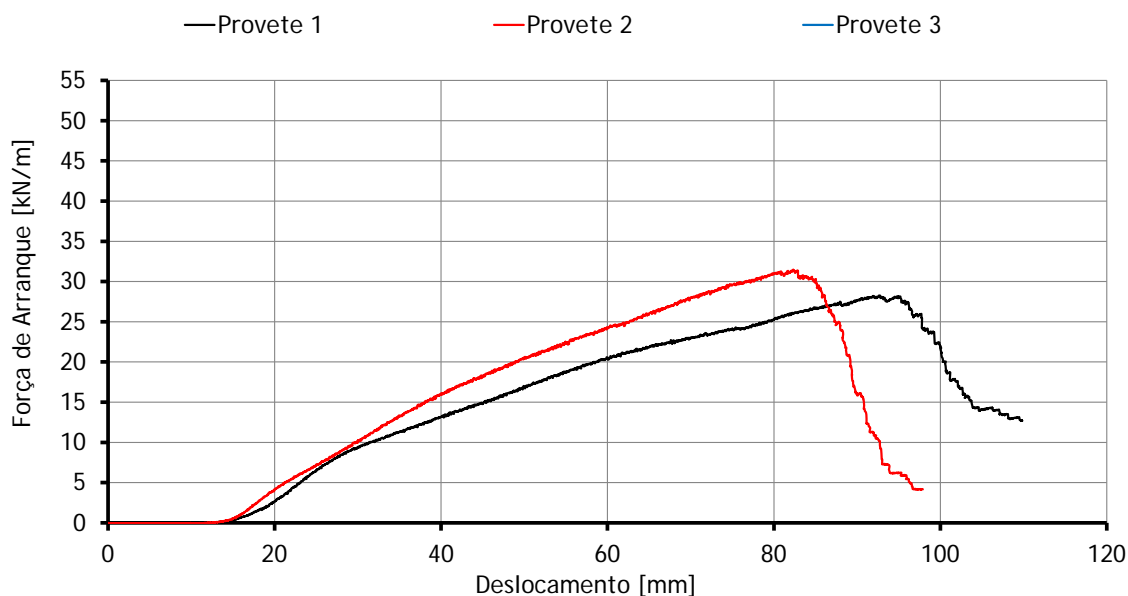


Figura 5.16 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI com o Solo 1 e EC1.

5.4.4 Material danificado em campo com Solo 1a e EC2.

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGT após DDI em campo com o Solo 1 e EC2, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.9. Como se pode verificar, a rotura dos provetes deu-se por tração, para uma força máxima de 20,84kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 54,20mm.

Quadro 5.9 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGT após DDI em campo, Solo1 e EC2.

GGT DDI Solo1-EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provede 1	29,27	57,70	0,06	-0,02	0,18	1,06	7,09	25,00	Tração
Provede 2	17,16	55,03	0,01	0,01	-0,01	0,25	6,79	25,00	Tração
Provede 3	16,09	49,87	-0,01	0,01	-0,02	0,50	1,28	25,00	Tração
Média	20,84	54,20	0,02	0,00	0,05	0,60	5,05		
Desvio Padrão	7,32	3,98	0,04	0,02	0,11	0,41	3,27		
Coef. de Variação	35,12	7,34	180,28	-	225,39	68,75	64,73		

O coeficiente de variação associado à resistência à tração é de 35,12% e o mesmo parâmetro relativo ao deslocamento frontal correspondente é de 7,34%. O elevado valor do coeficiente de

variação da resistência à tração indica dispersão de valores obtidos para este parâmetro, devido principalmente ao provete 1.

Na Figura 5.17 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGT após DDI em campo com Solo 1 e EC2.

Note-se que, tal como para os provetes intactos e danificados como Solo 1 e EC1 da GGT, para valores da força de arranque de cerca de 10kN/m a 15kN/m e do deslocamento frontal entre 25 e 30mm há uma mudança do declive da curva de arranque. De facto, a partir desse limite todos os provetes se tornam mais deformáveis.

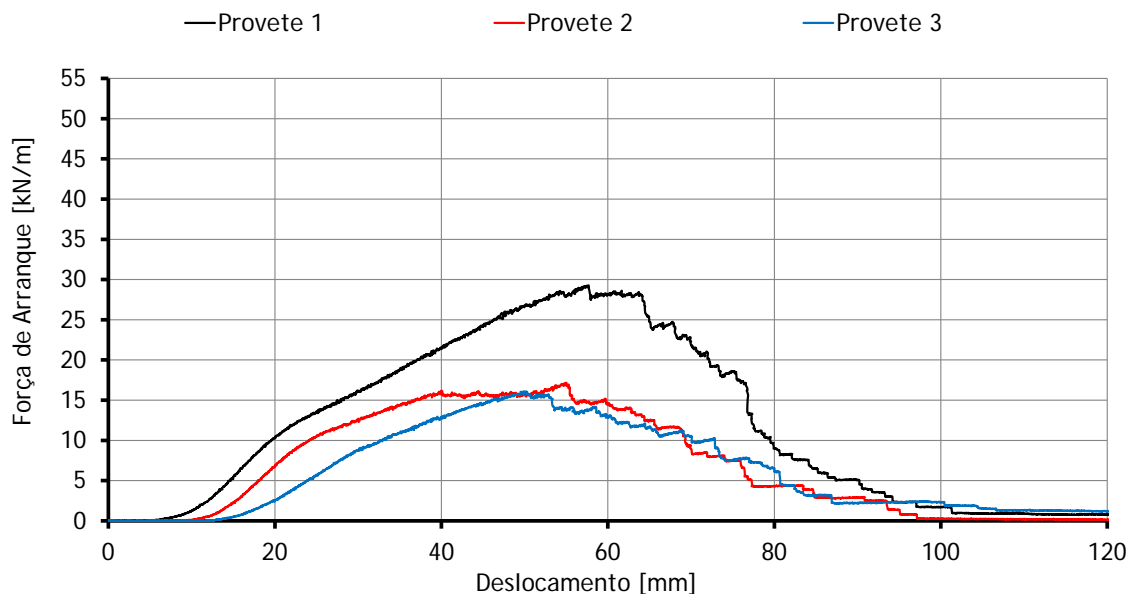


Figura 5.17 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI com o Solo 1 e EC2.

5.4.5 Considerações finais

No Quadro 5.10 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de força de arranque máxima e do deslocamento frontal correspondente, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GGT intacto e após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação consideradas.

Quadro 5.10 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque da GGT intacta e após DDI em campo.

Geossintético	Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	Fa _{Res} (%)	D _{Res} (%)	
			kN/m	%	mm	%			
GGT	Intacto	25	Tracção	49,70	6,14	88,50	5,85		
	Solo1 - EC1	25	Tracção	29,87	7,65	87,47	8,31	60,10	98,84
	Solo1 - EC2	25	Tracção	20,84	35,12	54,20	7,34	41,93	61,96

Para avaliar o efeito da DDI dos geossintéticos os resultados são discutidos em termos da força de arranque máxima residual, $F_{a_{res}}$ (%), das amostras danificadas relativamente às amostras intactas correspondentes, determinada através da Equação (5.1).

Após DDI em campo há algumas alterações no comportamento ao arranque do geossintético GGT. De facto, a força máxima sofre uma redução de 39,9% e 58,07% para o geossintético danificado em campo com EC1 e EC2, respetivamente. A redução do deslocamento frontal na rotura é de 1,16% e 38,04%, respetivamente para as energias de compactação EC1 e EC2.

A Figura 5.18 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGT intacto e do GGT após DDI em campo com as duas energias de compactação, EC1 e EC2. Note-se que os valores apresentados são os valores médios (curvas médias obtidas dos diferentes provetes) referentes aos vários tipos de amostras consideradas. Note-se, uma vez mais, que o ajuste do geossintético no interior da garra cilíndrica provoca uma zona inicial das curvas com força de arranque praticamente nula. É ainda possível verificar que a rigidez após um deslocamento frontal da garra na ordem dos 13mm é maior na amostra intacta do que nas amostras danificadas em campo.

Na Figura 5.19 representam-se os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura por tração no ensaio de arranque. Como no caso da Figura 5.18, os valores apresentados são os valores médios dos provetes referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

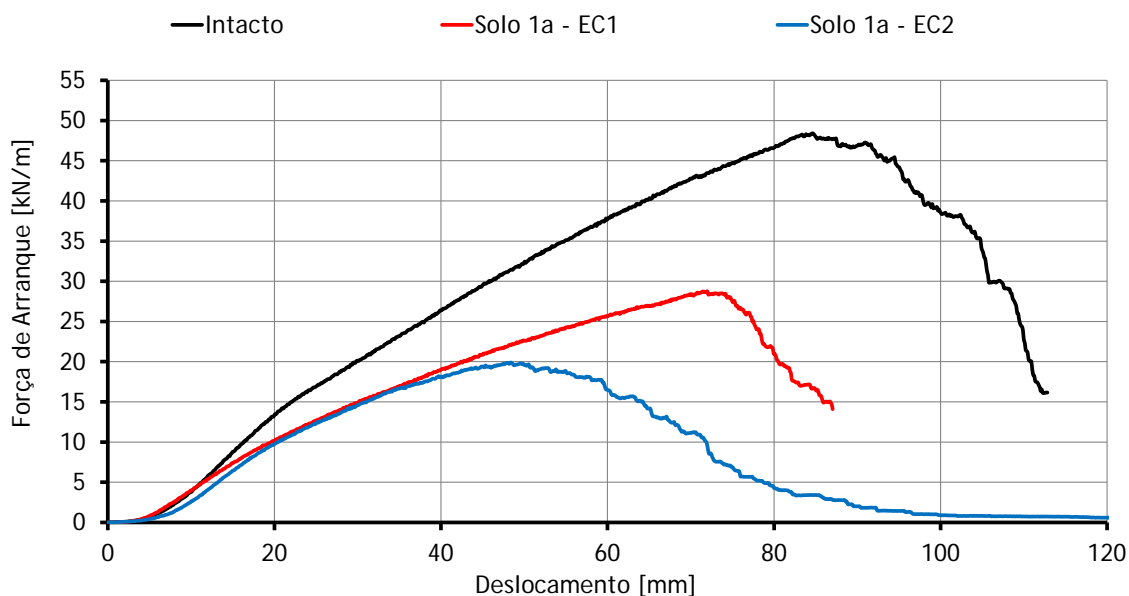


Figura 5.18 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT intacta e da GGT após DDI em campo.

Após DDI com o Solo 1a e EC1, os deslocamentos ao longo do geossintético GGT são praticamente coincidentes com os do material intacto. No entanto, na zona mais perto da abertura da caixa (onde o geossintético sofreu rotura por tração) os deslocamentos são maiores nos provetes após DDI com o solo 1a e EC1 do que nos provetes intactos. Isto deve-se provavelmente à redução de rigidez do geossintético após DDI, ver Figura 5.18.

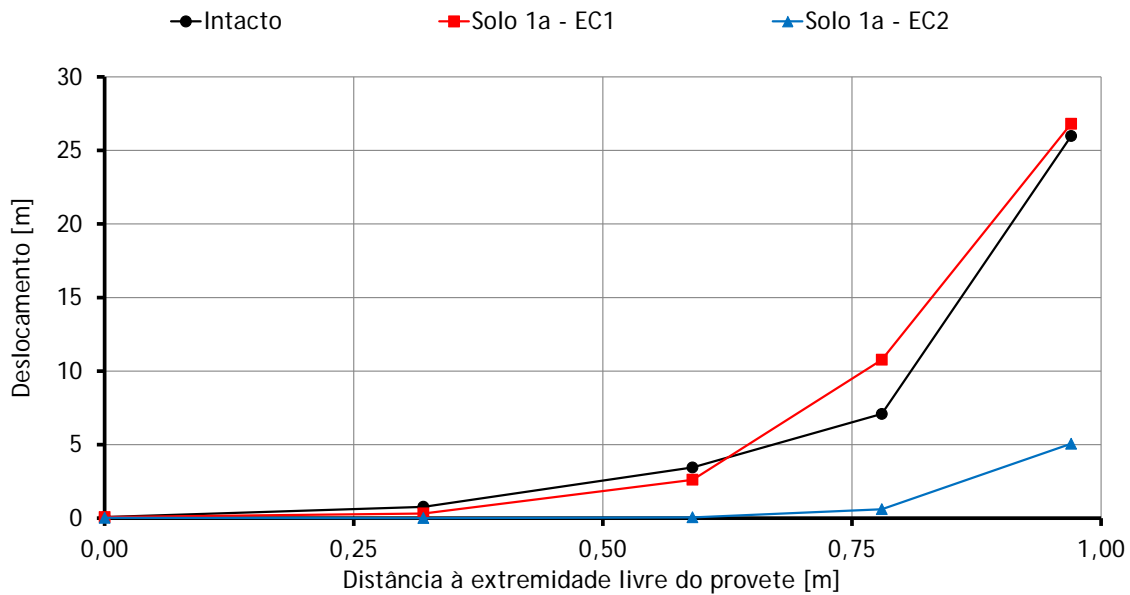


Figura 5.19 - Deslocamentos totais médios ao longo do provete no instante em que ocorre a rotura da GGT intacta e danificada em campo.

Para os provetes após DDI com o Solo 1a e EC2 (situação com maior grau de danificação) os deslocamentos ao longo do geossintético são bastante mais baixos que nas outras situações. Isto deve-se provavelmente à rotura ocorrer bastante mais cedo do que nas outras situações. Como já referido anteriormente, é possível observar que os pontos mais próximos da extremidade livre, apresentam deslocamentos praticamente nulos e estes vão crescendo conforme nos aproximamos da zona junto à abertura da caixa, sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

5.5 GEOSINTÉTICO GGE1

5.5.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GGE1 (geogrelha biaxial extrudada com 40kN/m de resistência nominal à tração) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 10 barras na largura (31,50barras/m) e 1,00m de comprimento confinado com 31 barras. Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra de cunha, protegido, na zona de amarração, por um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, ver Figura 5.20 (D1 junto à extremidade livre e D5 próximo da manga).

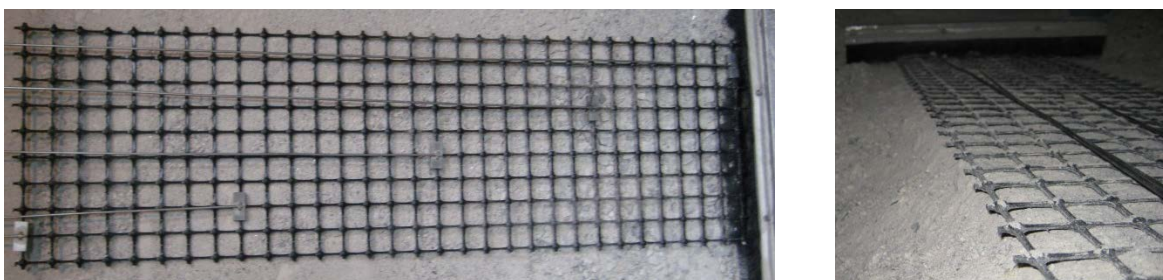


Figura 5.20 - Geossintético GGE1 na caixa de arranque.

5.5.2 Material intacto

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGE1 intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.11. A rotura dos provetes ocorreu por tração, para uma força máxima de 46,79kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 64,98mm.

Como se pode ver na Figura 5.21, a rotura por tração ocorre na extremidade confinada junto à abertura da caixa. O coeficiente de variação associado à forças máximas e ao deslocamento frontal correspondente é de 5,06% e 9,02% respetivamente. Por sua vez, no que se refere aos deslocamentos no interior do comprimento confinado dos provetes a situação é diferente. Os deslocamentos apresentam uma variação maior para os 3 provetes.

Na Figura 5.22 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 2 do geossintético GGE1. Neste gráfico está representada a evolução ao longo do ensaio da força de arranque em função do deslocamento frontal do provete. Adicionalmente, representa-se também a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento de 5 pontos ao longo do comprimento confinado do provete.

Quadro 5.11 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque da GGE1 intacto.

GGE1 INT	Força de Arranque Máxima	Deslocamento					Tensão de Confinamento	Modo de Rotura	
		Frontal	D1	D2	D3	D4			D5
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Provete 1	44,05	64,73	4,37	5,50	12,93	27,98	50,95	25	Tração
Provete 2	48,11	70,96	13,01	14,36	20,84	33,33	55,61	25	Tração
Provete 3	48,19	59,25	4,47	5,68	11,26	19,75	43,65	25	Tração
Média	46,78	64,98	7,28	8,51	15,01	27,02	50,07		
Desvio Padrão	2,37	5,86	4,96	5,06	5,12	6,84	6,03		
Coef. de Variação	5,06	9,02	68,10	59,49	34,09	25,32	12,04		

O figura confirma a mobilização de resistência de todo o comprimento confinado do provete no momento da rotura por tração.

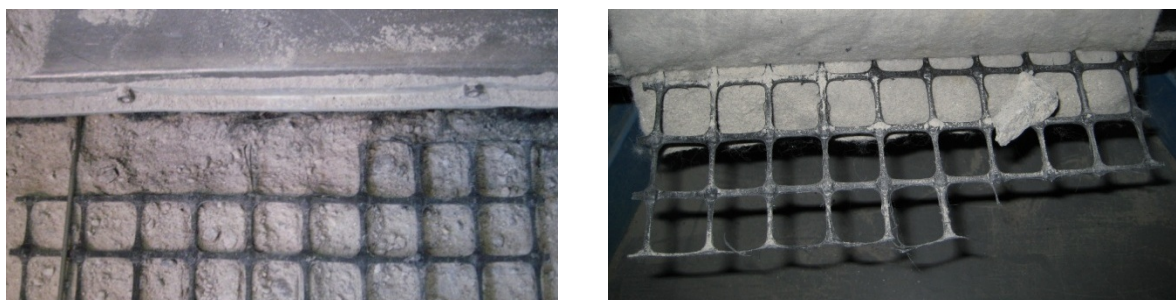


Figura 5.21 - Zona onde houve rotura da GGE1 intacta.

Na Figura 5.23 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 2 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. No decorrer do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente as secções do provete no interior da caixa.

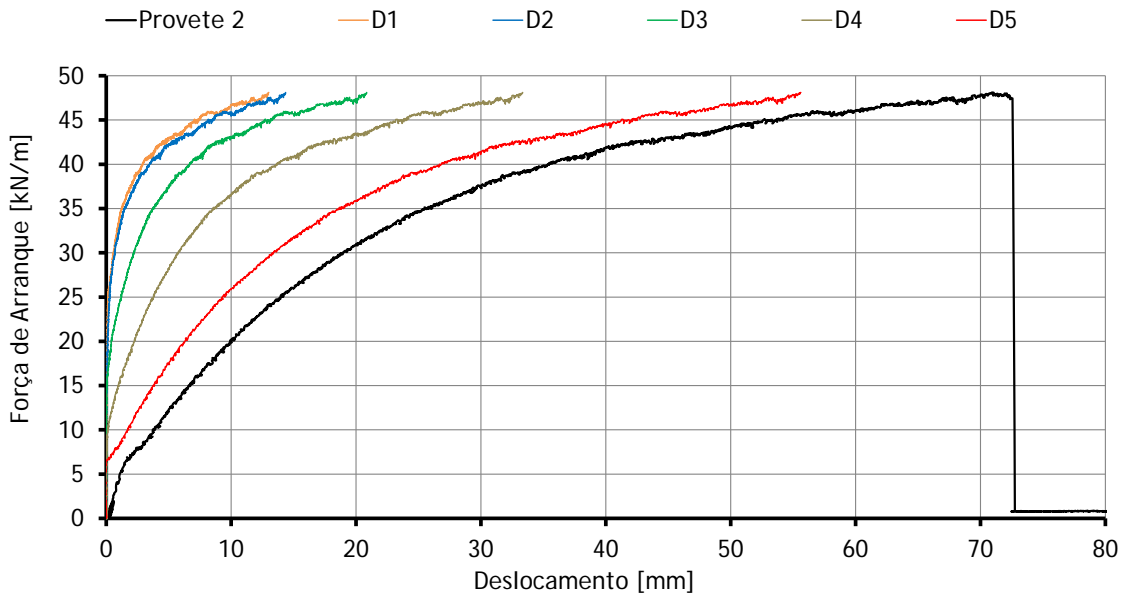


Figura 5.22 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 2 da GGE1 intacta.

Na Figura 5.24 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGE1 intacto.

É de salientar que para os três provetes ocorre rotura por tração, não apresentando as curvas de arranque qualquer pico antes da rotura. O material tem um comportamento frágil.

Observa-se, também, que o início a curva de arranque o provete 3 é praticamente horizontal, com força de arranque praticamente nula. Neste caso houve um ajuste do geossintético no interior da garra em cunha.

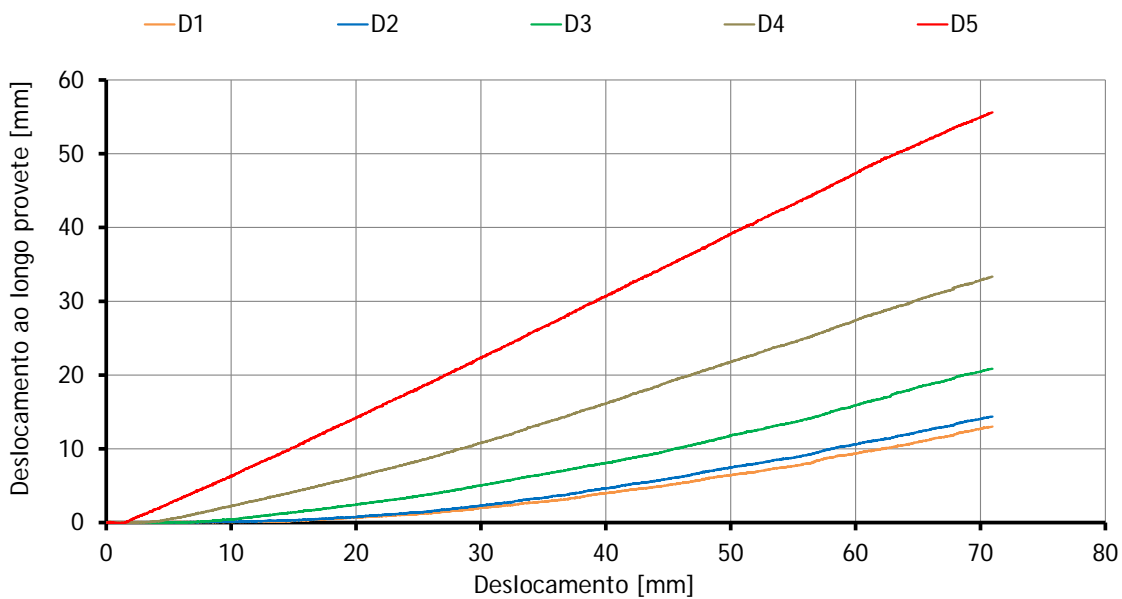


Figura 5.23 - Deslocamentos no interior do provete 2 da GTE1 intacta, em função do deslocamento frontal.

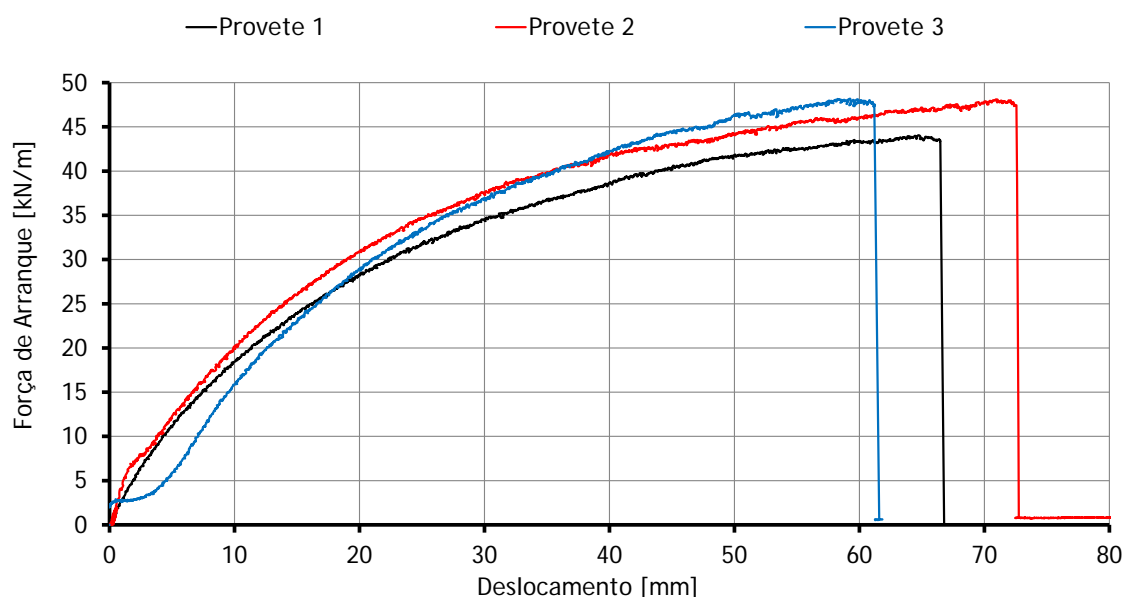


Figura 5.24 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta.

5.5.3 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1

Ensaíram-se ao arranque 3 provetes do geossintético GGE1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1. Os resultados obtidos encontram-se resumidos no Quadro 5.12. Como se pode verificar, a rotura de todos os provetes ocorreu por tração, para uma força máxima de 45,62kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 58,48mm.

Quadro 5.12 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.

GGE1 DDI Solo1-EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Provete 1	47,05	47,37	1,88	3,07	5,74	14,42	29,26	25	Tração
Provete 2	45,30	52,39	5,93	6,84	12,29	20,96	39,25	25	Tração
Provete 3	44,51	75,69	10,30	11,78	20,17	36,73	59,56	25	Tração
Média	45,62	58,48	6,04	7,23	12,73	24,04	42,69		
Desvio Padrão	1,30	15,11	4,21	4,37	7,23	11,47	15,44		
Coef. de Variação	2,85	25,84	69,76	60,42	56,74	47,71	36,17		

Na Figura 5.25 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGE1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

A dispersão dos resultados obtidos exhibe tendências distintas: enquanto à força de arranque máxima está associado um valor para o coeficiente de variação de 2,85%, para o deslocamento frontal correspondente esse valor é de 25,84%. No entanto, o comportamento ao arranque do provete 3 apresenta, para valores do deslocamento frontal superiores a cerca de 12mm, uma rigidez menor do que os outros dois provetes, daí uma maior variação do deslocamento frontal na rotura.

Os deslocamentos ao longo do comprimento confinado dos provetes apresentam valores distintos para os três provetes, com valores mais elevados para o provete 3 e mais baixos para o provete 1, o que justifica os elevados coeficientes de variação obtidos para estes deslocamentos.

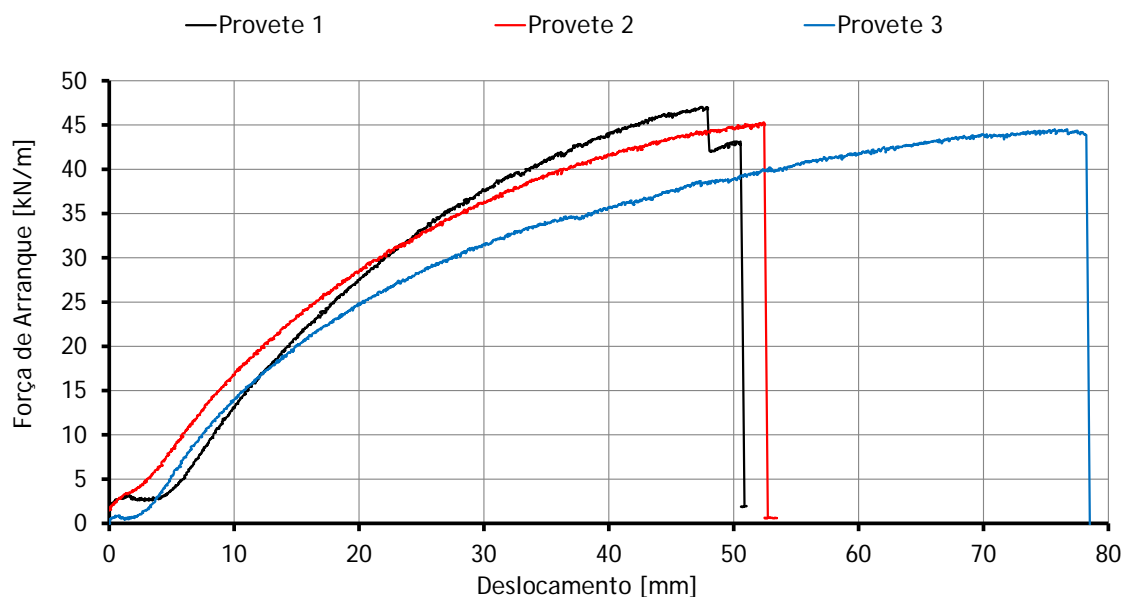


Figura 5.25 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT após DDI em campo, Solo 1 e EC1.

Para valores de força de arranque de 15 a 20kN/m a curva de arranque do provete 3 afasta-se da curva dos outros dois provetes. A partir desse valor, o provete 3 apresenta menor rigidez do que os outros dois provetes. No entanto a máxima força de arranque registada, que provoca a rotura, dos três provetes é muito próxima, traduzida pelo baixo coeficiente de variação.

5.5.4 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGE1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2, cujos resultados se encontram no Quadro 5.13. A rotura dos três provetes ocorreu por tração, o valor médio da força de arranque na rotura é de 43,07kN/m e o deslocamento frontal correspondente é de 61,18mm.

Quadro 5.13 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.

GGE1 DDI Solo 1a-EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Provete 1	44,79	62,67	5,50	6,07	13,00	23,32	42,32	25	Tração
Provete 2	43,26	61,34	4,81	6,18	12,33	18,97	40,90	25	Tração
Provete 3	41,17	59,52	5,29	6,16	13,45	26,68	44,00	25	Tração
Média	43,07	61,18	5,20	6,14	12,93	22,99	42,41		
Desvio Padrão	1,82	1,58	0,35	0,06	0,56	3,87	1,55		
Coef. de Variação	4,22	2,58	6,80	0,95	4,36	16,81	3,66		

Na Figura 5.26 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGE1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

A força de arranque máxima exhibe um coeficiente de variação de 4,22%, enquanto o valor do mesmo parâmetro para o deslocamento frontal correspondente é de 2,58%. Os valores para o coeficiente de

variação dos deslocamentos ao longo do comprimento confinado dos provetes também se apresentam baixos, variando entre 0,95% e 16,81%.

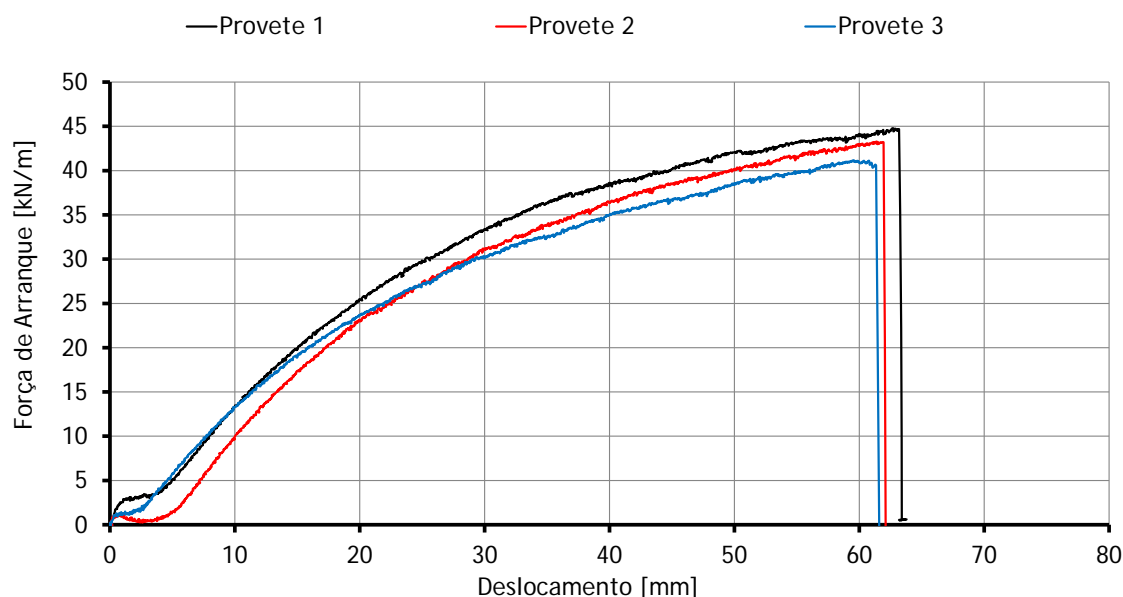


Figura 5.26 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta e da GGE1 após DDI em campo.

Como se pode verificar, o comportamento dos provetes é bastante semelhante. Tal como para as outras situações (intacto e danificado com Solo 1a e EC1) os provetes apresentam uma rotura do tipo frágil, sem pico de resistência. Isto deve-se provavelmente ao tipo de rotura exibido, já que os provetes sofreram rotura por tração antes de sofrerem rotura por arranque.

5.5.5 Considerações gerais

No Quadro 5.14 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos dos valores médios da força de arranque máxima e do deslocamento frontal do provete para o qual esta ocorre, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GGE1 intacto e após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação.

Quadro 5.14 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 intacto e após DDI em campo.

Geossintético	Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	Fa _{Res} (%)	D _{Res} (%)	
			kN/m	%	mm	%			
GGE1	Intacto	25	Tracção	46,79	5,06	64,98	9,02		
	Solo1 - EC1	25	Tracção	45,62	2,85	58,48	25,84	97,50	90,00
	Solo1 - EC2	25	Tracção	43,07	4,22	61,18	2,59	92,05	94,15

Tal como para os outros geossintéticos já referidos, a análise do efeito da DDI dos geossintéticos é feita em termos da força de arranque residual, Fa_{Res} (%), das amostras danificadas relativamente às

amostras intactas correspondentes, determinadas através da Equação (5.1). Após DDI em campo as alterações no comportamento ao arranque do geossintético GGE1 são mínimas. De facto, a resistência ao arranque sofre uma redução de apenas de 2,50% e 10% para o geossintético danificado em campo com EC1 e EC2, respetivamente. A redução do deslocamento frontal na rotura é de 7,95% e 5,85%, respetivamente para as energias EC1 e EC2.

Na Figura 5.27 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGE1 intacto e do GGE1 após DDI em campo com as duas energias de compactação, EC1 e EC2. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

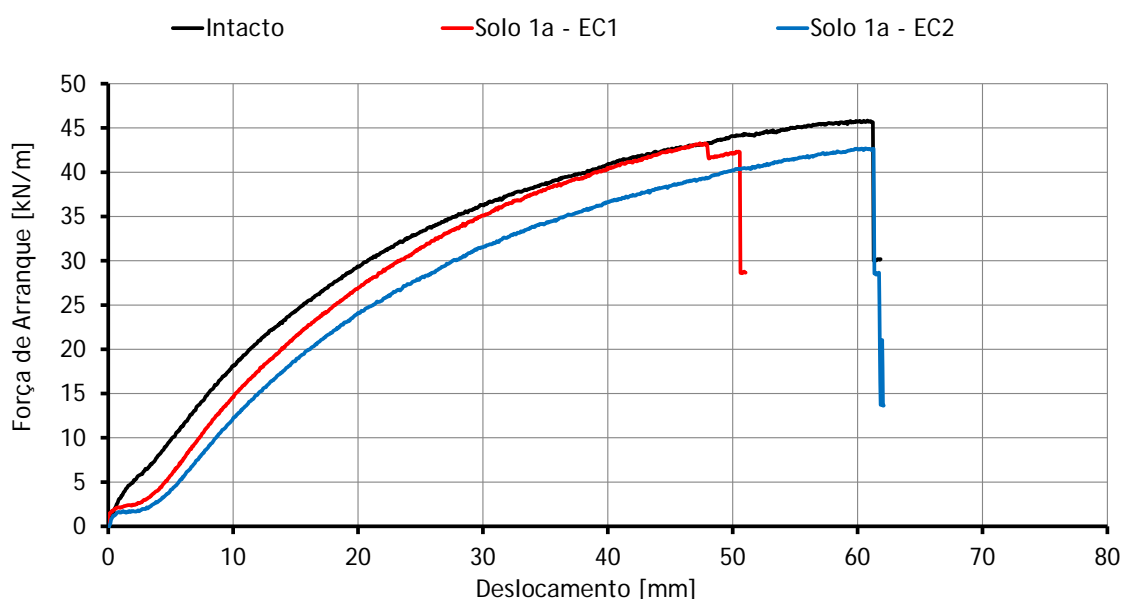


Figura 5.27 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 intacta e da GGE1 após DDI em campo.

Em alguns materiais, a zona inicial das curvas de arranque são praticamente horizontais, com força de arranque quase nula. Trata-se do ajuste do geossintético no interior da garra em cunha que ocorreu em algumas amostras ensaiadas.

Na Figura 5.28 representam-se os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura por tração. Como no caso da figura anterior, os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

Após DDI com o Solo 1a e as duas energias de compactação, os deslocamentos ao longo do geossintético GGT são praticamente coincidentes, no entanto estes são inferiores aos correspondentes para o material intacto.

Tal como aconteceu com outros materiais, pode-se verificar que, no interior da caixa de arranque os deslocamentos ao longo do comprimento confinado do provete não são constantes. De facto, os deslocamentos são mais significativos junto à abertura da caixa (onde o provete sofreu rotura), aumentando progressivamente para o interior desta ao longo do ensaio.

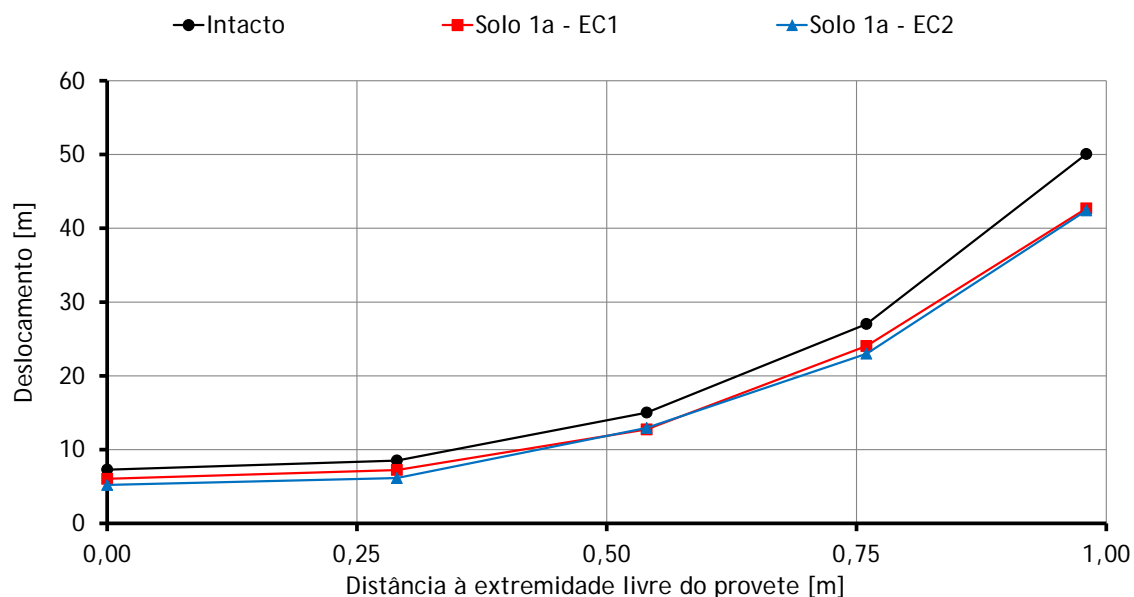


Figura 5.28 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre a rotura da GGT intacta e danificada.

5.6 GEOSINTÉTICO GGE2

5.6.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GGE2 (geogrelha biaxial extrudada com 20kN/m de resistência nominal à tração) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 6 barras na largura (26,21 barras/m) e 1,00m confinado (26 barras).

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra de cunha, protegida, na zona de amarração, por um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, ver Figura 5.29 (D1, junto à extremidade livre do provete, e D5 junto à manga).

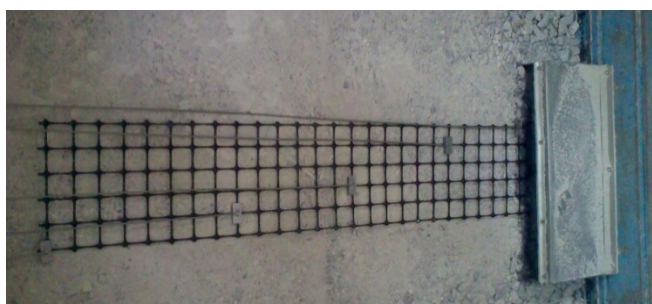


Figura 5.29 - Geossintético GGE2 na caixa de arranque.

5.6.2 Material intacto

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGE2 intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.15. A rotura dos provetes ocorreu por tração, o valor médio da força de arranque na rotura foi de 19,51kN/m e deslocamento frontal correspondente foi de 34,46mm.

Na Figura 5.30 ilustram-se algumas fotografias que permitem visualizar os provetes após a rotura e a zona onde esta ocorre.

Quadro 5.15 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 intacto.

GGE2 INT	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento					Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura	
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)			D5 (mm)
Provete 1	20,61	34,18	0,01	0,08	0,31	4,07	17,28	25	Tração
Provete 2	19,59	36,83	0,01	0,02	1,19	6,18	19,14	25	Tração
Provete 3	18,32	32,36	0,12	0,10	0,34	1,62	13,15	25	Tração
Média	19,51	34,46	0,05	0,07	0,61	3,96	16,52		
Desvio Padrão	1,15	2,25	0,06	0,04	0,50	2,28	3,07		
Coef. de Variação	5,88	6,52	136,09	62,45	81,46	57,68	18,55		

O coeficiente de variação associado à força de arranque máxima é de cerca de 6%; para o deslocamento frontal o valor desse parâmetro ronda os 6,5 %. No que se refere aos deslocamentos do provete medidos no interior do seu comprimento confinado, os valores do coeficiente de variação são bastantes elevados, variando entre 19% a 136%. No entanto, no momento da rotura, na extremidade livre dos provetes o valor do deslocamento é muito reduzido (inferior a 0,12mm).



Figura 5.30 - Geossintético GGE2 após o ensaio de arranque.

Na Figura 5.31 são apresentados os resultados do ensaio de arranque do provete 3 do geossintético GGE2. Este gráfico mostra a evolução ao longo do ensaio da força de arranque mobilizada no provete em função do deslocamento frontal deste. Adicionalmente, representa-se a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento de 5 pontos ao longo do provete.

Da análise da figura verifica-se que inicialmente a rigidez é muito elevada, diminuindo drasticamente para valores do deslocamento frontal na ordem de 1 a 3 mm e para forças de arranque entre 2,5 a 3,0kN/m. Este comportamento deve-se provavelmente ao tipo de garra utilizada, que é em cunha, havendo no início do ensaio ajustes na cunha para apertar o geossintético. Até valores da força de arranque de 2,5 a 3,0kN/m, esses ajustes, podem ser desprezados, mas após esses valores há um maior aperto das cunhas e conseqüentemente maiores deslocamentos.

A figura mostra ainda que a rotura do provete ocorre antes de haver qualquer indício de cedência, ou seja, antes de haver arranque do provete no interior da caixa. Por essa razão, é possível afirmar que a resistência ao arranque do provete será superior ao valor da força de arranque máxima registado durante o ensaio.

Na Figura 5.32 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 3 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. No decorrer do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa. Pode-se

verificar-se que nas secções próximas da extremidade livre do provete os deslocamentos são praticamente nulos, o que significa que rotura aconteceu antes da mobilização das secções mais próximas da extremidade livre do geossintético. A rotura do provete acontece quando parte do comprimento confinado do provete está mobilizado, não sendo necessário a mobilização de todas as secções do provete para haver rotura do geossintético por tração. A maior parte dos deslocamentos concentra-se na extremidade frontal, mais próxima da garra e na zona em que ocorre a rotura.

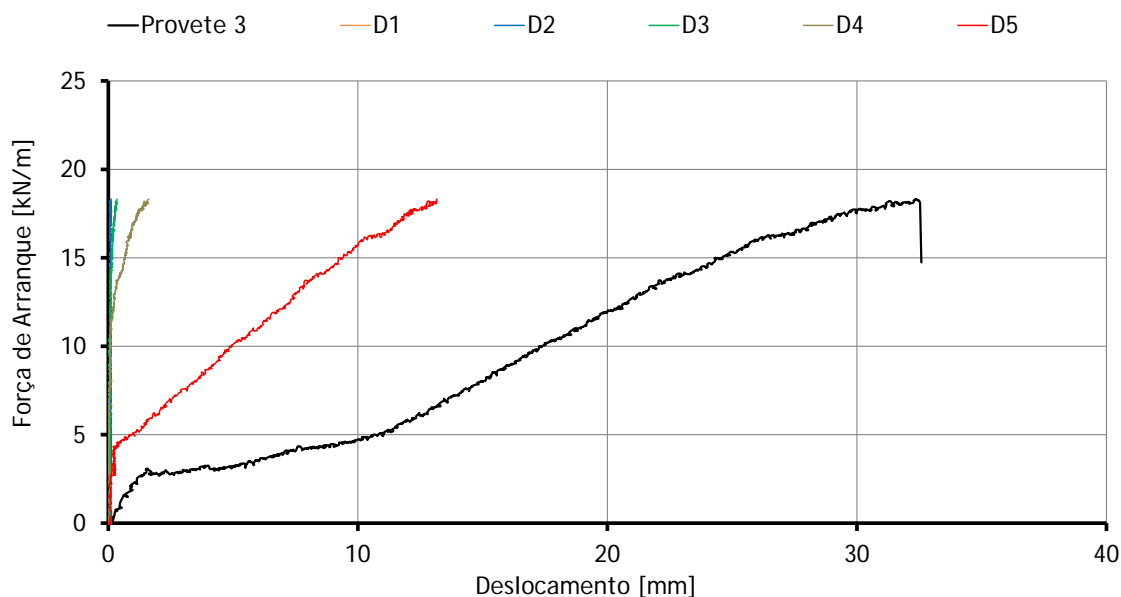


Figura 5.31 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 3 da GGE2 intacta.

A Figura 5.33 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes da GGE2 intacta. As curvas de arranque são bastante próximas, todos os provetes apresentam uma rigidez elevada no início do ensaio seguida de uma diminuição drástica desta. Como referido anteriormente, isto deve-se ao aperto da garra para valores superiores a 2,5 a 5,0kN/m.

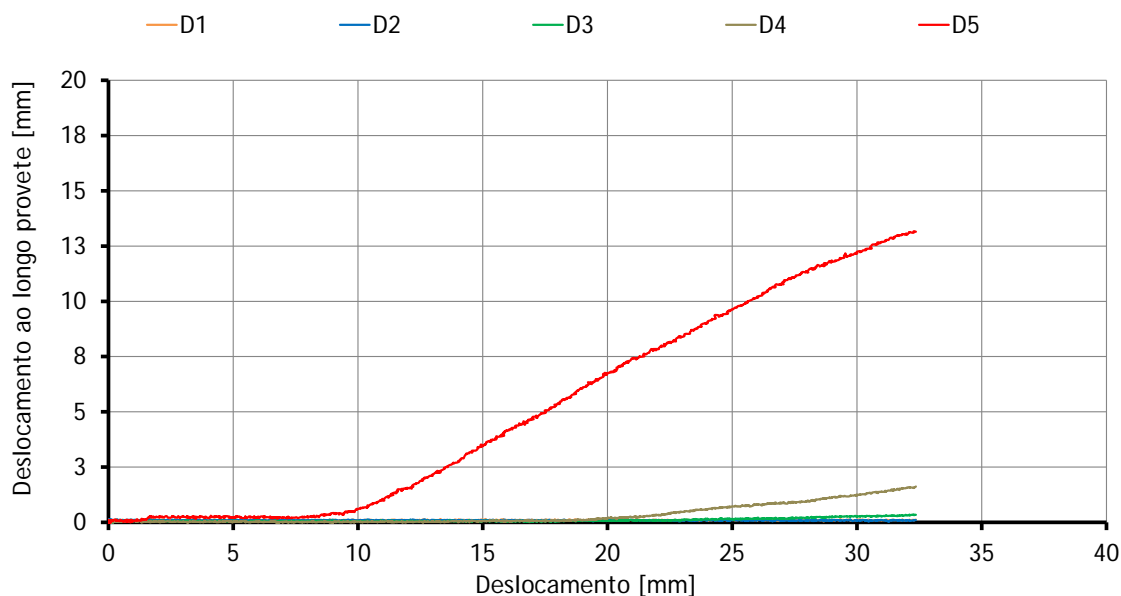


Figura 5.32 - Deslocamentos no interior do provete 3 da GGE2 intacta, em função do deslocamento frontal.

O mecanismo de rotura é idêntico para todos os provetes ensaiados. Todos os provetes apresentam uma rigidez semelhante ao longo do ensaio.

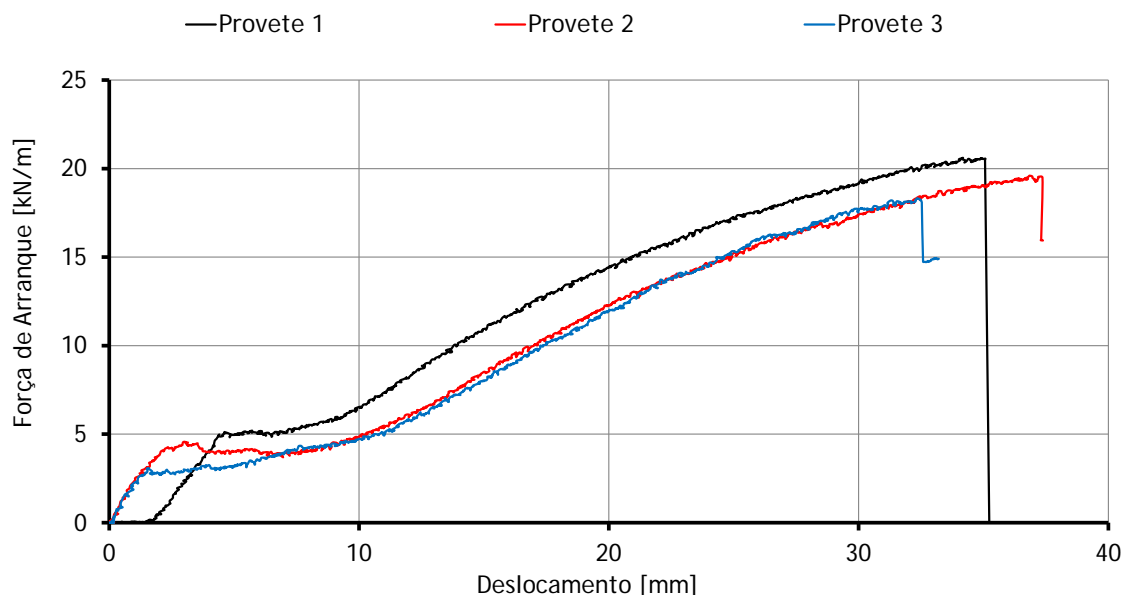


Figura 5.33 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 intacta.

5.6.3 Material danificado com o Solo 1a e EC1

Foram ensaiados 3 provetes do geossintético GGE2 após DDI em campo com o Solo 2 e EC1, cujos resultados se encontram no Quadro 5.16. Como se pode verificar a rotura dos provetes ocorreu por tração, para um valor médio da força de arranque de 21kN/m e um deslocamento frontal de correspondente de 34mm.

Na Figura 5.34 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGE2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

Quadro 5.16 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.

GGE2 DDI Solo 1a EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	21,25	36,87	0,10	0,10	0,39	4,86	17,30	25	Tração
Provete 2	21,56	37,87	0,00	-0,03	0,45	3,85	15,83	25	Tração
Provete 3	20,55	28,22	0,15	0,07	0,08	2,84	10,61	25	Tração
Média	21,12	34,32	0,08	0,05	0,31	3,85	14,58		
Desvio Padrão	0,52	5,31	0,08	0,07	0,20	1,01	3,52		
Coef. de Variação	2,45	15,46	91,65	145,86	64,75	26,23	24,11		

Note-se que, no que se refere à força de arranque máxima mobilizada o comportamento dos provetes é bastante uniforme (o coeficiente de variação é de 2,45%). O coeficiente de variação para o deslocamento frontal correspondente é de cerca de 15,5%.

No momento da rotura os pontos que apresentam maiores deslocamentos são os pontos mais próximos da extremidade frontal (junto da zona onde o provete sofreu rotura). Na extremidade livre

dos provetes o valor do deslocamento é praticamente igual a zero, o que significa que houve ruptura antes da mobilização do atrito nas zonas mais próximas da extremidade livre.

Como se pode verificar, as curvas de arranque dos provetes são muito semelhantes, no entanto o provete 2, exibe um troço, entre os 4mm e aos 9mm, onde há uma diminuição da força de arranque com o deslocamento frontal, provavelmente devido ao ajuste da garra em cunha. A ruptura dos provetes ocorre de forma frágil e para valores de pico muito próximos.

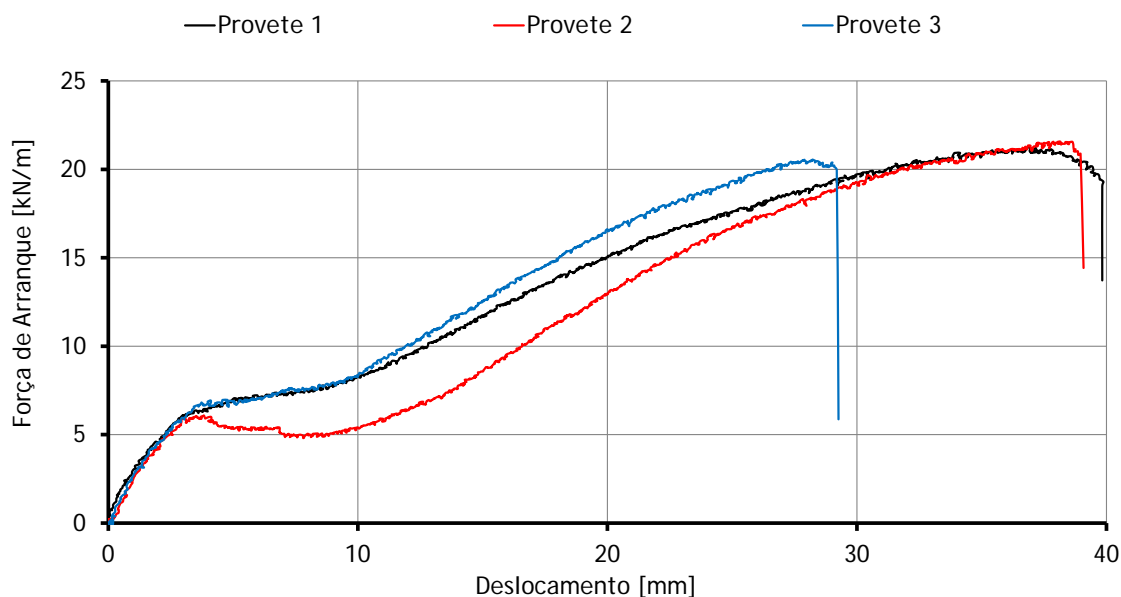


Figura 5.34 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.

5.6.4 Material danificado com o Solo 1a e EC2

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGE2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.17. A ruptura dos provetes ocorreu por tração, para um valor médio da força de arranque de 18,86kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 29,55mm.

Quadro 5.17 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.

GGE2 DDI Solo 1a EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	16,58	23,27	0,00	-0,02	0,20	2,14	7,84	25	Tração
Provete 2	20,55	32,73	0,12	0,00	1,59	4,77	14,15	25	Tração
Provete 3	19,44	32,66	0,08	0,00	1,34	7,44	18,61	25	Tração
Média	18,86	29,55	0,07	-0,01	1,04	4,78	13,53		
Desvio Padrão	2,05	5,44	0,06	0,01	0,74	2,65	5,41		
Coef. de Variação	10,86	18,41	91,65	-173,21	71,02	55,40	39,99		

Na Figura 5.35 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGE2 após DDI em campo com o solo 1a e EC2. O coeficiente de variação da força de arranque máxima e do deslocamento frontal correspondente dos provetes é de 10,86% e 18,41%, respetivamente. As curvas de arranque dos três provetes são bastantes próximas

em termos de rigidez. No que se refere aos valores na rotura, o provete 1 apresenta um valor mais baixo de resistência. A rotura dos provetes ocorre por tração de forma frágil.

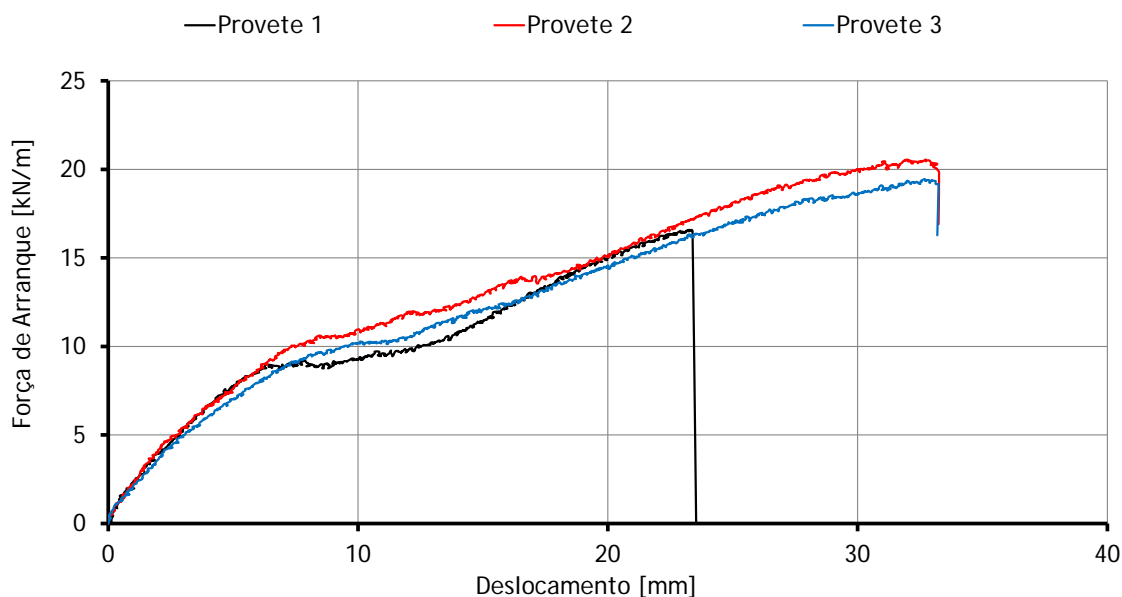


Figura 5.35 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.

5.6.5 Considerações gerais

No Quadro 5.18 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de valores médios da força de arranque máxima e do deslocamento frontal correspondente, bem como os coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GGT intacto e após DDI em campo com o Solo 1a e as duas energias de compactação, EC1 e EC2.

O efeito da DDI dos geossintéticos é avaliado em termos da força de arranque residual, F_{aRes} (%), das amostras danificadas relativamente às amostras intactas correspondentes, determinadas através da Equação (5.1).

Quadro 5.18 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE2 intacto e após DDI em campo.

Geossintético		Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	F _{aRes} (%)	D _{Res} (%)
				kN/m	%	mm	%		
GGE2	Intacto	25	Tracção	19,51	5,88	34,46	6,52		
	Solo1 - EC1	25	Tracção	21,12	2,45	34,32	15,46	108,25	99,59
	Solo1 - EC2	25	Tracção	18,86	10,86	29,55	18,41	96,67	85,75

Após DDI as alterações observadas no comportamento ao arranque da GGE2 não são muito significativas. De facto, para a GGE2 após DDI em campo com o solo 1a e EC1 há um aumento da força máxima ao arranque (cerca de 8%). Para a GGE2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2 há uma diminuição reduzida da força máxima ao arranque (cerca de 3,3%). As alterações observadas para o deslocamento frontal correspondente à força de arranque máxima após DDI em campo são praticamente nulas para a GGE2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1 e diminui cerca de 15% para a GGE2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

Na Figura 5.36 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGE2 intacto e do GGe2 após DDI em campo com as duas energias de compactação, EC1 e EC2. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

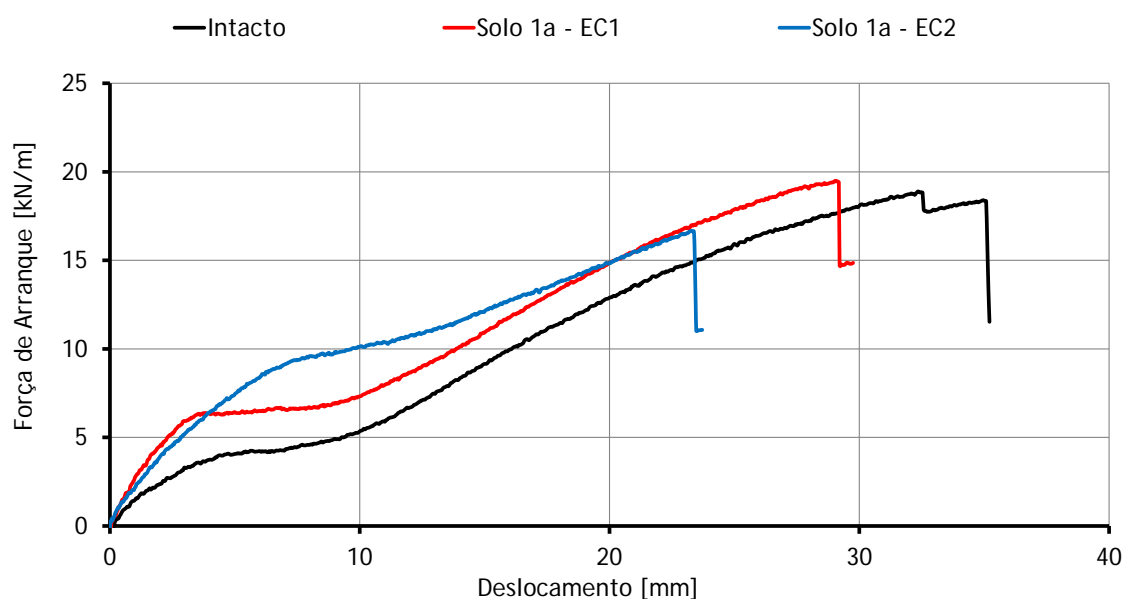


Figura 5.36 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE2 Intacta e da GGE2 após DDI em campo.

É de realçar, mais uma vez, que a zona inicial das curvas de arranque apresenta uma rigidez mais elevada seguida de uma diminuição desta para valores de deslocamento entre a 5 a 10mm (valores médios).

A figura mostra que a rigidez das amostras intactas é menor do que no primeiro troço das amostras sujeitas a danificação de campo. No que se refere às amostras do GGE2 instaladas no Solo 1a com EC1 observa-se um aumento da força máxima ao arranque.

NA Figura 5.37 representam-se os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura por tração. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

Como se pode verificar, o comportamento dos três tipos de amostras é bastante próximo. Note-se que, no momento da rotura, o deslocamento da extremidade livre é nulo, confirmando que a resistência ao arranque das amostras não foi atingida, já que os provetes romperam por tração antes que tal ocorra.

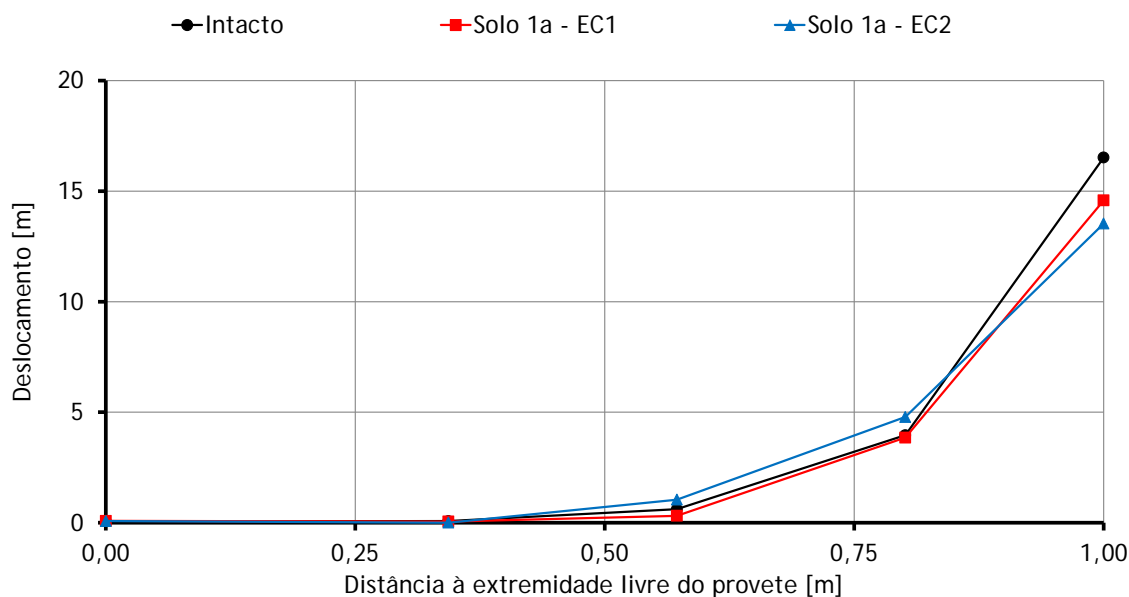


Figura 5.37 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GGE2 intacta e da GGE2 após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.

5.7 GEOSINTÉTICO GC1

5.7.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GC1 (filamentos de PET revestidos a PP) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 4 barras (0,30m) na largura (13,57barras/m) e 1,00m de comprimento confinado que corresponde a 5 barras.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra cilíndrica, protegido, na zona de amarração, por um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 3 pontos de medição dos deslocamentos, ver Figura 5.38 (D1, próximo da extremidade livre, e D5, próximo da manga).



Figura 5.38 - Geossintético GC1 na caixa de arranque.

5.7.2 Material intacto

Ensaíram-se ao arranque 3 provetes do geossintético GC1 intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.19. A rotura dos provetes ocorreu por arranque, o valor médio da força de arranque na rotura é de 34,95kN/m e deslocamento frontal correspondente é de 130mm.

Na Figura 5.39 pode-se visualizar os provetes após o ensaio de arranque. Os coeficientes de variação associados à força de arranque na rotura e ao deslocamento frontal são, respetivamente, de 8,23% e

7,15%. Como referido só foram medidos os deslocamentos em três pontos no interior do comprimento confinado do provete. Para estes deslocamentos os valores dos coeficientes de variação são elevados, variando entre 9,3% e 77,20%. No momento da rotura, na extremidade livre dos provetes o valor do deslocamento, é elevado em comparação com os registados para os outros geossintéticos já descritos, o que não é de estranhar, pois ao contrário do que se observou para os outros geossintéticos, o GC1 rompeu sempre por arranque.

Quadro 5.19 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 intacto.

GC1 INT	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provetes 1	31,83	138,23	11,42	-	9,01	-	8,37	25	Arranque
Provetes 2	37,50	132,42	9,93	-	7,48	-	35,98	25	Arranque
Provetes 3	35,53	120,00	6,34	-	8,44	-	13,06	25	Arranque
Média	34,95	130,22	9,23	-	8,31	-	19,14		
Desvio Padrão	2,88	9,31	2,61	-	0,77	-	14,77		
Coef. de Variação	8,23	7,15	28,29	-	9,30	-	77,20		



Figura 5.39 - Fotografias de provetes do GC1 intacto após ensaio de arranque.

Na Figura 5.40 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 3 do geossintético GC1 intacto. Este gráfico mostra a evolução ao longo do ensaio da força de arranque mobilizada no provete em função do deslocamento frontal deste. Adicionalmente, representa-se a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento dos 3 pontos ao longo do provete.

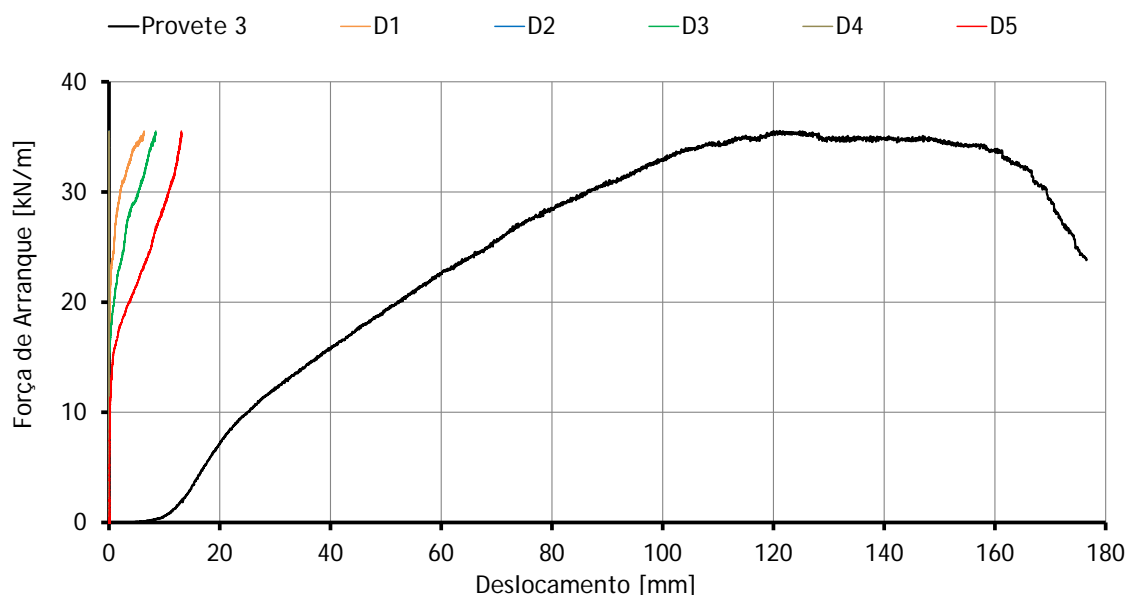


Figura 5.40 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 3 do GC1 intacto.

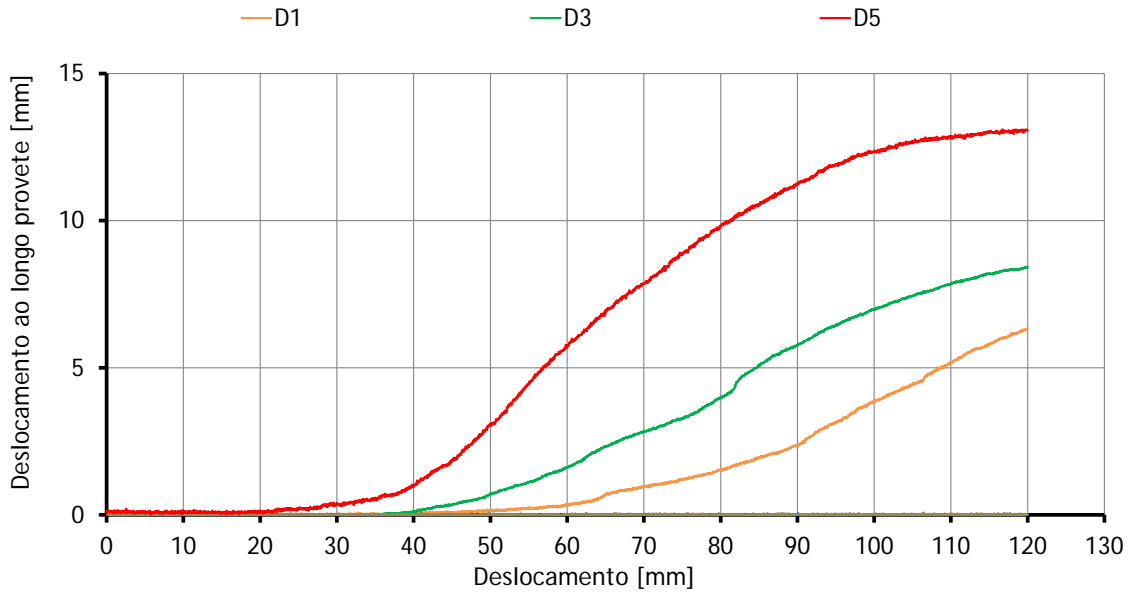


Figura 5.41 - Deslocamentos no interior do provete 3 do GC1 intacto, em função do deslocamento frontal.

Na Figura 5.41 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 3 no comprimento confinado no início do ensaio em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. No decorrer do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa. O gráfico confirma a mobilização de resistência em todo o comprimento confinado do provete no momento da rotura por arranque.

Na Figura 5.42 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GC1 intacto. Mais uma vez, devido à utilização da garra cilíndrica, é visível o ajuste dos provetes na garra. É também possível verificar que a rigidez dos três provetes é bastante próxima, traduzindo a homogeneidade dos resultados obtidos.

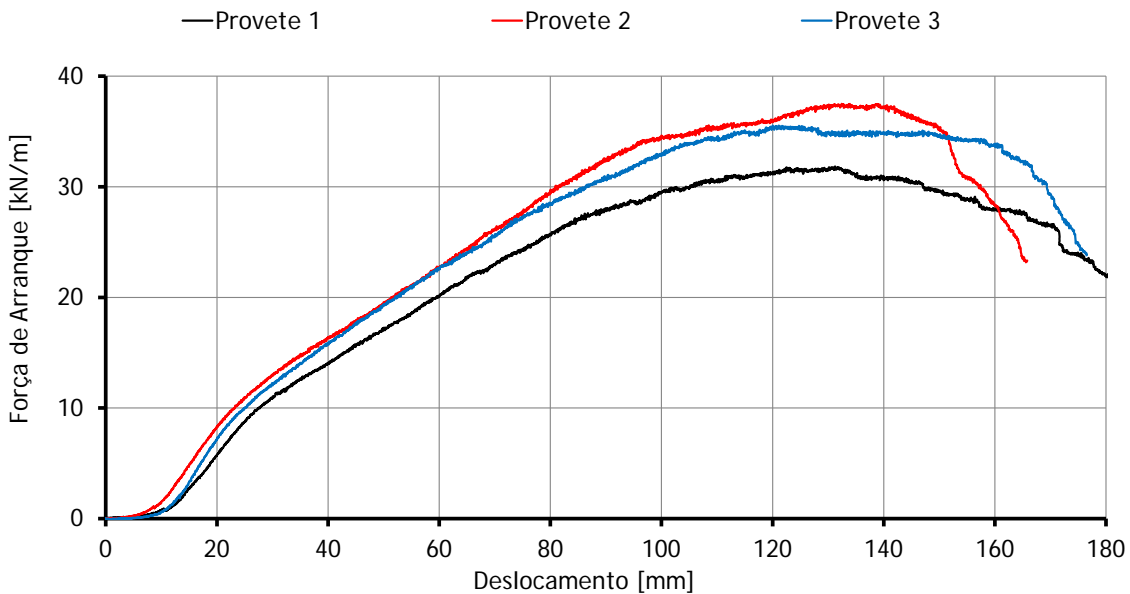


Figura 5.42 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 intacto.

5.7.3 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GC2 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.20. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por arranque, para um valor médio da força de arranque de 34,28kN/m e de um deslocamento frontal correspondente de 116,01mm. Os coeficientes de variação destas grandezas são de 1,91% e 7,26%, respetivamente.

Quadro 5.20 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 após DDI de campo, Solo 1a e EC1.

GC1 DDI Solo 1a EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento					Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura	
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)			D5 (mm)
Provete 1	34,14	106,69	8,04	-	11,83	-	8,28	25	Arranque
Provete 2	33,71	123,08	12,04	-	16,93	-	32,32	25	Arranque
Provete 3	35,00	118,26	12,46	-	9,84	-	9,93	25	Arranque
Média	34,28	116,01	10,85	-	12,87	-	16,84		
Desvio Padrão	0,65	8,42	2,44	-	3,66	-	13,43		
Coef. de Variação	1,91	7,26	22,49	-	28,42	-	79,73		

A Figura 5.43 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

O comportamento dos provetes do GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1 durante o ensaio de arranque é muito semelhante. De facto, as curvas de arranque dos três provetes apresentam praticamente a mesma rigidez até ao momento em que se inicia a rotura.

O efeito do ajuste dos provetes na garra cilíndrica é claro no troço inicial das curvas.

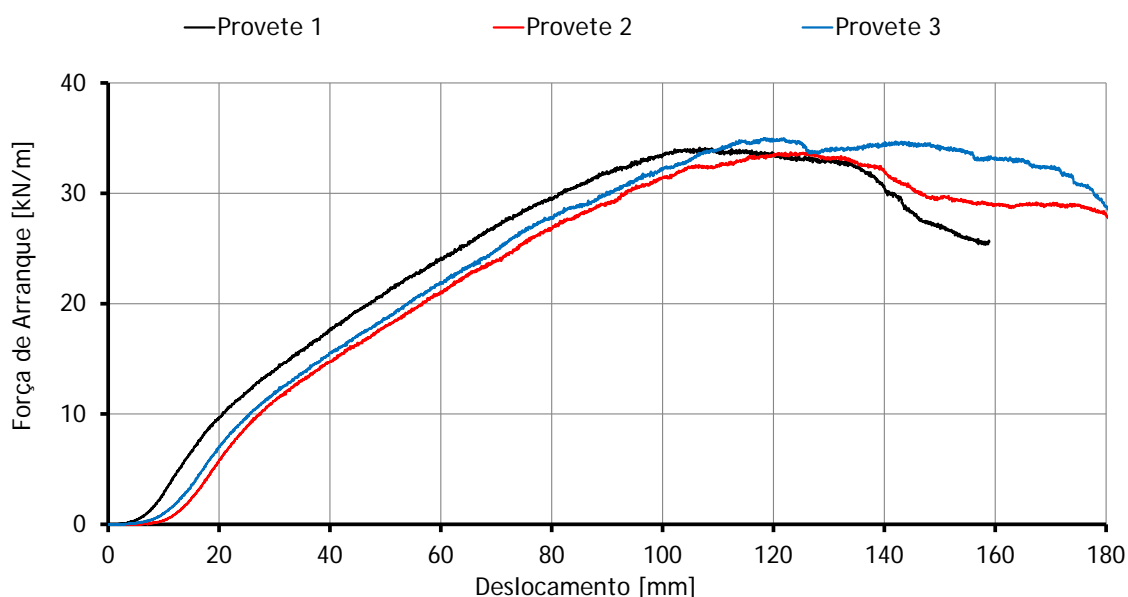


Figura 5.43 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 após DDI em campo, Solo 1a e EC1.

5.7.4 Material danificado em campo com Solo 1a e EC2.

No Quadro 5.21 resume-se os resultados dos ensaios de arranque de 3 provetes do geossintético GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2. A rotura dos provetes ocorreu por arranque, para uma força de 34,51kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 133,77mm. O coeficiente de variação foi de 10,06 e 8,83%, respetivamente.

A Figura 5.44 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

Quadro 5.21 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 após DDI em campo, Solo 1a e EC2.

GC1 DDI Solo 1a EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	37,79	145,87	11,40	-	21,08	-	26,54	25	Arranque
Provete 2	30,87	122,26	12,46	-	10,08	-	22,99	25	Arranque
Provete 3	34,86	133,19	12,64	-	15,26	-	20,12	25	Arranque
Média	34,51	133,77	12,17	-	15,47	-	23,22		
Desvio Padrão	3,47	11,82	0,67	-	5,50	-	3,22		
Coef. de Variação	10,06	8,83	5,51	-	35,57	-	13,85		

Após a rotura, as curvas de arranque dos três provetes ensaiados exibem algumas diferenças claras. De facto, em particular o provete 1 tem um comportamento mais dúctil que os restantes provetes. No entanto, até ao momento em que se inicia a rotura, as três curvas são muito semelhantes.

Uma vez mais, devido à utilização da garra cilíndrica, é visível o ajuste dos provetes à garra.

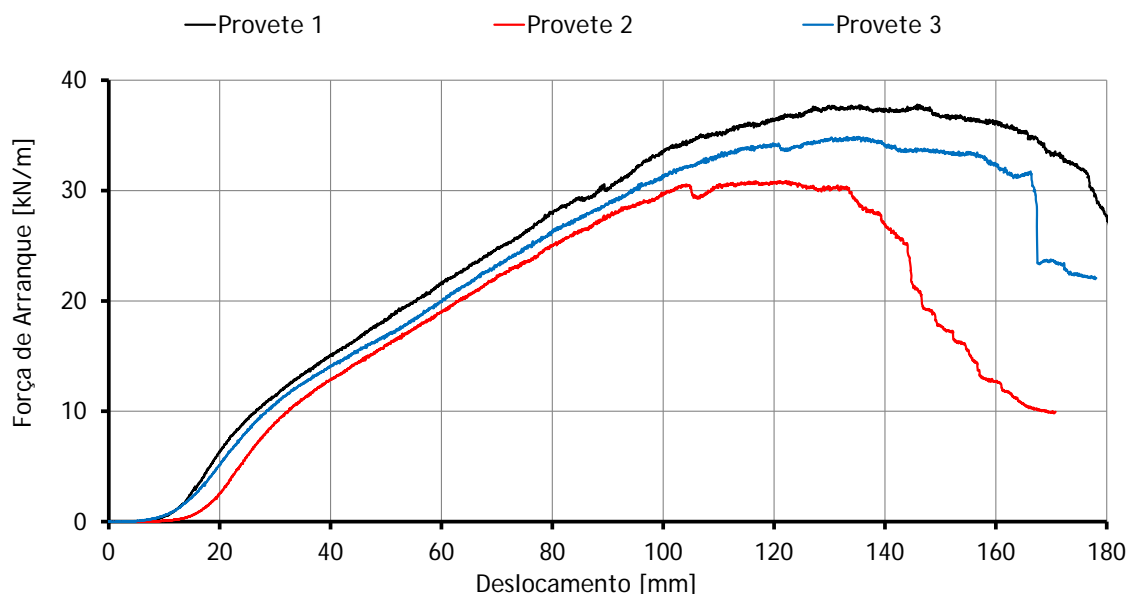


Figura 5.44 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 após DDI em campo, Solo 1a EC2.

5.7.5 Considerações gerais

No Quadro 5.22 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de valores médios da força de arranque máxima e do deslocamento frontal para o qual esta ocorre, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GC1 intacto e após DDI em campo com o Solo 1a e as duas energias de compactação consideradas, EC1 e EC2.

O efeito da DDI dos geossintéticos é avaliado em termos da força de arranque residual, F_{aRes} (%), das amostras danificadas relativamente às amostras intactas correspondentes, determinadas através da Equação (5.1).

Quadro 5.22 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GC1 intacto e após DDI em campo.

Geossintético		Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	Fa _{Res} (%)	D _{Res} (%)
				kN/m	%	mm	%		
GC1	Intacto	25	Arranque	34,95	8,23	130,22	7,15		
	Solo1 - EC1	25	Arranque	34,28	1,91	116,01	7,26	98,08	89,09
	Solo1 - EC2	25	Arranque	34,51	10,06	133,77	8,83	98,74	102,73

Após a DDI induzida as alterações observadas no comportamento ao arranque do GC1 são praticamente nulas. De facto, para o GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e as duas energias de compactação há uma pequena diminuição da resistência ao arranque (cerca de 2% após DDI com EC1 e 1,22% após DDI com EC2).

As alterações observadas para o deslocamento frontal correspondente à força de arranque máxima após DDI em campo também são pouco significativas. Uma redução de 11% para o GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC1 e um aumento de cerca de 3% para o GC1 após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

Na Figura 5.45 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GC1 intacto e do GC1 após DDI em campo com as duas energias de compactação, EC1 e EC2. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas. Note-se mais uma vez, devido à utilização da garra cilíndrica, é visível o ajuste dos provetes à garra.

Da figura verifica-se que o efeito da DDI induzida em campo no comportamento ao arranque é praticamente nulo para este material. As curvas correspondentes ao material intacto e após DDI em campo com o Solo 1a e as duas energias de compactação são praticamente idênticas.

A Figura 5.46 mostra os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura por arranque. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

Como se pode verificar, o comportamento dos três tipos de amostras é bastante próximo. Note-se que, no momento da rotura, o deslocamento da extremidade livre é de cerca de 10mm, o que prova a mobilização da resistência em todo o comprimento confinado do geossintético antes deste romper por arranque.

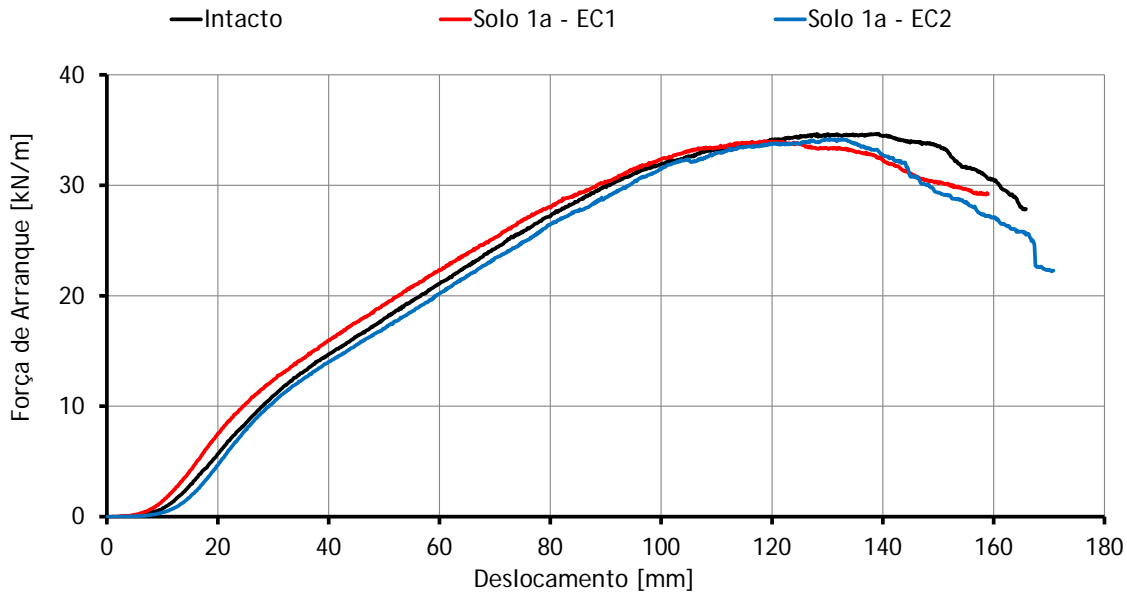


Figura 5.45 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GC1 Intacto e GC1 após DDI em campo com Solo 1a - EC1 e Solo 1a-EC2.

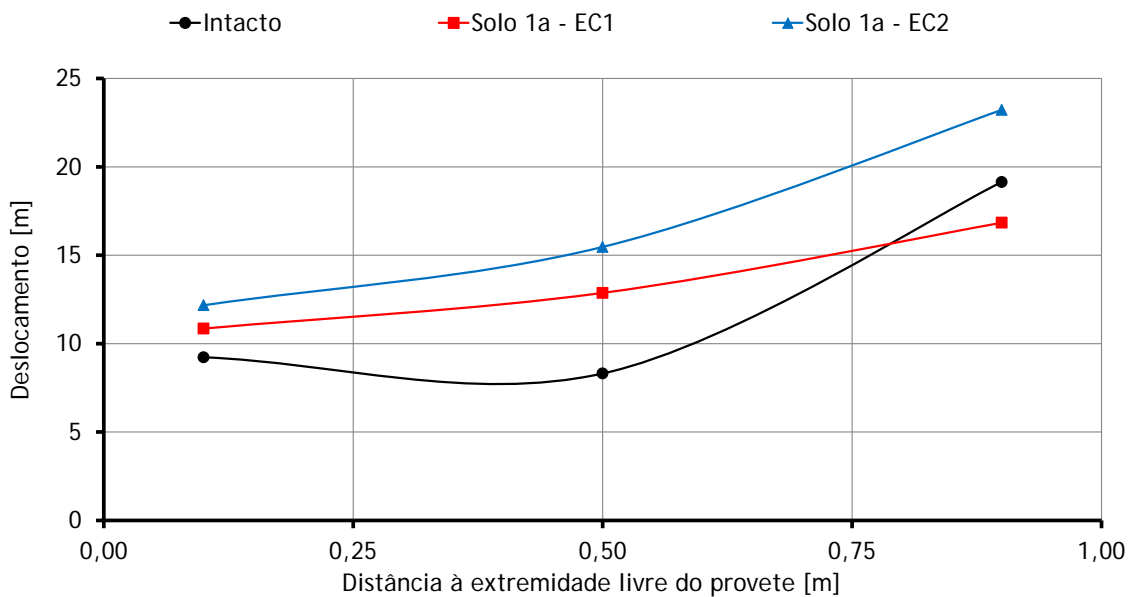


Figura 5.46 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GC1 intacto e do GC1 após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.

5.8 GEOSINTÉTICO GGEU

5.8.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GGEu (geogrelha extrudada uniaxial) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 13 barras na largura (43,92 barras/m) que corresponde a 0,30m e 87cm comprimento confinado (4 barras transversais).

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra de cunha, protegido, na zona de amarração, por um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 3 pontos de medição dos deslocamentos, ver Figura 5.47 (D1, situado próximo da extremidade livre e D5, situado próximo da manga).

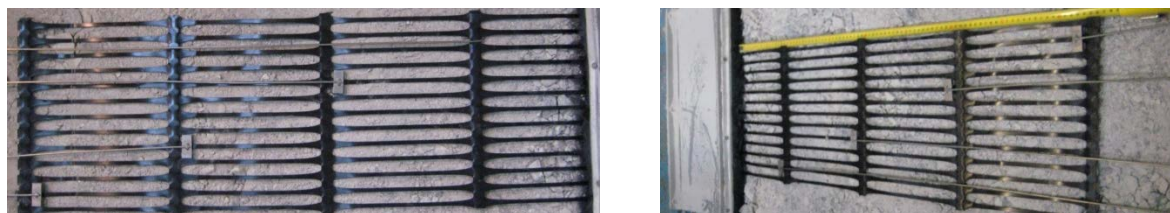


Figura 5.47 - Geossintético GGEu na caixa de arranque.

5.8.2 Material intacto

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGEu intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.23. A rotura dos provetes ocorreu por tração, o valor médio da força de arranque na rotura foi de 44,85kN/m e deslocamento frontal correspondente foi de 86,70mm. Assim, a resistência ao arranque deste geossintético será superior ao valor máximo registado nos ensaios.

Quadro 5.23 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu intacto.

GGEu INT	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento					Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)		
Proвете 1	46,04	85,17	21,63	24,90	-	34,41	56,94	Tração
Proвете 2	44,07	88,56	25,94	26,67	-	29,85	55,75	Tração
Proвете 3	44,45	86,38	13,19	21,88	-	33,59	59,91	Tração
Média	44,85	86,70	20,25	24,48	-	32,62	57,53	
Desvio Padrão	1,04	1,72	6,49	2,42	-	2,43	2,14	
Coef. de Variação	2,32	1,98	32,02	9,89	-	7,45	3,72	

A Figura 5.48 mostra os provetes após o ensaio de arranque. A força de arranque máxima mobilizada e o deslocamento frontal correspondente são bastante uniformes, já que os coeficientes de variação respetivos são bastante baixos (cerca de 2%). No momento da rotura os deslocamentos em todos os pontos de medição ao longo dos provetes são diferentes de zero, o que indicia a mobilização de resistência em todo o comprimento dos provetes.



Figura 5.48 - Fotografias de provetes do GGEu intacto após ensaio de arranque.

Na Figura 5.49 são apresentados os resultados do ensaio de arranque do provete 1 do geossintético GGEu. A figura mostra a evolução ao longo do ensaio da força de arranque mobilizada no provete

em função do deslocamento frontal deste. Adicionalmente, representa-se a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento de 4 pontos ao longo do provete.

Na Figura 5.50 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 1 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. No decorrer do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa. Como se observa, no momento da rotura já está mobilizado todo o comprimento confinado do provete, no entanto, a maior parte dos deslocamentos concentra-se na extremidade frontal, mais próxima da garra e na zona em que ocorre a rotura. A figura mostra que a rotura do provete ocorreu de forma frágil.

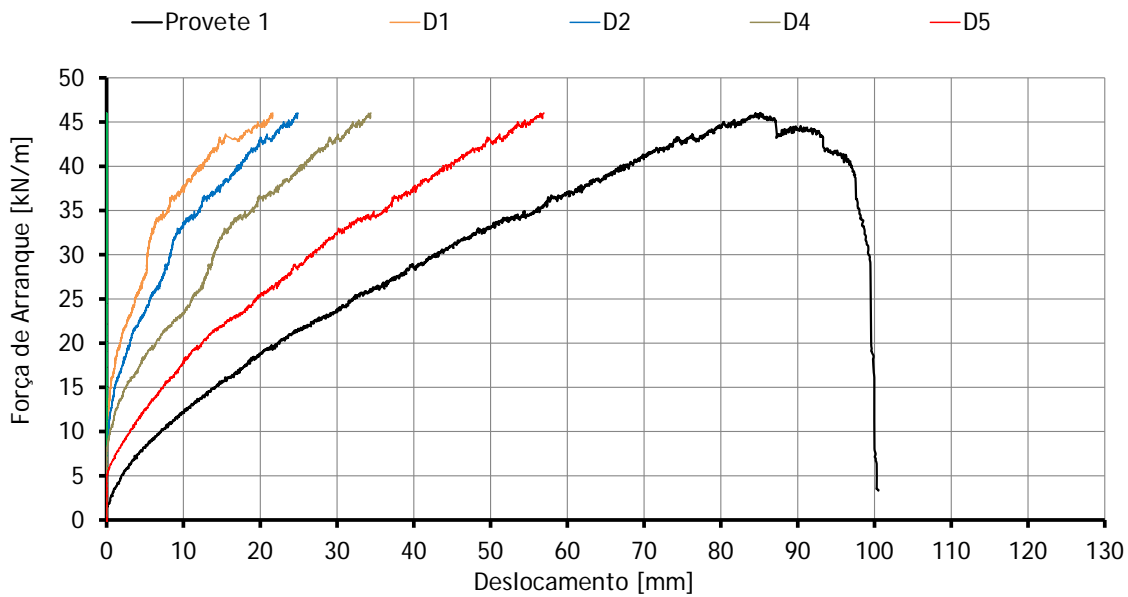


Figura 5.49 - Variação da força de arranque com o deslocamento ao longo provete 1 da GGEu intacta.

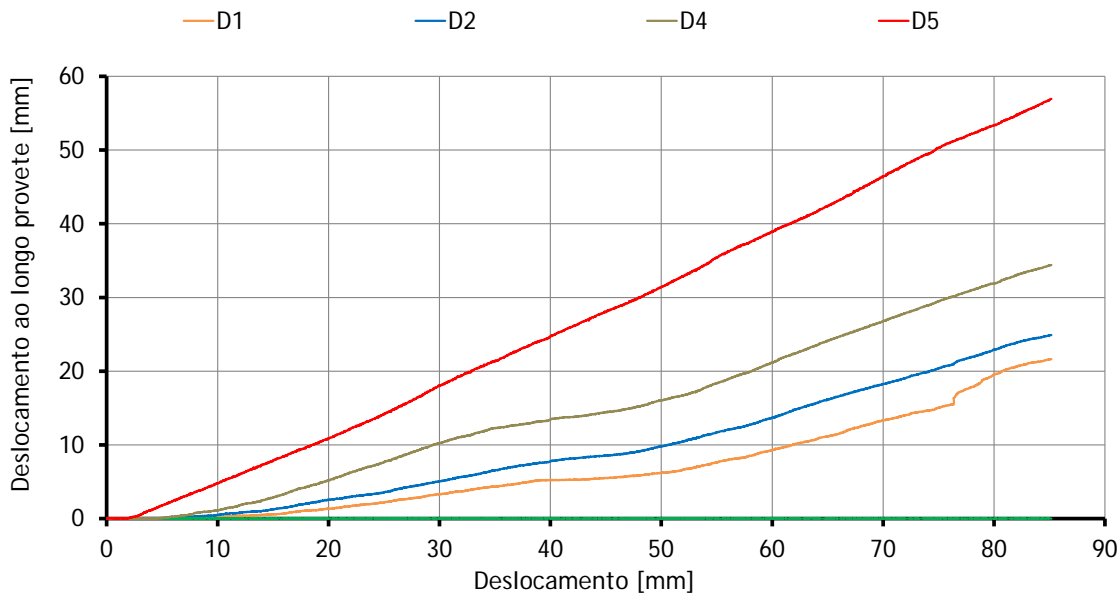


Figura 5.50 - Deslocamentos totais no interior do provete 1 da GGEu intacta ao longo do ensaio em função do deslocamento frontal.

Na Figura 5.51 mostra a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGEu intacto. As curvas de arranque são bastantes próximas, em particular antes da rotura, o mecanismo de rotura é idêntico para todos os provetes ensaiados.

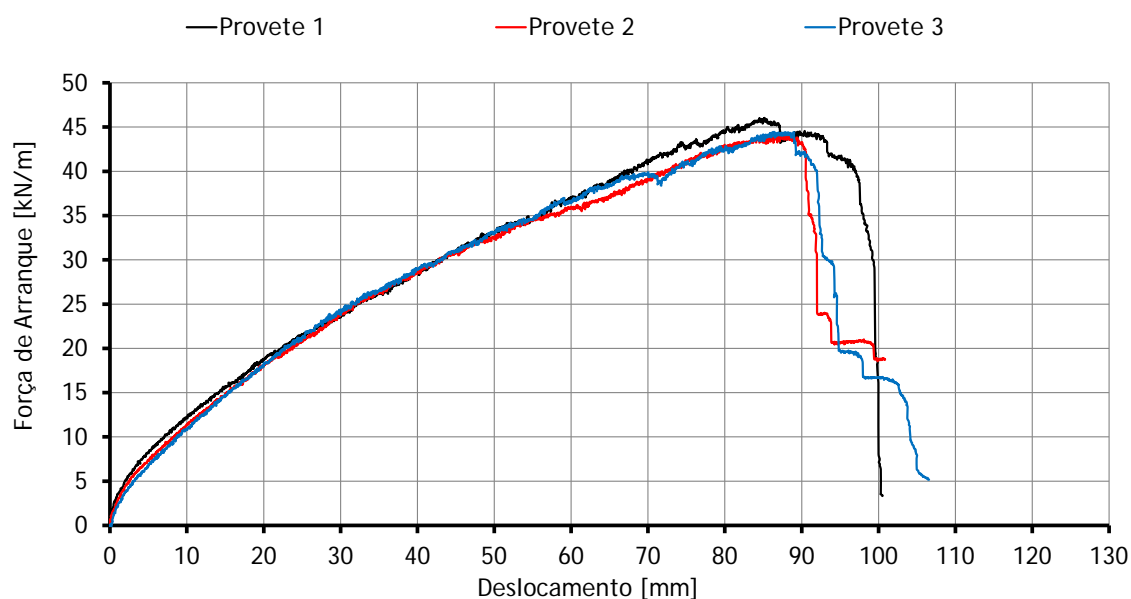


Figura 5.51 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu intacta.

5.8.3 Material danificado em campo com Solo 1b e EC1

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC1, cujos resultados se encontram no Quadro 5.24. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tração, para um valor médio da força de arranque de 43,09kN/m e um deslocamento frontal correspondente de 86,27mm.

Na Figura 5.52 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC1.

Note-se que, no início da curva de arranque o comportamento é bastante idêntico. No momento da rotura o comportamento é mais disperso, traduzido por um coeficiente de variação moderado (7,37% para a força de arranque máxima e de 5,67% para o deslocamento frontal correspondente).

Quadro 5.24 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu após DDI em Campo, Solo 1b e EC1.

GGEu DDI Solo1b EC1	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	44,50	86,91	14,66	25,70	-	35,75	54,87	25	Tração
Provete 2	45,31	90,81	23,03	23,92	-	9,12	59,60	25	Tração
Provete 3	39,46	81,09	17,93	20,92	-	29,66	52,02	25	Tração
Média	43,09	86,27	18,54	23,51	-	24,84	55,50		
Desvio Padrão	3,17	4,89	4,22	2,42	-	13,95	3,83		
Coef. de Variação	7,37	5,67	22,75	10,27	-	56,16	6,90		

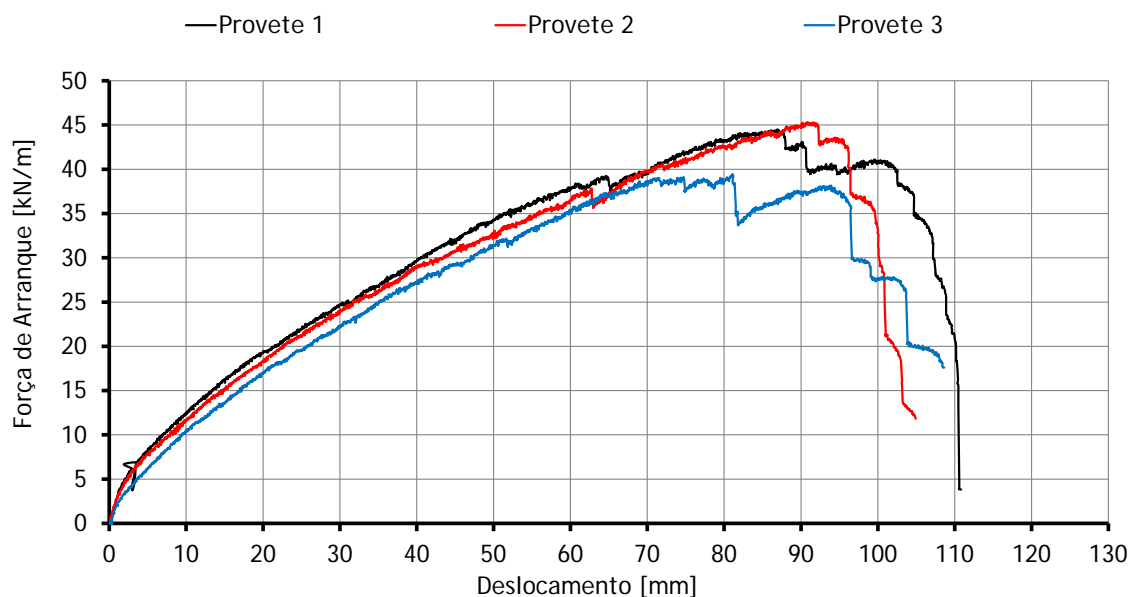


Figura 5.52 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC1.

5.8.4 Material danificado em campo com o Solo 1b e EC2

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC2, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 5.25. A rotura dos provetes ocorreu por tração e arranque, o valor médio da força de arranque na rotura é de 43,55kN/m e o deslocamento frontal correspondente é de 93,73mm.

Na Figura 5.53 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC2.

As curvas de arranque dos provetes são bastantes próximas, quer em termos de rigidez, quer no que se refere aos valores máximos na rotura, facto que é confirmado pelo valor reduzido do coeficiente de variação, 1,67%. No entanto, o provete 3 apresenta uma curva com um patamar de cedência bastante alongado, o que indica que houve arranque do provete antes de este sofrer rotura.

Quadro 5.25 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC2

GGEu DDI Solo 1b EC2	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	42,73	94,38	27,25	30,46	-	38,76	61,00	25	Tração
Provete 2	43,79	84,54	21,03	14,28	-	31,94	55,92	25	Tração
Provete 3	44,12	102,28	31,78	33,70	-	48,63	71,98	25	Arranque
Média	43,55	93,73	26,69	26,15	-	39,78	62,97		
Desvio Padrão	0,73	8,89	5,40	10,40	-	8,39	8,21		
Coef. de Variação	1,67	9,48	20,22	39,79	-	21,10	13,04		

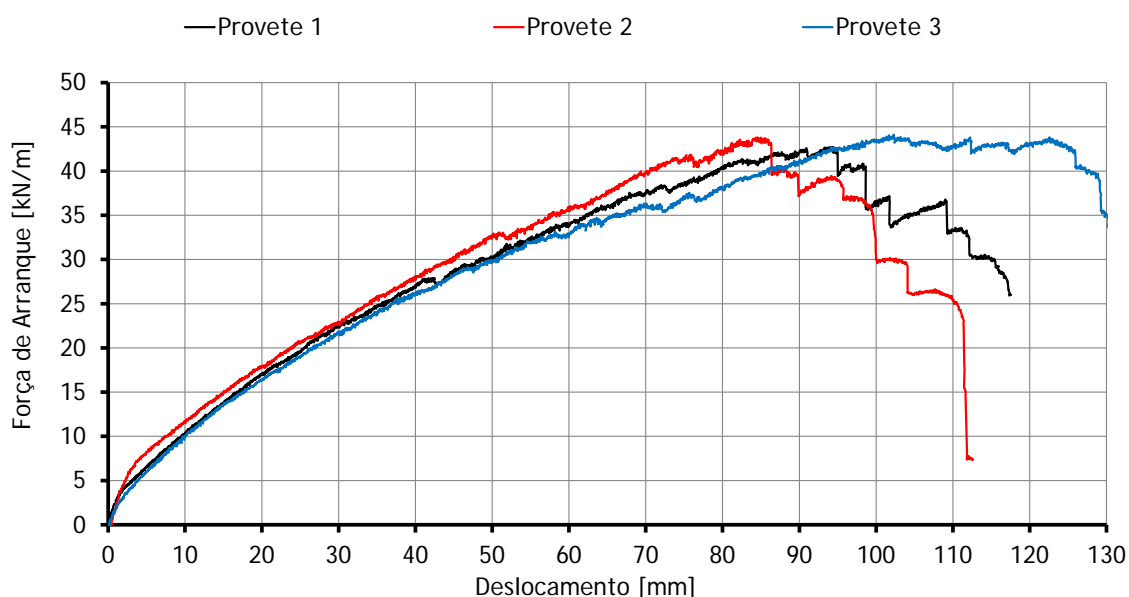


Figura 5.53 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu após DDI em campo, Solo 1b e EC2.

5.8.5 Considerações gerais

No Quadro 5.26 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de valores médios da força de arranque máxima e do deslocamento frontal correspondente, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GGEu intacto e após DDI em campo com o Solo 1b e as duas energias de compactação, EC1 e EC2.

Quadro 5.26 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGE1 intacto e após DDI em campo.

Geossintético		Tensão de confinamento kPa	Tipo de rotura	Fa	CV _{Fa}	D	CV _D	Fa _{Res} (%)	D _{Res} (%)
				kN/m	%	mm	%		
GGEu	Intacto	25	Tracção	44,85	2,33	86,70	1,98		
	Solo1 - EC1	25	Tracção	43,09	7,37	86,27	5,67	96,08	99,50
	Solo1 - EC2	25	Arranque e Tracção	43,55	1,67	93,73	9,48	97,10	108,11

Para avaliar o efeito da DDI dos geossintéticos os resultados são discutidos em termos da força de arranque residual, Fa_{res} (%), das amostras danificadas relativamente às amostras intactas correspondentes, determinadas através da Equação (5.1).

Após a DDI induzida as alterações observadas no comportamento ao arranque da GGEu não são significativas. As alterações observadas para o deslocamento frontal correspondente à força de arranque máxima após DDI em campo também são pouco importantes. Para a GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC1 há uma redução de cerca de 3,92% e uma redução de cerca de 2,90% para a GGEu após DDI em campo com o Solo 1b e EC2.

Na Figura 5.54 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal do geossintético GGEu intacto e do GGEu após DDI em campo com as duas energias de compactação, EC1 e EC2. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de

amostras consideradas. Do gráfico verifica-se que os vários tipos de amostras têm comportamento bastante idêntico. As zonas iniciais das curvas de arranque apresentam uma rigidez elevada que progressivamente vai diminuindo até à rotura do provete.

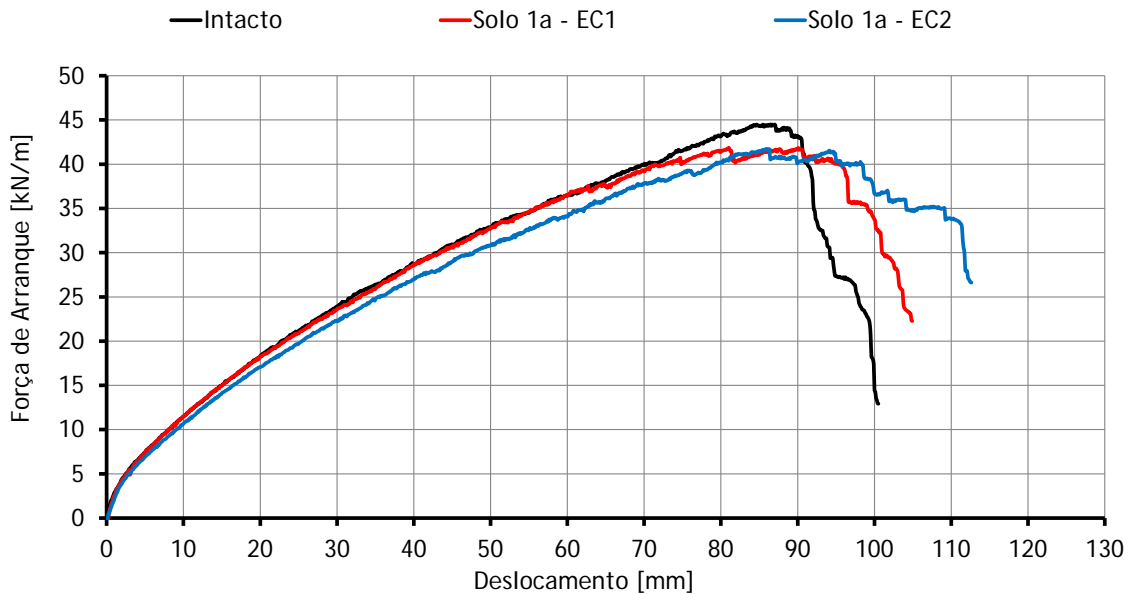


Figura 5.54 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGEu Intacta e da GGEu após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.

Na Figura 5.55 apresentam-se os deslocamentos totais ao longo do comprimento dos provetes no momento da rotura. Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas. Como se pode verificar, o comportamento dos três tipos de amostras é bastante próximo. Note-se que, no momento da rotura, o deslocamento da extremidade livre é cerca de 20 a 25mm, confirmando que no momento da rotura houve mobilização de resistência em toda a extensão do material.

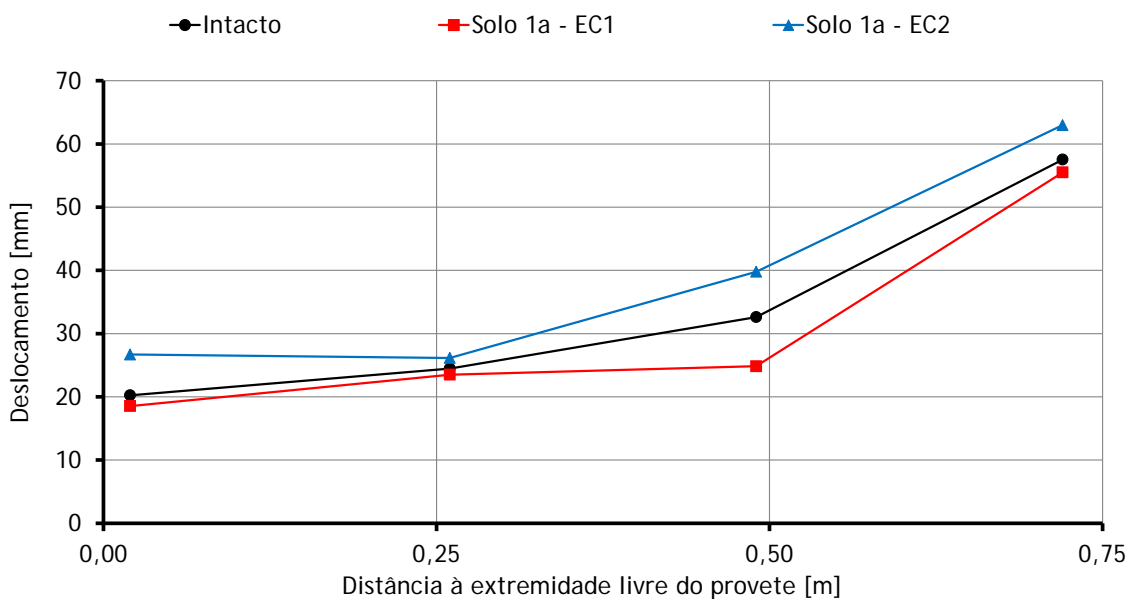


Figura 5.55 - Deslocamentos totais médios no instante em que ocorre rotura da GGEu intacta e da GGEu após DDI em campo, Solo 1a, EC1 e EC2.

5.9 INFLUÊNCIA DE ALGUNS PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO AO ARRANQUE DOS GEOSSINTÉTICOS

5.9.1 Considerações iniciais

Nesta secção são discutidos os resultados obtidos para os diferentes tipos de geossintéticos estudados, procurando avaliar o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético.

Inclui-se também os resultados publicados por Pinho-Lopes (2004) relativos aos mesmos geossintéticos danificados com o Solo 2 e com as energias de compactação EC1 e EC2. Deste modo, procura-se contribuir para o esclarecimento do fenómeno de DDI e da influência neste da estrutura do geossintético, do tipo de solo e da energia de compactação.

5.9.2 Avaliação do efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético

5.9.2.1 Comparação dos resultados - ensaios de arranque

No Quadro 5.27 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos dos valores médios da força de arranque máxima e do deslocamento frontal correspondente, acompanhados dos coeficientes de variação respetivos. É ainda incluída informação complementar, nomeadamente sobre o tipo de rotura observado para os provetes ensaiados e a tensão normal aplicada ao nível dos geossintéticos. De referir que os diferentes tipos de solos utilizados foram sempre compactados para a mesma energia de compactação e que foram utilizados sempre os mesmos procedimentos de ensaios.

Na Figura 5.56 os mesmos resultados estão apresentados em termos de força residual máxima ao arranque e do deslocamento residual para a força máxima ao arranque. Como se pode verificar, praticamente todos os provetes sofrem rotura por tração, quer intactos quer danificados, à exceção de todos os provetes do geossintético GC1 e dos provetes após DDI em campo com o Solo 1b e EC2 do geossintético GGEu, que sofreram arranque ou tração conforme o provete. Uma causa possível para a elevada percentagem de roturas por tração poderá ter a ver com uma eventual danificação adicional dos geossintéticos pelo solo usado nos ensaios de arranque e com o elevado ângulo de atrito deste solo (cerca de 50°, ver Quadro 5.2). Assim, a força necessária para arrancar o geossintético é superior à resistência à tração do geossintético em estudo.

Após a DDI induzida as alterações observadas no comportamento ao arranque variam com o tipo de geossintético estudado, ver Figura 5.56.

Após DDI induzida em campo o geotêxtil tecido em polipropileno GTX e a geogrelha tecida em poliéster GGT são os que apresentam alterações mais significativas. De facto, para o geotêxtil GTX há uma diminuição de resistência de 29,5% e de 61,8% após DDI em campo com EC1 e EC2, respetivamente. Para a geogrelha, a diminuição é de 39,9% e de 58,1% após DDI em campo com EC1 e EC2, respetivamente.

Como referido, as alterações observadas para os restantes geossintéticos não são muito significativas. De facto, para a geogrelha GGE2 há um aumento da resistência ao arranque (cerca de 8% após DDI com o Solo1a e EC1). Para as geogrelhas GGE1, GC1 e GGEu os valores da força de arranque máxima residual rondam valores superiores a 92%, sendo este valor correspondente à geogrelha GGE1 após DDI com o Solo 1a e EC2.

Quadro 5.27 - Resultados dos ensaios de arranque para todos os geossintéticos ensaiados.

Geossintéticos		Tensão de confinamento (kPa)	Tipo de Rotura	Fa	CV _{FA}	D	CV _D
				kN/m	%	mm	%
GTX	Intacto	25	Tração	44,81	6,16	96,63	7,15
	Solo 1a - EC1	25	Tração	31,6	11,51	81,66	13,34
	Solo 1a - EC2	25	Tração	17,11	12,5	44,3	4,35
GGT	Intacto	25	Tração	49,7	6,14	88,5	5,85
	Solo 1a - EC1	25	Tração	29,87	7,65	87,47	8,31
	Solo 1a - EC2	25	Tração	20,84	35,12	54,2	7,34
GGE1	Intacto	25	Tração	46,79	5,06	64,98	9,02
	Solo 1a - EC1	25	Tração	45,62	2,85	58,48	25,84
	Solo 1a - EC2	25	Tração	43,07	4,22	61,18	2,59
GGE2	Intacto	25	Tração	19,51	5,88	34,46	6,52
	Solo 1a - EC1	25	Tração	21,12	2,45	34,32	15,46
	Solo 1a - EC2	25	Tração	18,86	10,86	29,55	18,41
GC1	Intacto	25	Arranque	34,95	8,23	130,22	7,15
	Solo 1a - EC1	25	Arranque	34,28	1,91	116,01	7,26
	Solo 1a - EC2	25	Arranque	34,51	10,06	133,77	8,83
GGEu	Intacto	25	Tração	44,85	2,33	86,7	1,98
	Solo 1b - EC1	25	Tração	43,09	7,37	86,27	5,67
	Solo 1b - EC2	25	Arranque e Tração	43,55	1,67	93,73	9,48

Apesar de não ser significativa, de um modo geral, a energia de compactação que maior efeito tem no comportamento ao arranque dos geossintéticos é a EC2 (98%). Nos materiais que evidenciaram maiores alterações após DDI a redução, da força de arranque máxima quando a energia de compactação passa de EC1 (90%) a EC2 é de 32,3% para o GTX e de 18,2% para a GGT.

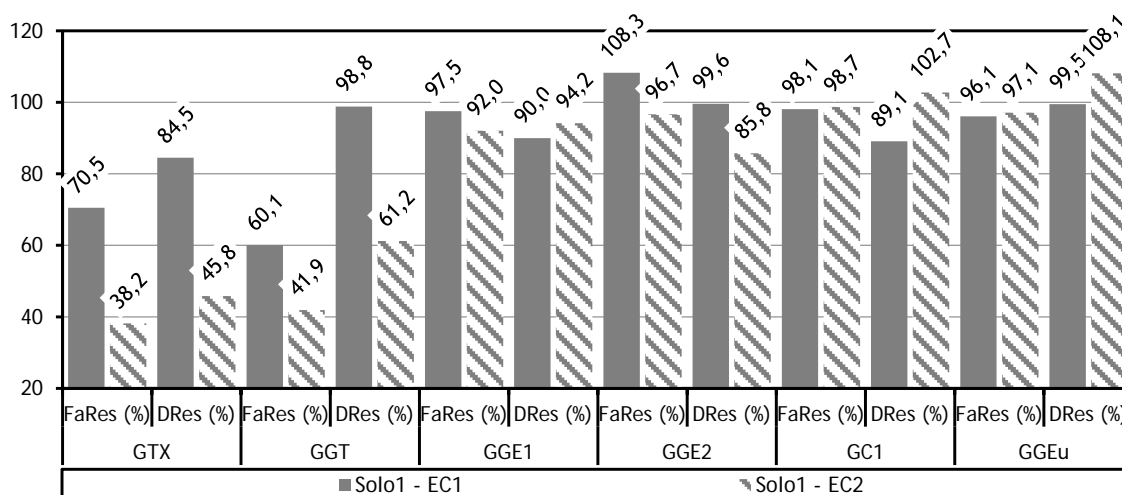


Figura 5.56 - Valores da força de arranque máxima residual e do deslocamento frontal residual correspondente.

As alterações observadas para o deslocamento frontal correspondente à força de arranque máxima após DDI em campo também são pouco significativas para a maioria dos geossintéticos estudados, à exceção, tal como aconteceu para a resistência máxima ao arranque, do geotêxtil tecido GTX e a

geogrelha tecida GGT. Para o geotêxtil tecido GTX e a geogrelha tecida GGT as maiores alterações verificam-se após DDI em campo com o Solo 1a e EC2, diminuição de 54,2% e 38,8%, respetivamente para o GTX e a GGT.

Como se verifica, os valores dos coeficientes de variação associados a estas grandezas também sofrem alterações. Apesar da grande dispersão do coeficiente de variação, em geral o coeficiente de variação tende a aumentar após DDI em campo com o EC1 e o EC2. Para uma melhor compreensão dos resultados obtidos, a avaliação dos mesmos será feita agrupando os materiais com estrutura idêntica e resistências nominais distintas e os materiais com resistência nominal idêntica mas com estruturas distintas.

5.9.2.2 Resistência nominal do geossintético

Como referido, para avaliar a influência da resistência nominal dos geossintéticos no seu comportamento ao arranque, em particular, no efeito da DDI induzida, estes materiais são considerados em grupos de materiais com estruturas análogas, mas apresentando diferentes valores para a sua resistência nominal.

Assim, consideram-se as duas geogrelhas extrudidas biaxiais GGE1 e GGE2, com resistência nominal de 40 e 20 kN/m, respetivamente (Figura 5.57). Para estes dois materiais verifica-se que a geogrelha com resistência nominal mais elevada (GGE1) é a que apresenta maior diminuição da força ao arranque após DDI. No entanto, é preciso lembrar que são valores com intervalos extremamente pequenos, quando comparados com outros materiais.

De facto, a forma das curvas de arranque para a GGE1 e GGE2 é, qualitativamente semelhante, até ao momento em que ocorre rotura por tração, sendo essa rotura frágil. No entanto a rigidez apresentada pelos dois materiais é distinta. Comparando a rigidez dos dois geossintéticos intactos, é possível verificar que o GGE2 apresenta menor rigidez que o GGE1. Assim, no que se refere aos efeitos da DDI no comportamento ao arranque, as diferenças observadas no comportamento das amostras em causa não são claras, não havendo uma tendência nítida de comportamento.

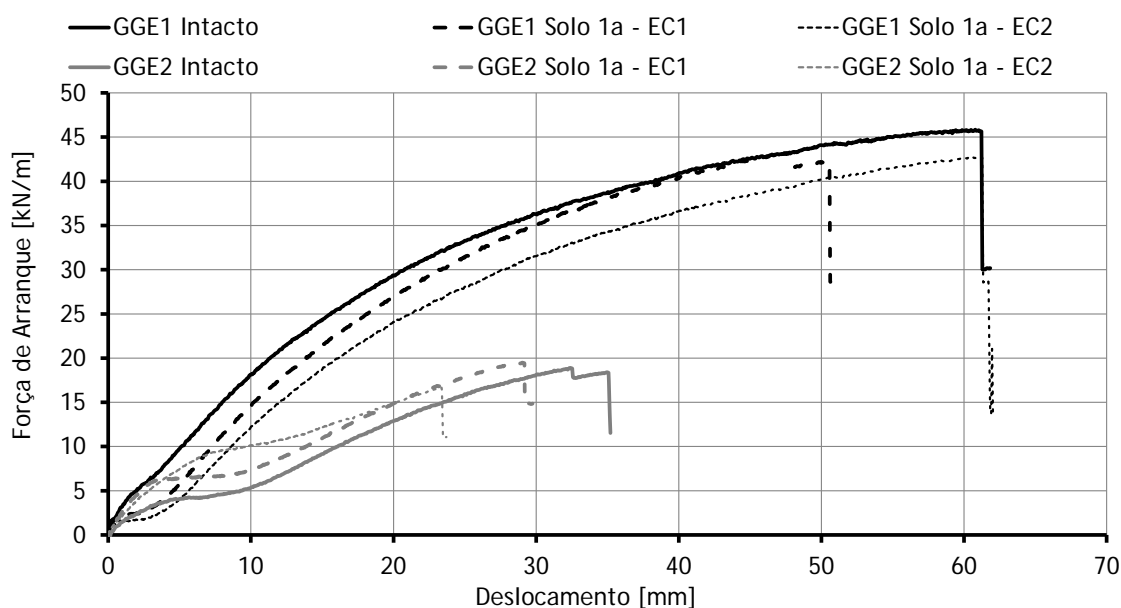


Figura 5.57 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGE1 e da GGE2 Intacta e da GGE1 e da GGe2 após DDI em campo com as duas energias de compactação.

5.9.2.3 Tipo de geossintético

Para avaliar a influência do tipo de geossintético no efeito da DDI induzida, os geossintéticos estudados são considerados em grupos com resistência nominal idêntica e diferentes estruturas.

Assim, agrupa-se:

- o geotêxtil tecido em PP (GTX) com resistência nominal de 65 kN/m e a geogrelha extrudida uniaxial em PEAD (GGEu) com resistência nominal de 65 kN/m (Figura 5.58);
- a geogrelha tecida biaxial em PET (GGT) com resistência nominal de 55 kN/m, e os Filamentos de PET com revestimento a PP uniaxial (GC1) com resistência nominal de 50 kN/m (Figura 5.59).

Da análise da Figura 5.58 é possível observar comportamentos ao arranque distintos para os dois materiais. Para além do comportamento depender da própria estrutura do geossintético, é possível constatar que as curvas de arranque do geotêxtil tecido em PP dependem do efeito da DDI induzida. Para este geossintético (GTX) a curva média de arranque dos provetes intactos apresenta um valor bastante mais elevado da resistência ao arranque do que as curvas médias de arranque dos provetes após DDI com as duas energias de compactação consideradas.

O efeito da DDI induzida no comportamento ao arranque da geogrelha estrudida uniaxial em PEAD, GGEu, praticamente não existe. As curvas ao arranque do material intacto e após DDI com as duas energias de compactação são praticamente idênticas, também traduzidas pelos baixos valores de redução da força máxima ao arranque após DDI, ver Figura 5.56.

A maior danificação causada ao geotêxtil tecido GTX comparativamente à geogrelha extrudida GGEu deve-se ao facto de o geotêxtil tecido ser um material contínuo, ficando as suas superfícies laterais totalmente em contacto com o solo, possibilitando assim um maior grau de danificação que no caso das geogrelhas, que são materiais com aberturas em que as partículas de solo entram e se ajustam, reduzindo-se a superfície de contacto entre o solo e o geossintético. De referir ainda que o geotêxtil em estudo é um material tecido que por norma é mais suscetível à danificação do que os materiais extrudidos.

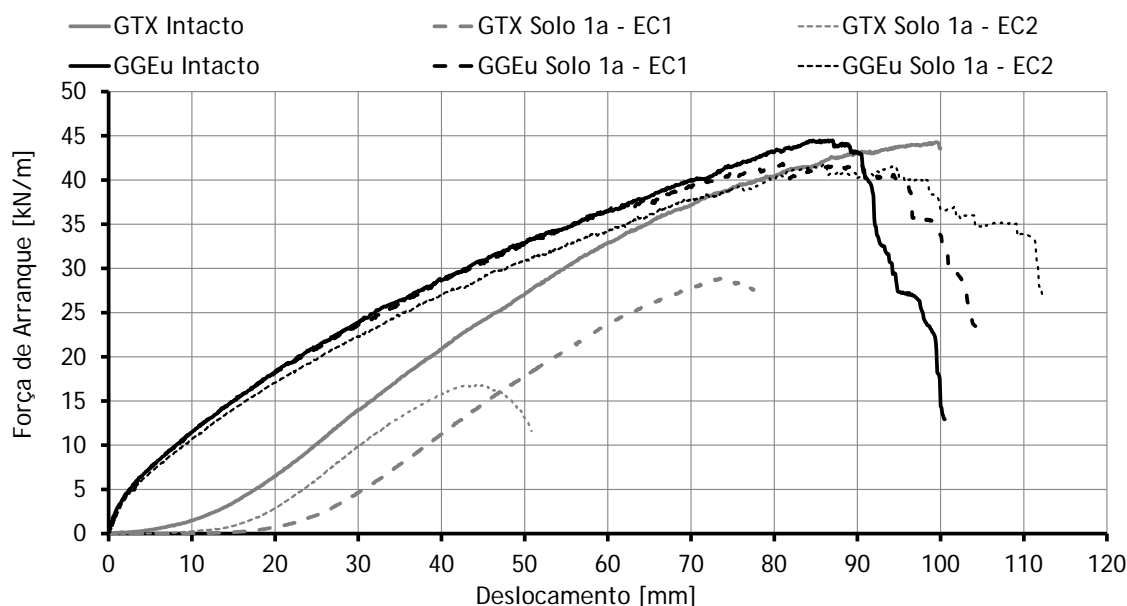


Figura 5.58 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal do GTX e da GGEu Intactos e do GTX e da GGEu após DDI em campo com as duas energias de compactação.

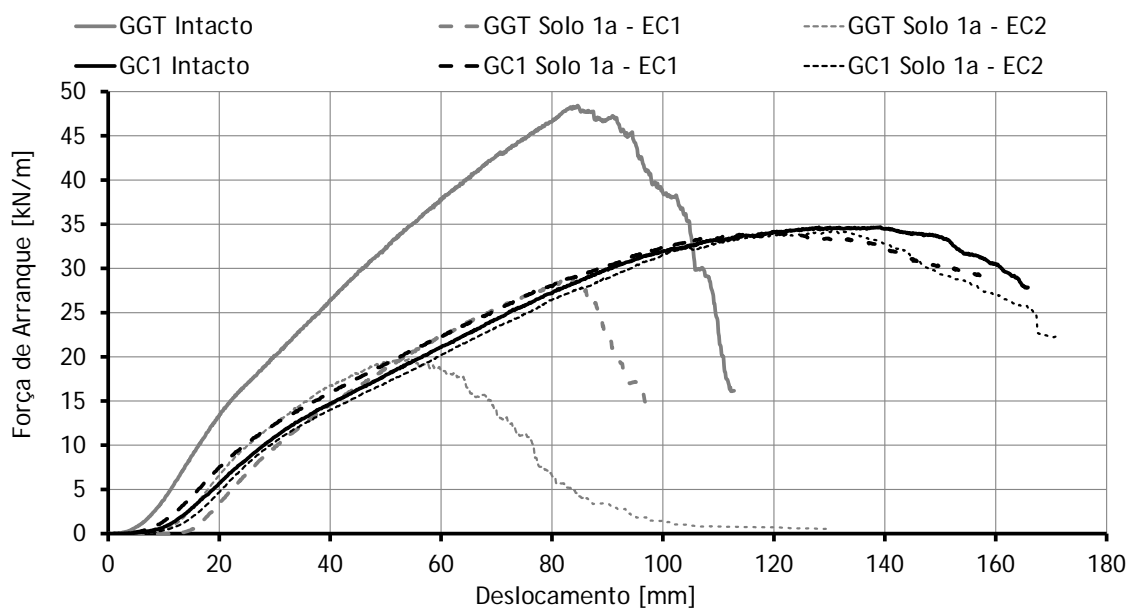


Figura 5.59 - Variação da força de arranque com o deslocamento frontal da GGT e do GC1 Intactos e da GGT e do GC1 após DDI em campo com as duas energias de compactação.

A Figura 5.59, apresenta as curvas médias ao arranque das amostras dos geossintéticos GGT e GC1 intactas e após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação, EC1 e EC2. A geogrelha tecida biaxial em PET (GGT) tem uma resistência nominal de 55kN/m e os filamentos de PET com revestimento em PP (GC1) tem uma resistência nominal de 50 kN/m, isto é, resistências nominais semelhantes.

Uma vez mais, a resposta ao arranque de cada um dos geossintéticos é distinta, embora haja uma característica comum, que é: uma zona inicial com menor rigidez, em que o material se ajusta na pega cilíndrica.

Dos dois materiais, o único que apresenta efeitos visíveis da DDI induzida é o geogrelha tecida em PET (GGT), confirmados pela resistência residual apresentada na Figura 5.56. A curva média ao arranque da GGT intacta, para além de apresentar maior força de arranque, apresenta também uma maior rigidez comparativamente às curvas de arranque médias das amostras após DDI com o Solo 1 e EC1 e EC2.

Como referido, da observação das curvas médias de arranque do GC1 conclui-se que não há um efeito claro da DDI induzida ao geossintético. No entanto, como já dito anteriormente, há uma particularidade neste material, já que todas as amostras sofrem rotura por arranque, sendo essa rotura dúctil.

5.9.2.4 Comparação dos resultados - ensaios de arranque e ensaios de tração

Como a maioria dos provetes dos geossintéticos sofrem rotura por tração quando ensaiados ao arranque, achou-se conveniente comparar os valores da resistência à tração dos diferentes geossintéticos quando testados à tração, segundo a norma EN ISO 10319 (2008), por Pinho-Lopes (2004) e ao arranque segundo a norma NP EN 13738 (2007).

Esta comparação é possível nos provetes em que o tipo de rotura, no ensaio de arranque, é por tração e não por arranque (todos os provetes do GTX, GGT, GGE1, GGE2 e GGEu, ver Figura 5.60). De realçar que as conclusões da comparação dos resultados dos dois ensaios em causa (tração e arranque) podem ser limitadas já que as condições de ensaio são distintas. No ensaio de tração as

duas extremidades do provete estão fixas nas garras e uma das condições para que o ensaio seja considerado válido é que não haja escorregamentos nas garras. No ensaio de arranque apenas uma das extremidades está fixa na garra. A outra está livre apenas “fixa” pelo solo e pela tensão de confinamento.

Da análise da Figura 5.60 é possível observar que a resistência à tração de praticamente todos os geossintéticos obtida pelo ensaio de arranque é inferior à resistência à tração obtida pelo ensaio de tração. Para melhor compreensão dos resultados obtidos, na Figura 5.61 apresenta-se um gráfico com a redução de resistência à tração em % quando os provetes são ensaiados ao arranque comparativamente com os resultados dos mesmos materiais quando ensaios à tração.

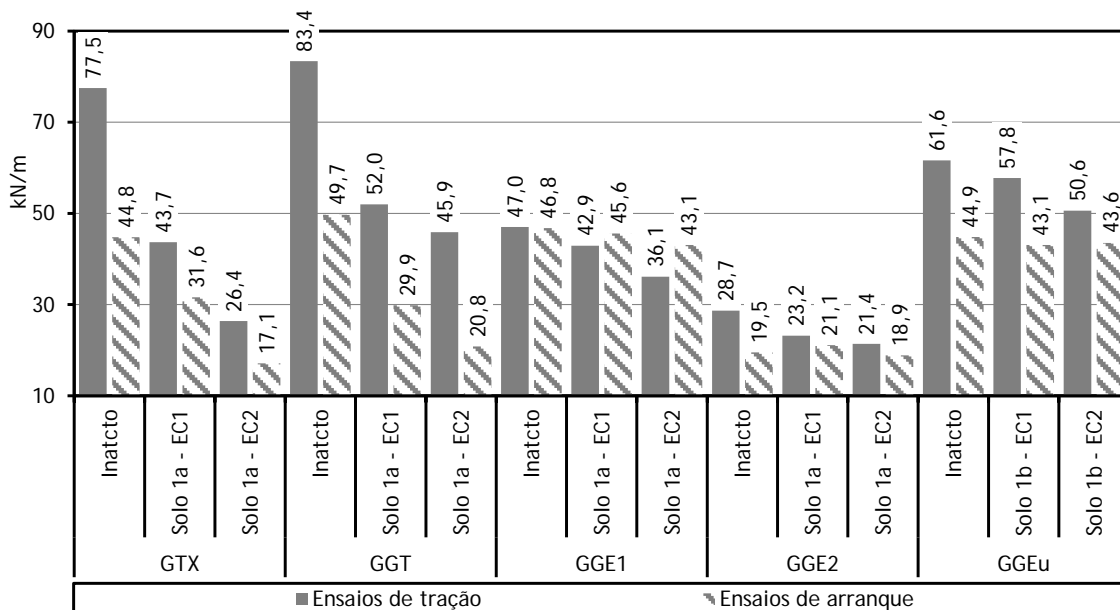


Figura 5.60 - Comparação entre a resistência à tração medida no ensaio de tração e no ensaio de arranque.

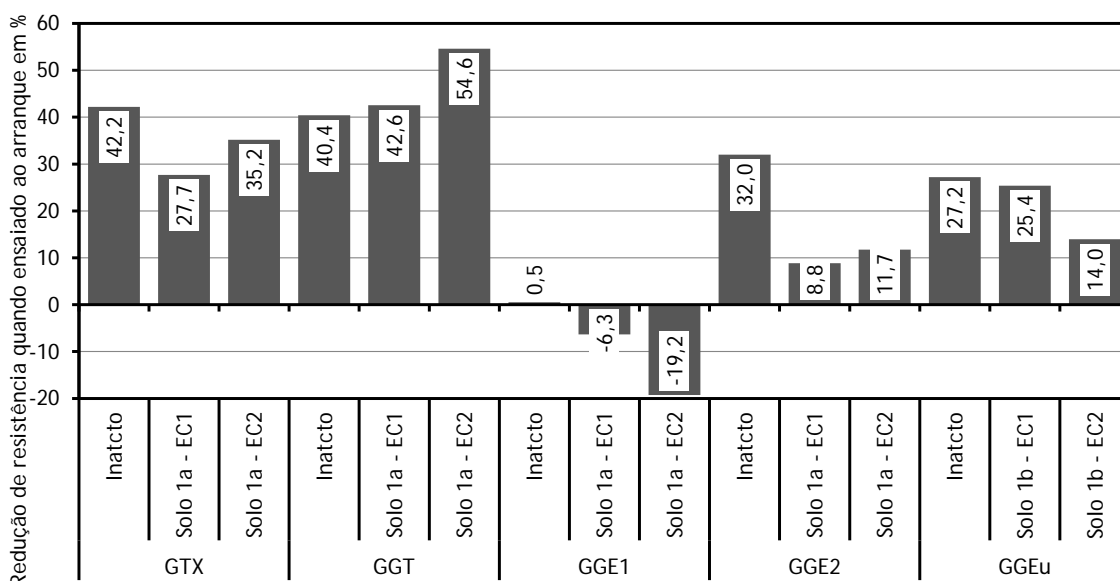


Figura 5.61 - Redução de resistência à tração, em %, quando os provetes são ensaiados ao arranque NP EN 13738 (2007) comparativamente com os resultados dos ensaios de tração EN ISO 10319 (2008).

Como é possível observar na Figura 5.61, a redução de resistência à tração nos ensaios de arranque é maior nos geossintéticos com maior grau de danificação após DDI em campo, GTX e GGT. Para os provetes intactos do geotêxtil tecido GTX e da geogrelha tecida GGT a resistência desce cerca de 42% e 40% quando ensaiado no ensaio de arranque, respetivamente. Para os provetes danificados em campo, a redução é geralmente inferior, exceção para a geogrelha tecida GGT e para a geogrelha extrudida GGE1. Para o geotêxtil tecido GTX há uma redução de cerca 28% e 35% quando ensaiado ao arranque e para os provetes após DDI em campo com EC1 e EC2, respetivamente. Para a geogrelha tecida GGT, como referido, a redução é maior que no material intacto, cerca de 43% e 55% quando ensaiada ao arranque após DDI com EC1 e EC2, respetivamente.

A redução da resistência à tração medida no ensaio de arranque deve-se provavelmente à danificação adicional induzida nos provetes quando introduzidos entre duas camadas de solo e à compactação das camadas na caixa de arranque. Pela análise dos resultados, essa danificação adicional, em geral, é maior nos provetes intactos do que nos provetes que foram sujeitos à DDI em campo.

De referir que para a geogrelha extrudada uniaxial GGE1, obtiveram-se valores negativos da redução em percentagem da resistência à tração nos provetes após DDI em campo com EC1 e EC2. Isto significa que houve um ligeiro aumento de resistência à tração quando ensaiados ao arranque comparativamente com o valor da resistência à tração do ensaio de tração. No entanto, como já foi referido, trata-se de um material (assim como as geogrelhas GGE2 e GGEu) que nestes ensaios apresenta pequena sensibilidade à danificação induzida em campo, traduzida pelo elevado valor da força residual máxima ao arranque, ver Figura 5.56.

5.9.3 Análise comparativa dos resultados obtidos por outros autores

5.9.3.1 Resultados obtidos por outros autores

Como já referido, no presente trabalho foram realizados ensaios de arranque em amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 1, com energias de compactação de EC1 e EC2. Os ensaios de arranque foram realizados recorrendo a um índice de compacidade do solo de 50% e a uma tensão normal ao nível do geossintético de 25kPa.

Os ensaios de arranque realizados por Pinho-Lopes (2004) recorreram a amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 2 e para as duas energias de compactação referidas, foi usado o mesmo índice de compacidade do solo (de 50%). No entanto, a tensão normal ao nível do geossintético foi de 50 kPa, tendo sido utilizado um solo residual granítico, designado por Solo 4 (Figura 5.1 e Figura 6.1).

No Quadro 5.28 estão indicadas algumas características do solo, como o peso volúmico do solo correspondente a um índice de compacidade (I_D) de 50%.

No Quadro 5.29 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios de arranque realizados neste trabalho e por Pinho-Lopes (2004) para os geossintéticos GTX, GGT, GGE1, GGE2 e GC1.

Para facilitar a análise dos resultados, na Figura 5.62 apresenta-se a força máxima ao arranque e deslocamento frontal máximo para os diferentes geossintéticos em análise. Os valores apresentados correspondem à média dos provetes que tiveram o mesmo modo de rotura, foram ensaiados três provetes intactos e para cada energia de compactação, com exceção do GGT após DDI com o Solo 1 e EC2 onde só foram ensaiados dois provetes.

Quadro 5.28 - Algumas características do Solo 4.

Solo 4	%<0,074	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{max}	γ _{min}	γ _{max}	γ _(ID=50%)
	mm	mm	mm	mm	mm	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
	19,87	0,19	0,39	0,55	38,10	13,59	17,20	15,18

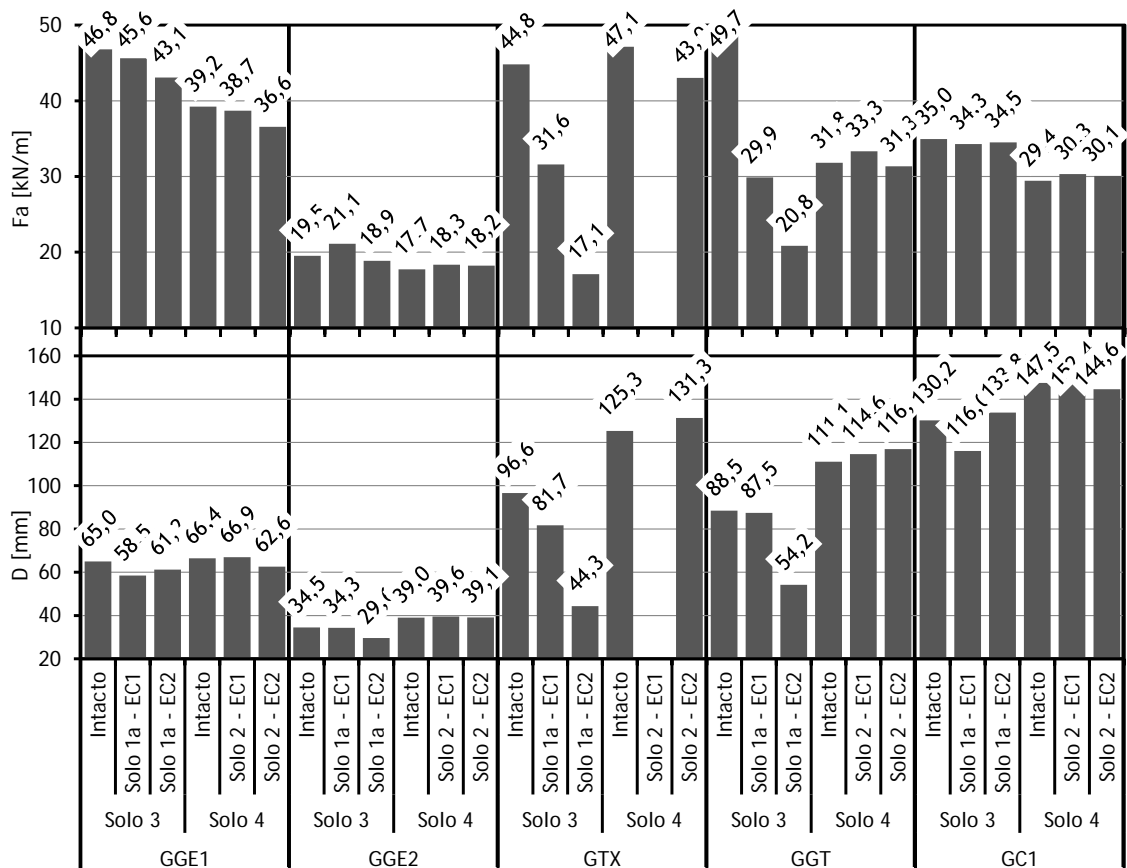


Figura 5.62 - Força de arranque máxima e deslocamento frontal correspondente para os diferentes geossintéticos em análise.

Da análise do Quadro 5.29 é possível verificar que todos os geossintéticos em análise, à exceção do GC1 e GGE2, quando ensaiados com o Solo 3 rompem por tração e quando ensaiados com o Solo 4 rompem por arranque.

Algumas causas possíveis para a rotura por tração com o Solo 3 são:

- o "tout-venant" é mais agressivo, logo os efeitos da DDI induzidos em campo são maiores, o que torna o material mais frágil em qualquer ensaio de caracterização da DDI (nomeadamente no ensaio de arranque)
- o processo de compactação nos ensaios de arranque pode causar danificação adicional aos provetes, e pode ser mais importante com o Solo 3 do que com o Solo 4, para as mesmas condições de compactação, como é o caso.
- O solo mais grosseiro, Solo 3, tem maior resistência ao corte pelo que a resistência da interface solo-geossintético é maior (ângulo de atrito residual do Solo 3 é de 50,9° enquanto o ângulo de atrito residual do Solo 4 é de 36,6°, ver Quadro 5.2 e Quadro 6.2). Assim a força necessária para que geossintético sofra arranque com o Solo 3 é superior à resistência máxima à tração do material.

Quadro 5.29 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque realizados neste trabalho e por Pinho-Lopes (2004).

Geossintéticos		Tensão de conf. (kPa)	Tipo de solo no ensaio de arranque	Tipo de Rotura	Fa	CV _{FA}	D	CV _D
					[kN/m]	%	[mm]	%
GGE1	Intacto	25	Solo 3	Tração	46,79	5,06	64,98	9,02
	Solo 1a - EC1	25		Tração	45,62	2,85	58,48	25,84
	Solo 1a - EC2	25		Tração	43,07	4,22	61,18	2,59
	Intacto	50	Solo 4	Arranque	39,24	5,17	66,40	13,99
	Solo 2 - EC1	50		Arranque/Tração	38,69	2,40	66,91	13,29
	Solo 2 - EC2	50		Arranque/Tração	36,57	7,52	62,56	26,33
GGE2	Intacto	25	Solo 3	Tração	19,51	5,88	34,46	6,52
	Solo 1a - EC1	25		Tração	21,12	2,45	34,32	15,46
	Solo 1a - EC2	25		Tração	18,86	10,86	29,55	18,41
	Intacto	50	Solo 4	Tração	17,73	0,67	39,02	6,70
	Solo 2 - EC1	50		Tração	18,34	0,84	39,56	4,11
	Solo 2 - EC2	50		Tração	18,23	8,12	39,13	7,09
GTX	Intacto	25	Solo 3	Tração	44,81	6,16	96,63	7,15
	Solo 1a - EC1	25		Tração	31,60	11,51	81,66	13,34
	Solo 1a - EC2	25		Tração	17,11	12,50	44,30	4,35
	Intacto	50	Solo 4	Arranque	47,13	6,97	125,28	6,97
	Solo 2 - EC1	50		*	*	*	*	*
	Solo 2 - EC2	50		Arranque	43,02	5,02	131,34	5,94
GGT	Intacto	25	Solo 3	Tração	49,70	6,14	88,50	5,85
	Solo 1a - EC1	25		Tração	29,87	7,65	87,47	8,31
	Solo 1a - EC2	25		Tração	20,84	35,12	54,20	7,34
	Intacto	50	Solo 4	Arranque	31,80	5,42	111,07	7,92
	Solo 2 - EC1	50		Arranque	33,32	5,87	114,59	4,36
	Solo 2 - EC2	50		Arranque	31,34	4,54	116,87	5,26
GC1	Intacto	25	Solo 3	Arranque	34,95	8,23	130,22	7,15
	Solo 1a - EC1	25		Arranque	34,28	1,91	116,01	7,26
	Solo 1a - EC2	25		Arranque	34,51	10,06	133,77	8,83
	Intacto	50	Solo 4	Arranque	29,44	10,54	147,50	8,43
	Solo 2 - EC1	50		Arranque	30,32	8,19	152,36	2,54
	Solo 2 - EC2	50		Arranque	30,08	12,44	144,57	12,09

* - Não foi possível realizar os ensaios

Para uma melhor compreensão dos resultados obtidos, a avaliação dos mesmos será feita separadamente para dois grupos de materiais, como já atrás se realizou. Assim agrupou-se as duas geogrelhas extrudidas em polipropileno GGE1 e GGE2 e os restantes materiais noutra grupo, o geotêxtil tecido GTX, a geogrelha tecida GGT e os filamentos de poliéster com revestimento de polipropileno GC1.

5.9.3.2 Geossintéticos GGE1 e GGE2

Como já mencionado, para avaliar o efeito da DDI induzida com os dois solos nos ensaios de arranque foram agrupados os geossintéticos com estrutura análoga, mas com diferentes valores de resistência nominal. Consideram-se assim as duas geogrelhas extrudidas GGE1 e GGE2, com resistência nominal de 40 e 20 kN/m, respetivamente.

Na Figura 5.63 os resultados estão apresentados em termos de força máxima ao arranque residual e do deslocamento residual para essa força máxima.

Para estes dois geossintéticos verifica-se que a geogrelha com resistência nominal mais elevada (GGE1) é a que apresenta maior diminuição da resistência ao arranque após DDI. No entanto, é preciso lembrar que os valores indicados são valores médios e próximos dos 100% o que traduz o reduzido efeito da DDI em campo nos resultados obtidos nestes ensaios destes dois materiais. Assim, pode apenas ser uma questão estatística, não se podendo afirmar com certeza se as diferenças verificadas nos valores da resistência residual são consequência direta e única da variação da resistência nominal dos materiais em causa.

Na Figura 5.64 são apresentadas as curvas de arranque obtidas para a GGE1 e GGE2, intactas e após DDI em campo nas condições em apreço. A resposta dos geossintéticos é distinta, conforme o tipo de rotura que acontece. De facto a forma das curvas de arranque para a GGE1 e para a GGE2 são, qualitativamente semelhantes, até ao momento em que ocorre rotura. Quando ocorre rotura por tração esta é frágil, tal como nos ensaios de tração. Caso os provetes sofram rotura por arranque, está é dúctil (por exemplo, GGE1 após DDI com o Solo 2 EC2).

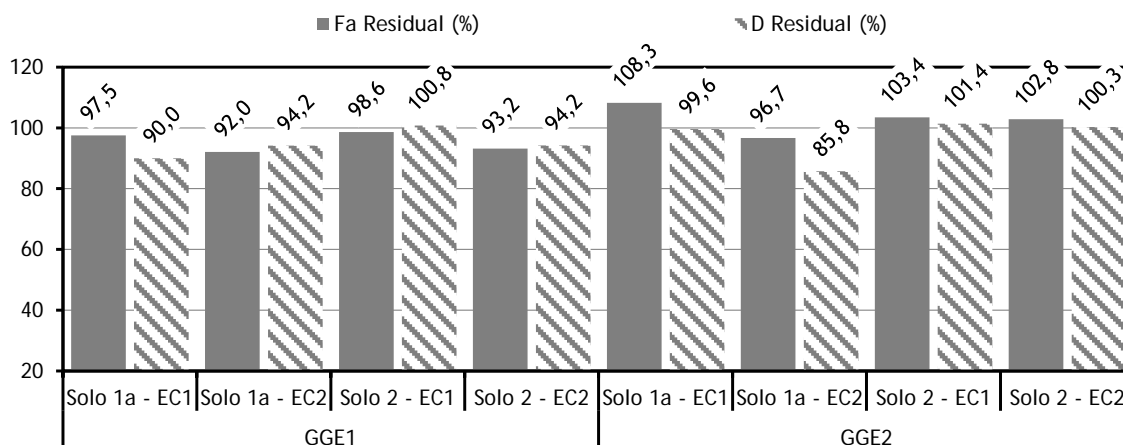


Figura 5.63 - Valores da força máxima ao arranque residual e do deslocamento residual correspondente, GGE1 e GGE2.

No que concerne os efeitos da DDI no comportamento ao arranque, as diferenças observadas no comportamento dos materiais não são em geral claras, não havendo uma tendência nítida de alteração do comportamento.

Todos os provetes da GGE1 ensaiados ao arranque com o Solo 4 (intactos e após DDI em campo) apresentam valores de resistência ao arranque inferiores aos valores da mesma geogrelha quando ensaiada com o Solo 3 (intacta e após DDI em campo). Isto provavelmente deve-se ao tipo de rotura que os provetes sofrem, os provetes da GGE1 ensaios com o Solo 4 sofrem rotura por arranque, enquanto os provetes ensaiados com o Solo 3 sofrem rotura por tração. Com o solo mais fino, Solo 4, a resistência ao arranque que é possível mobilizar é menor e é atingida antes de o material romper por tração. No solo mais grosso, Solo 3, há dois efeitos:

- a maior resistência ao arranque resulta das melhores características resistentes do solo;
- a maior importância da DDI, diminuindo a resistência à tração (embora isto só aconteça para alguns geossintéticos).

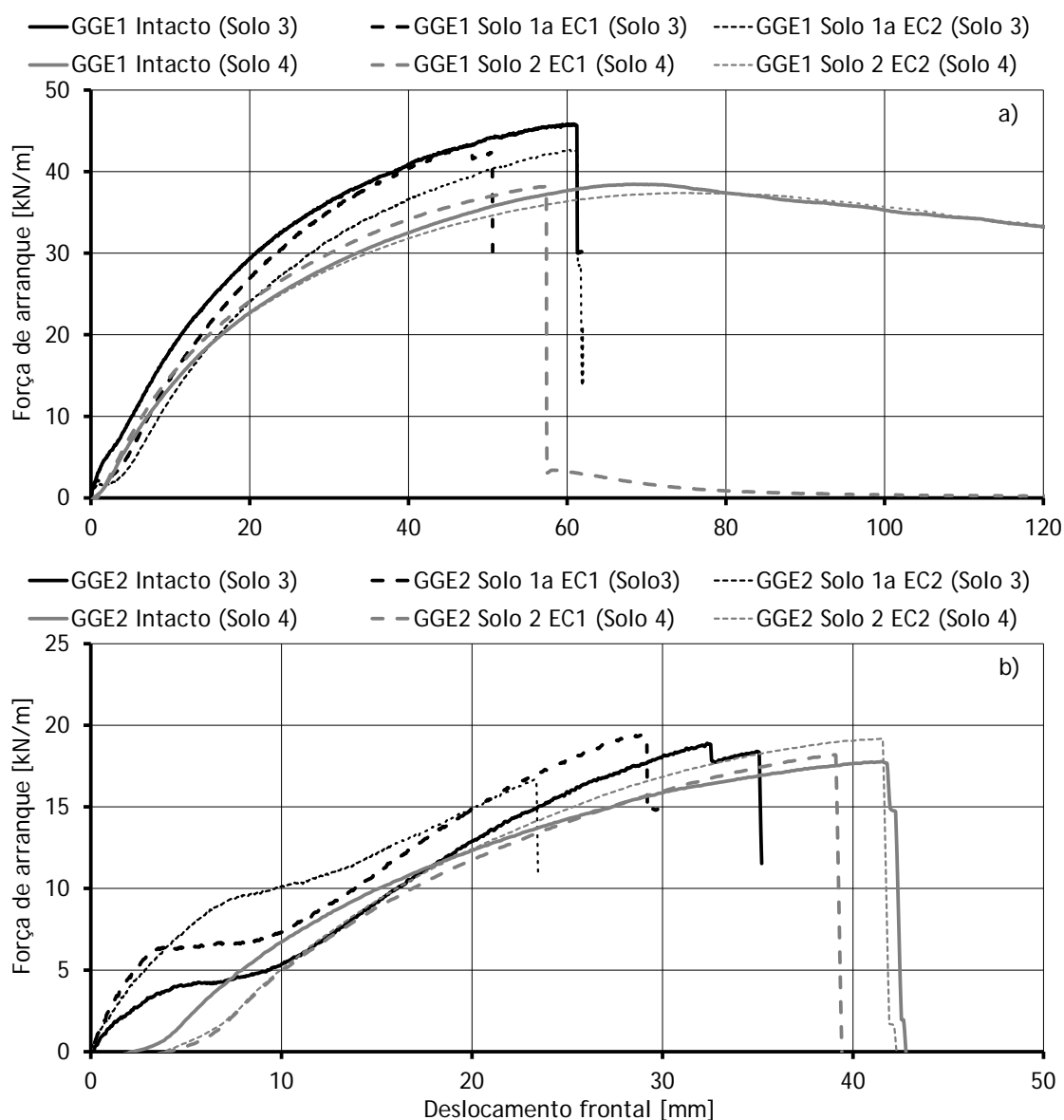


Figura 5.64 - Variação, média, da força de arranque com o deslocamento frontal das amostras intactas e após DDI em campo de: a) GGE1, b) GGE2.

5.9.3.3 Geossintéticos GTX, GGT e GC1

Neste grupo analisam-se três geossintéticos com diferentes estruturas mas, no entanto, com resistência nominal idêntica. O geossintético GTX tem resistência nominal de 65kN/m, o GGT tem resistência nominal de 55kN/m e por último o geossintético GC1 tem resistência nominal de 50kN/m. Apesar de a resistência nominal não ser igual optou-se por incluir todos os materiais neste grupo.

Na Figura 5.65 estão apresentados os mesmos resultados da Figura 5.62 e do Quadro 5.29 dos três geossintéticos mas em termos de força de arranque residual máxima e do deslocamento residual correspondente. Na Figura 5.66 mostram-se as curvas de arranque obtidas para os três geossintéticos, intactos e após DDI em campo nas condições já referidas.

Os resultados obtidos para o geossintético GTX intacto, com o Solo 4 e o Solo 3, apresentam um valor para a força de arranque máxima da mesma ordem de grandeza mas sofrem modos de rotura distintos, os provetes ensaiados com o Solo 4 sofreram rotura por arranque e os provetes ensaiados

com o Solo 3 sofreram rotura por tração. Estes resultados significam que a resistência ao arranque do GTX intacto confinado no Solo 3 é superior ao valor da força para a qual ocorre a rotura por tração.

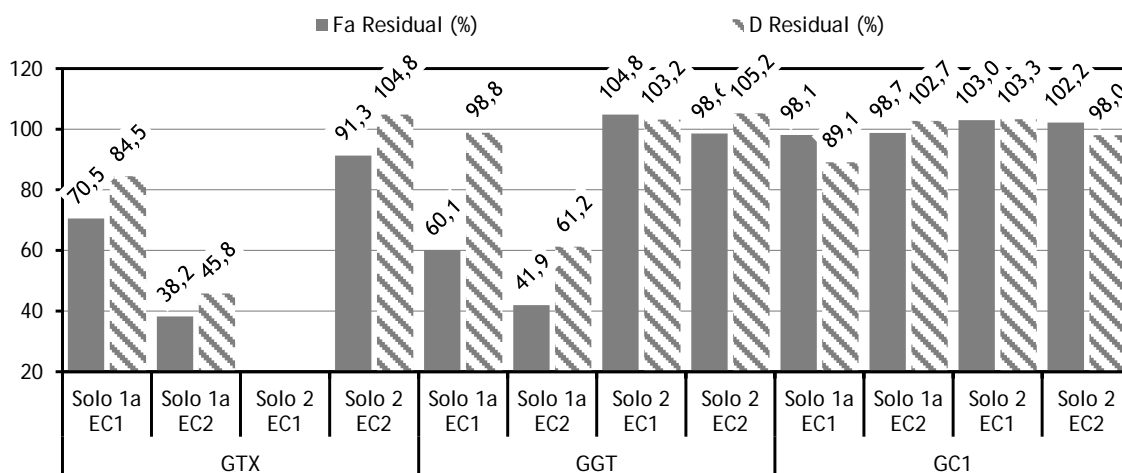


Figura 5.65 - Valores da resistência residual máxima ao arranque e do deslocamento residual correspondente, GTX, GGT e GC1.

Os provetes do GTX intacto ensaiados com o Solo 4, apesar de sofrerem rotura por arranque, apresentam uma força de arranque máxima superior aos provetes da GTX intactos ensaiados com o Solo 3 (cerca de 5% superior) que sofrem rotura por tração. Esta menor resistência ao arranque do geossintético GTX, quando ensaiado com o Solo 3, deve-se provavelmente à maior danificação gerada pelo Solo 3 ao geossintético durante o processo de compactação e execução do ensaio de arranque. Como já foi referido o processo de compactação nos ensaios de arranque pode causar danificação adicional aos provetes, e pode ser mais importante com o Solo 3 do que com o Solo 4.

Apesar das forças máximas de arranque e dos seus coeficientes de variação serem semelhantes, os deslocamentos frontais correspondentes diferem: observa-se um maior deslocamento frontal para o GTX ensaiado com o Solo 4 do que quando ensaiado com o Solo 3.

Outra particularidade a destacar tem a ver com a tensão de confinamento aplicada no ensaio de arranque. O modo de rotura por tração, ocorreu para uma tensão de confinamento de 25kPa, e os provetes que rompem por arranque foram ensaiados com uma tensão de confinamento de 50kPa. Dado que o fenómeno de arranque é mais relevante para baixas tensões de confinamento, esta questão não deve interferir muito na comparação dos resultados, já que para a menor tensão de confinamento (25KPa) o modo de rotura é por tração.

Comparando os resultados obtidos para as amostras do GTX após DDI em campo com o Solo 1 e Solo 2 e EC2 verificou-se a mesma situação: nos ensaios com o Solo 4 a rotura foi por arranque e nos ensaios com o Solo 3 a rotura ocorreu por tração. Para este geossintético após DDI, os resultados do ensaio de arranque e as curvas de arranque são diferentes, no entanto, a força de arranque máxima e o deslocamento frontal continuam a ser superiores nos ensaios realizados com o Solo 4.

O GTX após DDI com Solo 1 e EC2 e ensaiado com o Solo 3 apresenta uma força de arranque máxima cerca de 60% inferior em relação à força obtida nos ensaios de arranque do GTX com o Solo 4. O seu deslocamento frontal é cerca de 66% inferior ao obtido nos ensaios com o Solo 4.

Os resultados obtidos para os ensaios de arranque da GGT intacta com o Solos 3 e 4 apresentam valores da força de arranque máxima diferentes e modos de rotura distintos. Assim, os provetes ensaiados com o Solo 4 sofreram rotura por arranque e apresentam uma força de arranque máxima inferior às GGT intactas ensaiadas com o Solo 3, que romperam por tração; porém com o Solo 4 o valor do deslocamento frontal na rotura é mais elevado do que com o Solo 3. A força de arranque máxima sofre uma redução de cerca de 36% quando a GGT é ensaiada com o Solo 4, mas o deslocamento frontal sofre um aumento de 25%, em comparação com o ensaio de arranque realizado com o Solo 3. O coeficiente de variação associado à força máxima de arranque é de cerca 6%, para os dois casos; e de cerca de 6% a 8% para o deslocamento frontal.

A menor força de arranque máxima verifica-se para a GGT danificada em campo com o Solo 1 e EC2 e ensaiada com o Solo 3. Esta força é de 20,84 kN/m e é, aproximadamente 2/3 da verificada para a GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2 ensaiada com o Solo 4. O mesmo se verifica quando se analisa o deslocamento frontal, este é cerca de 50% do valor medido para o deslocamento frontal da GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2 e ensaiada com o Solo 4.

De uma forma geral, a GGT danificada em campo com o Solo 1a e ensaiada com o Solo 3 indicia de maneira mais significativa o efeito da DDI. Após DDI com o Solo 1 e EC1 há uma redução de cerca 40% na força máxima de arranque em relação ao material intacto; para a GGT após DDI com Solo 1 e EC2 a redução é cerca de 58% em relação à GGT intacta, acompanhada de um coeficiente de variação elevado (35,12%).

A GGT ensaiada na máquina de arranque com o Solo 4, tanto intacta como danificada com o Solo 2 e as duas energias de compactação apresentam valores muito próximos para forças de arranque máximas e deslocamentos frontais correspondentes, traduzindo o pouco efeito da danificação induzida neste material. De notar que se obteve uma força de arranque máxima para o GGT danificado em campo com Solo 2 e EC2 superior à força de arranque obtida para o GGT intacto, em cerca de 5%.

Da análise destes dois materiais pode então referir-se que a danificação em campo com o Solo 1 e a posterior utilização do Solo 3 na realização dos ensaios de arranque podem ser as causas que originam a rotura por tração e a diferença entre os provetes intactos e após DDI. Estes solos, Solo 1a e Solo 3, são solos mais “agressivos” que os Solos 2 e 4. De facto, o Solo 1 tem partículas com dimensões maiores do que o Solo 2, induzindo efeitos associados aos processos de instalação mais significativos. Este efeito reflete-se, por um lado, na menor resistência à tração das amostras após DDI com o Solo 1 e, por outro lado, nos efeitos da execução do ensaio de arranque.

Finalmente, da análise dos resultados do geossintético GC1, ver Quadro 5.29 e Figura 5.66 c), verificou-se que todos os provetes sofreram rotura por arranque, quer ensaiados com o Solo 3, quer com o Solo 4.

Os provetes da GC1 intactos e danificados em campo com o Solo 1 com as duas energias de compactação apresentam valores praticamente iguais da força máxima de arranque e do deslocamento frontal correspondente quando ensaiados com o Solo 3. O mesmo se passa com os provetes da GC1 intactos e danificados em campo com o Solo 2 e as duas energias de compactação que posteriormente foram ensaiadas ao arranque com o Solo 4.

Assim o efeito da DDI no comportamento ao arranque deste geossintético pode considerar-se praticamente nulo. Aliás, para os provetes danificados em campo com EC1 e EC2 ensaiados ao arranque com o Solo 4 apresentam um acréscimo de resistência de cerca de 2% a 3% quando comparados com a resistência ao arranque dos provetes intactos correspondentes.

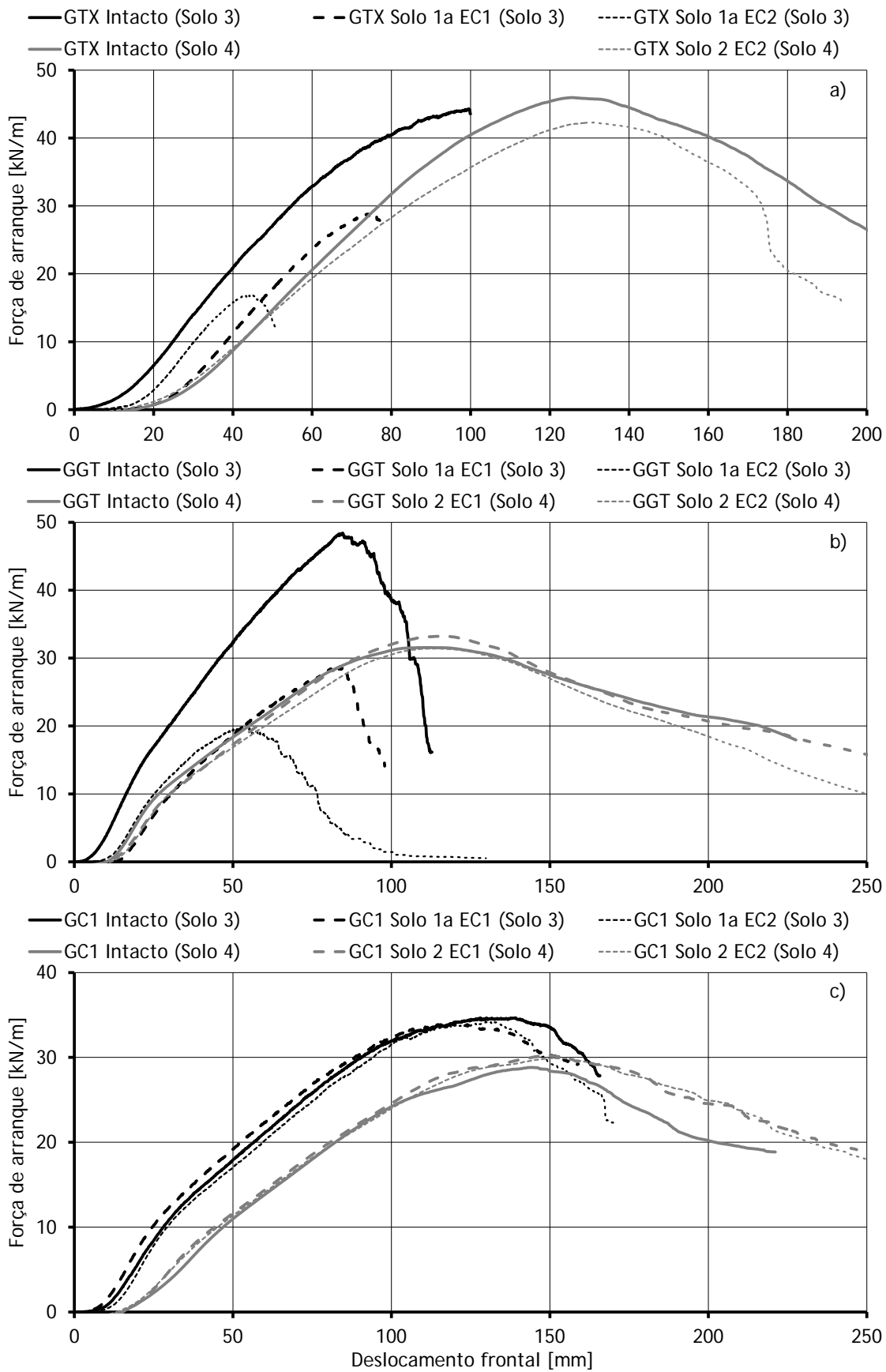


Figura 5.66 - Variação, média, da força de arranque com o deslocamento frontal das amostras intactas e após DDI em campo: a) GTX; b) GGT; c) GC1.

Os coeficientes de variação das duas grandezas referidas (força máxima ao arranque e deslocamento frontal correspondente) são também praticamente idênticos nos provetes intactos e após DDI em campo com as duas energias de compactação. Exceção para o coeficiente de variação da força máxima ao arranque da GC1 após DDI com o Solo 1a e EC1 e para o deslocamento frontal correspondente à força máxima ao arranque do GC1 após DDI do solo 2 e EC1, que são inferiores aos obtidos para as outras situações.

Comparando agora os resultados dos ensaios de arranque com os Solo 3 e 4, é possível afirmar que a força máxima ao arranque dos provetes intactos quando ensaiados com o Solo 4 é inferior em cerca de 16% do que quando é usado o Solo 3. Esta diferença deve-se provavelmente à maior resistência ao arranque que resulta das melhores características resistentes do Solo 3 e também do Solo 4 ser mais fino, sendo por isso menor a força necessária para mobilizar o arranque.

Neste contexto pode-se dizer que, na generalidade, o Solo 3 induz maior danificação ao geossintético (assim como o Solo 1a nos ensaios de DDI de campo), e também maiores forças de interação solo-geossintético do que os Solo 2 e 4, que foram os solos usados nos ensaios de DDI em campo.

5.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os resultados dos ensaios de arranque realizados. Foram também discutidos os resultados obtidos para os diferentes tipos de amostras estudadas, procurando avaliar o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético. Posteriormente, foi feita uma análise dos resultados obtidos com os resultados dos mesmos geossintéticos danificados com os Solo 2 e com energias de compactação EC1 e EC2 publicados por Pinho-Lopes (2004).

Em geral, os efeitos da DDI induzida com o Solo 1 (1a e 1b) em campo tiveram alguma influência no comportamento ao arranque de alguns materiais, quer no que se refere ao valor máximo da força de arranque quer no valor do deslocamento frontal correspondente. A energia de compactação transmitida ao solo onde o geossintético é instalado tem influência no seu comportamento, de facto, quanto maior for essa energia maior a influência no comportamento do geossintético. Quando comparados com os resultados de arranque dos provetes danificados com o Solo 2 e para as duas energias de compactação, pode-se afirmar que, em geral, os efeitos da DDI induzida em campo com o Solo 2 não são muito relevantes.

Pode-se concluir que a maior danificação induzida ao geossintético é provocada pelo Solo 1a e 1b e, também, pelo Solo 3 utilizado nos ensaios de arranque.

No Capítulo 8 são apresentados e discutidos os valores para os coeficientes de redução para a força de arranque máxima e para o deslocamento frontal correspondente.

6 EFEITO DA DDI NA RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

6.1 INTRODUÇÃO

O ensaio de corte em plano inclinado é particularmente adequado à caracterização dos fenómenos de interação solo-geossintético em taludes. Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados de caracterização mecânica da interface solo-geossintético com base nos ensaios de corte em plano inclinado. A norma que regula este ensaio é a NP EN ISO 12957-2 (2007) - "Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado".

Pretende-se assim, avaliar o efeito da danificação durante a instalação (DDI) no comportamento das interfaces solo-geossintético, nomeadamente quando o mecanismo de rotura é o corte em plano inclinado.

Utilizando o equipamento de ensaio do Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foram realizados ensaios de corte em plano inclinado em dois dos geossintéticos estudados neste trabalho, nomeadamente em amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 1a e Solo 2, com energias de compactação de EC1 e EC2.

Assim, nas secções seguintes são apresentadas as características dos solos utilizados e os resultados obtidos para os diferentes tipos de amostras estudadas. Posteriormente discutem-se esses resultados, procurando avaliar o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético e da influência neste da estrutura do geossintético, das características do solo e da energia de compactação.

6.2 SOLO UTILIZADO

Tal como já referido para os ensaios de arranque no Capítulo 5 um dos objetivos deste estudo é avaliação do efeito da DDI na interação solo-geossintético para diferentes tipos de solos de confinamento. Os solos considerados foram os usados nos ensaios de arranque (Solo 3 e Solo 4), que são distintos dos utilizados na construção dos aterros provisórios (Solo 1a e Solo 2) pelas razões já enunciadas no capítulo anterior.

Outra particularidade, tem a ver com as dimensões reduzidas da caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado (dimensões de 0,30 m de comprimento x 0,30 m de largura x 0,08 m de altura). Com efeito, essas dimensões são incompatíveis com a utilização da fração mais grosseira do Solo 3, por isso, foi necessário proceder à separação das partículas com dimensões superiores a 10mm. Assim, o solo utilizado nos ensaios de corte em plano inclinado foi o Solo 3 sem a fração superior a 10mm, denominado a partir daqui como Solo 3₁₀.

Tal como nos ensaios de arranque, nos ensaios de corte em plano inclinado procurou-se utilizar materiais o mais parecido possível com os solos utilizados nos aterros provisórios (Solo 1a e Solo2). Assim o Solo 3 é um "tout-venant" idêntico ao Solo 1a, tendo sido retirada a fração mais grossa (>10mm) e o Solo 4 é um solo residual do granito idêntico Solo 2. Nas secções 4.2.3 e 5.2 estão indicadas as propriedades dos solos utilizados nos aterros experimentais e nos ensaios de arranque, respetivamente.

A Figura 6.1 representa a curva granulométrica do Solo 3₁₀ e do Solo 4.

No Quadro 6.1 estão indicadas algumas características dos Solos 3 fração $\leq 10\text{mm}$ e do Solo 4. Indica-se o peso volúmico dos solos correspondente a um índice de compactidade (ID) de 50%, que foi considerado nos ensaios de corte em plano inclinado. No Quadro 6.2 estão indicados os parâmetros de resistência dos dois solos, determinados através de ensaios de corte direto do laboratório de geossintéticos da FEUP.

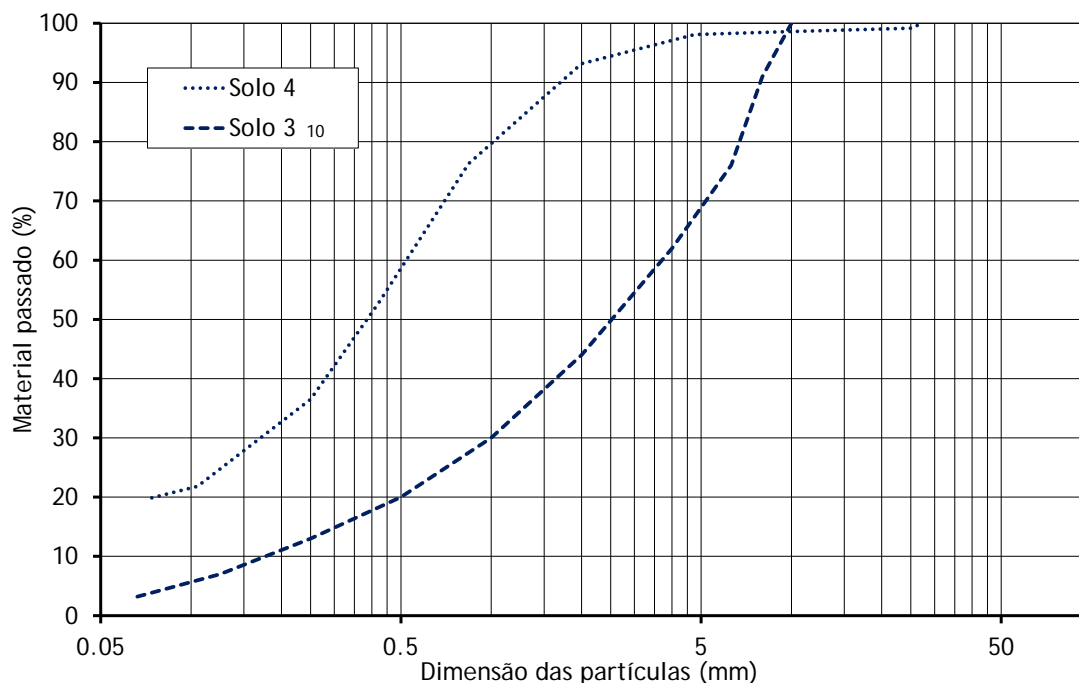


Figura 6.1 - Curvas granulométricas do Solo 3₁₀ e do Solo 4.

Quadro 6.1 - Características do Solo 3₁₀ e Solo 4

Solos	%<0,074	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{max}	γ_{\min}	γ_{\max}	$\gamma_{[ID=50\%]}$
		mm	mm	mm	mm	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
Solo 3 ₁₀	3.63	1.00	2.67	3.67	10.00	15.33	20.69	17.61
Solo 4	19.87	0.19	0.39	0.55	38.10	13.59	17.20	15.18

Quadro 6.2 - Parâmetros de resistência do Solo 3₁₀ e do Solo 4

		I _D =50%	Tensão vertical de consolidação			ϕ' (°)	c' (kPa)
			25 kPa	50 kPa	75 kPa		
Solo 3 ₁₀	Pico	$\sigma'_v \tau$ (kPa)	25,00 35,29 [1,41]	50,00 57,48 [1,15]	75,00 86,49 [1,15]	45.7	8.55
	Residual	$[\tau/\sigma'_v]$	25,00 31,34 [1,25]	50,00 54,33 [1,09]	75,00 77,11 [1,03]		
Solo 4			50 kPa	100 kPa	150 kPa		
	Pico	$\sigma'_v \tau$ (kPa)	53,11 45,35 [0,85]	109,10 92,84 [0,85]	163,86 144,96 [0,88]	41.1	0.0
Residual	$[\tau/\sigma'_v]$	56,73 39,71 [0,70]	114,78 90,22 [0,79]	174,36 128,21 [0,74]			

O equipamento de ensaio de corte direto utilizado na realização dos ensaios de caracterização mecânica dos dois solos está detalhadamente descrito em Silvano (2005) e Vieira (2008). A caixa de corte é composta por uma meia caixa superior com 300mm x 600mm x 150mm (largura,

comprimento e altura), e por uma meia caixa inferior com 340mm x 800mm x 100mm (largura, comprimento e altura).

6.3 METODOLOGIA DE ENSAIO E PROGRAMA DE ENSAIOS.

Como referido na NP EN ISO 12957-2 (2007) o ensaio de corte solo-geossintético em plano inclinado pode ser realizado de acordo com duas metodologias de ensaio:

- com o geossintético colocado sobre uma base rígida (metodologia 1);
- com geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior (metodologia 2).

Em ambos os casos a superfície onde o geossintético assenta, inicialmente horizontal, vai aumentando de inclinação a uma velocidade constante de $0,5^{\circ}/\text{min}$, levando ao deslizamento do solo contido na caixa superior ao longo da superfície de contacto com o geossintético. Uma descrição detalhada da metodologia de ensaio pode ser encontrada em Costa Lopes (2001).

Na Figura 6.2 apresenta-se uma vista geral do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado.



Figura 6.2 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) vista geral; b) computador usado para aquisição dos dados.

Neste trabalho os ensaios foram realizados segundo as duas metodologias, conforme o tipo de geossintético utilizado. A tensão de confinamento usada foi de 10kPa. Para cada tipo de geossintético estudado foram realizados ensaios sobre três provetes da mesma amostra, o que conduziu a um total de 33 provetes ensaiados ao corte em plano inclinado (ver Quadro 6.3).

Quadro 6.3 - Programa de ensaios de corte em plano inclinado realizado

Geossintéticos		Tipo de solo	I _D do Solo (%)	Metodologia de ensaio	Tensão de Conf. (kPa)	Nº de ensaios
GTX	Intacto	Solo 3 ₁₀	50	1	10	3
	Solo 1a - EC1		50	1	10	3
	Solo 1a - EC2		50	1	10	3
	Intacto	Solo 4	50	1	10	3
	Solo 2 - EC1		-	-	-	-
	Solo 2 - EC2		50	1	10	3
GGT	Intacto	Solo 3 ₁₀	50	2	10	3
	Solo 1a - EC1		50	2	10	3
	Solo 1a - EC2		50	2	10	3
	Intacto	Solo 4	50	2	10	3
	Solo 2 - EC1		50	2	10	3
	Solo 2 - EC2		50	2	10	3
$\Sigma=$						33

6.4 GEOSINTÉTICO GTX

6.4.1 Considerações iniciais

As dimensões dos provetes do geossintético GTX (geotêxtil tecido em PP) eram 0,43m de largura e 0,70m de comprimento. O material foi ensaiado ao corte em plano inclinado segunda a metodologia 1 (com geossintético colocado sobre uma base rígida e lisa). Na caixa superior o solo foi compactado para um índice de compactidade (I_D) de 50% e a tensão de confinamento utilizada foi de 10kPa.

6.4.2 Material intacto, ensaiado com Solo 3₁₀

Foram ensaiados 3 provetes com o Solo 3₁₀ do geossintético GTX intacto.

Na Figura 6.3 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (que está cheia de Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX intacto.

Estes resultados procuram, por um lado, expressar a repetibilidade do ensaio em termos da inclinação máxima atingida durante o ensaio (ou seja, a inclinação a que corresponde um deslocamento de 50mm) e, por outro, evidenciar o tipo de informação disponibilizada pelo ensaio de corte em plano inclinado.

No que se refere à repetibilidade do ensaio pode-se dizer que, em termos de inclinação máxima atingida durante o ensaio, é razoável, visto que a inclinação máxima do provete 1 é um pouco inferior à obtida pelos outros dois provetes.

No que diz respeito à informação que se pode obter através do ensaio de corte em plano inclinado, ela consiste na evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida. Quando o deslocamento atinge os 50 mm está definida a inclinação máxima. O valor dessa inclinação, designado por β , corresponde ao ângulo de deslizamento da caixa superior, tal como ilustrado na Figura 6.4, Costa Lopes (2001).

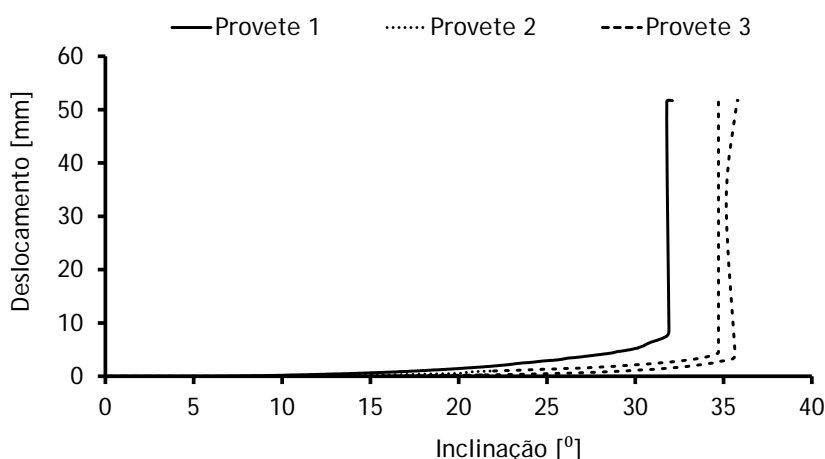


Figura 6.3 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes da GTX intacto - Solo 3₁₀.

Para proceder ao cálculo do ângulo de atrito da interface solo-geossintético, designado por ϕ_{sg} , começa-se por calcular o valor da tensão normal (σ_n) no momento do deslizamento, ou seja, quando a inclinação da base é igual a β , usando a Equação (6.1):

$$\sigma_n = \frac{F_v \times \cos\beta}{A} \quad (6.1)$$

onde:

σ_n - tensão normal quando a inclinação da base é igual a β , em kPa;

F_v - força vertical que atua na interface solo-geossintético, em kN;

A - área de contacto solo-geossintético, em m²;

β - ângulo de deslizamento da caixa superior, em graus.

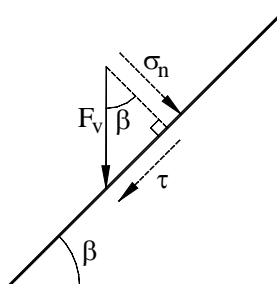


Figura 6.4 - Esquema do sistema de forças aplicadas, Costa Lopes (2001).

Segue-se o cálculo da tensão de corte (τ) ao longo da superfície de deslizamento, utilizando a Equação (6.2):

$$\tau = \frac{F_v \times \text{sen}\beta + f_{(\beta)}}{A} \quad (6.2)$$

onde:

τ - tensão de corte ao longo da superfície de deslizamento, em kPa;

$f_{(\beta)}$ - força necessária para impedir o movimento da caixa superior vazia quando a base está inclinada de β , aplicada na direção da superfície de deslizamento e expressa em kN (ver Quadro 6.4);

F_v , A e β têm o mesmo significado indicado para a Equação (6.1).

Quadro 6.4 - Valores de $f_{(\beta)}$ em função do ângulo β , Costa Lopes (2001).

β (°)	5	10	15	20	25	30
$f_{(\beta)}$ (N)	6,21	13,45	20,00	26,22	32,43	38,30

Por fim, calcula-se o ângulo de atrito da interface solo-geossintético (ϕ_{sg}) da seguinte forma:

$$\text{tg}\phi_{sg} = \frac{\tau}{\sigma_n} \rightarrow \phi_{sg} = \text{arctg} \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (6.3)$$

Os resultados do ensaio devem ser expressos em termos do valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados, devendo também ser definido o desvio padrão correspondente.

Aplicando a metodologia de cálculo apresentada aos resultados do GTX intacto ensaiado com o Solo 3₁₀ são apresentados no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX Intacto, Solo 3₁₀).

Provetes	β (°)	F _v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	f(β) (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	31,78	900	0,09	8,50	40,25	5,71	0,67	33,91
Provete 2	34,71	900	0,09	8,22	43,44	6,18	0,75	36,92
Provete 3	35,77	900	0,09	8,11	44,58	6,34	0,78	38,01
Média	34,09							36,28
Desvio Padrão	2,07							2,12
C. De Variação (%)	6,06							5,85

Verifica-se que o valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 36,28°, sendo o desvio padrão de 5,85%.

6.4.3 Material danificado em campo com Solo 1a e EC1

Foram ensaiados 3 provetes com o Solo 3₁₀ do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC1.

Na Figura 6.5 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (que está cheia de Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado.

Tal como para o GTX intacto, pode dizer-se que a repetibilidade do ensaio, em termos de inclinação máxima atingida durante o ensaio, é razoável, visto que a inclinação máxima do provete 1 deu um pouco superior à obtida pelos outros dois provetes.

Os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado do GTX danificado com Solo 1a e EC1 apresentam-se no Quadro 6.6.

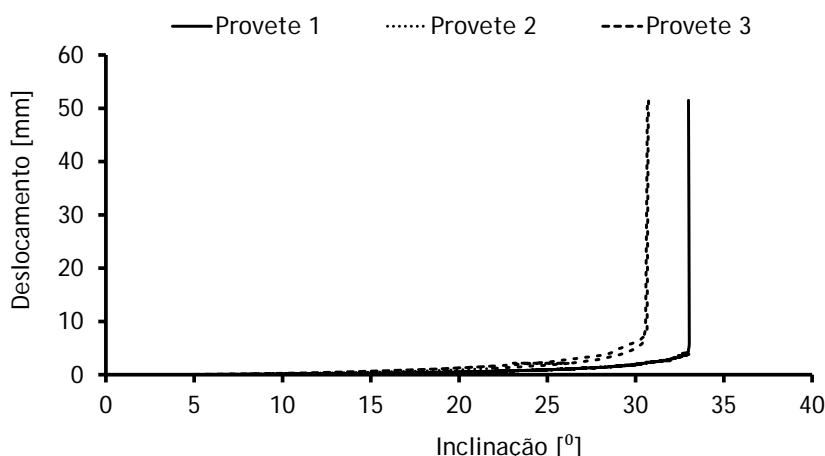


Figura 6.5 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes da GTX danificado em campo com Solo 1a e EC1- Solo 3₁₀.

Da análise do Quadro 6.6 pode-se verificar que o valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 33,58°, sendo o desvio padrão de 4,08%, o que traduz pouca variabilidade dos resultados.

É possível observar que o valor médio do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para este caso é inferior ao obtido para a GTX intacta. Há uma redução de cerca de 7,5% do parâmetro em relação ao valor obtido com o GTX intacto.

Quadro 6.6 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 1a e EC1, Solo 3₁₀).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	32,99	900	0,09	8,39	41,58	5,91	0,70	35,16
Provete 2	30,66	900	0,09	8,60	39,00	5,53	0,64	32,75
Provete 3	30,73	900	0,09	8,60	39,07	5,54	0,65	32,82
Média	31,46							33,58
Desvio Padrão	1,33							1,37
C. De Variação (%)	4,21							4,08

6.4.4 Material danificado em campo com Solo 1a e EC2

A Figura 6.6 mostra a evolução do deslocamento da caixa superior (que está cheia de Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.

Neste caso observa-se uma boa repetibilidade do ensaio em termos de inclinação máxima atingida durante o ensaio, já que todos os provetes apresentam inclinações idênticas e curvas de ensaio praticamente iguais.

No Quadro 6.7 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado do GTX danificado com Solo 1a e EC2.

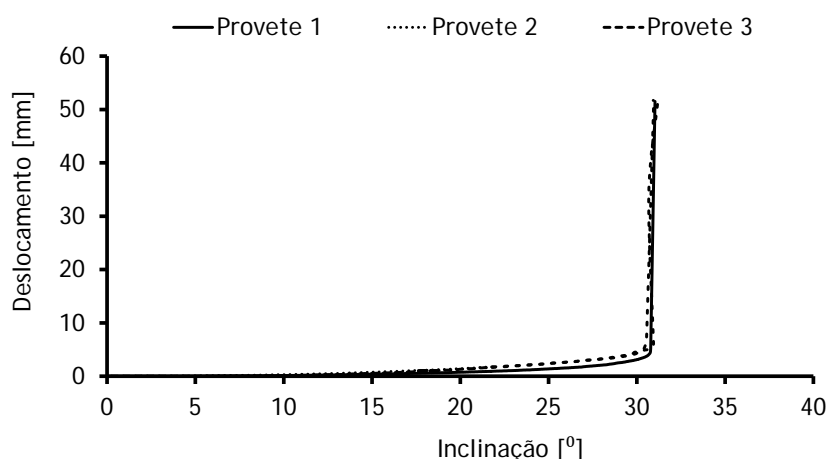


Figura 6.6 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado em campo com Solo 1a e EC1 - Solo 3₁₀.

Da análise do quadro, pode-se verificar que há pouca variabilidade dos resultados obtidos, já que o coeficiente de variação do GTX danificado em campo com Solo 1a e EC2 é de apenas 0,36%. O valor médio do ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 33,16°, logo menor do que nas outras duas situações já analisadas (GTX intacto e após DDI com Solo 1a e EC1). A redução é de cerca de 8,6% em relação ao GTX intacto e de 1,3% em relação ao GTX após DDI com o Solo 1a e EC1.

Quadro 6.7 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 1a e EC2, Solo 3₁₀).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	31,03	900	0,09	8,57	39,40	5,59	0,65	33,13
Provete 2	30,96	900	0,09	8,58	39,32	5,58	0,65	33,06
Provete 3	31,18	900	0,09	8,56	39,58	5,62	0,66	33,29
Média	31,06							33,16
Desvio Padrão	0,12							0,12
C. De Variação (%)	0,37							0,36

6.4.5 Material intacto, ensaiado com o Solo 4

Na Figura 6.7 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia com o Solo 4) com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX intacto ensaiados.

Em termos de inclinação máxima atingida durante o ensaio a repetibilidade é boa, já que todos os provetes apresentam valores semelhantes de inclinação máxima.

No Quadro 6.8 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado do GTX intacto em contacto com o Solo 4.

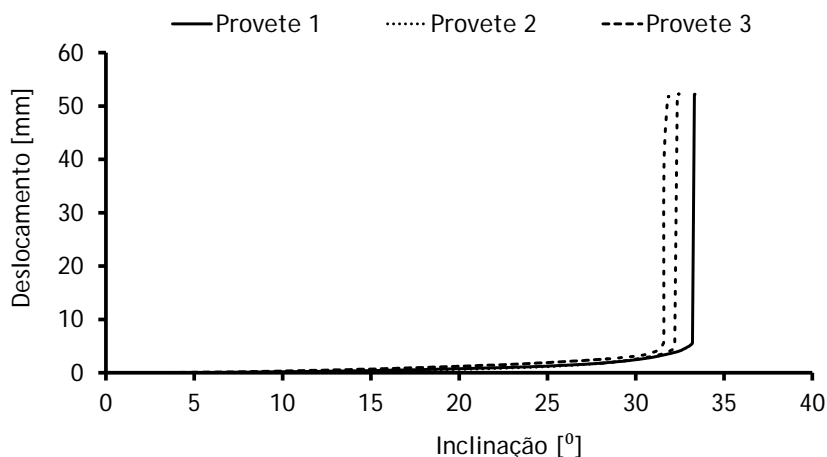


Figura 6.7 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX intacto - Solo 4.

Observa-se que o valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 34,64°, sendo o desvio padrão de apenas 2,28%, o que traduz uma menor variabilidade dos resultados obtidos com o Solo 4 do que com o Solo 3₁₀.

O valor médio do ângulo de atrito da interface Solo 4-geossintético é cerca de 4,5% inferior ao obtido para o GTX intacto em contacto com o Solo 3₁₀, o que evidencia o menor atrito de interface solo-geossintético gerado pelo Solo 4.

Quadro 6.8 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX intacto, Solo 4).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	33,32	900	0,09	8,36	41,94	5,96	0,71	35,49
Provete 2	32,35	900	0,09	8,45	40,88	5,81	0,69	34,50
Provete 3	31,81	900	0,09	8,50	40,27	5,72	0,67	33,94
Média	32,49							34,64
Desvio Padrão	0,77							0,79
C. De Variação (%)	2,36							2,28

6.4.6 Material danificado em campo com Solo 2 e EC2

A Figura 6.8 mostra a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia com Solo 4) com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes ensaiados do GTX danificado.

Mais uma vez, neste caso, a repetibilidade do ensaio é boa em termos de inclinação máxima atingida durante o ensaio.

No Quadro 6.9 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado do GTX danificado com o Solo 2 e EC2.

O valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 34,45°, sendo o desvio padrão de apenas 2,77%, o que mostra um comportamento idêntico ao observado para o GTX intacto ensaiado com o mesmo solo, uma vez que a redução no ângulo de atrito na interface com o geossintético danificado é de apenas 0,55%.

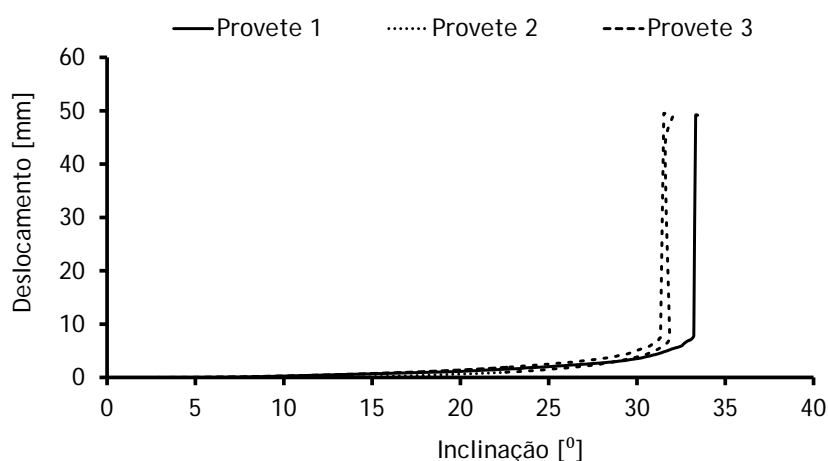


Figura 6.8 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida para os três provetes do GTX danificado em campo com Solo 2 e EC2 - Solo 4.

Quadro 6.9 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX danificado com Solo 2 e EC2, Solo 4).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	33,32	900	0,09	8,36	41,94	5,96	0,71	35,50
Provete 2	32,08	900	0,09	8,47	40,57	5,76	0,68	34,21
Provete 3	31,52	900	0,09	8,52	39,95	5,67	0,67	33,63
Média	32,31							34,45
Desvio Padrão	0,92							0,95
C. De Variação (%)	2,86							2,77

Com base nos resultados obtidos pode-se concluir que o efeito da danificação induzida em campo com o Solo 2 no ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o GTX é reduzido.

6.5 GEOSINTÉTICO GGT

6.5.1 Considerações iniciais

Os provetes do geossintético GGT (geogrelha tecida em PET) ensaiados tinham as seguintes dimensões: 0,43m de largura e 0,70m de comprimento. O material foi ensaiado ao corte em plano inclinado segunda a metodologia 2 (com geossintético colocado sobre o solo que enche a caixa inferior). Nas caixas, superior e inferior, o solo foi compactado para um índice de compactidade (ID) de 50% e a tensão de confinamento aplicada foi de 10kPa.

No caso de o geossintético ser uma geogrelha é importante referir que no caso da ocorrência de movimento de corte na interface (em plano inclinado ou direto) não há a contribuição da resistência passiva nas barras transversais das grelhas para a resistência da interface solo-geossintético, tal como acontece quando o movimento que tende a ocorrer na interface é de arranque, Pinho-Lopes (1998) e Pinho-Lopes e Lopes (1999).

6.5.2 Material intacto ensaiado com o Solo 3₁₀

Na Figura 6.9 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia com o Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT intacta ensaiados.

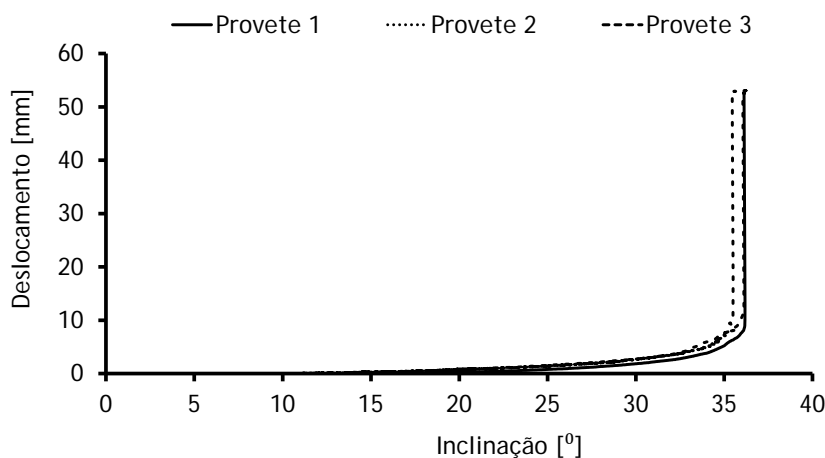


Figura 6.9 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT intacta - Solo 3₁₀.

A inclinação máxima atingida durante o ensaio é nos três provetes utilizados muito próxima dos 36° , o que traduz a pouca variabilidade dos resultados.

No Quadro 6.10 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado da GGT intacta.

Quadro 6.10 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT intacta, Solo 3₁₀).

Provetes	β ($^\circ$)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} ($^\circ$)
Provete 1	36,12	900	0,09	8,08	44,95	6,39	0,79	38,37
Provete 2	36,05	900	0,09	8,08	44,88	6,38	0,79	38,29
Provete 3	35,45	900	0,09	8,15	44,24	6,29	0,77	37,68
Média	35,88							38,11
Desvio Padrão	0,37							0,38
C. De Variação (%)	1,02							0,98

O valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de $38,11^\circ$, sendo o coeficiente de variação de 0,98%.

Numa estrutura real quando o movimento relativo na interface solo-geossintético é de corte e o geossintético é uma geogrelha, os mecanismos que contribuem para a resistência da interface são o atrito lateral desenvolvido ao longo da área lateral sólida da grelha e o atrito solo-solo ao longo das aberturas do geossintético.

Assim sendo, no ensaio de corte em plano inclinado a resistência da interface solo-geogrelha resulta do atrito lateral mobilizado ao longo da área lateral sólida da geogrelha e do atrito solo-solo ao longo das aberturas do geossintético. Face aos resultados obtidos para a GGT intacta conclui-se que o atrito mobilizado ao longo da interface solo-geogrelha é maior do que o atrito mobilizado na interface solo-geotêxtil tecido intacto. Com efeito, o ângulo de atrito na interface Solo 3₁₀-GTX intacto é de $36,28^\circ$ e o ângulo de atrito na interface Solo 3₁₀-GGT intacta é de $38,11^\circ$.

Assim, o melhor comportamento da interface solo-geogrelha, relativamente ao GTX ensaiado nas mesmas condições, resulta fundamentalmente de uma maior eficácia na mobilização do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha biaxial, mas também pode dever-se à maior rugosidade lateral da geogrelha que leva ao acréscimo da mobilização do atrito lateral por unidade de área da superfície lateral do geossintético.

6.5.3 Material danificado em campo com Solo 1a e EC1

A Figura 6.10 apresenta a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia de Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes ensaiados da GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC1.

O Quadro 6.11 mostra os resultados do ensaio de corte em plano inclinado da GGT danificada com o Solo 1a e EC1. Pode-se verificar que o valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de $37,93^\circ$, sendo o coeficiente de variação de 1,94% (ligeiramente superior observado para o geossintético intacto, 0,98%).

Os valores médios do ângulo de atrito da interface solo-geossintético são muito próximos para os dois tipos de amostras estudadas, $38,11^\circ$ e $37,93^\circ$ para a GGT intacta e GGT danificada com o Solo 1a e EC1, respetivamente. O que traduz o pouco efeito da danificação induzida ao geossintético neste tipo de interação.

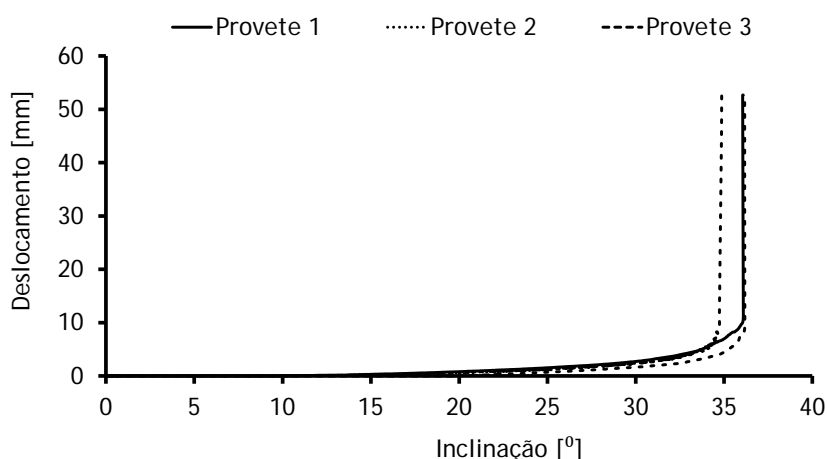


Figura 6.10 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificada com o Solo 1a e EC1 - Solo 3₁₀.

Quadro 6.11 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 1a e EC1, Solo 3₁₀).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	36,05	900	0,09	8,08	44,88	6,38	0,79	38,29
Provete 2	34,87	900	0,09	8,20	43,61	6,20	0,76	37,08
Provete 3	36,17	900	0,09	8,07	45,00	6,40	0,79	38,41
Média	35,69							37,93
Desvio Padrão	0,72							0,74
C. De Variação (%)	2,02							1,94

6.5.4 Material danificado em campo com Solo 1a e EC2

Na Figura 6.11 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia de Solo 3₁₀) com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes ensaiados da GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC2. O ângulo de inclinação máxima da base inferior para os três provetes é próximo dos 36°, valor igual ao obtido para a GGT intacta.

No Quadro 6.12 apresentam-se os resultados do ensaio de corte em plano inclinado da GGT danificada com o Solo 1a e EC2.

O valor médio para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 38,40°, sendo o coeficiente de variação de 1,49%. Os valores destes parâmetros são próximos dos obtidos nos ensaios ao corte em plano inclinado da GGT intacta e danificada com o Solo 1a e EC1 confinadas pelo Solo 3₁₀, o que demonstra a pouca influência da danificação induzida neste geossintético em campo no comportamento da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado.

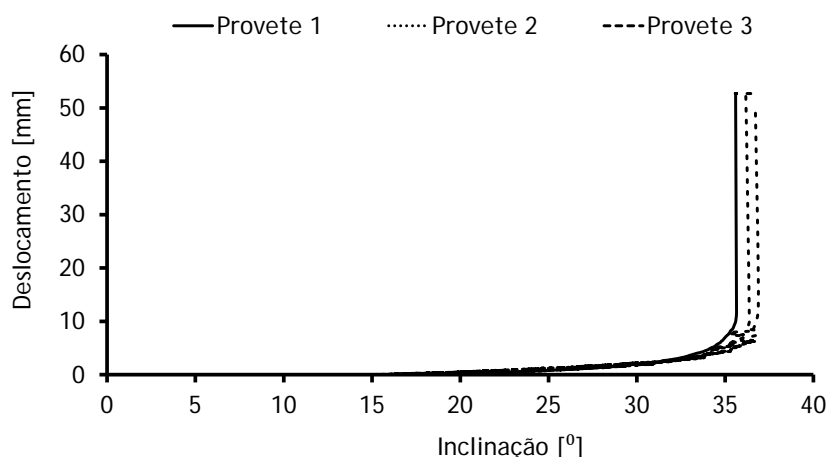


Figura 6.11 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificada com o Solo 1a e EC2 - Solo 3₁₀.

Quadro 6.12 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificado com Solo 1a e EC2, Solo 3₁₀).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	35,59	900	0,09	8,13	44,39	6,31	0,78	37,82
Provete 2	36,17	900	0,09	8,07	45,00	6,40	0,79	38,41
Provete 3	36,71	900	0,09	8,02	45,57	6,48	0,81	38,97
Média	36,16							38,40
Desvio Padrão	0,56							0,57
C. De Variação (%)	1,55							1,49

6.5.5 Material intacto, ensaiado com o Solo 4

A evolução do deslocamento da caixa superior (cheia com o Solo 4) com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes ensaiados da GGT intacta encontra-se na Figura 6.12.

Observa-se que todos os provetes apresentam inclinações máximas de ensaio semelhantes e próximas de 34°.

O Quadro 6.13 mostra os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado da GGT intacta.

Pode-se verificar que o valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 36,18°, sendo o coeficiente de variação de 2,27%. Este coeficiente de variação é superior ao obtido com a GGT intacta ensaiada com o Solo 3₁₀ (0,98%), traduzindo maior variabilidade dos resultados obtidos.

O valor médio do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o caso presente é inferior (em cerca de 5%) ao obtido para a GGT intacta ensaiada com o Solo 3₁₀, o que demonstra a menor resistência da interface Solo 4-geossintético.

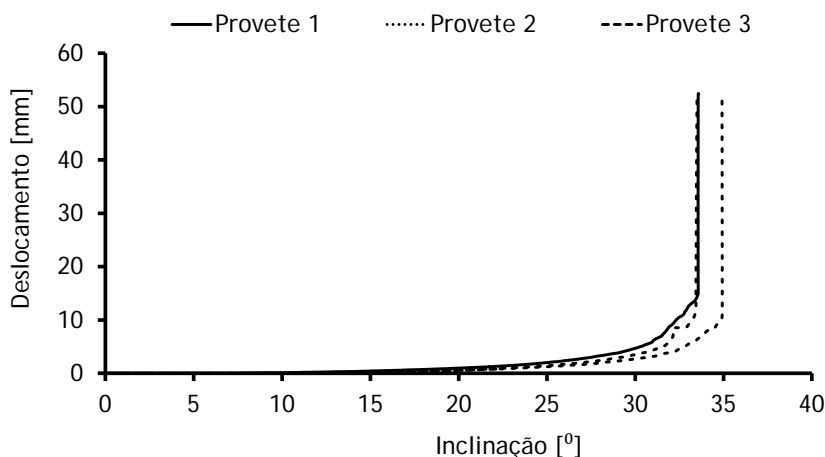


Figura 6.12 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT intacta - Solo 4.

Quadro 6.13 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GTX intacta, Solo 4).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	33,56	900	0,09	8,33	42,20	6,00	0,72	35,74
Provete 2	33,49	900	0,09	8,34	42,13	5,99	0,72	35,67
Provete 3	34,91	900	0,09	8,20	43,66	6,21	0,76	37,13
Média	33,99							36,18
Desvio Padrão	0,80							0,82
C. De Variação (%)	2,35							2,27

6.5.6 Material danificado em campo com Solo 2 e EC1

Na Figura 6.13 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa superior (cheia com o Solo 4) com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes ensaiados da GGT danificada. A repetibilidade do ensaio é neste caso muito boa, pois todos os provetes apresentam inclinações máximas de ensaio idênticas.

No Quadro 6.14 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado da GGT danificada com o Solo 2 e EC1.

O valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes ensaiados é de 35,90°, sendo o coeficiente de variação de apenas 0,67%. Comparando com a GGT intacta ensaiada ao corte em plano inclinado com o mesmo solo, podemos verificar que as diferenças continuam a ser praticamente nulas no que respeita ao ângulo de atrito da interface solo-geossintético.

O valor médio do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para este caso é apenas cerca de 0,77% inferior ao obtido para a GGT intacta ensaiada com o Solo 4.

Constata-se, uma vez mais, o efeito reduzido da danificação induzida em campo pelo Solo 2 no comportamento da interface solo-GGT em corte em plano inclinado.

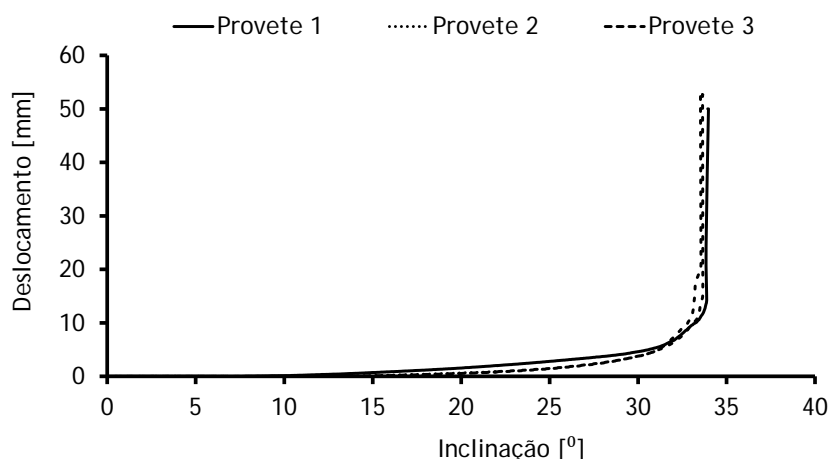


Figura 6.13 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os três provetes da GGT danificada em campo com Solo 2 e EC1 - Solo 4.

Quadro 6.14 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 2 e EC1, Solo 4).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	33,98	900	0,09	8,29	42,65	6,06	0,73	36,17
Provete 2	33,52	900	0,09	8,34	42,16	5,99	0,72	35,70
Provete 3	33,64	900	0,09	8,33	42,29	6,01	0,72	35,82
Média	33,71							35,90
Desvio Padrão	0,23							0,24
C. De Variação (%)	0,70							0,67

6.5.7 Material danificado em campo com Solo 2 e EC2

Para este material foram apenas ensaiados 2 provetes do geossintético GGT danificado em campo com o Solo 2 e EC2 com o Solo 4. A razão pela qual se ensaiaram apenas dois provetes deveu-se à falta de material danificado.

A evolução do deslocamento da caixa superior (cheia de Solo 4) com o aumento da inclinação da base inferior para os dois provetes da GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2 encontra-se na Figura 6.14. A aproximação das curvas é razoável, sendo o valor médio do ângulo de inclinação máxima da base inferior próximo dos obtidos para a GGT intacta e danificada com o Solo 2 e EC1.

O Quadro 6.15 apresenta os resultados do ensaio de corte em plano inclinado da GGT danificada com o Solo 2 e EC2.

O valor médio para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos dois provetes ensaiados é de 35,60°, sendo o coeficiente de variação de 2,78%. O valor do ângulo de atrito é próximo do obtido nos ensaios da GGT intacta e danificada com o Solo 2 e EC1 confinadas pelo Solo 4. Porém, o valor do coeficiente de variação é no caso em análise superior, provavelmente devido à consideração de apenas dois provetes.

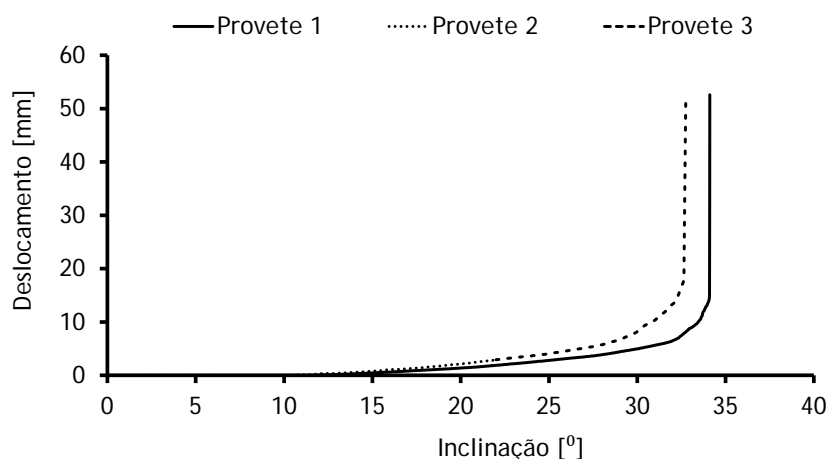


Figura 6.14 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os dois provetes da GGT danificada em campo com Solo 2 e EC2 - Solo 4.

Quadro 6.15 - Resultados do ensaio de corte em plano inclinado (GGT danificada com Solo 2 e EC2, Solo 4).

Provetes	β (°)	F_v (N)	A (m ²)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	τ/σ_n	ϕ_{sg} (°)
Provete 1	34,11	900	0,09	8,28	42,79	6,08	0,73	36,30
Provete 2	32,75	900	0,09	8,41	41,31	5,87	0,70	34,90
Provete 3	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	33,43							35,60
Desvio Padrão	0,96							0,99
C. De Variação (%)	2,88							2,78

6.6 INFLUÊNCIA DE ALGUNS PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO AO CORTE EM PLANO INCLINADO DOS GEOSSINTÉTICOS

6.6.1 Considerações iniciais

Neste subcapítulo são discutidos os resultados obtidos para os diferentes tipos de amostras estudadas, procurando avaliar o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico da interface solo-geossintético quando o tipo de rotura é por corte em plano inclinado.

Deste modo, procura-se contribuir para o esclarecimento do efeito do fenómeno de DDI e a influência neste da estrutura do geossintético, das características do solo e da energia de compactação.

6.6.2 Comparação dos resultados - ensaios de corte em plano inclinado

Antes de qualquer análise, importa comparar o ângulo de atrito dos solos utilizados no ensaio de corte em plano inclinado com os ângulos das interfaces solo-geossintético obtidos. Assim no Quadro 6.16, é apresentado o ângulo de atrito dos dois solos utilizados nos ensaios e os ângulos da interface solo-geossintético intacto determinados nos ensaios de corte em plano inclinado.

Quadro 6.16 - Comparação do ângulo de atrito interno do solo com o ângulo da interface solo-geossintético no ensaio de corte em plano inclinado.

Geossintéticos		Tipo de solo no ensaio de CPI	Metodologia de ensaio	Tensão de Conf. (kPa)	ϕ_{sg} (°)	ϕ' (°)	Redução (%)*
GTX	Intacto	Solo 3 ₁₀	1	10	36,28	42,50	14,64
	Intacto	Solo 4	1	10	35,49	36,60	3,03
GGT	Intacto	Solo 3 ₁₀	2	10	38,11	42,50	10,33
	Intacto	Solo 4	2	10	36,18	36,60	1,15

ϕ_{sg} (°) - ângulo de interface solo-geossintético

ϕ' (°) - ângulo de atrito residual do solo

* - redução no ângulo de interface solo-geossintético comparativamente ao ângulo de atrito do solo

Do quadro é possível observar que, em todos os casos, o ângulo de interface solo-geossintético é menor do que o ângulo de atrito do solo usado no ensaio, aumentando significativamente a redução quando é utilizado o Solo 3₁₀. Neste caso, a redução é de 14,64% e 10,33% para o geossintético GTX e GGT, respetivamente. Quando o solo confinante é o Solo 4 a diminuição registada é pouco significativa, isto é, 3,03% e 1,15% para o GTX e GGT, respetivamente.

No Quadro 6.17 são apresentados os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado em termos de valores médios do ângulo de atrito na interface solo-geossintético acompanhados pelos coeficientes de variação respetivos. Na Figura 6.15 os mesmos resultados estão apresentados em termos de ângulo de atrito na interface solo-geossintético residual para os diferentes provetes ensaiados.

Quadro 6.17 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado - Ângulo de atrito na interface solo-geossintético (ϕ_{sg}), coeficiente de variação do ângulo de atrito na interface solo-geossintético (%).

Geossintéticos		Tipo de solo no ensaio de CPI	Metodologia de ensaio	Tensão de Conf. (kPa)	ϕ_{sg} (°)	C. de Variação (%)	ϕ_{sg} Residual (%)
GTX	Intacto	Solo 3 ₁₀	1	10	36,28	5,85	
	Solo 1a - EC1		1	10	33,58	4,08	92,56
	Solo 1a - EC2		1	10	33,16	0,36	91,40
	Intacto	Solo 4	1	10	35,49	2,28	
	Solo 2 - EC1		1	10	*	*	
	Solo 2 - EC2		1	10	34,45	2,77	97,07
GGT	Intacto	Solo 3 ₁₀	2	10	38,11	0,98	
	Solo 1a - EC1		2	10	37,93	1,94	99,53
	Solo 1a - EC2		2	10	38,40	1,49	100,76
	Intacto	Solo 4	2	10	36,18	2,27	
	Solo 2 - EC1		2	10	35,90	0,67	99,23
	Solo 2 - EC2		2	10	35,60	2,78	98,40

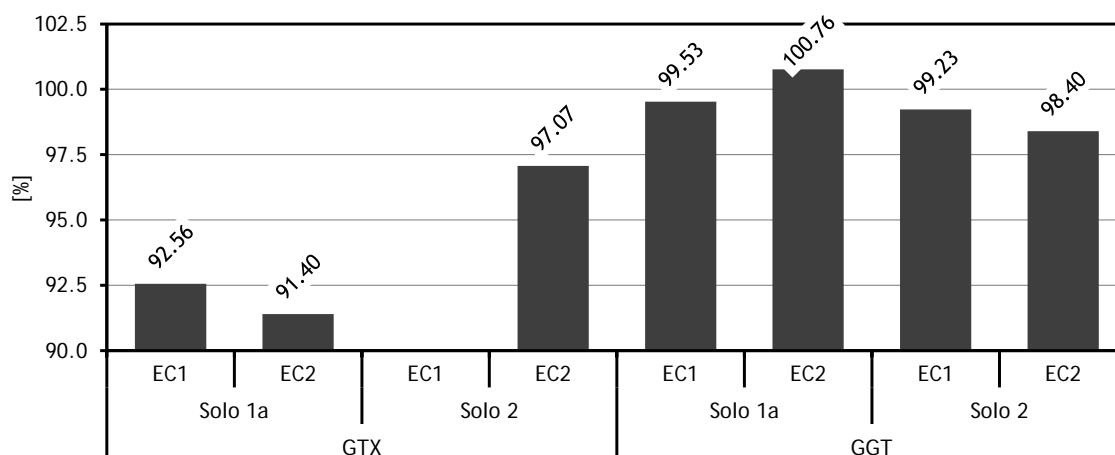


Figura 6.15 - Ângulo de atrito na interface solo-geossintético residual para os geossintéticos GTX e GGT.

Após a DDI induzida em campo as alterações observadas no comportamento da interface solo-geossintético não são muito significativas. Para o geotêxtil tecido GTX ensaiado ao corte em plano inclinado com o Solo 3₁₀ há uma diminuição do ângulo de atrito na interface solo-geossintético de 7,44% e 8,60% após DDI em campo com o Solo 1a e EC1 e EC2, respectivamente. Para os restantes provetes ensaiados a redução é ainda menor. Para a geogrelha tecida GGT há mesmo um pequeno aumento (0,76%) do referido parâmetro após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

Os valores dos coeficientes de variação associados ao ângulo de atrito na interface solo-geossintético são, na generalidade, bastante baixos, traduzindo a pouca variabilidade dos resultados. Apesar das reduzidas alterações na resistência das interfaces solo-geossintético causadas pela danificação durante a instalação, optou-se por avaliar a influência do tipo de geossintético, do tipo de solo usado no ensaio de corte em plano inclinado e nos ensaios de DDI em campo e da energia de compactação.

6.6.3 Tipo de geossintético

Para analisar a influência do tipo de geossintético no comportamento da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado, na Figura 6.16 está representada a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para o geotêxtil tecido GTX intacto e para a geogrelha tecida GGT intacta ensaiados com os dois solos (Solo 3₁₀ e Solo 4). Note-se que os valores apresentados são os valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas.

Os valores médios dos ângulos de atrito nas interfaces solo-geossintético são os seguintes:

- 36,28° para o geotêxtil tecido GTX ensaiado com o Solo 3₁₀;
- 38,11° para a geogrelha tecida GGT ensaiada com o Solo 3₁₀;
- 35,48° para o geotêxtil tecido GTX ensaiado com o Solo 4;
- 36,18° para o geogrelha tecida GGT ensaiada com o Solo 4.

Assim, pode dizer-se que para o mesmo solo confinante os valores dos ângulos de atrito nas interfaces solo-geossintético são inferiores quando se utiliza o geotêxtil tecido GTX, sendo a redução cerca de 5% e 2% caso seja utilizado o Solo 3₁₀ e Solo 4, respectivamente. Importa aqui lembrar que nas geogrelhas os mecanismos que contribuem para a resistência da interface são o atrito lateral desenvolvido ao longo da área lateral sólida da grelha e o atrito solo-solo ao longo das

aberturas do material. Assim o melhor comportamento da interface solo-geogrelha resultará provavelmente dos seguintes fatores:

- de uma maior eficácia na mobilização do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha;
- do maior atrito por unidade de área sólida lateral do geossintético mobilizado pela geogrelha.

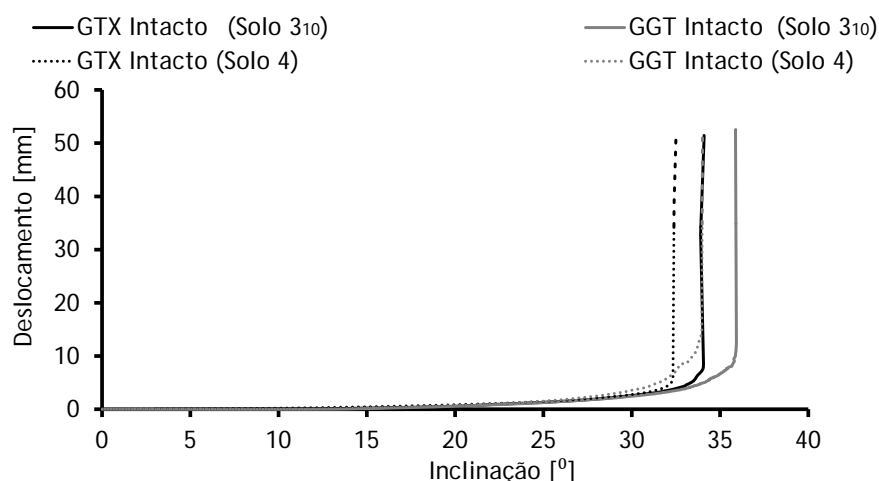


Figura 6.16 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX Intacto versus GGT Intacto).

Para observar o efeito da DDI no ângulo de atrito da interface solo-geossintético, na Figura 6.17 está representada a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (em termos de valores médios referentes aos vários tipos de amostras consideradas) para os dois geossintéticos intactos e após DDI com o Solo 1a e EC2, que foram ensaiados ao corte em plano inclinado com o Solo 3₁₀.

Os valores médios do ângulo de atrito nas interfaces solo-geossintético são os referidos de seguida:

- 36,28° para o geotêxtil tecido GTX intacto;
- 33,16° para a geotêxtil tecido GTX após DDI com o Solo 1a e EC2;
- 38,11° para o geogrelha tecido GGT intacto;
- 38,40° para o geogrelha tecida GGT após DDI com o Solo 1a e EC2.

Nesta comparação é possível observar que a redução do ângulo de atrito na interface solo-geossintético após DDI em campo é maior no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGT. Aliás para a geogrelha tecida há um pequeno aumento do ângulo de atrito da interface solo-geossintético após DDI em campo com o Solo 1a e EC2 (cerca de 0,76%). Para o geotêxtil tecido a redução no ângulo de atrito é cerca de 8,6%. Estes resultados demonstram o maior efeito da DDI em campo, no ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil tecido GTX.

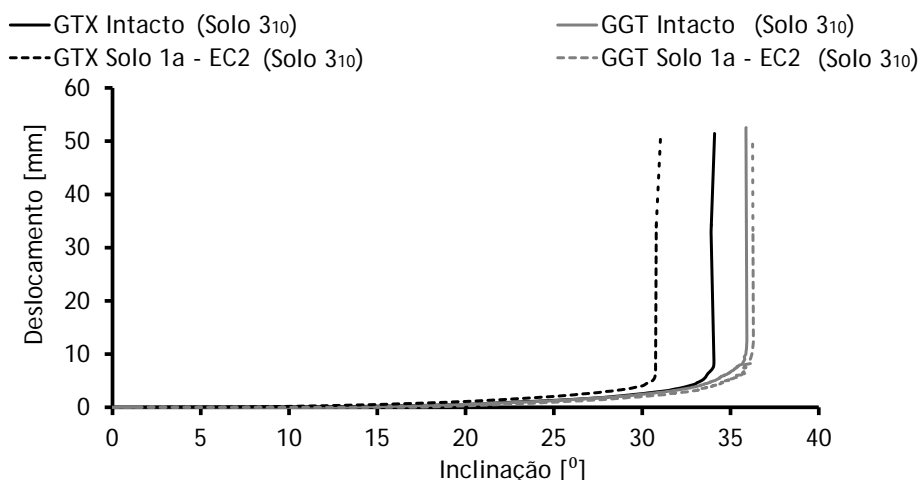


Figura 6.17 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX versus GGT, intacto e após DDI em campo com Solo 1a e EC2).

6.6.4 Tipo de solo

O tipo de solo é um dos fatores que afeta o comportamento das interfaces solo-geossintético: Boyle e Holtz (1994), Chen e Chen (1994), Forsman e Slunga (1994), Gomes et al. (1994), Adanur et al. (1996), Lopes e Moutinho (1997), Pinho-Lopes (1998), Pinho-Lopes e Lopes (1999), Costa Lopes (2001), Pinho-Lopes (2004), entre outros.

A Figura 6.16 expressa a influência do tipo de solo usado no ensaio de corte em plano inclinado no mecanismo de interação solo-geossintético, pois representa a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para os dois geossintéticos intactos ensaiados com os Solos 3₁₀ e 4.

O solo que origina maior ângulo de atrito na interface solo-geossintético é o Solo 3₁₀ com um valor de 36,28° e 38,11° para o geotêxtil tecido GTX intacto e geogrelha tecida GGT intacta, respectivamente. O Solo 4 origina valores de ângulo de atrito na interface cerca de 2,2% e 5% inferiores obtidos com o Solo 3₁₀ para o GTX e GGT, respectivamente.

Para analisar o efeito do tipo de solo na DDI de campo e posterior ensaio em corte em plano inclinado, na Figura 6.18 apresenta-se a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para o geotêxtil tecido GTX intacto e após DDI em campo com os Solos 1a e 2 e energia de compactação EC2.

Os valores médios dos ângulos de atrito nas interfaces solo-geossintético são os seguintes:

- 36,28° para o GTX intacto ensaiado com o Solo 3₁₀;
- 33,16° para o GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2;
- 35,49° para o GTX intacto ensaiado com o Solo 4;
- 34,45° para o GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.

Observa-se que o solo usado na DDI de campo que maior influência tem no comportamento das interfaces solo-geossintético em corte em plano inclinado é o Solo 1a. Com efeito, após DDI em campo com o Solo 1a e EC2 o geotêxtil tecido GTX apresenta um ângulo de interação solo-geossintético cerca de 8,6% inferior ao valor obtido para o material intacto. Quando o geotêxtil é danificado em campo com o Solo 2 o valor desse parâmetro diminui apenas 2,9% em relação ao valor obtido com o material intacto.

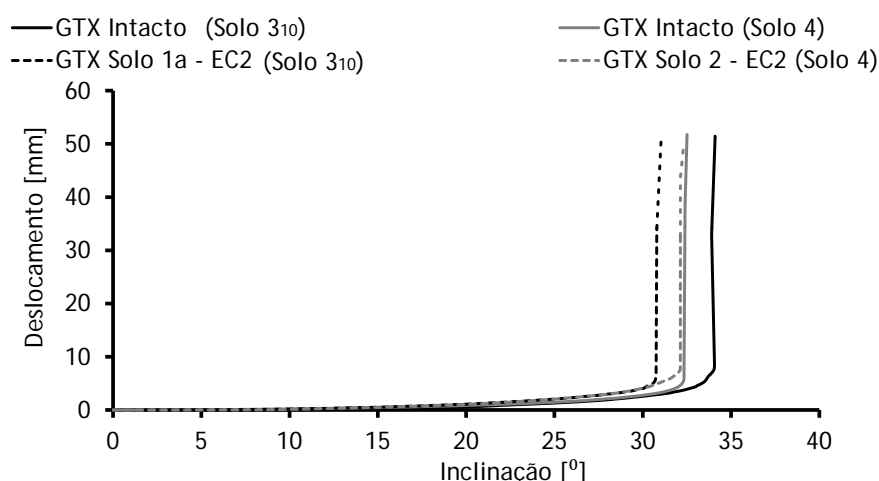


Figura 6.18 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX intacto e após DDI em campo com Solo 1a e Solo 2 para EC2).

Verifica-se assim uma maior danificação (traduzida por um menor valor do ângulo de interação solo-geossintético) nos materiais danificados com o Solo 1a. Como já referido anteriormente a maior danificação induzida pelo Solo 1a deve-se provavelmente às dimensões das partículas que o constituem. De facto, a dimensão máxima das partículas do Solo 2 é de 5mm, enquanto o Solo 1a tem 60% de partículas de dimensão superior a 5 mm, tornando-se, por isso, mais agressivo para o geossintético.

6.6.5 Energia de compactação

A energia de compactação utilizada nos ensaios de campo de danificação também é um dos fatores que influencia o comportamento das interfaces solo-geossintético, Pinho-Lopes (2004).

Para avaliar a influência da energia de compactação usada nos ensaios de danificação em campo no comportamento da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado, na Figura 6.19 está representada a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior para o geotêxtil tecido GTX intacto e após DDI em campo com o Solo 1a e para as duas energias de compactação consideradas (EC1 e EC2).

Os valores médios dos ângulos de atrito na interface solo-geossintético são:

- 36,28° para o GTX intacto ensaiado com o Solo 3₁₀;
- 33,58° para o GTX após DDI em campo com Solo 1a e EC1;
- 33,16° para o GTX após DDI em campo com Solo 1a e EC2.

Verifica-se assim que o efeito da energia de compactação usada nos ensaios de DDI em campo no comportamento da interface solo geossintético em corte em plano inclinado é reduzido. Após DDI em campo com EC1 há uma diminuição do ângulo de atrito na interface solo-geossintético de cerca 7,4%. Essa redução é de cerca 8,6% para o GTX após DDI em campo com EC2.

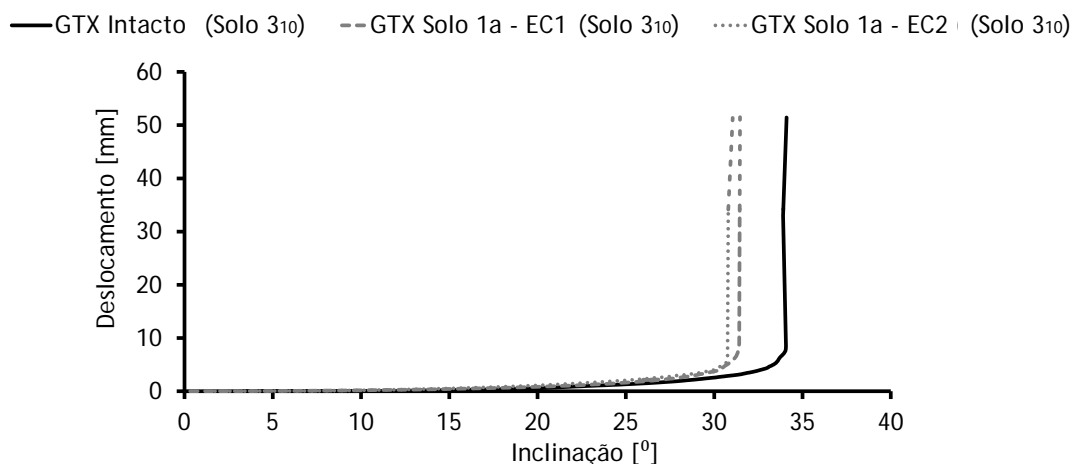


Figura 6.19 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base inferior (GTX intacto e após DDI em campo com Solo 1a e para EC1 e EC2).

Optou-se por analisar o geotêxtil tecido GTX, intacto e após DDI em campo com as duas energias de compactação, porque é este material que apresenta o maior efeito da energia de compactação induzida nos ensaios de DDI de campo no ângulo de atrito da interface solo geossintético. Aliás, se for analisado o caso da geogrelha tecida GGT, ver Quadro 6.17, após DDI em campo com o Solo 1a, o ângulo de atrito de interface solo-geossintético é ligeiramente maior (1,23%) nos provetes danificados com EC2 do que com EC1.

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os resultados dos ensaios de corte em plano inclinado realizados. Foram também discutidos os resultados obtidos para os diferentes tipos de amostras estudadas, procurando avaliar o efeito da DDI induzida em campo no comportamento mecânico da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado.

As alterações observadas são pouco significativas, no entanto após DDI em campo a redução do ângulo de atrito da interface solo geossintético é maior no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGT, assim como o solo que maior danificação induz nos dois geossintéticos é o Solo 1a. Os efeitos da energia de compactação utilizada nos ensaios de DDI em campo não são muito esclarecedores, no entanto o ângulo de atrito da interface solo-geossintético tende a diminuir com o aumento da energia de compactação utilizada.

7 EFEITO DA DDI NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LONGO PRAZO DE GEOSSINTÉTICOS - ENSAIOS DE FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do comportamento a longo prazo dos geossintéticos intactos e após DDI com base nos ensaios de fluência e rotura em fluência. A norma europeia que regula estes ensaios é a EN ISO 13431 (1999) - "Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and tensile creep rupture behavior".

É objetivo deste capítulo caracterizar o efeito da DDI no comportamento mecânico a longo prazo de geossintéticos. Utilizando o equipamento de ensaio do laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foram realizados ensaios de fluência e rotura em fluência em dois geossintéticos considerados neste trabalho. Esses ensaios foram realizados com amostras intactas e danificadas em campo com os Solos 1 e 2, com energias de compactação de EC1 e EC2.

É de referir que não foram realizados ensaios em todos os tipos de amostras disponíveis por duas razões: a) por o número de amostras distintas ser elevado e, conseqüentemente o número de provetes a ensaiar; b) por o tipo de ensaios em causa serem muito demorados.

Assim, em primeiro lugar são apresentados os resultados dos ensaios de rotura em fluência, seguindo-se os resultados dos ensaios de fluência para os diferentes tipos de amostras estudadas. Por último discutem-se os resultados obtidos, procurando avaliar o efeito da DDI induzida no comportamento mecânico a longo prazo e da influência neste da estrutura do geossintético, das características do solo e da energia de compactação.

7.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ROTURA EM FLUÊNCIA

7.2.1 Considerações iniciais

Como já foi referido, devido à morosidade dos ensaios de fluência e rotura em fluência para obter informações para tempos de serviço longos, e por o equipamento de ensaio apenas permitir o ensaio de 12 provetes simultaneamente, optou-se por caracterizar os efeitos a longo prazo da DDI em apenas dois geossintéticos, o geotêxtil tecido em polipropileno GTX e a geogrelha tecida em poliéster GGT.

Estes dois materiais foram estudados à rotura em fluência por Pinho-Lopes (2004), porém, os resultados obtidos por esta autora não eram suficientes para realizar extrapolações fiáveis para tempos serviço significativos (cerca de 30 anos).

Com os resultados deste trabalho pretende-se complementar e consolidar o iniciado por Pinho-Lopes (2004), com resultados para tempos de serviço mais longos e assim realizar extrapolações mais fiáveis.

De seguida são apresentados, para os dois geossintéticos estudados, os resultados dos diferentes tipos de amostras caracterizados à rotura em fluência.

De referir que os provetes ensaiados do geossintético GTX à rotura em fluência tinham 0,10m de largura, enquanto os do geossintético GGT tinham uma largura correspondente a 5 barras, isto é

cerca de 10,5 cm de largura. Optou-se por limitar a largura dos provetes a estas dimensões porque a realização de ensaios em provetes com larguras maiores exigia forças axiais no provete muito elevadas, ultrapassando o limite máximo do equipamento de ensaio (10kN).

7.2.2 Geossintético GTX

7.2.2.1 Material intacto

O Quadro 7.1 apresenta os resultados dos ensaios de rotura em fluência validáveis correspondentes a 12 provetes intactos. A curva de rotura em fluência obtida está representada na Figura 7.1, onde está também indicada a curva referente ao limite inferior de confiança de 95% (designada na figura por LIC (95%)). Os resultados de ensaios de rotura em fluência permitem prever o tempo de vida do material sob ação de cargas constantes, recorrendo a extrapolações. No entanto, estas devem ser realizadas com cautela e com informação relevante, pelo que se deve evitar extrapolações superiores a duas ordens de grandeza. Por esta razão as extrapolações foram feitas apenas para 30 anos de vida do geossintético.

Quadro 7.1 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX intacto.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
86,4%	0,04056	70,9%	26,63444
86,4%	0,00194	70,9%	11,23306
86,4%	0,01889	70,9%	20,20222
77,7%	4,05611	60,7%	848,97056
77,7%	2,21306	60,7%	1107,32444
77,6%	2,13667	60,7%	622,73833

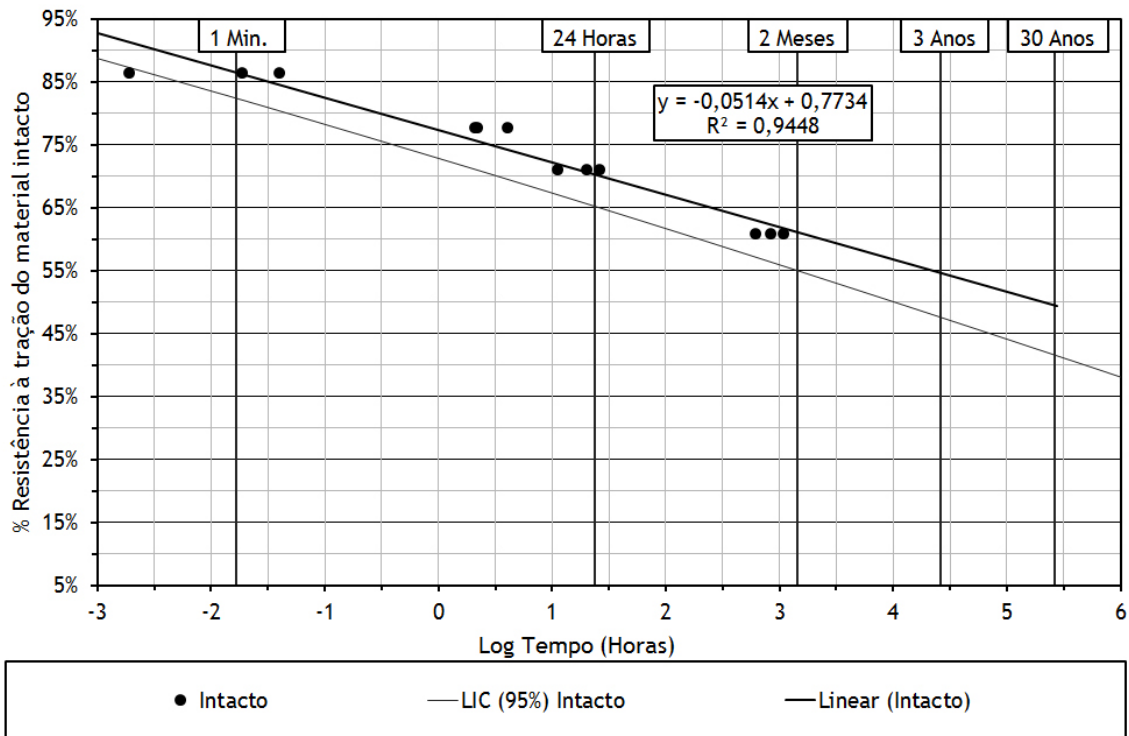


Figura 7.1 - Curva de rotura em fluência do GTX intacto.

Como se pode verificar, há bastante uniformidade dos resultados, traduzida pela proximidade dos tempos de rotura correspondentes a um mesmo nível de carga aplicada a diferentes provetes. O coeficiente de determinação da aproximação linear dos resultados evidencia essa uniformidade, já que apresenta um valor próximo da unidade.

Na realidade os resultados obtidos indicam que após 30 anos de serviço sob carga constante, o material intacto previsivelmente sofrerá rotura para uma carga de, aproximadamente, 49,5% da resistência à tração do geossintético.

7.2.2.2 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1

No Quadro 7.2 são mostrados os resultados desses ensaios validados e que correspondem a 18 provetes em que ocorreu rotura.

Quadro 7.2 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC1.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
45,7%	209,02500	33,5%	45,95583
45,6%	0,00694	34,1%	1,89667
45,6%	0,07333	28,7%	269,87111
45,6%	0,01111	28,8%	145,54250
38,8%	0,48833	28,7%	92,81528
38,8%	0,48556	28,8%	39,70306
38,8%	42,05028	25,2%	988,87195
39,0%	0,70444	25,9%	430,98417
33,5%	4,14889	25,9%	2949,77028

A curva de rotura em fluência obtida está representada na Figura 7.2, onde está também indicada a curva referente ao limite inferior de confiança de 95%.

As amostras do GTX danificadas em campo com o Solo 1a e EC1 apresentam uma redução da resistência à tração a curto prazo de 43,6%, Pinho-Lopes (2004). Nos ensaios de rotura em fluência, os valores da carga que conduz à rotura do material em intervalos de tempo até 1 minuto são ainda menores, o que significa que a redução de resistência a curto prazo, se avaliada através desta metodologia, é ainda mais significativa do que quando avaliada através de ensaios de tração-extensão de curto prazo (idêntica conclusão foi obtida por Pinho-Lopes (2004)).

Nos resultados do presente trabalho pode-se observar que um dos provetes ensaiados demorou mais de 4 meses (aproximadamente 123 dias) a atingir rotura por fluência. Da análise da Figura 7.2 verifica-se uma clara redução de resistência traduzida pelo afastamento dos resultados obtidos. É clara a tendência para a redução do tempo até à rotura dos provetes solicitados para níveis de carga mais elevados. Após 2 meses de ensaio a resistência à tração do material é bastante reduzida.

O coeficiente de determinação da aproximação linear (0,6212) e a maior curvatura da linha correspondente ao limite de confiança inferior mais curva refletem alguma dispersão dos resultados, relativamente aos obtidos com o material intacto.

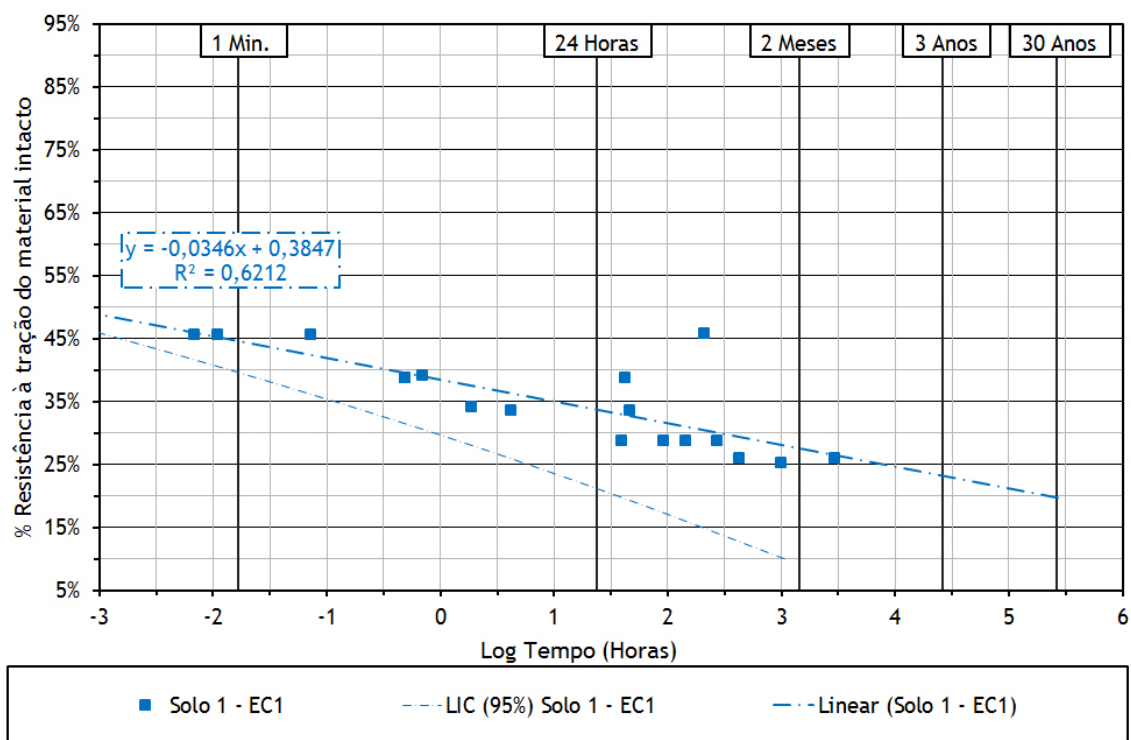


Figura 7.2 – Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC1.

7.2.2.3 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2

No Quadro 7.3 são apresentados os resultados validados (7 provetes) dos ensaios de rotura em fluência do GTX danificado em campo como Solo 1a e EC2. Neste quadro estão também indicados os resultados obtidos por Pinho-Lopes (2004) para alargar a amostragem.

A curva de rotura em fluência está representada na Figura 7.3, bem como a curva referente ao limite inferior de confiança de 95%. Para este material foi possível obter dois valores com tempo de rotura superior a 2 meses (um com cerca de 4 meses e outro com cerca de 7,8 meses).

Verifica-se que o GTX após DDI em campo com Solo 1a e EC2 tem uma resistência à tração cerca de 66% inferior à do material intacto. Nos ensaios de rotura em fluência os valores da carga que conduz à rotura do material em intervalos de tempo até 1min. são, tal como para o GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC1, menores, o que significa a redução de resistência a curto prazo avaliada através desta metodologia é maior do que quando avaliada através de ensaios de tração-extensão a curto prazo.

A Figura 7.3 mostra que os pares de valores obtidos estão relativamente afastados, o que é concordante com a redução de resistência observada. A tendência para a diminuição do tempo para a rotura dos provetes com níveis de carga mais elevados é clara. O coeficiente de determinação da aproximação linear (0,6024) e a linha correspondente ao limite inferior de confiança (95%) refletem alguma dispersão nos resultados quando comparados com os do material intacto. Com efeito, esta última linha para o presente caso afasta-se bastante dos resultados obtidos e é pouco extensa.

Quadro 7.3 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
30,2%	0,0005*	24,7%	0,075*
29,8%	0,0105*	22,2%	0,0455*
29,0%	0,04333*	22,2%	7,2155*
29,0%	0,4365*	20,7%	0,448*
28,9%	0,0205*	20,6%	26,02383*
28,5%	0,00017*	20,6%	0,09233*
27,2%	0,006*	18,7%	0,3355*
27,2%	0,0025*	17,0%	0,45817*
27,2%	0,73667*	6,2%	9,62217*
25,5%	0,0015*	18,8%	0,43222
25,5%	0,00433*	18,8%	7,97750
25,5%	0,00083*	18,8%	0,59611
24,7%	0,0025*	15,5%	123,97972
24,7%	0,22*	15,5%	74,44778
24,7%	0,40483*	12,4%	2951,98000
24,7%	0,05967*	12,4%	5631,92306

* valores obtidos por Pinho-Lopes (2004)

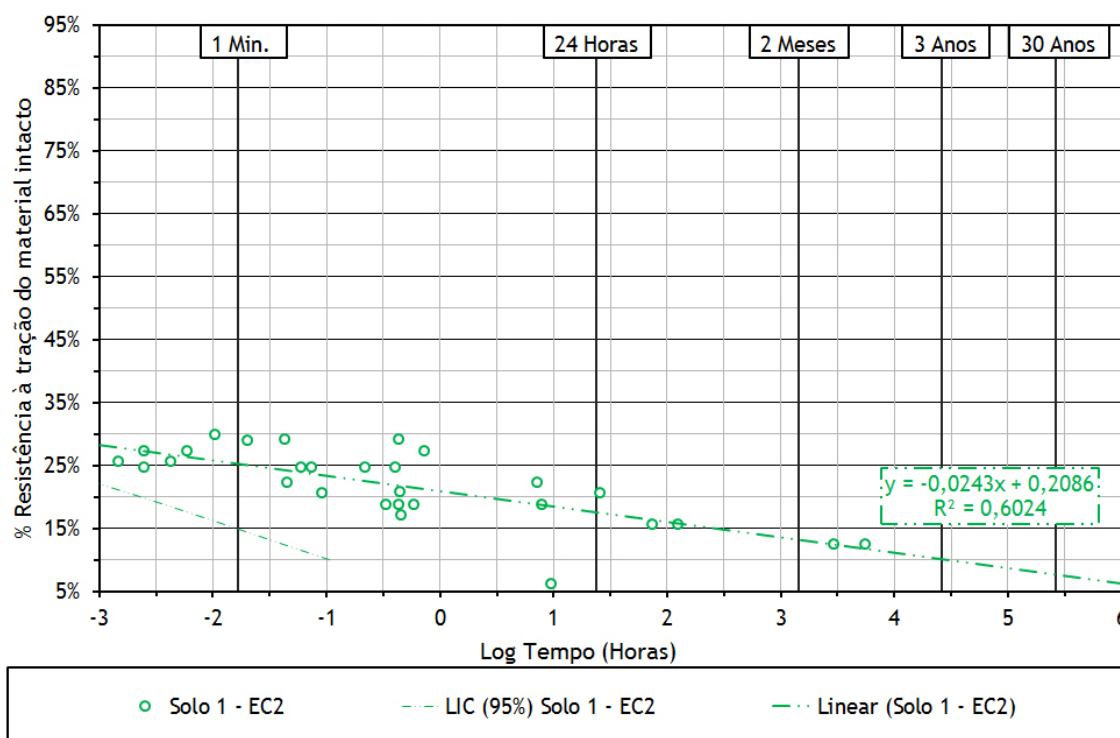


Figura 7.3 - Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.

7.2.2.4 Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2

No Quadro 7.4 são apresentados os resultados validados (17 provetes) dos ensaios de rotura em fluência do GTX após DDI em campo como Solo 2 e EC2. Mais uma vez neste caso, o quadro inclui resultados obtidos por Pinho-Lopes (2004) para o mesmo material nas mesmas condições.

A curva de rotura em fluência obtida está representada na Figura 7.4, onde está também indicada a curva referente ao limite inferior de confiança.

Quadro 7.4 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
68,2%	0,01673*	60,6%	150,01861
63,8%	1,10333*	60,1%	24,43944
61,4%	2,39233*	55,9%	166,12167
59,1%	3,78833*	56,0%	740,18972
66,3%	25,01583	55,9%	1200,13639
66,3%	47,63917	51,8%	579,93139
64,5%	49,49944	51,6%	592,81639
72,4%	0,34361	51,8%	161,14611
72,4%	0,90167	51,8%	2636,31917
72,4%	1,43778	39,6%	14959,67694
58,3%	318,84333		

* valores obtidos por Pinho-Lopes (2004)

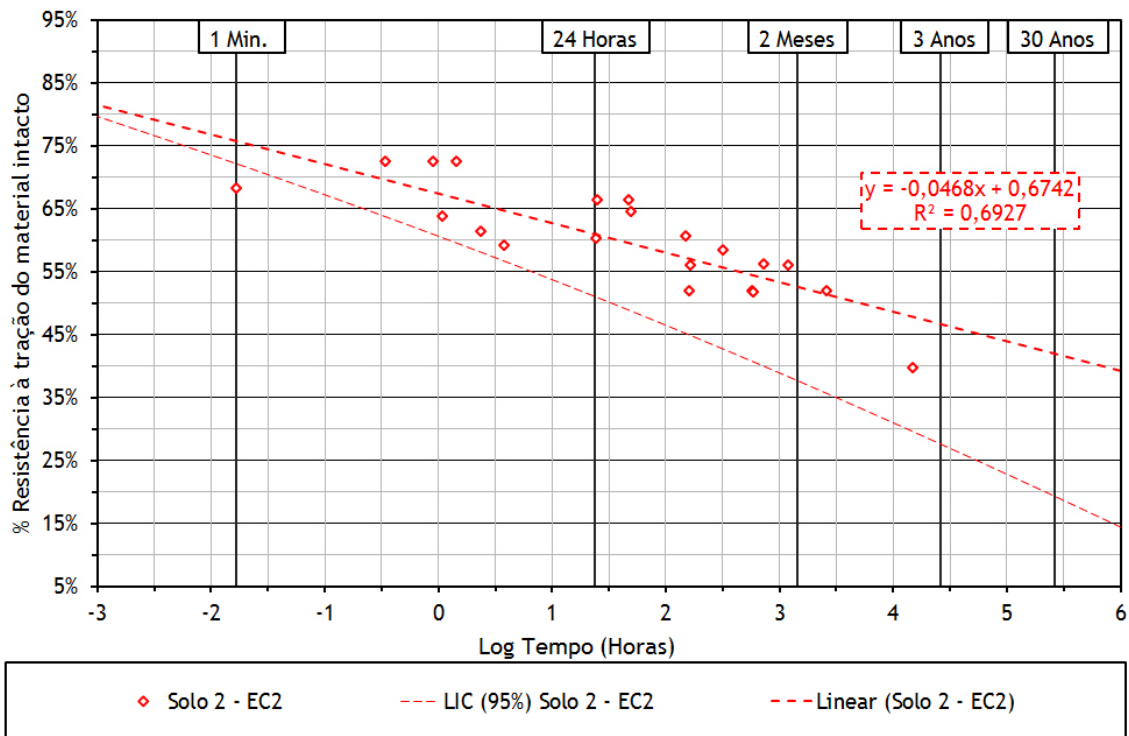


Figura 7.4 - Curva de rotura em fluência do GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2.

O GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2 evidencia uma redução da resistência à tração de 9,47% em relação ao material intacto, quando a variação deste parâmetro é avaliada através de ensaios de tração-extensão de curto prazo, Pinho-Lopes (2004).

Nos ensaios de rotura em fluência os valores da carga que conduz à rotura do material em intervalos de tempo até 1min. é cerca de 75,7% da resistência à tração do material intacto, ou seja, ocorre uma redução de 24,3% da resistência à tração a curto prazo do material danificado. Tal como nos casos anteriores, verifica-se que a avaliação da redução da resistência a curto prazo do material danificado através de ensaios de rotura em fluência é mais conservativa do que a avaliação da variação do mesmo parâmetro através de ensaios de tração-extensão de curto prazo.

O coeficiente de determinação da aproximação linear dos resultados obtidos é maior do que nos materiais após DDI em campo com o Solo 1a que, por sua vez, induz maior danificação ao material do que o Solo 2.

A linha corresponde ao limite inferior de confiança (95%) ilustra também a menor dispersão no comportamento dos provetes ensaiados, pois afasta-se pouco dos resultados obtidos e é extensa.

7.2.2.5 Considerações gerais

Na Figura 7.5 são apresentadas as curvas de rotura em fluência e as linhas correspondentes aos limites inferiores de confiança de 95% para os quatro tipos de amostras estudadas do geossintético GTX.

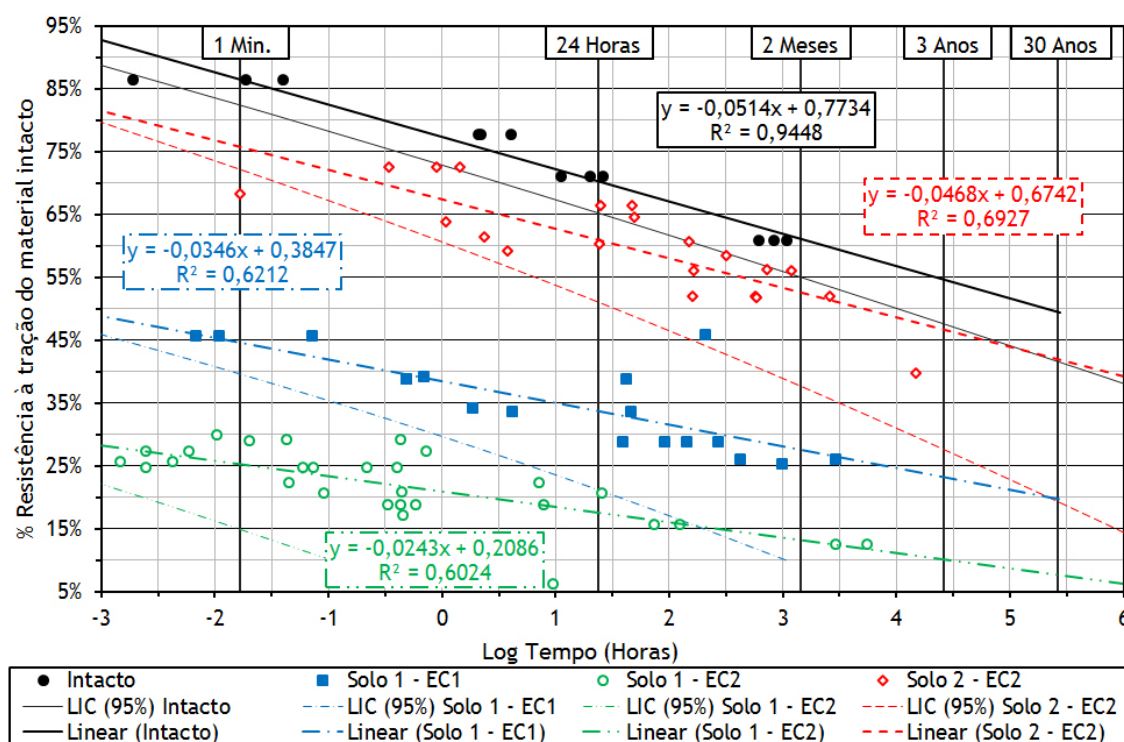


Figura 7.5 - Curvas de rotura em fluência do GTX.

Estes resultados, dos ensaios de rotura em fluência, permitem determinar o tempo de vida do material sob a ação de uma carga constante através de extrapolações. As amostras cujo comportamento mecânico é mais afetado são as instaladas nos aterros provisórios com o Solo 1a e com energias de compactação EC2.

O efeito da rotura em fluência nos vários tipos de amostras é claro, já que para todas elas se verifica uma tendência para obter tempos de vida inferiores para cargas mais elevadas. É também possível observar que a inclinação da curva de rotura em fluência é maior no material intacto do que nos materiais danificados em campo. Aliás, as curvas correspondentes às amostras intactas e às amostras danificadas em campo tendem a aproximar-se, o que pode indicar que o efeito da rotura em fluência é maior no material intacto do que no material danificado em campo de acordo com as diferentes condições consideradas.

Considerando apenas os materiais danificados verifica-se que o efeito da rotura em fluência é menor no material com maior grau de danificação a curto prazo, isto é, o GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2. De notar que é também neste material que se observa uma maior dispersão de resultados.

7.2.3 Geossintético GGT

7.2.3.1 Material intacto

Como já foi dito atrás, os provetes do geossintético GGT ensaiados à rotura em fluência tinham uma largura correspondente a 5 barras, isto é cerca de 10,5 cm de largura. No Quadro 7.5 são apresentados os resultados dos ensaios que puderam ser validados e que correspondem a 12 provetes intactos em que ocorreu rotura.

Quadro 7.5 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT intacto.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
84,4%	0,13389	74,3%	173,29333
84,4%	0,29556	75,4%	124,97694
84,4%	0,08444	74,1%	80,41306
78,9%	20,44667	67,4%	1348,81444
78,9%	12,42806	68,3%	2324,44500
78,9%	12,65222	68,9%	601,70139

A curva de rotura em fluência obtida está representada na Figura 7.6, onde está indicada a curva referente ao limite inferior de confiança. Um dos provetes demorou a romper 3,22 meses.

O comportamento do geossintético GGT é bastante homogêneo, tal como se pode verificar da análise dos resultados dos ensaios e pelo coeficiente de determinação da aproximação linear dos pontos referentes a roturas. Os resultados apresentados indicam que, após 30 anos de serviço sob carga constante, o material intacto sofreria rotura e a carga correspondente seria, aproximadamente, 60% da resistência à tração do geossintético.

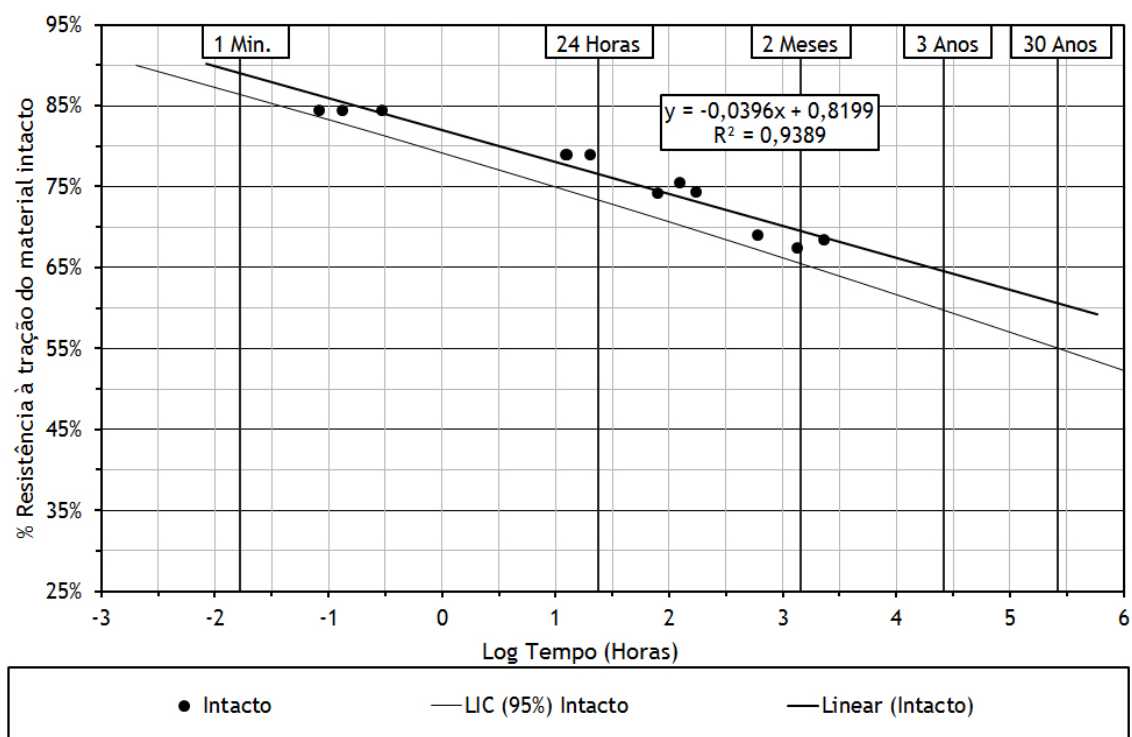


Figura 7.6 - Curva de ruptura em fluência do GGT intacto.

7.2.3.2 Material danificado em campo com Solo 1a e EC1

No Quadro 7.6 são apresentados os resultados dos ensaios de ruptura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com o Solo 1a e EC1 que puderam ser validados, isto é dos 16 provetes que atingiram a ruptura.

Quadro 7.6 - Resultados dos ensaios de ruptura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 1a e EC1.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à ruptura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à ruptura (horas)
50,9%	0,41500	45,1%	1454,12917
50,9%	90,52750	45,2%	90,56833
49,3%	2,51222	45,3%	744,22056
49,8%	17,36528	45,1%	5668,06916
51,6%	0,03611	44,9%	641,73556
46,3%	0,58444	41,3%	1571,05195
46,3%	0,29750	42,1%	608,35917
46,3%	81,29861	42,2%	27466,64498

Para este material foi possível obter resultados referentes a níveis de carga mais baixos e, conseqüentemente, para tempos de vida mais longos. Com efeito, um dos provetes rompeu ao fim de 27466,64 horas (3,1 anos), o que viabiliza a realização de extrapolações para tempos de serviço mais longos.

A curva de rotura em fluência obtida está representada na Figura 7.7 onde se apresenta também a curva referente ao limite inferior de confiança. A análise dos resultados dos ensaios e da curva de rotura em fluência permitem concluir que a resposta deste material é um pouco heterogênea, sendo, no entanto, o efeito de rotura em fluência evidente. Após 30 anos de serviço sob carga constante, a GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC1 sofreria rotura e a carga correspondente seria, aproximadamente de 41,4% da resistência à tração do material intacto.

A dispersão de resultados é traduzida pelo valor do coeficiente de determinação da aproximação linear (cerca de 0,53). A curva de correspondente ao limite inferior de confiança é extensa.

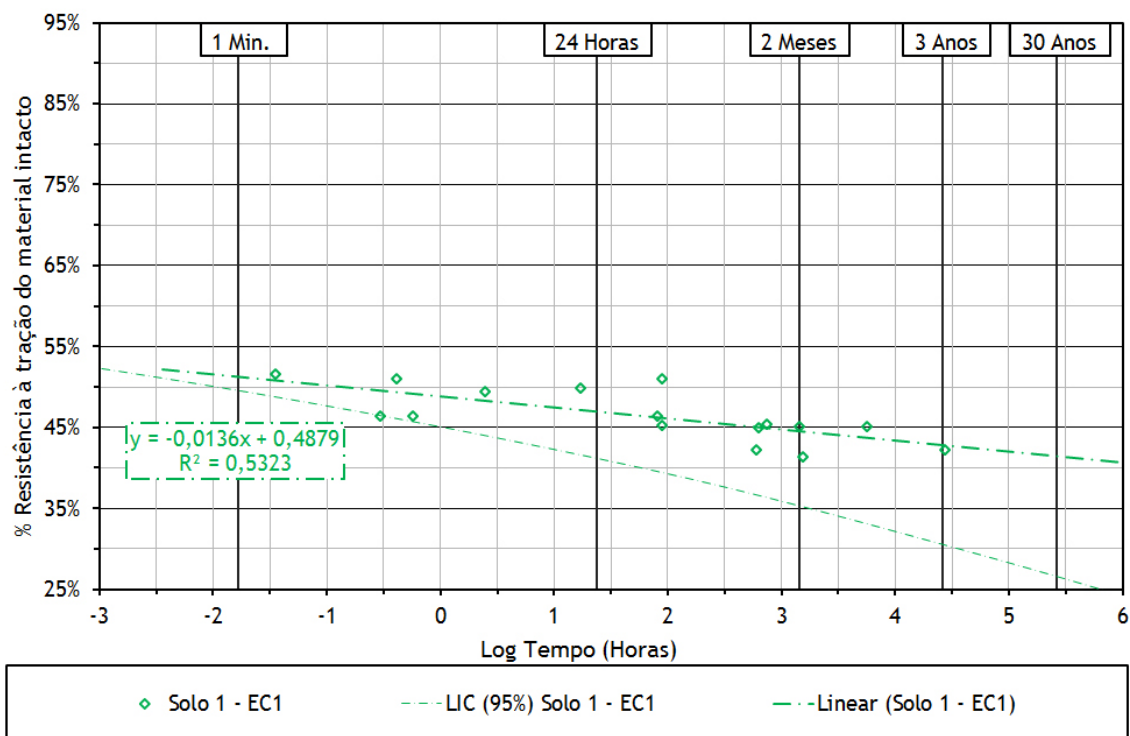


Figura 7.7 - Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 1a e EC1.

7.2.3.3 Material danificado em campo com o Solo 2 e EC1

No Quadro 7.7 encontram-se os resultados dos ensaios de rotura em fluência da GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC1 que puderam ser validados e que correspondem a 11 provetes.

A curva de rotura em fluência obtida está representada A Figura 7.8 mostra a curva de rotura em fluência correspondente e a curva referente ao limite inferior de confiança.

Para este material foi possível obter resultados referentes a tempos de serviço longos. A dispersão dos resultados é menor do que a dos correspondentes à danificação com o Solo 1a, já que que o coeficiente de determinação da aproximação linear dos resultados é de 0,89 e a curva referente ao limite de confiança (95%) está bastante próxima da regressão linear apresentada (é pouco curva e é extensa).

Quadro 7.7 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 2 e EC1.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
67,6%	1,38889	54,9%	8371,98250
67,6%	0,20389	55,6%	2419,14139
67,6%	0,12083	55,6%	7326,63027
61,6%	12,32528	50,3%	4561,03750
61,6%	7,61444	50,3%	6198,36251
61,6%	113,17806		

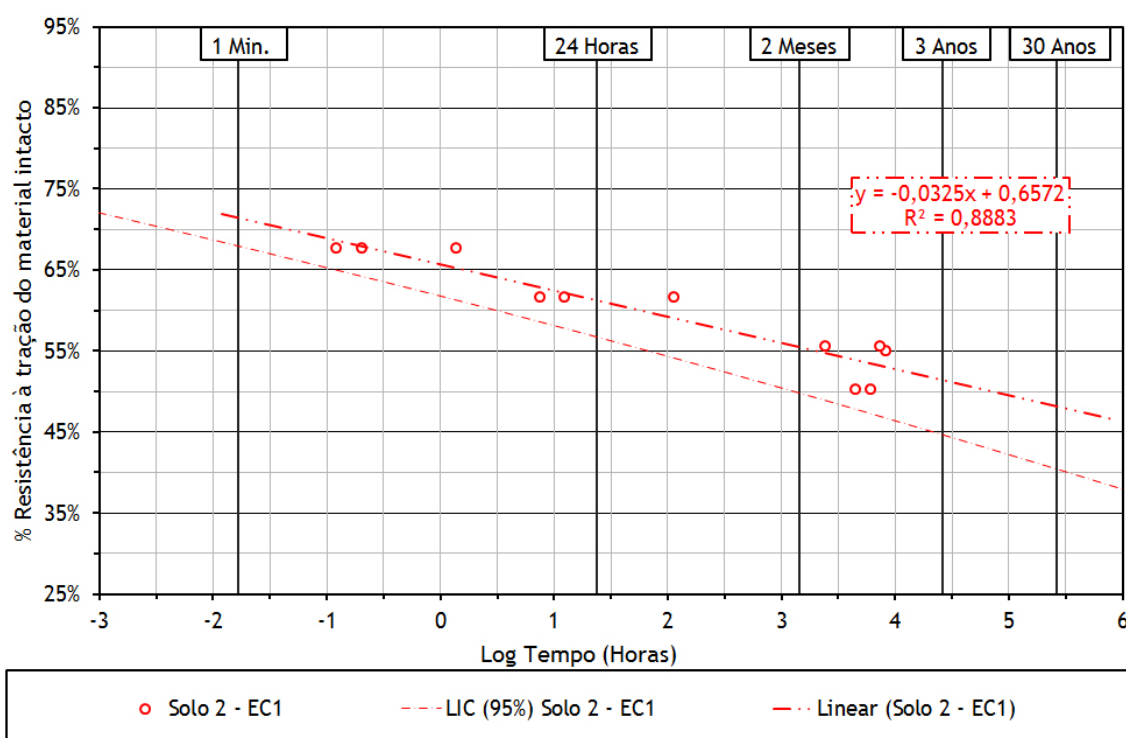


Figura 7.8 - Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 2 e EC1.

7.2.3.4 Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2

No Quadro 7.8 são apresentados os resultados dos ensaios de rotura em fluência da GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2 onde ocorreu rotura, ou seja, 8 provetes.

Quadro 7.8 - Resultados dos ensaios de rotura em fluência do geossintético GGT danificado em campo com Solo 2 e EC2.

% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)	% Resistência à Tração do Material Intacto	Tempo até à rotura (horas)
60,4%	2,78778	53,6%	361,49333
60,4%	7,40389	49,8%	2371,68139
60,4%	8,36500	49,8%	2011,04611
53,6%	189,23139	51,5%	13363,86611

Tal como quando danificado com a energia de compactação EC1, foi possível obter para o material resultados referentes a tempos de serviço longos. A curva de rotura em fluência obtida encontra-se na Figura 7.9, bem como a curva referente ao limite inferior de confiança.

A dispersão de resultados é baixa, devido à existência de menos pontos, apresenta um coeficiente de determinação da aproximação linear elevado (cerca de 0,9) e uma curva para o limite inferior de confiança de 95% bem definida e próxima da reta de regressão linear.

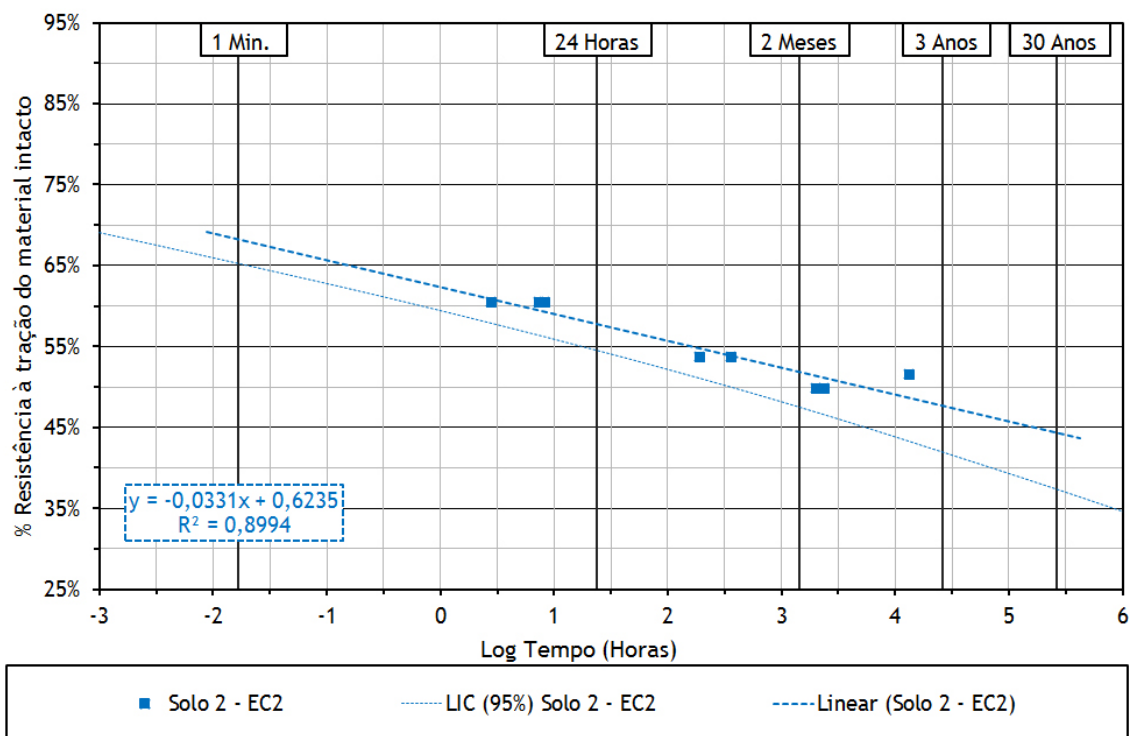


Figura 7.9 - Curva de rotura em fluência do GGT danificado em campo com o Solo 2 e EC2.

7.2.3.5 Considerações gerais

A Figura 7.10 mostra as curvas de rotura em fluência para o geossintético GGT, referentes aos diferentes tipos de amostras estudadas. São também apresentadas as linhas correspondentes aos limites inferiores de confiança de 95% para os 4 tipos de amostras estudadas.

Constata-se que a danificação com o Solo 1a e a energia de compactação EC1 é a que mais afeta o comportamento mecânico da geogrelha.

Observa-se um claro efeito da rotura em fluência em todos os casos e que a dispersão de resultados é baixa. Verifica-se também em todos os casos uma tendência para obter tempos de vida inferiores para cargas mais elevadas.

Tal como para o geossintético GTX, constata-se que a inclinação da curva de rotura em fluência é maior no material intacto do que nos materiais danificados em campo. As curvas correspondentes às amostras intactas e às amostras danificadas em campo tendem a aproximar-se, o que indicia que o efeito da rotura em fluência é maior no material intacto do que nos materiais danificados em campo.

Entre os materiais danificados esse efeito é menor no material com maior grau de danificação a curto prazo, GGT após DDI em campo com o Solo 1a e EC1. É também neste material que se observa uma maior dispersão de resultados.

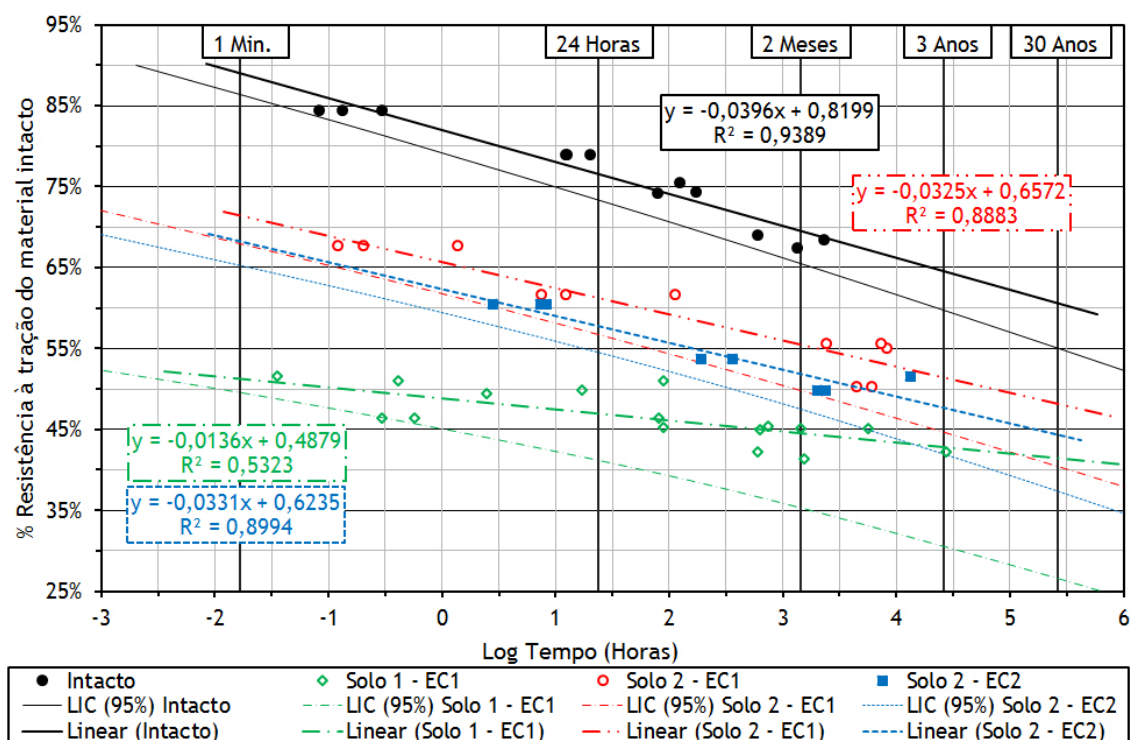


Figura 7.10 - Curvas de rotura em fluência do GGT.

7.2.4 Considerações finais

Nos ensaios de rotura em fluência apresentados procurou-se obter resultados que permitissem extrapolações para tempos de serviço longos (cerca de 30 anos).

No entanto, é de referir que devido à morosidade na realização destes ensaios (muitos deles mais de 3 anos em ensaio) o trabalho aqui apresentado continuará a ser complementado com novos resultados que venham a ser obtidos (já que muitos dos ensaios ainda não terminaram) e assim estabelecer conclusões baseadas em resultados para ensaios ainda mais extensos.

No Capítulo 8 são apresentados e discutidos os coeficientes de redução parciais com base nos resultados obtidos.

7.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA

7.3.1 Considerações iniciais

Tal como no caso dos ensaios de rotura em fluência, só foi possível realizar ensaios de fluência em dois geossintéticos. No geotêxtil tecido em polipropileno GTX e na geogrelha tecida em poliéster GGT. Nestes dois geossintéticos nem todos os tipos de amostras danificadas em campo foi possível ensaiar. De seguida serão apresentados, os resultados dos diferentes tipos de amostras cujo comportamento à fluência foi caracterizado.

De referir que a largura dos provetes ensaiados do geossintético GTX era de 0,10 m e as dos de geossintético GGT era de 10,5 cm (largura correspondente a 5 barras).

7.3.2 Geossintético GTX

7.3.2.1 Material intacto

Na Figura 7.11 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de fluência do material intacto (12 provetes). A carga aplicada a cada provete está também indicada na figura, como percentagem da resistência à tração do geossintético intacto. Para cada percentagem de carga foram ensaiados três provetes.

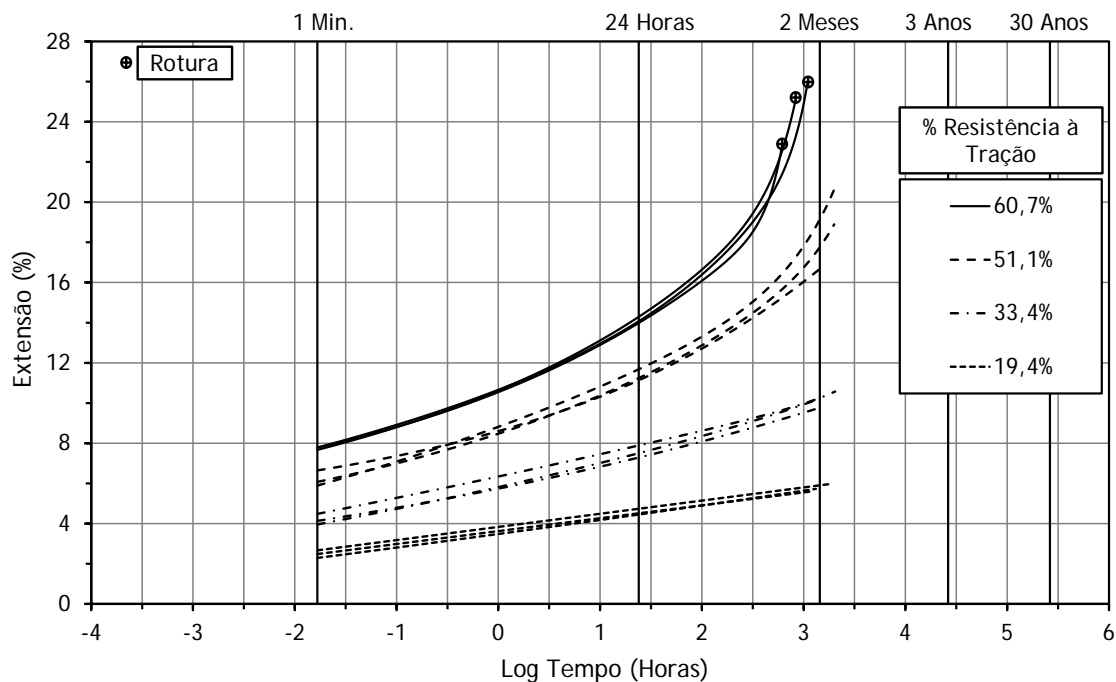


Figura 7.11 - Curvas de fluência obtidas para o GTX intacto.

Todos os provetes com carga de 60,7% da resistência à tração sofreram rotura. Os ensaios dos restantes provetes intactos foram terminados 1440 horas depois (2 meses de ensaio). No entanto, para tempos de ensaios mais longos poderá ocorrer rotura do provete. Assim, os resultados deste tipo de ensaios devem ser utilizados com prudência, em particular quando se pretende extrapolar os resultados no tempo.

No Quadro 7.9 apresenta-se a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes. De referir que para os provetes em que a razão de deformação não é constante em função da escala logarítmica do tempo, este parâmetro corresponde ao declive da reta da regressão linear calculada em função dos resultados do ensaio de fluência representativo no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas (ver Figura 7.12).

Como seria de esperar, as deformações associadas a níveis de carga mais elevados são mais significativas. A razão de deformação é constante nos provetes em que a carga aplicada ao provete é baixa, 33,4% e 19,4% da resistência á tração do material intacto. Nos outros provetes a razão de deformação aumenta com o tempo de ensaio. Aliás nos provetes em que houve rotura a razão de deformação aumenta bastante antes de esta acontecer, o que é um indicador de rotura eminente.

A razão de deformação inicial (correspondente ao intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas) é também mais elevada nos provetes com maior percentagem de carga aplicada ao provete. Este

parâmetro aumenta cerca de 3 vezes quando a carga aplicada passa de 19,4% da resistência à tração do material para 60,7% dessa mesma resistência.

Quadro 7.9 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX intacto.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
60,7	7,7431	1,9436
51,1	6,2044	1,6225
33,4	4,1893	1,1219
19,4	2,4761	0,6427

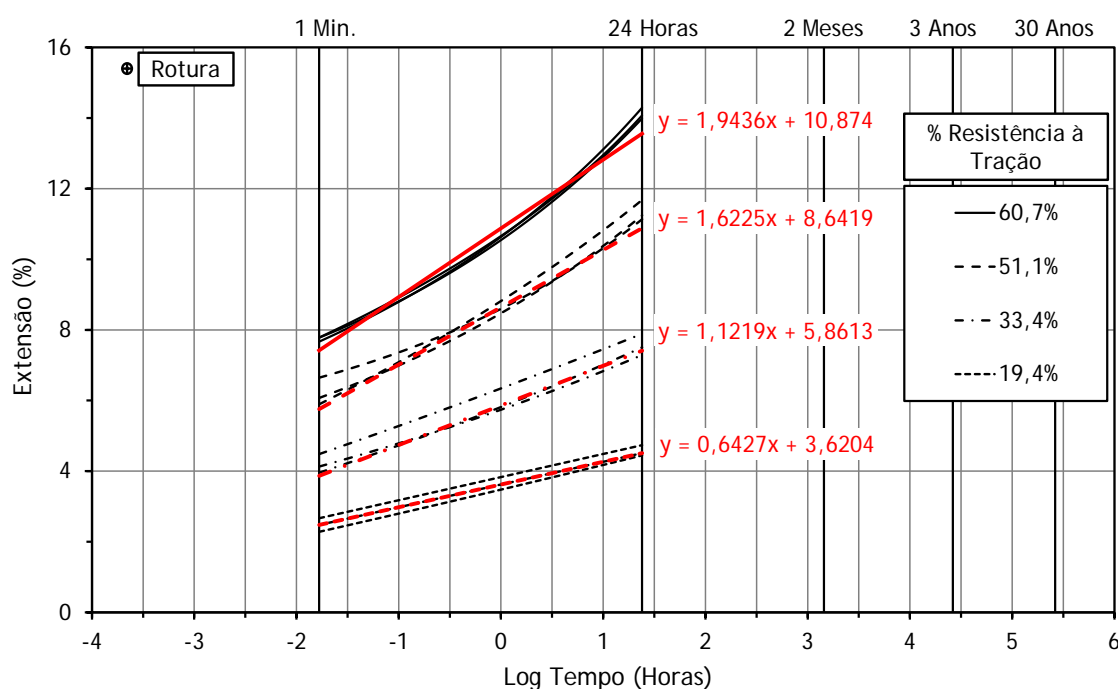


Figura 7.12 - Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX intacto.

7.3.2.2 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1

A Figura 7.13 mostra os resultados dos ensaios de fluência para o material GTX danificado em campo com Solo 1a e EC1 (18 provetes). A carga aplicada a cada provete está também indicada na figura, como porcentagem da resistência à tração do geossintético intacto. Para cada porcentagem de carga foram ensaiados vários provetes.

Observa-se uma dispersão de resultados maior do que para o material intacto. Mais uma vez, todos os provetes à exceção de dois, com níveis de carga correspondentes a 33,5% e 28,8% da resistência à tração do material intacto, sofreram rotura. Houve um provete que sofreu rotura após 2944 horas de ensaio (cerca de 123 dias) sob uma carga de 28,8% da resistência à tração do material intacto, sendo este o período de tempo de ensaio mais extenso de todos os provetes em que ocorreu rotura. Da mesma forma que para o material intacto, a razão de deformação aumenta significativamente antes de o material romper, permitindo antecipar essa rotura.

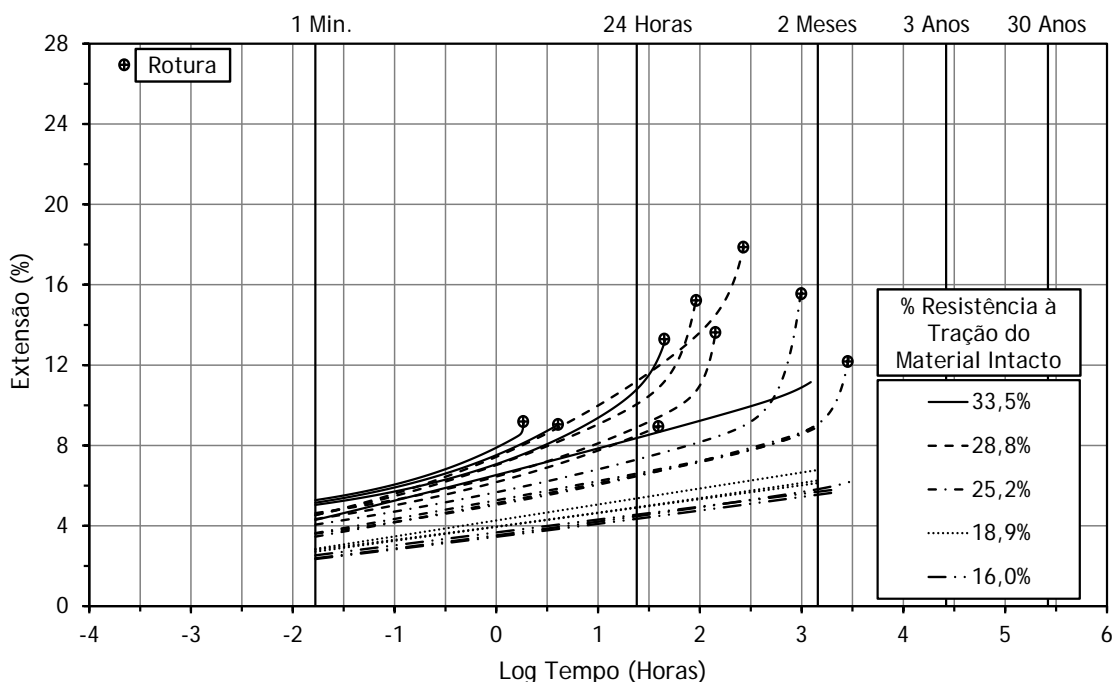


Figura 7.13 - Curvas de fluência obtidas para o GTX danificada em campo com o Solo 1a e EC1.

Um dos provetes sob carga de 16% da resistência à tração do material intacto esteve em ensaio, sem sofrer rotura, 3163 horas (cerca de 132 dias). Os ensaios dos restantes provetes foram, tal como para o material intacto, terminados 1440 horas depois (2 meses de ensaio). No entanto, para tempos de ensaios mais longos poderá ocorrer rotura do provete.

Nos provetes com níveis de carga mais baixos a razão de deformação registada é constante ao longo da escala logarítmica do tempo.

No Quadro 7.10 apresenta-se a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes.

Quadro 7.10 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
33,5	4,9365	1,5884
28,8	4,5050	1,3300
25,2	3,6888	0,9385
18,9	2,7878	0,7956
16,0	2,4153	0,6624

Como já referido para o material intacto, nos provetes em que a razão de deformação não é constante em função da escala logarítmica do tempo, esta corresponde ao declive da reta da regressão linear calculada em função dos resultados do ensaio de fluência representativo no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas (ver Figura 7.14).

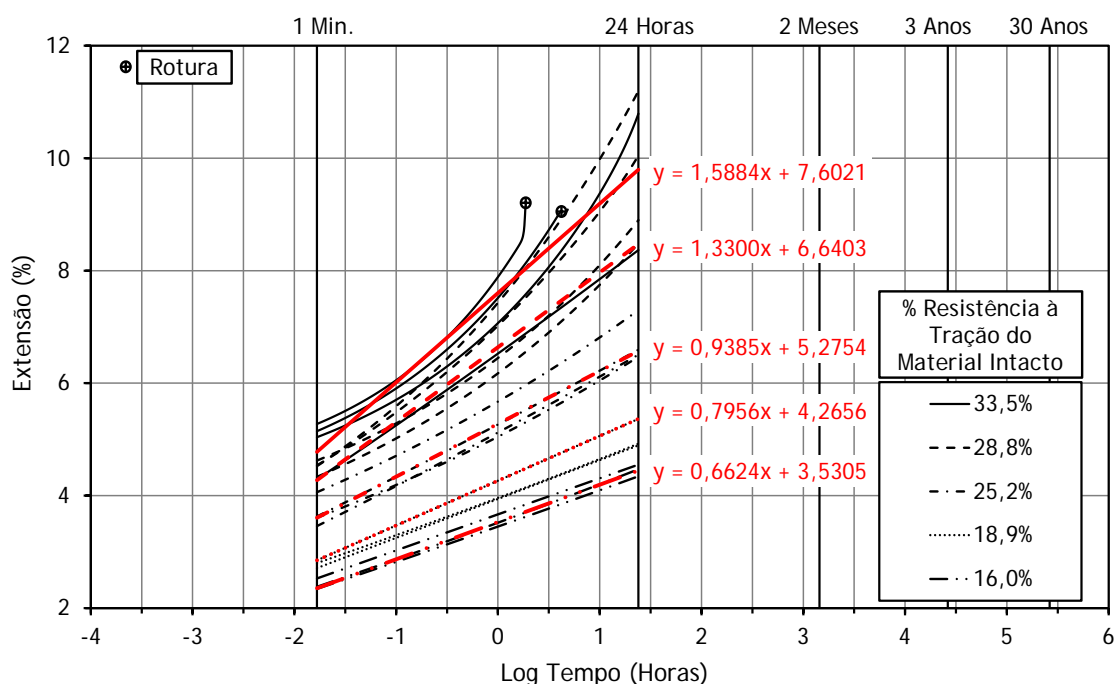


Figura 7.14 - Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

Verifica-se, uma vez mais, que a razão de deformação é maior nos provetes com maior carga aplicada. Neste caso, é cerca de 2,4 vezes superior quando a carga aplicada ao provete é de 33,5% em vez de 16,0% da resistência à tração do material intacto.

A dispersão de resultados é maior nos provetes com maiores níveis de carga instalada.

7.3.2.3 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC2

À data de elaboração deste trabalho foi possível apresentar os resultados correspondentes a 6 provetes, dois dos quais ainda estavam a decorrer. De referir que, para o GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2 a caracterização à fluência ainda não estava concluída na altura de elaboração deste trabalho.

O ensaio mais longo ainda a decorrer, estava em ensaio há 15108 horas (cerca de 629,48 dias). Com estes resultados é possível fazer extrapolações dos resultados para tempo mais longos com segurança, no entanto devem ser utilizados com prudência.

Na Figura 7.15 estão apresentados os resultados dos ensaios de fluência obtidos para o geossintético GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2. Na figura está também indicada a carga aplicada a cada provete, como percentagem da resistência à tração do geossintético intacto. Em algumas percentagens de carga aplicada foram ensaiados vários provetes.

Como é visível, a dispersão de resultados não é elevada, no entanto é necessário dispor de mais resultados de ensaios para obter informações mais fiáveis. Todos os provetes à exceção dos dois cujos ensaios ainda estavam a decorrer, sofreram rotura. O período de tempo maior até à rotura foi de cerca de 5629 horas (cerca de 235 dias). Mais uma vez observa-se que a razão de deformação aumenta antes de o material sofrer rotura, antecipando essa mesma rotura.

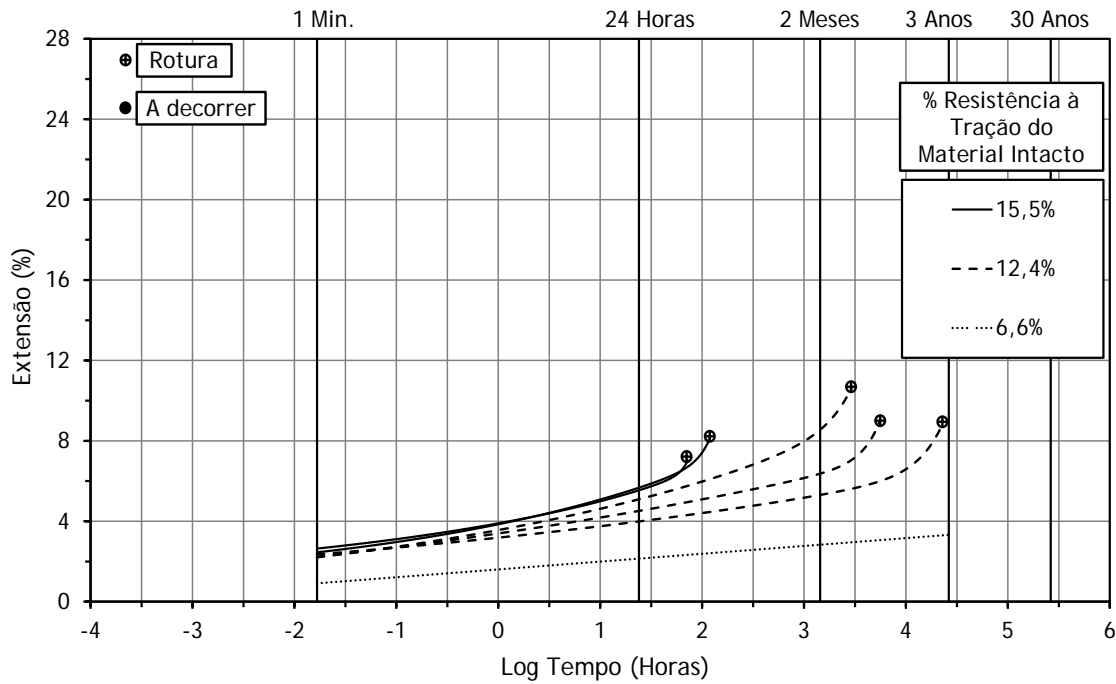


Figura 7.15 - Curvas de fluência obtidas para o GTX danificado em campo com o Solo 1a e EC2.

O Quadro 7.11 mostra a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes considerados. Na Figura 7.16 estão representadas as curvas de regressão linear que possibilitam a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os vários provetes.

Quadro 7.11 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
15,5	2,5471	0,8958
12,4	2,2505	0,7203
6,6	0,7417	0,4326

A extensão após 1 minuto de ensaio é, tal como nos casos anteriores, maior nos provetes com maior carga aplicada. A razão de deformação na escala logarítmica do tempo também é maior nesses provetes. Quando comparados os provetes com percentagem de carga aplicada de 15,5% e 6,6% verifica-se que, no primeiro caso, a extensão após 1 minuto de ensaio é cerca de 3,4 vezes superior e a razão de deformação na escala logarítmica do tempo é cerca de 2,1 vezes superior ao segundo caso.

Como já foi referido, à data da elaboração deste documento os ensaios de fluência para este material ainda estavam a decorrer, sendo necessários resultados para níveis de cargas distintos para consolidar os resultados obtidos.

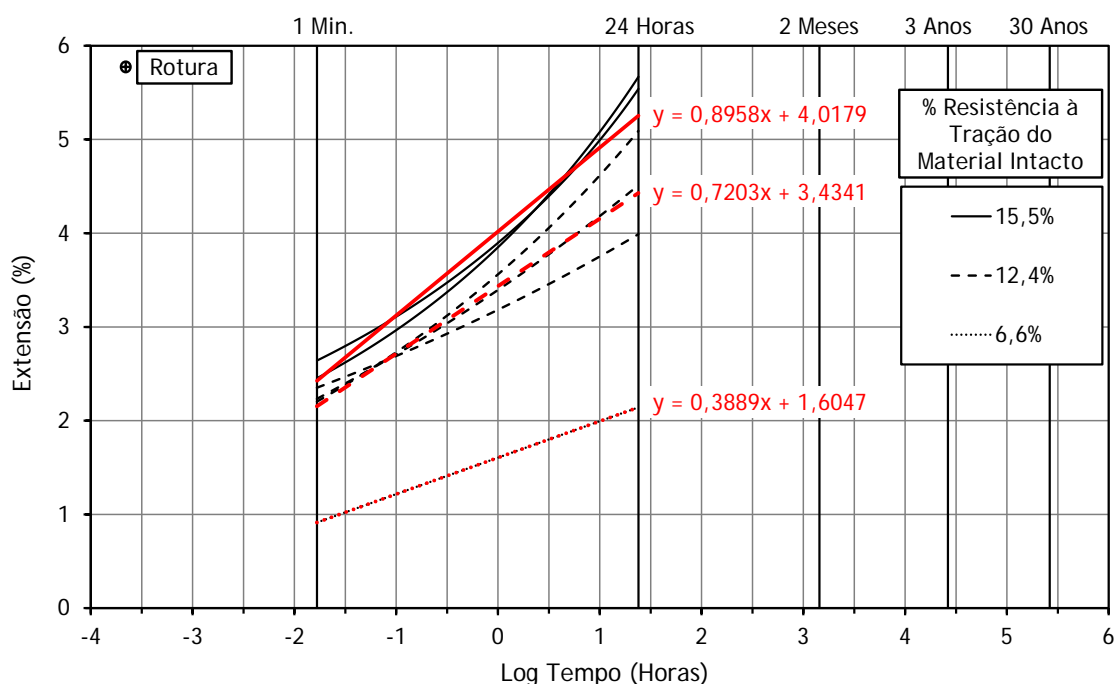


Figura 7.16 - Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 1a e EC2.

7.3.2.4 Material danificado em campo com o Solo 2 e EC2

À data da elaboração deste trabalho foi possível apresentar os resultados correspondentes a 10 provetes, dois dos quais ainda estavam a decorrer.

Na Figura 7.17 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de fluência para o material danificado em campo com Solo 2 e EC2.

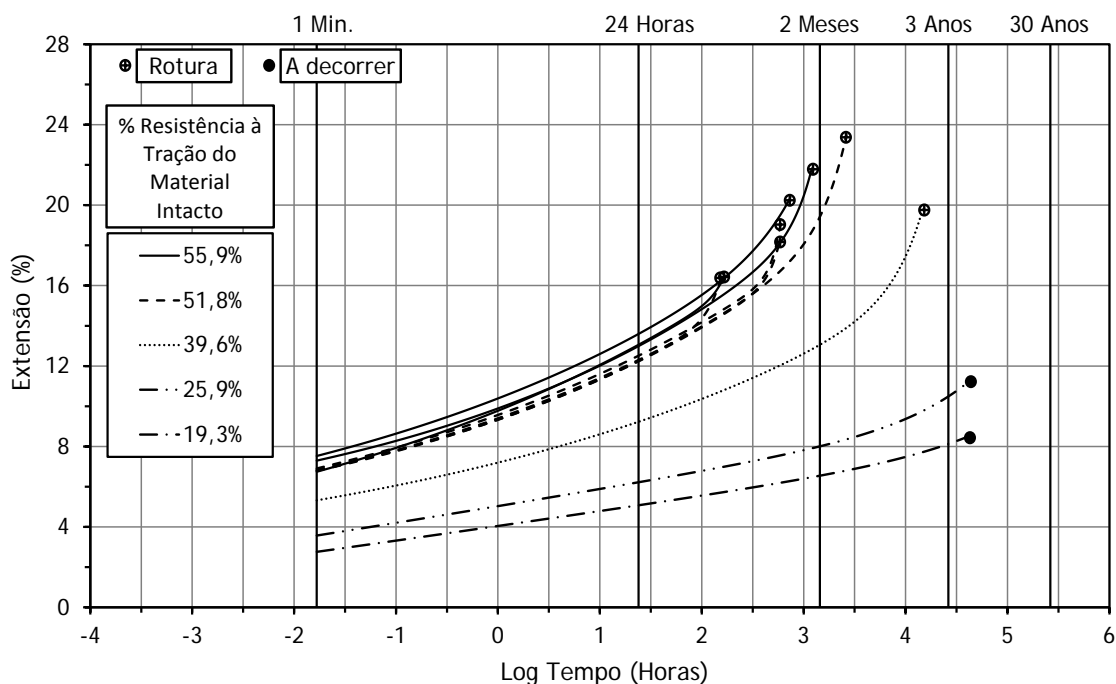


Figura 7.17 - Curvas de fluência obtidas para o GTX danificado em campo com o Solo 2 e EC2.

A carga aplicada a cada provete está também indicada na figura, como percentagem da resistência à tração do geossintético intacto. Em alguns casos para cada percentagem de carga foram ensaiados vários provetes.

Todos os provetes, à exceção dos dois que ainda estavam a ser ensaiados (outubro de 2011), sofreram rotura. O período de tempo maior até à rotura foi de cerca de 14955 horas (cerca de 623 dias). Da mesma forma que para os outros tipos de materiais ensaiados, a razão de deformação aumenta antes de o material sofrer rotura. Os dois provetes que se encontravam em ensaio à data de elaboração deste trabalho, tinham cerca de 29573 horas de ensaio (cerca de 3,4 anos).

No Quadro 7.12 apresenta-se a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes considerados. Na Figura 7.18 estão representadas as curvas de regressão linear que possibilitam a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes.

Quadro 7.12 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
55,9	7,1860	1,9053
51,8	6,8283	1,7299
39,6	5,3202	1,2292
25,9	3,5476	0,8490
19,3	2,8024	0,7193

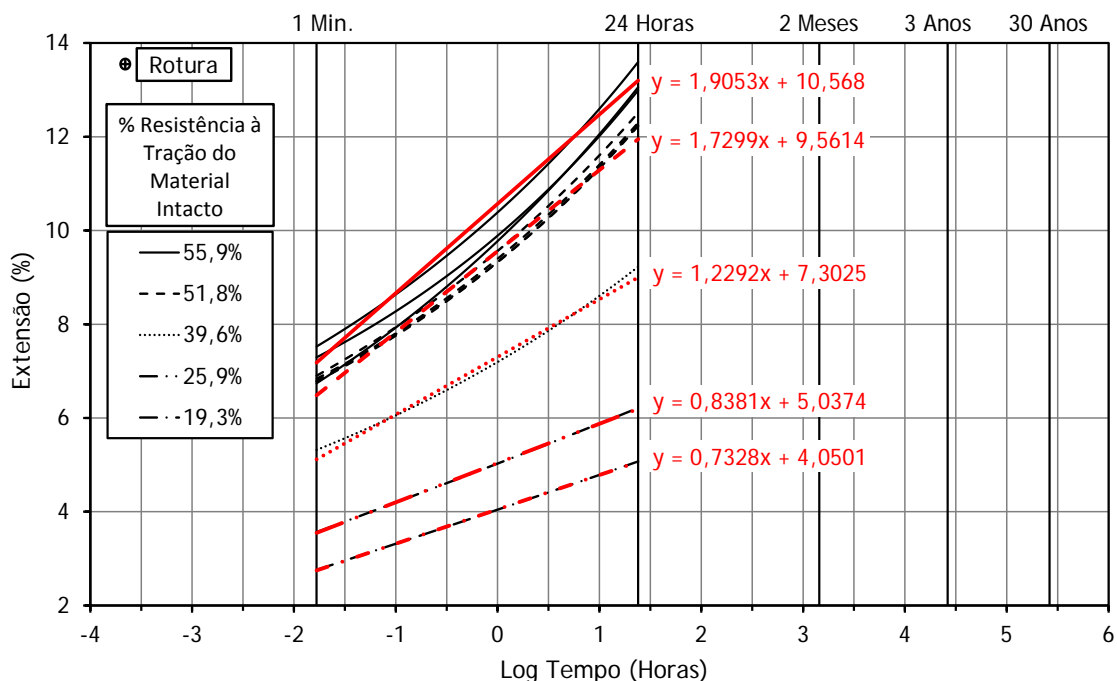


Figura 7.18 - Razão de deformação no intervalo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GTX após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.

Mais uma vez a extensão após 1 minuto de ensaio é maior nos provetes com maior carga aplicada ao provete. A razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo também é maior nesses

provetes. Esta grandeza é cerca de 2,65 vezes superior quando a carga aplicada passa de 19,3% para 55,9% da resistência à tração do material intacto.

7.3.2.5 Considerações gerais

No Quadro 7.13 é apresentada a extensão, em percentagem, após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo referente aos diferentes tipos de amostras do geossintético GTX.

A informação no quadro foi agrupada, de modo a que os parâmetros referidos possam ser comparados entre os diferentes tipos de provetes estudados (intacto e danificados). Assim tentou-se agrupar a informação para idênticos níveis de carga aplicados aos provetes.

Pode-se observar que a extensão após 1 minuto de ensaio é semelhante para os provetes intactos e danificados em campo, para idênticos níveis de carga aplicada. Esta informação é também visível na Figura 7.19, onde está representada a mesma informação que no Quadro 7.13. Como era de esperar este parâmetro aumenta com o nível de carga aplicado ao provete. Este aumento (ver Figura 7.19) é praticamente linear em função do nível de carga aplicada ao provete. A razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo, independentemente do tipo de provete (intacto ou danificado), aumenta com o aumento do nível de carga aplicada.

Quadro 7.13 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GTX.

% resistência à tração do material intacto	Intactos	DDI Solo 2 EC2	DDI Solo 1a EC1	DDI Solo 1a EC2	
≈56 - 60	7,7431	7,1860	*	*	% de extensão após 1 minuto de ensaio
≈51	6,2044	6,8283	*	*	
≈40	*	5,3202	*	*	
≈34	4,1893	*	4,9365	*	
≈29	*	*	4,5050	*	
≈25	*	3,5476	3,6888	*	
≈19	2,4761	2,8024	2,7878	*	
≈16	*	*	2,4153	2,5471	
≈12	*	*	*	2,2505	
≈7	*	*	*	0,7417	
≈56 - 60	1,9436	1,9053	*	*	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
≈51	1,6225	1,7299	*	*	
≈40	*	1,2292	*	*	
≈34	1,1219	*	1,5884	*	
≈29	*	*	1,3300	*	
≈25	*	0,8490	0,9385	*	
≈19	0,6427	0,7193	0,7956	*	
≈16	*	*	0,6624	0,8958	
≈12	*	*	*	0,7203	
≈7	*	*	*	0,4326	

Este aumento é também linear em função do nível de carga aplicada ao provete. Como é visível na Figura 7.19 a razão de deformação tende a ser maior nos materiais danificados com o Solo 1a para as duas energias de compactação (EC1 e EC2), sendo o Solo 1a aquele que maior danificação induz ao geossintético, muito provavelmente será este o motivo do aumento da razão de deformação.

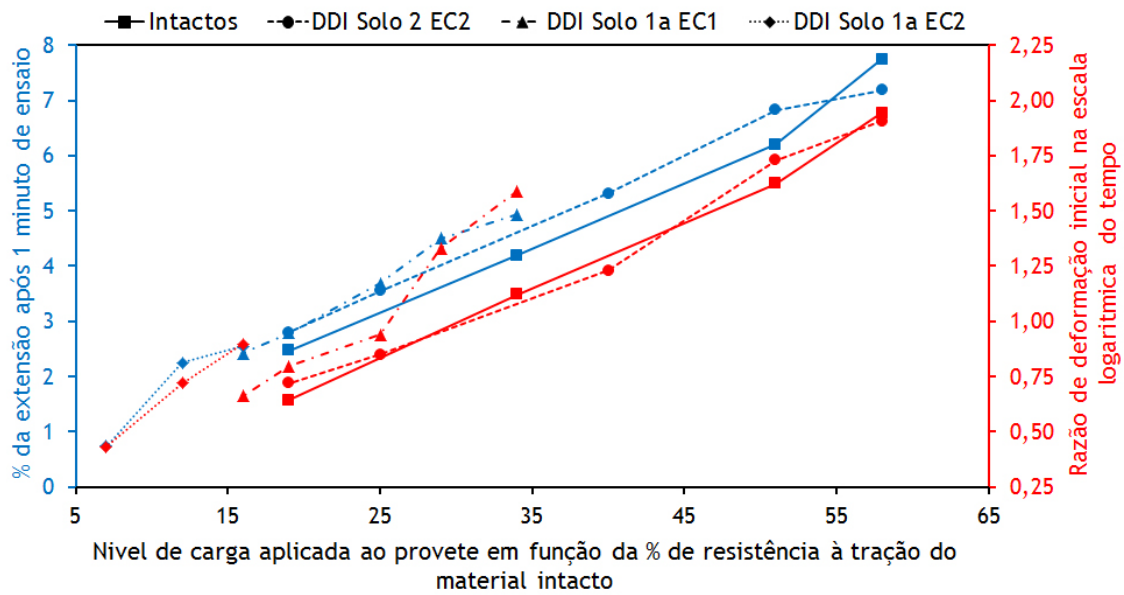


Figura 7.19 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GTX.

7.3.3 Geossintético GGT

7.3.3.1 Material intacto

Como já foi referido, os provetes do geossintético GGT utilizados nos ensaios tinham uma largura correspondente a 5 barras, ou seja, 10,5 cm de largura. À data de elaboração deste trabalho foi possível apresentar os resultados correspondentes a 15 provetes. Na Figura 7.20 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de fluência para o material intacto. A carga aplicada a cada provete está indicada na figura, como percentagem da resistência à tração do geossintético. Para cada carga foram ensaiados três provetes.

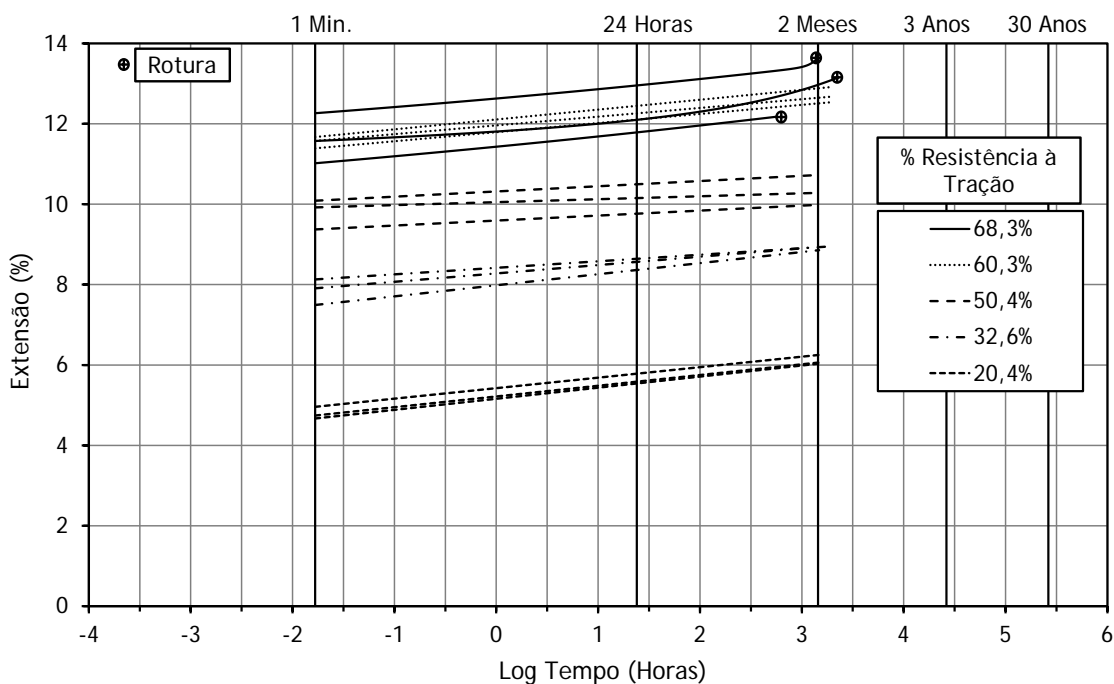


Figura 7.20 - Curvas de fluência obtidas para a GGT intacta.

Os provetes com carga de 68,3% da resistência à tração sofreram rotura. Os ensaios dos restantes provetes intactos foram terminados 1440 horas depois (2 meses de ensaio). É possível observar que as curvas de fluência de todos os provetes são praticamente lineares em função da escala logarítmica do tempo. Mesmo nos provetes que sofreram rotura não há aumento significativo da razão de deformação antes de os provetes sofrerem rotura. A dispersão de resultados é maior nos provetes com maior nível de carga aplicada.

No Quadro 7.14 apresenta-se, para os diferentes provetes, a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação na escala logarítmica do tempo. A Figura 7.21 mostra as curvas de regressão linear que possibilitam a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo. Tal como aconteceu com o geossintético GTX, as deformações associadas a níveis de carga mais elevados são mais significativas. Porém, ao contrário do que acontece com o GTX, a razão de deformação do geossintético GGT é constante em todos os provetes ensaiados. De facto, mesmo nos provetes que romperam verifica-se que a razão de deformação é praticamente constante antes da rotura, o que é torna impossível, neste geossintético, antecipar a rotura por fluência.

Quadro 7.14 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT intacto.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
68,3	11,6196	0,2188
60,3	11,5459	0,2178
50,4	9,7932	0,1298
32,6	7,8427	0,2080
20,4	4,7913	0,2666

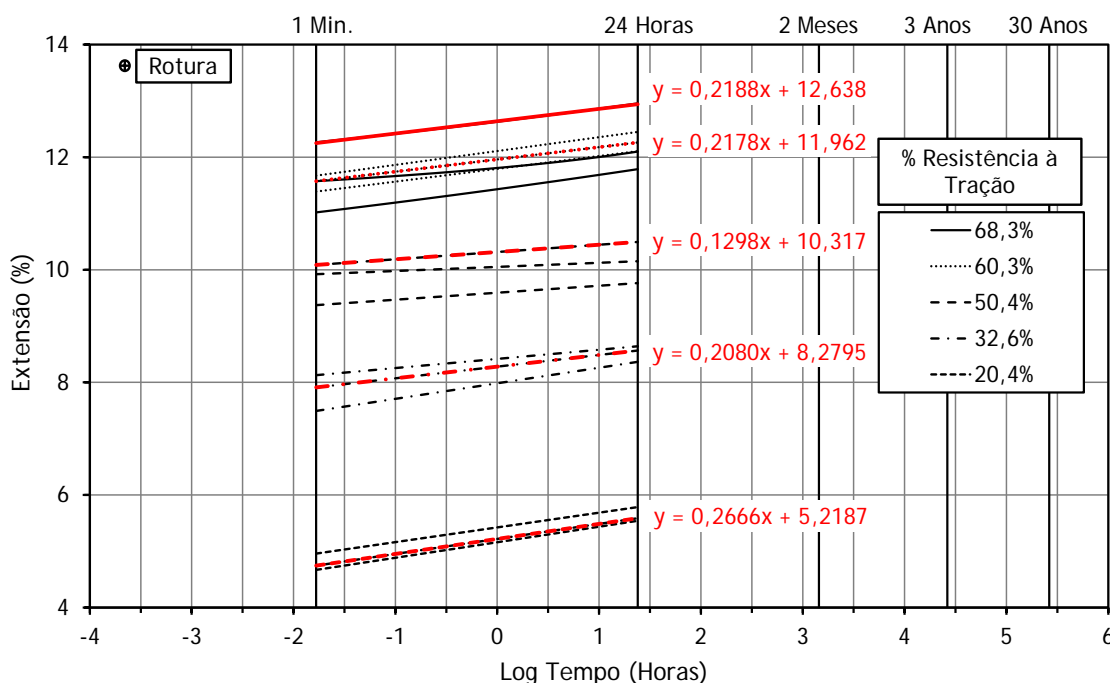


Figura 7.21 - Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT intacto.

Também no que se refere à variação da razão de deformação com o nível de carga aplicada o geossintético GGT comporta-se de forma distinta do GTX. Com efeito, no caso do geossintético GGT intacto essa variação ou é praticamente desprezável, ou não há relação direta, como confirma a redução da razão de deformação quando a carga aplicada aumenta de 20,4% para 50,4% da resistência à tração do material.

7.3.3.2 Material danificado em campo com o Solo 1a e EC1

Na Figura 7.22 estão representados os resultados dos ensaios de fluência de 17 provetes da geogrelha GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC1. A carga aplicada a cada provete está também indicada na figura como percentagem de resistência à tração do geossintético intacto. Para cada percentagem de carga foram ensaiados vários provetes.

A dispersão de resultados é maior do que no material intacto. Todos os provetes com níveis de carga mais elevados (para 42,1% e 44,9% da resistência à tração do material intacto) sofreram rotura. O ensaio mais longo durou cerca de 1145 dias (cerca de 3,14 anos), tendo o material rompido ao fim desse período. Os ensaios dos provetes que não sofreram rotura foram terminados para períodos de tempo entre as 1440 horas e as 2160 horas (2 ou 3 meses), conforme o provete.

Para todos os provetes a razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo é constante, mesmo para aqueles que sofreram rotura. No entanto, no caso destes últimos (à exceção de um dos provetes) a razão de deformação imediatamente antes da rotura aumenta, antecipando assim a rotura.

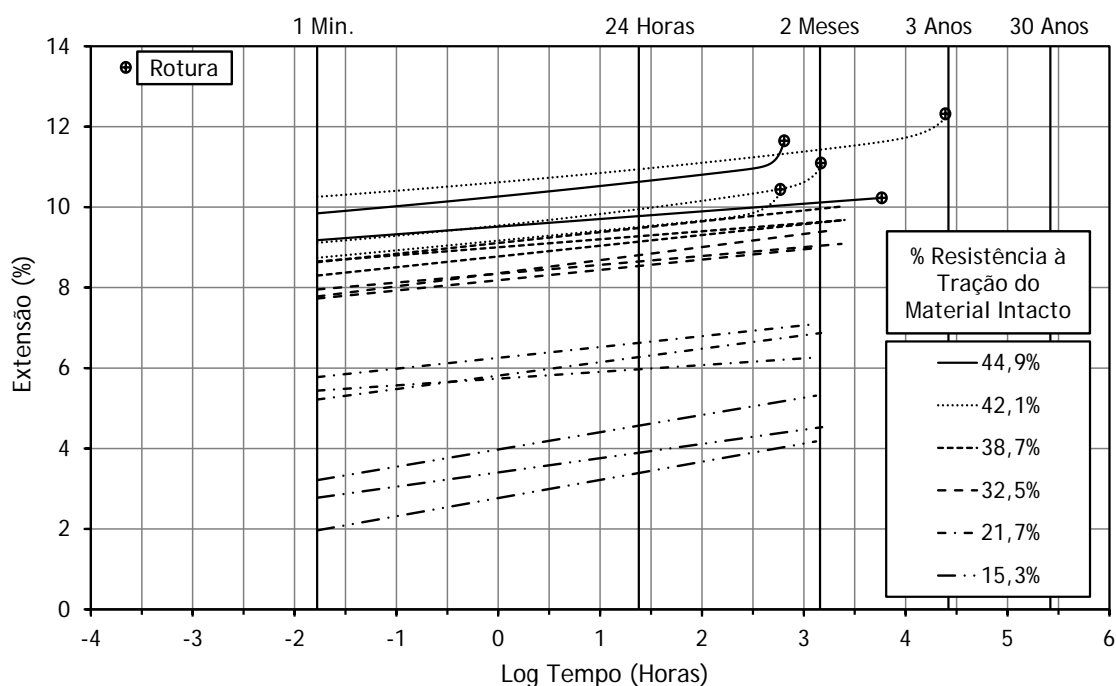


Figura 7.22 - Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 1a e EC1.

O Quadro 7.15 mostra a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação em função da escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes considerados. Na Figura 7.23 estão representadas as curvas de regressão linear que possibilitam a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os vários provetes.

Constata-se o aumento da extensão com o aumento do nível de carga aplicada ao provete. Neste caso a extensão aumenta cerca de 3,6 vezes quando a carga passa de 15,3% para 44,9% da resistência à tração.

Tal como no material intacto, a variação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo com o nível de carga aplicado ao provete é pouco relevante. Com efeito, o maior valor para a razão de deformação ocorre nos provetes com menor carga aplicada (15,3% da resistência à tração do material intacto).

Quadro 7.15 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
44,9	9,5125	0,2481
42,1	9,3715	0,2636
38,7	8,5250	0,2673
32,5	7,8191	0,2567
21,5	5,4772	0,2696
15,3	2,6512	0,3534

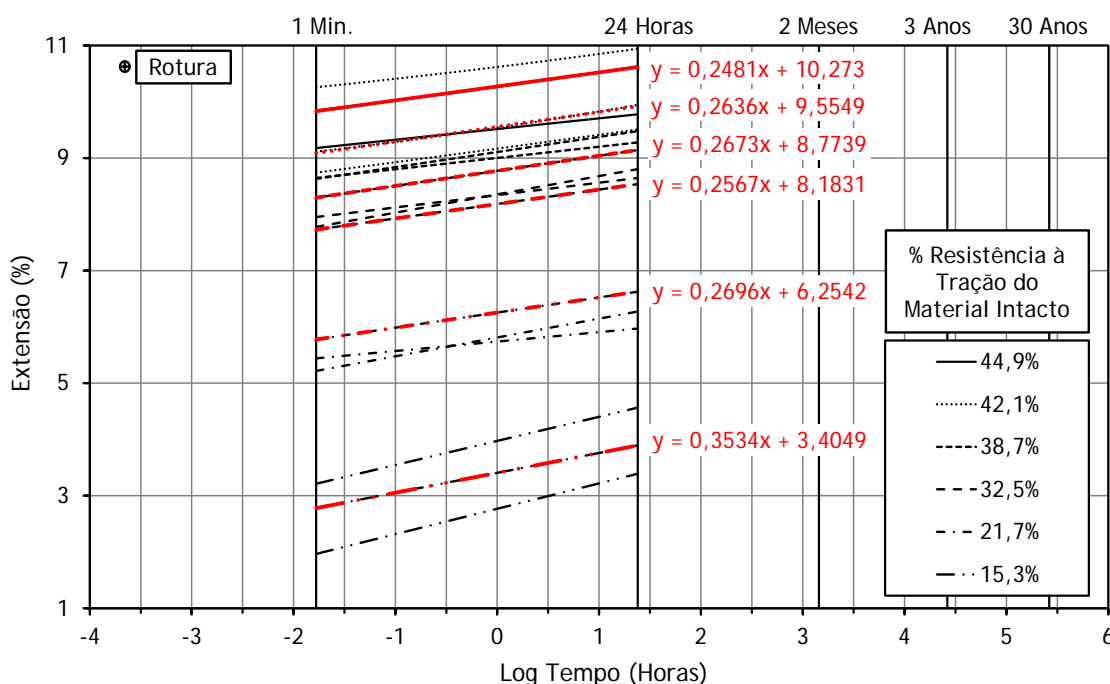


Figura 7.23 - Razão de deformação no intervalo de tempo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT após DDI em campo com o Solo 1a e EC1.

7.3.3.3 Material danificado em campo com o Solo 2 e EC1

Na Figura 7.24 estão representados os resultados obtidos nos ensaios de fluência de 13 provetes (dois deles com o ensaio ainda a decorrer em maio de 2011) da geogrelha GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC1. A carga aplicada a cada provete está também indicada na figura como

percentagem de resistência à tração do geossintético intacto. Em alguns casos para cada percentagem de carga foram ensaiados vários provetes.

Também neste caso a dispersão dos resultados é maior do que no material intacto. Todos os provetes com os níveis de carga mais elevados (para 61,6%, 55,6% e 50,3% da resistência à tração do material intacto) sofreram rotura. A rotura do provete com mais tempo em ensaio deu-se ao fim de 8367,58 horas (cerca de 349 dias). Dos dois ensaios que ainda se encontravam em curso, o que tinha tempo de ensaio mais longo (cerca 32666 horas, isto é, cerca de 1361 dias ou 3,73 anos) estava sob a carga aplicada de 15,5% da resistência à tração do material intacto. Os restantes provetes que não sofreram rotura estiveram praticamente 3 anos em ensaio.

Da observação dos resultados é possível concluir que o comportamento em fluência dos provetes é linear em função da escala logarítmica do tempo, ou seja, a razão de deformação em função da mesma escala é constante. No entanto na maioria dos provetes que sofrem rotura a razão de deformação aumenta imediatamente antes de esta rotura acontecer, o que permite prevê-la.

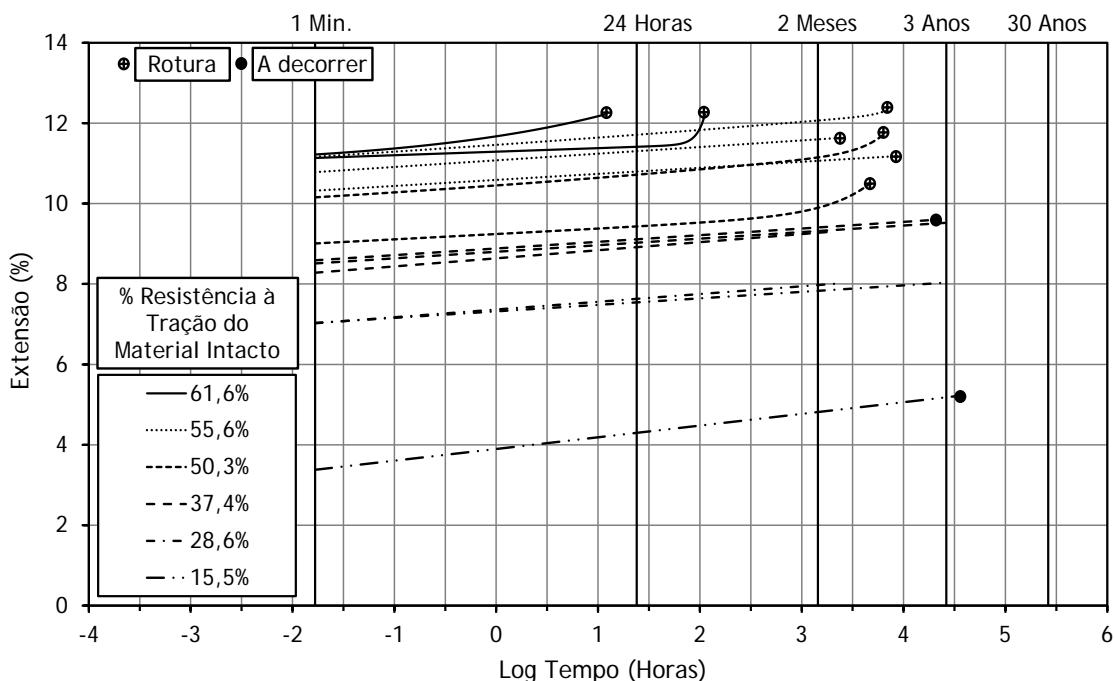


Figura 7.24 - Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC1.

No Quadro 7.16 apresenta-se a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes considerados. A Figura 7.25 mostra as curvas de regressão linear que possibilitam a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes.

Os resultados evidenciam a tendência já observada para o mesmo material. O aumento da extensão para 1 minuto de ensaio com o aumento do nível de carga aplicada ao provete é claro. A razão de deformação na escala logarítmica do tempo é pouco variável com o nível de carga aplicada ao provete. Tal como para os provetes danificados em campo com o Solo 1a e EC1, o maior valor para razão de deformação é nos provetes com menor carga aplicada, neste caso 15,5% da resistência à tração.

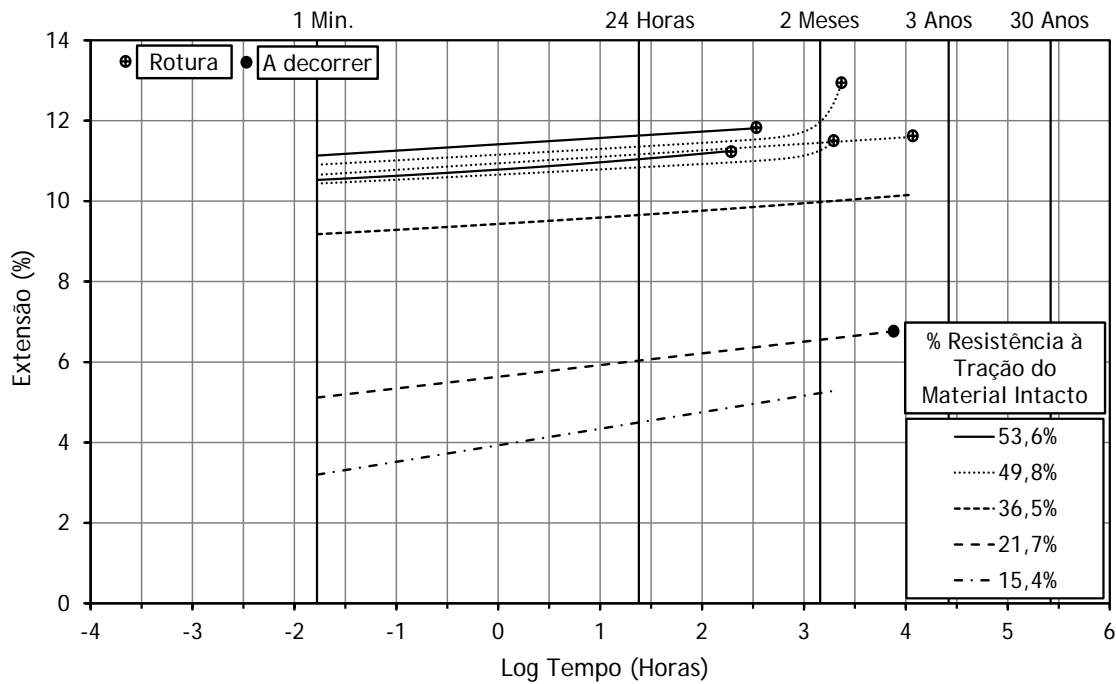


Figura 7.26 - Curvas de fluência obtidas para a GGT danificada em campo com o Solo 2 e EC2.

O Quadro 7.17 apresenta a extensão, em percentagem, calculada após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes considerados. Na Figura 7.27 estão representadas as curvas de regressão linear que permitem a determinação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo para os diferentes provetes.

Mais uma vez, os resultados ilustram a tendência já observada para os provetes analisados do mesmo material. O aumento da extensão para 1 minuto de ensaio com o aumento do nível de carga aplicada ao provete. A razão de deformação na escala logarítmica do tempo pouco variável com a alteração do nível de carga aplicada ao provete. Tal como para os provetes danificados em campo com o Solo 1a e Solo 2 com EC1, o maior valor para razão de deformação verifica-se para os provetes com menor nível de carga aplicada (15,4% da resistência à tração).

Quadro 7.17 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.

% resistência à tração do material intacto	% de extensão após 1 minuto de ensaio	Razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo
53,6	10,8308	0,1578
49,8	10,6668	0,1617
36,5	9,1781	0,1511
21,7	5,1172	0,2908
15,4	3,1992	0,4104

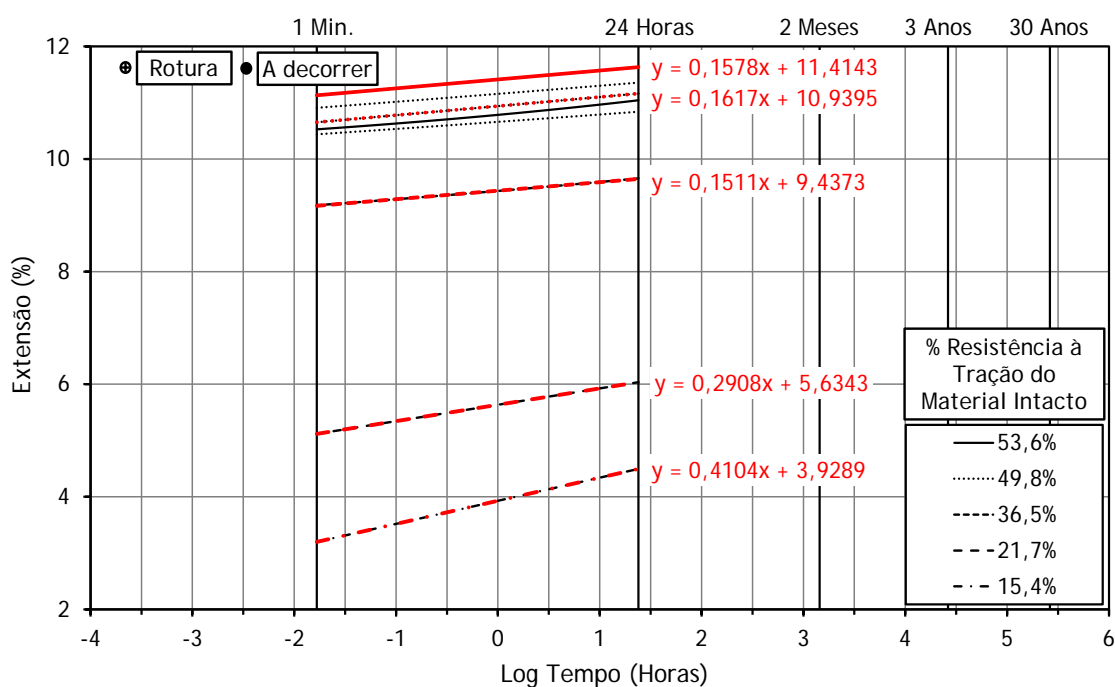


Figura 7.27 - Razão de deformação no intervalo de 1 minuto a 24 horas de ensaio, GGT após DDI em campo com o Solo 2 e EC2.

7.3.3.5 Considerações gerais

O Quadro 7.18 mostra a extensão, em percentagem, após 1 minuto de ensaio e a razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo referente aos diferentes tipos de amostras do geossintético GGT. Tal como no caso do geossintético GTX, a informação no quadro foi agrupada de modo a que os parâmetros em análise possam ser comparados entre os diferentes tipos de provetes estudados (intactos e danificados). A informação do quadro está também representada na Figura 7.28.

Tal como já tinha sido verificado para o geossintético GTX, a extensão após 1 minuto de ensaio é semelhante para os provetes intactos e danificados em campo desde que estejam sob idênticos níveis de carga. Como já referido ao longo da análise dos diferentes tipos de provetes estudados, a extensão após 1 minuto aumenta com o nível de carga aplicada ao provete. Este aumento não é linear em função desse nível de carga.

No geossintético GGT, a variação da razão de deformação na escala logarítmica do tempo com o aumento do nível de carga aplicada é distinta da observada para o geossintético GTX, onde o parâmetro aumenta com o aumento do nível de carga aplicada. Para o geossintético GGT verifica-se que a razão de deformação é maior nos provetes com níveis de carga mais baixos e vai diminuindo com o aumento da carga aplicada ao provete (ver Figura 7.28).

Tal como para o geossintético GTX, a razão de deformação para o geossintético GGT tende a aumentar nos materiais danificados com o Solo 1a, sendo este o solo que maior danificação induz ao geossintético a curto prazo [Pinho-Lopes (2004)]. Relativamente ao material danificado com o Solo 2, as diferenças de comportamento em relação ao material intacto são praticamente inexistentes.

Quadro 7.18 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GGT.

% resistência à tração do material intacto	Intactos	DDI Solo 2 EC1	DDI Solo 2 EC2	DDI Solo 1a EC1	% de extensão após 1 minuto de ensaio
≈68	11,6196	*	*	*	
≈61	11,5459	11,1788	*	*	
≈55	*	10,7579	10,8308	*	
≈50	9,7932	9,5825	10,6668	*	
≈45	*	*	*	9,5125	
≈42	*	*	*	9,3715	
≈37	*	8,4612	9,1781	8,5250	
≈33	7,8427	*	*	7,8191	
≈29	*	7,0263	*	*	
≈21	4,7913	*	5,1172	5,4772	
≈15	*	3,3767	3,1992	2,6512	
≈68	0,2188	*	*	*	
≈61	0,2178	0,1732	*	*	
≈55	*	0,1651	0,1578	*	
≈50	0,1298	0,1783	0,1617	*	
≈45	*	*	*	0,2481	
≈42	*	*	*	0,2636	
≈37	*	0,1631	0,1511	0,2673	
≈33	0,2080	*	*	0,2567	
≈29	*	0,1927	*	*	
≈21	0,2666	*	0,2908	0,2696	
≈15	*	0,2914	0,4104	0,3534	

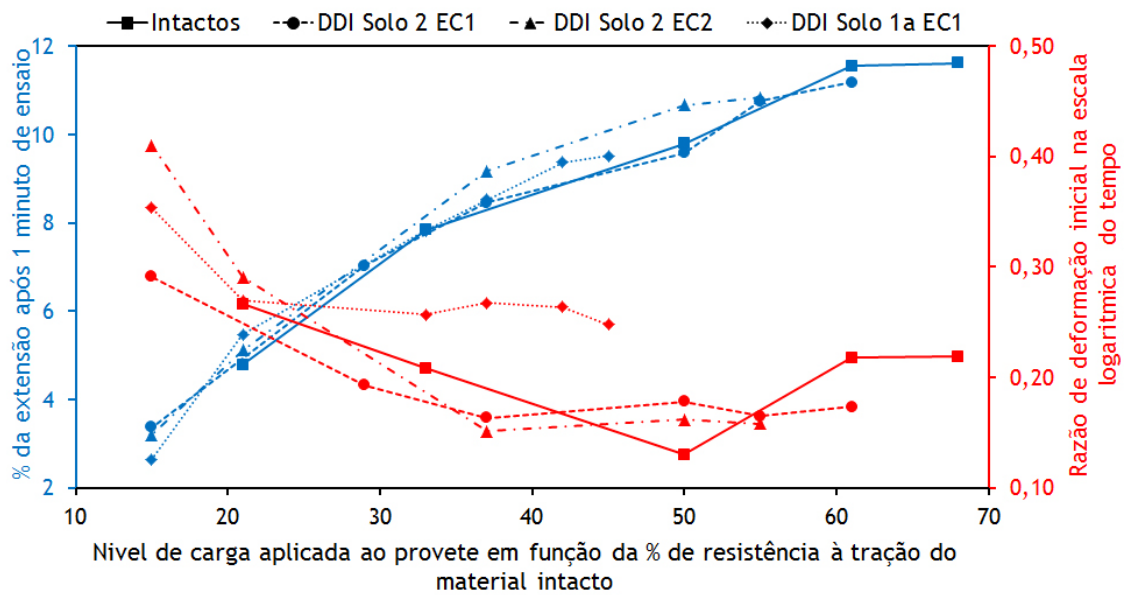


Figura 7.28 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio e razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do GGT.

7.3.4 Comparação dos resultados

Há diferenças no comportamento à fluência dos dois materiais estudados. A mais relevante tem a ver com a razão de deformação que o material sofre ao longo do tempo. Para o geossintético GGT esta propriedade é constante ao longo do tempo, aumentando apenas em alguns provetes que sofreram rotura e imediatamente antes de esta acontecer. Pelo contrário, o geossintético GTX apresenta uma razão de deformação variável na escala logarítmica do tempo, esta aumenta com o tempo de ensaio e é mais evidente nos provetes sujeitos a níveis de carga mais elevados. Para este geossintético pode-se afirmar que há uma indicação de que a rotura está prestes a ocorrer, já que a razão de deformação aumenta seriamente antes de esta acontecer.

As diferenças no comportamento em fluência para dois geossintéticos, antes e após indução da danificação devida aos processos de instalação, são residuais. A razão de deformação inicial na escala logarítmica do tempo tende a ser maior nos materiais danificados com o Solo 1a (solo que maior danificação induz ao geossintético a curto prazo). Para os restantes provetes danificados as diferenças em relação ao material intacto são muito pequenas (ver Figura 7.29).

Na Figura 7.29 é possível observar ainda que o comportamento dos dois geossintéticos é distinto, no que se refere à relação entre a razão de deformação inicial com a variação do nível de carga aplicada ao provete. Enquanto no geossintético GGT há uma redução (ainda que pequena) da razão de deformação com o aumento do nível de carga aplicado, no geossintético GTX estes dois parâmetros estão diretamente relacionados, com o aumento da carga.

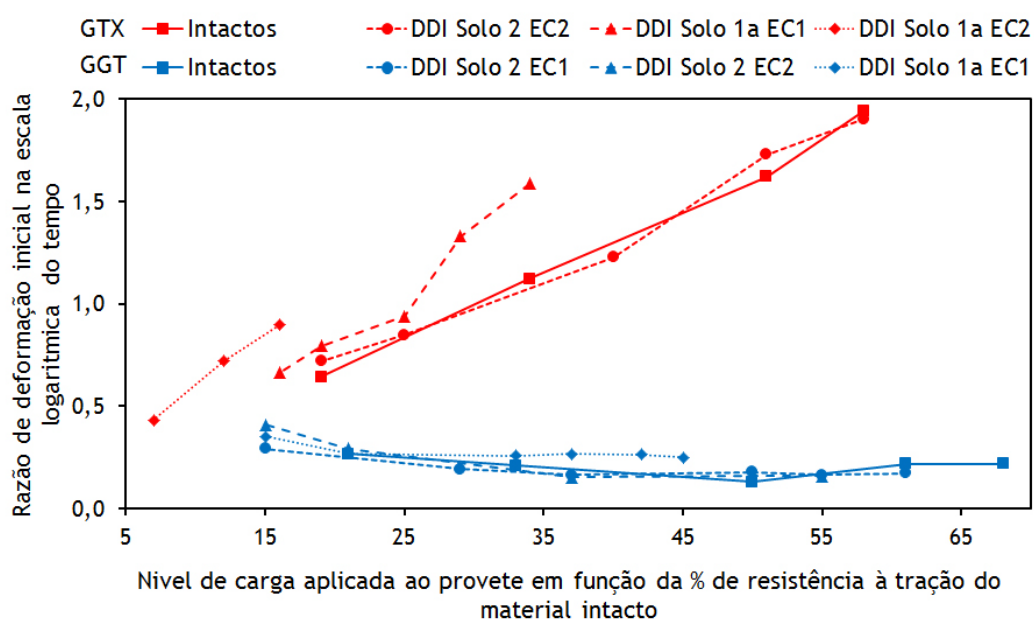


Figura 7.29 - Razão de deformação inicial para os diferentes tipos de amostras do geossintético GTX e GGT.

Para os dois geossintéticos a extensão após 1 minuto de ensaio aumenta com o nível de carga aplicado ao provete. Esta relação é mais acentuada no geossintético GGT do que no GTX (ver Figura 7.30). Mais uma vez, para esta característica não há grande distinção entre os provetes intactos e os provetes danificados em campo dos dois geossintéticos considerados no estudo.

É perceptível a diferente resposta dos dois geossintéticos à fluência, não havendo um comportamento padrão, ou singular, para esta propriedade. No entanto, é necessário realizar mais ensaios e para períodos ainda mais longo para consolidar as conclusões aqui obtidas.

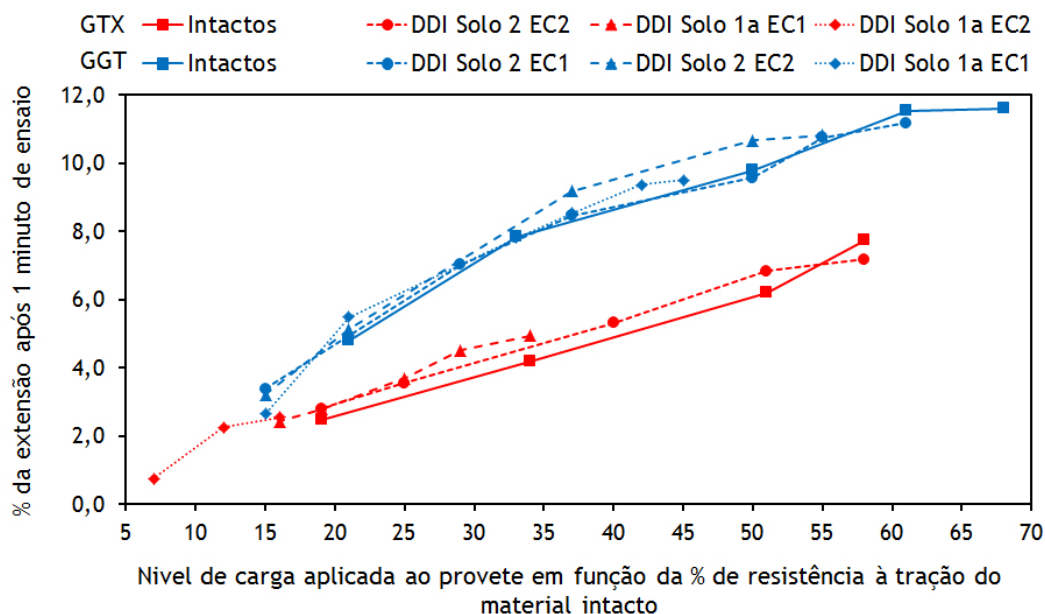


Figura 7.30 - Extensão em (%) após 1 minuto de ensaio para os diferentes tipos de amostras do GTX e GGT.

7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo estudou-se o efeito da danificação durante a instalação no comportamento mecânico de longo prazo de dois geossintéticos estudados neste trabalho, um geotêxtil tecido em polipropileno e uma geogrelha tecida em poliéster. A caracterização da danificação no comportamento mecânico foi estudada através de ensaios de rotura em fluência e de fluência. Com base nos resultados obtidos é possível concluir:

- O efeito da rotura em fluência nos vários tipos de amostra é claro, já que em todas elas se verifica uma tendência para obter tempos de vida inferior para cargas mais elevadas. Entre os materiais danificados o efeito da rotura em fluência é menor no material com maior grau de danificação a curto prazo.

- Nos ensaios de fluência, as deformações associadas a níveis de carga mais elevados são mais significativas. Alguns provetes após DDI e para níveis de carga elevados sofrem rotura durante os ensaios de fluência. A razão de deformação nos provetes do geossintético GTX aumenta antes da rotura, ou seja, há indicação de que a rotura do provete está prestes a ocorrer. Nos provetes do geossintético GGT a razão de deformação não aumenta antes da rotura, o que torna praticamente impossível prever a rotura do material. A dispersão dos resultados é grande, principalmente nos provetes danificados com o material granular que maior danificação a curto prazo provoca nos geossintéticos em estudo, o "tout-venant" - Solo 1a.

É importante salientar que há ainda ensaios que se encontram a decorrer que permitirão confirmar (ou não) as tendências observadas e referidas neste trabalho.

No capítulo seguinte são definidos os coeficientes de redução a aplicar com base nos resultados disponíveis.

8 COEFICIENTES DE REDUÇÃO A USAR NO DIMENSIONAMENTO

8.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados. Estes coeficientes foram determinados a partir dos resultados das campanhas de ensaios realizados.

Assim, referem-se os efeitos da DDI de geossintéticos, da rotura em fluência destes materiais e do comportamento mecânico das interfaces solo-geossintético, em particular, do comportamento ao arranque e em corte em plano inclinado.

São apresentados os coeficientes de redução tendo em conta um eventual efeito sinérgico da danificação durante a instalação em obras destes materiais e da sua rotura em fluência.

Os coeficientes determinados são discutidos, bem como a influência de alguns parâmetros nos seus valores, nomeadamente: a resistência nominal do geossintético, o tipo de geossintético, o tipo de solo em contacto com o geossintético e a energia de compactação.

8.2 COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA A RESISTÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE ARRANQUE

8.2.1 Definição do coeficiente de redução

O coeficiente de redução a aplicar para considerar os efeitos da danificação durante a instalação em obra dos geossintéticos ($CR_{DDI,AR}$) quando o geossintético sofre arranque é determinado comparando a resistência ao arranque do material intacto ($R_{AR,ref}$) com a resistência ao arranque do material submetido aos procedimentos de instalação em obra ($R_{AR,DDI}$), Equação (8.1).

$$CR_{DDI,AR} = \frac{R_{AR,ref}}{R_{AR,DDI}} \quad (8.1)$$

São também apresentados os valores dos coeficientes de redução para o deslocamento frontal correspondente ao máximo valor da força de arranque [Equação (8.2)].

$$CR_{DDI,Des} = \frac{D_{AR,ref}}{D_{AR,DDI}} \quad (8.2)$$

onde o ($D_{AR,ref}$) é o deslocamento frontal para a força máxima de arranque do material intacto e ($D_{AR,DDI}$) é o mesmo parâmetro mas correspondente ao material danificado em obra.

8.2.2 Coeficiente de redução para a resistência ao arranque após DDI

No Quadro 8.1 apresentam-se os valores dos coeficientes de redução a aplicar à resistência ao arranque ($CR_{DDI,Ar}$) e ao deslocamento frontal correspondente ($CR_{DDI,Des}$).

Dado que o tipo de rotura observado na maioria dos provetes não foi de arranque, no quadro inclui-se essa informação, bem como o número de provetes ensaiados.

Quadro 8.1 - Coeficientes de redução para o comportamento ao arranque dos geossintéticos estudados.

		CR _{DDI,AR}	CR _{DDI,Des}	Nº de provetes (intactos + DDI)	Tipo de rotura
GTX	Solo 1a - EC1	1,42	1,18	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	2,62	2,18	3+3	Tração
GGT	Solo 1a - EC1	1,66	1,01	3+2	Tração
	Solo 1a - EC2	2,38	1,63	3+3	Tração
GGE1	Solo 1a - EC1	1,03	1,11	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	1,09	1,06	3+3	Tração
GGE2	Solo 1a - EC1	0,92	1,00	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	1,03	1,17	3+3	Tração
GC1	Solo 1a - EC1	1,02	1,12	3+3	Arranque
	Solo 1a - EC2	1,01	0,97	3+3	Arranque
GGEu	Solo 1b - EC1	1,04	1,00	3+3	Tração
	Solo 1b - EC2	1,03	0,92	3+3	Arranque com Tração

O efeito da DDI induzida em campo com o Solo 1 na resistência ao arranque do GGEu, GC1, GGE2 e GGE1 é pouco evidente, como já referido no Capítulo 5. De facto os valores determinados para o coeficiente de segurança a aplicar à força de arranque do material intacto para atender ao efeito da DDI nesta grandeza variam 0,92 e 1,09. É preciso ressaltar que na maioria dos casos não ocorreu rotura por arranque mas sim rotura por tração, pelo que a resistência ao arranque deve ser mais elevada do que o valor registado. No quadro são apresentados valores inferiores a 1,00 para o coeficiente de redução, no entanto, o valor mínimo a utilizar é 1,00.

No que se refere ao deslocamento frontal, os valores dos coeficientes de redução correspondentes variam entre 0,92 e 1,17 para os mesmos geossintéticos, GGEu, GC1, GGE2 e GGE1. Neste caso, as alterações observadas entre os provetes intactos e após danificação durante os processos de instalação também são pouco significativas.

Os dois geossintéticos que apresentam alterações mais significativas após a DDI induzida em campo são o geotêxtil tecido em polipropileno, GTX, e a geogrelha tecida em poliéster, GGT. O coeficiente de redução para a resistência ao arranque após DDI em campo varia entre 1,42 e 2,62 para o geossintético GTX e entre 1,66 e 2,38 para o geossintético GGT. O maior valor do coeficiente de redução corresponde aos provetes danificados em campo com energia de compactação EC2, o que traduz a maior agressividade desta energia de compactação na DDI em campo.

Para finalizar, refira-se que os coeficientes de redução para a resistência ao arranque após DDI em campo refletem a influência dos fatores já mencionados no Capítulo 5.

8.2.3 Comparação dos coeficientes de redução com os resultados obtidos por outros autores

No Capítulo 5 foi feita uma análise comparativa dos resultados obtidos neste trabalho com os resultados publicados por Pinho-Lopes (2004) considerando os mesmos geossintéticos mas danificados com o Solo 2 e com energias de compactação EC1 e EC2. Neste sentido, achou-se conveniente apresentar aqui os coeficientes de redução publicados por Pinho-Lopes (2004) e compará-los com os coeficientes de redução obtidos neste trabalho.

Como já referido no Capítulo 5, há diferenças nos ensaios de arranque realizados neste trabalho e os realizados por Pinho-Lopes (2004). No presente trabalho foram realizados ensaios de arranque

com um índice de compacidade do solo de 50% e a uma tensão de confinamento de 25kPa. Nos ensaios de arranque realizados por Pinho-Lopes (2004) usou-se o mesmo índice de compacidade do solo, no entanto, a tensão normal ao nível do geossintético era de 50kPa.

No Quadro 8.2 são apresentados os valores dos coeficientes de redução obtidos para a resistência ao arranque e para o deslocamento frontal. É ainda apresentada informação relativa ao tipo de rotura observado, bem como o número de provetes ensaiados. Não são apresentados os resultados dos coeficientes de redução correspondentes ao geossintético GGEu uma vez que este material não foi danificado em campo com o Solo 2.

Quadro 8.2 - Coeficientes de redução para o comportamento ao arranque dos geossintéticos estudados, comparação com os resultados de Pinho-Lopes (2004).

		CR _{DDI,AR}	CR _{DDI,Des}	Nº de provetes (intactos + DDI)	Tipo de rotura
GGE1	Solo 1a - EC1	1,03	1,11	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	1,09	1,06	3+3	Tração
	Solo 2 - EC1	1,01	0,99	4+3	Arranque e Tração
	Solo 2 - EC2	1,07	1,06	4+4	Arranque e Tração
GGE2	Solo 1a - EC1	0,92	1,00	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	1,03	1,17	3+3	Tração
	Solo 2 - EC1	0,97	0,99	4+3	Tração
	Solo 2 - EC2	0,97	1,00	4+4	Tração
GTX	Solo 1a - EC1	1,42	1,18	3+3	Tração
	Solo 1a - EC2	2,62	2,18	3+3	Tração
	Solo 2 - EC1	*	*	*	*
	Solo 2 - EC2	1,10	0,95	3+3	Arranque
GGT	Solo 1a - EC1	1,66	1,01	3+2	Tração
	Solo 1a - EC2	2,38	1,63	3+3	Tração
	Solo 2 - EC1	0,95	0,97	4+4	Arranque
	Solo 2 - EC2	1,01	0,95	4+5	Arranque
GC1	Solo 1a - EC1	1,02	1,12	3+3	Arranque
	Solo 1a - EC2	1,01	0,97	3+3	Arranque
	Solo 2 - EC1	0,97	0,97	4+3	Arranque
	Solo 2 - EC2	0,98	1,02	4+3	Arranque

* - não foi possível calcular, ensaios não realizados

O efeito da DDI induzida em campo com o Solo 2 na força de arranque máxima dos diferentes geossintéticos considerados é pouco evidente. De facto, os valores determinados para o coeficiente de redução a aplicar à resistência ao arranque do material intacto para atender ao efeito da DDI nesta grandeza variam entre 0,95 e 1,10. No que se refere ao deslocamento frontal, os valores do coeficiente de segurança parcial correspondente variam entre 0,95 e 1,06. Assim, os resultados encontrados parecem indicar que o efeito da DDI induzida com o Solo 2 é pouco significativo em termos do comportamento dos geossintéticos ao arranque, Pinho-Lopes (2004).

Tal como foi referido no Capítulo 5, para o geossintético GTX e GGT, a danificação induzida com o Solo 1 é mais severa do que a induzida pelo Solo 2, traduzida no Quadro 8.2 por coeficientes de redução mais elevados correspondentes à danificação com o Solo 1 (cerca de 2 vezes maiores do que os correspondentes à danificação em campo com o Solo 2). Para os restantes geossintéticos

também há um aumento do coeficiente de redução quando o solo utilizado na danificação em campo é o Solo 1, no entanto a diferença é bastante menos significativa do que para os geossintéticos GTX e GGT.

8.3 COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA A RESISTÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO - ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

8.3.1 Definição do coeficiente de redução

O coeficiente de redução a aplicar para considerar os efeitos da danificação durante a instalação em obra dos geossintéticos ($CR_{DDI,CPI}$) quando estes materiais sofrem corte em plano inclinado é determinado comparando o ângulo de atrito da interface solo-geossintético do material intacto ($\phi_{CPI,ref}$) com o ângulo de atrito da interface solo-geossintético do material submetido aos procedimentos de instalação em obra ($\phi_{CPI,DDI}$) recorrendo aos resultados dos ensaios de corte em plano inclinado (Equação (8.3)).

$$CR_{DDI,CPI} = \frac{\phi_{CPI,ref}}{\phi_{CPI,DDI}} \quad (8.3)$$

8.3.2 Coeficiente de redução para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado

O Quadro 8.3 apresenta, Para os geossintéticos estudados, os coeficientes de redução a aplicar ao ângulo de atrito na interface solo-geossintético quando o geossintético sofre rotura em corte em plano inclinado.

Quadro 8.3 - Coeficientes de redução para o comportamento ao corte em plano inclinado dos geossintéticos estudados.

		CR _{DDI,CPI}	
GTX	Solo 1a	EC1	1,08
		EC2	1,09
	Solo 2	EC1	*
		EC2	1,03
GGT	Solo 1a	EC1	1,00
		EC2	0,99
	Solo 2	EC1	1,01
		EC2	1,02

Da análise do quadro, e como já referido no Capítulo 6, após a DDI induzida em campo as alterações observadas no comportamento da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado não são muito significativas. Os valores obtidos para o coeficiente de redução a aplicar ao ângulo de atrito na interface solo-geossintético em corte em plano inclinado variam entre 0,99 e 1,09. Como já foi salientado anteriormente, o valor mínimo a utilizar em dimensionamento para este coeficiente é de 1,00.

Os maiores valores do coeficiente de redução aplicam-se ao geossintético GTX, que por sua vez é o geossintético que também apresenta maiores coeficientes de redução a aplicar ao comportamento ao arranque após DDI. Para a geogrelha tecida GGT, os valores dos coeficientes de redução traduzem a praticamente nula influência da DDI induzida em campo no comportamento da interface solo-geossintético em corte em plano inclinado.

8.4 COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LONGO PRAZO - ROTURA EM FLUÊNCIA

8.4.1 Definição do coeficiente de redução

As normas europeias para o dimensionamento de obras com geossintéticos usam diferentes coeficientes de redução para considerar cada uma das ações estudadas, a DDI e a rotura em fluência e, posteriormente, sobrepõem esses dois mecanismos. Tradicionalmente essa sobreposição é feita multiplicando os coeficientes de redução para a DDI e para a rotura em fluência.

Em geral, nomeadamente para aplicações em que os geossintéticos exercem a função de reforço, o coeficiente de redução para ter em conta os efeitos da DDI é determinado através da resistência à tração destes materiais. Assim, para determinar os coeficientes de redução devido à DDI, CR_{DDI} , utiliza-se a Equação (8.4):

$$CR_{DDI} = \frac{R_{t,ref}}{R_{t,DDI}} \quad (8.4)$$

em que, $R_{t,ref}$ é a resistência à tração do material intacto e, $R_{t,DDI}$, é a resistência à tração do material danificado. Estes coeficientes de redução foram publicados por Pinho-Lopes (2004) para os vários geossintéticos estudados neste trabalho.

A determinação do coeficiente de redução devido à rotura em fluência, $CR_{Fluência}$, é feita pela seguinte equação:

$$CR_{Fluência} = \frac{R_{1min,ref}}{R_{30anos,ref}} \quad (8.5)$$

onde, $R_{1min,ref}$ é a carga de rotura após 1 minuto do material de referência e $R_{30anos,ref}$ é a carga de rotura no fim do tempo de serviço do material. Em muitos casos o tempo de serviço do material é de 100 ou mesmo 120 anos, no entanto neste trabalho utilizou-se um tempo de vida de serviço mais curto (30 anos).

O tempo de serviço de 30 anos foi selecionado principalmente por duas razões: 1) este tempo de serviço é mais longo do que o correspondente à garantia de durabilidade assegurada por ensaios simples (25 anos), de acordo com a Comissão Europeia de Normalização (CEN); 2) é um tempo de serviço suficientemente longo, mas que permite realizar extrapolações com alguma confiança recorrendo aos resultados disponíveis.

O coeficiente de redução para o efeito conjunto da DDI e da rotura em fluência pelo método tradicional, $CR_{Fluência,DDI,Trad}$ (sobreposição do efeito de rotura em fluência e DDI considerados separadamente) é obtido através da multiplicação dos coeficientes de redução para a DDI, CR_{DDI} , e para a rotura em fluência, $CR_{Fluência}$ (Equação (8.6)).

$$CR_{Fluência,DDI,Trad} = CR_{DDI} \times CR_{Fluência} \quad (8.6)$$

Esta abordagem apenas implica a realização de ensaios de rotura em fluência de amostras intactas de um dado geossintético, já que os efeitos da DDI são determinados a partir de ensaios mecânicos de curto prazo (tração).

Neste trabalho, realizaram-se ensaios de rotura em fluência do material submetido a DDI para averiguar a possibilidade de existir alguma sinergia entre estes dois fenómenos, ou seja, se o seu efeito simultâneo num dado material é diferente da sobreposição dos efeitos dos dois, quando considerados separadamente.

Assim, de acordo com o proposto por Pinho-Lopes (2004), para ter em conta o efeito combinado destes dois fenómenos, determina-se o coeficiente de redução pela Equação (8.7), em que $R_{1min,ref}$ é a carga de rotura após 1 minuto do material de referência e $R_{30anos,DDI}$ é a carga de rotura no fim do tempo de serviço do material danificado (neste caso, 30 anos):

$$CR_{Fluência,DDI} = \frac{R_{1min,ref}}{R_{30anos,DDI}} \quad (8.7)$$

Nas secções seguintes são apresentados e discutidos os valores obtidos para os diferentes geossintéticos estudados. Incluem-se ainda os valores dos vários coeficientes de redução determinados para os diferentes tipos de amostras de cada um dos geossintéticos considerados.

Note-se que, através dos resultados dos ensaios de rotura em fluência também é possível definir um valor para o CR_{DDI} , comparando os valores da carga correspondentes à rotura após 1 minuto de ensaio das amostras intactas e das amostras danificadas (Equação (8.8)).

$$CR_{DDI} = \frac{R_{1min,ref}}{R_{1min,DDI}} \quad (8.8)$$

Os valores determinados pela Equação (8.8) serão apresentados, bem como os obtidos diretamente dos ensaios de tração com amostras intactas e danificadas (Equação (8.4)) publicados por Pinho-Lopes (2004). Verifica-se a existência de diferenças entre os valores obtidos pelas duas metodologias, que se devem, essencialmente, a questões técnicas, associadas aos procedimentos dos dois ensaios.

Refira-se ainda que se considera aconselhável recorrer aos resultados obtidos através da Equação (8.4), isto é, após a realização de ensaios de tração. Na base desta opção está a utilização de provetes de largura de 0,20m nesses ensaios, enquanto nos ensaios de rotura em fluência se utilizaram provetes com 0,10 m de largura. Além disso, é natural que os resultados dos ensaios de rotura em fluência apresentem uma dispersão mais significativa do que os resultados dos ensaios de tração, o que aumenta a confiança na utilização destes últimos.

8.4.2 Coeficiente de redução para a danificação durante a instalação em obra de geossintéticos e rotura em fluência

8.4.2.1 Geossintético GTX

Os coeficientes de redução determinados para o geossintético GTX são apresentados no Quadro 8.4.

Quadro 8.4 - Coeficientes de redução para o geossintético GTX.

Geossintético GTX	Ensaio de Tração	Ensaio de Rotura em Fluência		Abordagem Tradicional		Nova Abordagem	
				Ensaio de Tração	Ensaio de Rotura em Fluência		
	CR _{DDI}	CR _{DDI}	CR _{Fluência}	CR _{Fluência,DDI,Trad}	CR _{Fluência,DDI,Trad}	CR _{Fluência,DDI}	R ²
Intacto	-	-	1,75	-	-	1,75	0,945
DDI Solo1-EC1	1,77	1,94	2,26	3,10	3,39	4,39	0,621
DDI Solo1-EC2	2,94	3,43	3,27	5,14	6,00	11,25	0,602
DDI Solo2-EC2	1,10	1,14	1,80	1,93	2,00	2,06	0,693

O coeficiente de segurança para a fluência das amostras intactas do geossintético GTX é de 1,75. Como se pode observar, a dispersão de resultados é bastante baixa, já que a aproximação linear aos resultados tem um coeficiente de determinação linear de 0,945.

Até ao momento da realização deste trabalho não foi possível realizar ensaios de rotura em fluência com todos os tipos de amostras do GTX, tendo-se apresentado os resultados correspondentes aos provetes intactos e danificados com o Solo 1 para as duas energias de compactação e danificados com o Solo 2 e EC2.

Os ensaios de rotura em fluência conduzem a valores de CR_{DDI} um pouco mais elevados do que os obtidos diretamente através dos ensaios de tração (ver Quadro 8.4). Uma vez mais, é de salientar que estas diferenças devem-se, essencialmente, a questões técnicas, associadas aos procedimentos de ensaio. As velocidades de ensaio, larguras do provete ensaiado e tipos de pegas usadas são distintas no ensaio de tração e no ensaio de rotura em fluência.

No que refere aos resultados de longo prazo (neste caso para 30 anos de serviço), verifica-se que os coeficientes de redução para a fluência podem ser significativos. Pela abordagem tradicional a redução de resistência combinada da DDI e da rotura em fluência está compreendida entre 1,93 (DDI em campo, Solo 2 e EC 2) e 5,14 (DDI em campo, Solo 1 e EC 1). Este último valor corresponde aos provetes em que o efeito da DDI é mais significativo. O coeficiente de redução para o efeito conjunto da DDI e rotura em fluência obtido pela abordagem tradicional é maior quando são utilizados os resultados dos ensaios de fluência do que quando se consideram os resultados dos ensaios de tração. No entanto, para comparação com os resultados dos coeficientes de redução obtidos pela nova abordagem, são utilizados, pelas razões já referidas atrás, os coeficientes de redução obtidos pelos ensaios de tração.

Pela nova abordagem os coeficientes de redução para o efeito combinado da DDI e da rotura em fluência apresentam valores mais altos, variando entre 2,06 e 11,25 para as mesmas condições referidas no parágrafo anterior.

Ao considerar estes resultados é necessário referir que a dispersão de resultados observada é bastante importante. De facto o coeficiente de regressão linear, R², varia entre 0,602 e 0,693. O primeiro valor corresponde ao coeficiente de redução mais elevado (11,25, após DDI em campo, Solo 1 e EC2), ou seja, nas amostras em que o efeito da DDI é mais significativo. O valor mais elevado corresponde ao coeficiente de redução mais baixo, obtido para as amostras danificadas em campo com Solo 2 e EC2.

Após esta análise e comparando os valores do coeficiente de redução para atender ao efeito combinado da DDI e da fluência obtidos através das duas abordagens referidas, verifica-se que a abordagem tradicional é pouco conservativa, já que para todos os provetes danificados, o coeficiente de redução combinado é inferior ao obtido através na nova abordagem. O coeficiente de

redução para os provetes danificados em campo com o Solo 1 e EC2 tende a ser cerca de 54% inferior quando calculado pelo método tradicional. A redução é cerca de 29% e 6% nos provetes danificado com o Solo 1-EC1 e Solo 2-EC2, respetivamente. Assim, verifica-se que para as condições referidas a utilização da abordagem tradicional conduz a subdimensionamento deste geossintético.

De notar que este material já foi alvo de estudo por Pinho-Lopes (2004), a qual concluiu que os valores dos coeficientes de redução para atender ao efeito combinado da DDI e da fluência obtidos através da metodologia tradicional apresentam um sobredimensionamento do geossintético em cerca de 9% após DDI em campo com o Solo 2 e EC2. Para amostras danificadas em laboratório o sobredimensionamento é cerca de 26%. Porém, os resultados publicados pela autora apresentam uma dispersão bastante importante e não consideram intervalos de tempo significativos. Torna-se assim claro que extrapolações credíveis exigem resultados de ensaios suficientes para tempos de serviços longos.

8.4.2.2 Geossintético GGT

Os coeficientes de redução determinados para o geossintético GGT são apresentados no Quadro 8.5.

Quadro 8.5 - Coeficientes de redução determinados para o GGT.

Geossintético GGT	Ensaio de Tração	Ensaio de Rotura em Fluência		Abordagem Tradicional		Nova Abordagem	
				Ensaio de Tração	Ensaio de Rotura em Fluência		
	CR _{DDI}	CR _{DDI}	CR _{Fluência}	CR _{Fluência,DDI,Trad}	CR _{Fluência,DDI,Trad}	CR _{Fluência,DDI}	R ²
Inatcto	-	-	1,47	-	-	1,47	0,939
DDI Solo1-EC1	1,60	1,74	1,24	2,36	2,56	2,15	0,532
DDI Solo2-EC1	1,29	1,25	1,49	1,90	1,83	1,85	0,888
DDI Solo2-EC2	1,34	1,30	1,54	1,97	1,92	2,00	0,899

A geogrelha GGT, em PET, exhibe um coeficiente de redução para a fluência de 1,47. Este valor refere-se a resultados com dispersão relativamente baixa, apresentando um coeficiente de determinação linear (R²) superior a 0,90. De referir, mais uma vez, que o ensaio mais longo é de cerca de 2300 horas e corresponde às amostras intactas, o que permite realizar extrapolações com maior confiança, embora a situação ideal seja para períodos de ensaios ainda maiores.

No que se refere aos efeitos da DDI (de curto prazo), não há uma tendência clara no que se refere à relação entre os resultados obtidos nos ensaios de rotura em fluência e nos resultados dos ensaios de tração. De referir que a dispersão dos resultados dos ensaios de rotura em fluência para as amostras danificadas em campo, não é muito significativa (à exceção das amostras danificadas em campo com o Solo 1 e EC1, situação mais gravosa em termos de danificação do geossintético).

Tal como aconteceu com o geossintético GTX, até ao momento da realização deste trabalho não foi possível realizar ensaios de rotura em fluência com todos os tipos de amostras do geossintético GGT, tendo-se apresentado os resultados correspondentes aos provetes intactos e danificados com o Solo 1 e EC1 e e danificados com o Solo 2 para as duas energias de compactação (EC1 e EC2).

Os efeitos combinados da DDI e da rotura em fluência podem ser importantes. Pela abordagem tradicional a redução de resistência combinada devido à DDI e à rotura em fluência está compreendida entre 1,90 (DDI em campo com o Solo 2 e EC 1) e 2,36 (DDI em campo com o Solo 2 e EC1). Este último corresponde aos provetes em que o efeito da DDI é mais significativo. Pela nova abordagem os coeficientes de redução são um pouco inferiores aos obtidos pelo método tradicional.

A confirmar-se a tendência observada nos resultados obtidos, pode haver sinergia positiva entre estes dois fenómenos (DDI e rotura em fluência). De facto, recorrendo à abordagem tradicional, parece haver um sobredimensionamento destes geossintéticos: em cerca de 8,88% para as amostras danificadas em campo com o Solo1 e EC1, em cerca de 2,69% para as amostras danificadas com o Solo2 e EC1 e em cerca de 1,62% para as amostras danificadas com o Solo2 e EC2.

O maior sobredimensionamento verifica-se nas amostras com maior grau de danificação a curto prazo (amostras danificadas em campo com o Solo 1 e EC1). Mais uma vez é importante referir que, à data de elaboração deste trabalho, ainda não foi possível apresentar os resultados referentes a todas as amostras, neste caso as amostras danificadas em campo com o Solo 1 e EC2, que de todas as amostras ensaiadas a curto prazo é a que apresenta maior grau de danificação.

8.4.3 Considerações finais

Na Figura 8.1 estão representados os coeficientes de redução dos dois geossintéticos estudados (GTX e GGT) para o efeito combinado da DDI e da rotura em fluência, determinados pelas duas abordagens referidas anteriormente (abordagem tradicional e nova abordagem). Pela abordagem tradicional são apresentados os coeficientes de redução obtidos pelos resultados dos ensaios de tração e de rotura em fluência. Através da figura é possível comparar os coeficientes de redução para os diferentes tipos de amostras (intactas e danificadas) dos dois geossintéticos.

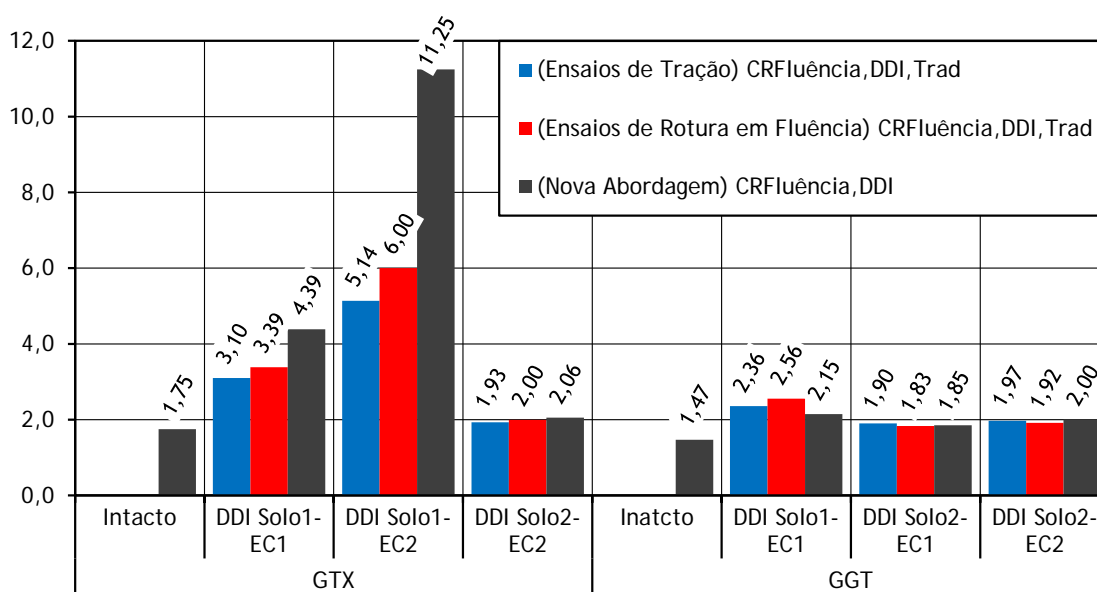


Figura 8.1 - Coeficientes de redução devido à DDI e rotura em fluência para os geossintéticos GTX e GGT.

Constata-se que os coeficientes de redução obtidos, na generalidade das amostras estudadas, são maiores para o geossintético GTX do que para o geossintético GGT, exceção feita para as amostras danificadas em campo com o Solo2 e EC2, neste caso os valores são muito próximos nos dois materiais.

Os maiores valores dos coeficientes de redução observados no geossintético GTX devem-se provavelmente à estrutura do geossintético. O geossintético GTX é um material que está mais exposto aos processos de danificação durante a instalação já que apresenta maior área de contacto com os solos que provocam a danificação. O geossintético GGT, por ser uma geogrelha, exhibe menor área de contacto com o solo que induz a danificação em campo, sendo, por isso, menor a

danificação induzida, traduzida na Figura 8.1 por menores valores dos coeficientes de redução. No entanto, é necessário referir que os coeficientes de redução aqui apresentados não são exclusivamente devidos à DDI em campo, mas também à rotura em fluência que os dois materiais exibem, que é também maior no geossintético GTX (CR de 1,75) do que no GGT (CR de 1,47).

No que se refere aos efeitos da DDI (de curto prazo), não há uma tendência clara no que se refere à relação entre os resultados obtidos dos ensaios de rotura em fluência e os resultados dos ensaios de tração. A maior variação verifica-se no geossintético GTX para as amostras danificadas em campo com o Solo 1 e EC2. Neste caso o valor do coeficiente de redução é cerca de 14% mais baixo quando determinado com base nos resultados do ensaio de tração.

Comparando mais uma vez os coeficientes de redução obtidos pelas duas abordagens (tradicional e nova abordagem) verifica-se que no geossintético GTX o método tradicional é pouco conservativo, dá valores do coeficiente de redução do lado da insegurança. Aliás, para as amostras danificadas em campo com o Solo 1 e EC2 (situação mais gravosa) o coeficiente de redução determinado pelo método tradicional (com resultados dos ensaios de tração) é cerca de 54,3% inferior ao determinado pela nova abordagem. Estes resultados traduzem a existência de sinergia negativa entre a DDI e a rotura em fluência. Analisando o geossintético GGT, verifica-se que não há praticamente variação dos coeficientes de redução determinados pelas duas metodologias. Neste caso a maior variação verifica-se nas amostras danificadas com o Solo 1 e EC1 (situação mais gravosa de DDI a curto prazo, de referir que para este material ainda não há resultados das amostras danificadas com o Solo 1 e EC2). Para esta situação o coeficiente de redução determinado pela nova abordagem é cerca de 9% inferior ao calculado pela abordagem tradicional (com resultados dos ensaios de tração), indicando assim a existência de alguma sinergia positiva.

Do exposto não é possível afirmar qual das duas metodologias é mais adequada para a determinação do coeficiente de redução conjunto da DDI e da rotura em fluência. No entanto é necessário recordar que o método tradicional pode, em alguns casos, como é o caso do geossintético GTX, dar valores do lado da insegurança e como se verificou, os valores obtidos entre as duas metodologias afastam-se mais quanto maior for o grau de danificação induzido ao geossintético durante os processos de instalação.

8.5 COEFICIENTE DE REDUÇÃO - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA DDI

Na Figura 8.2 estão representados os coeficientes de redução obtidos para os geossintéticos GTX e GGT (os dois geossintéticos em que foi possível realizar todos os ensaios de caracterização) em relação à tração, Pinho-Lopes (2004), ao arranque, ao corte em plano inclinado e à rotura em fluência.

O coeficiente de redução para a rotura em fluência corresponde ao valor obtido pela Equação (8.5), para os diferentes tipos de amostras estudadas. Este coeficiente de redução permite avaliar apenas o efeito da rotura em fluência nos diferentes tipos de amostras danificadas.

Da análise da figura é possível observar que, para os diferentes tipos de amostras danificadas, o maior coeficiente de redução é devido à rotura em fluência do geossintético. Para as amostras do geossintético GTX danificadas em campo com o Solo 1a e EC2 este coeficiente tem um valor de 3,27, ou seja, superior aos coeficientes de redução definidos para as resistências à tração e ao arranque, respetivamente, 2,94 e 2,62. Nas restantes amostras danificadas, dos dois geossintéticos, a tendência é a mesma, exceção feita para o geossintético GGT após DDI em campo com o Solo 1a e

EC1. Neste caso, o coeficiente de redução para o arranque é superior aos obtidos para os outros parâmetros em consideração.

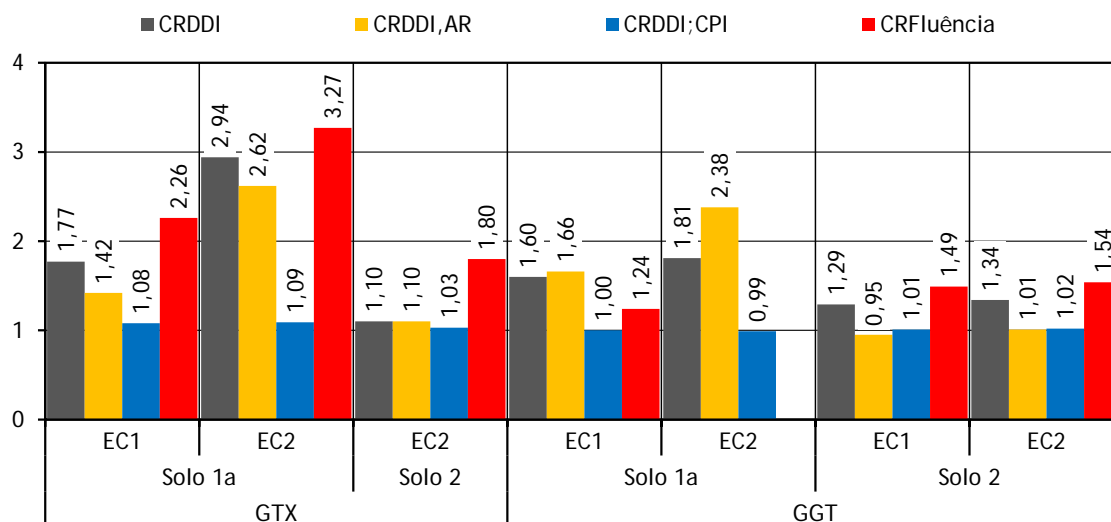


Figura 8.2 - Comparação dos coeficientes de redução obtidos para os geossintéticos GTX e GGT.

Para os diferentes tipos de amostras estudadas, os coeficientes de redução obtidos para o corte em plano inclinado são muito próximos da unidade, o que traduz a pouca influência da danificação induzida na interação solo-geossintético quando o geossintético sofre corte em plano inclinado. O maior valor corresponde às amostras do geossintético GTX danificadas em campo com o Solo 1a e EC2.

Da figura é também possível observar que dos dois geossintéticos considerados, o mais vulnerável aos efeitos da danificação em campo é o GTX. Na generalidade dos coeficientes de redução definidos (pelos diferentes ensaios) para o geossintético GTX são superiores aos correspondentes obtidos para o geossintético GGT. Para visualizar esta tendência na Figura 8.3 estão representadas as variações (em %) dos coeficientes de redução obtidos para o geossintético GTX em relação aos definidos para o geossintético GGT (os valores negativos indicam que o coeficiente de redução no geossintético GTX é menor do que o correspondente no geossintético GGT).

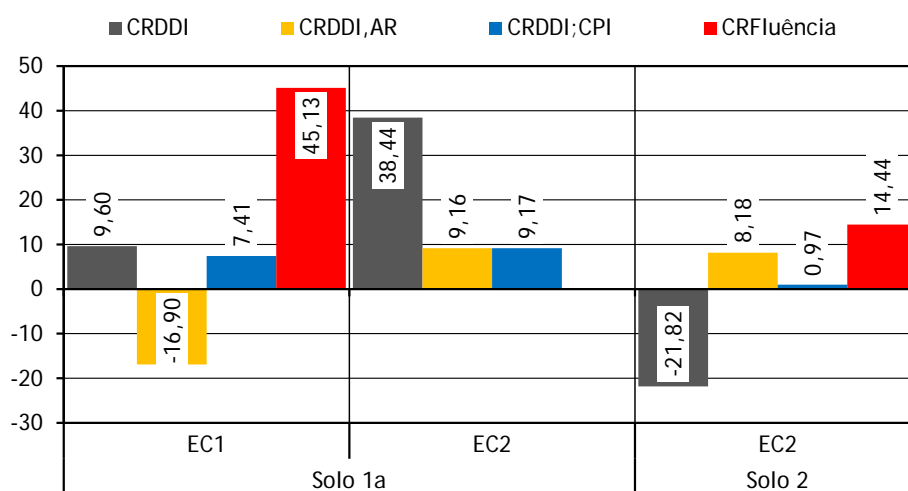


Figura 8.3 - Variação (em %) do coeficiente de redução entre o geossintético GTX e o geossintético GGT.

Dos resultados verifica-se que é nas amostras danificadas com o Solo 1a e EC2 (solo e energia de compactação que mais danificação induz ao geossintético) que se observa uma maior variação dos coeficientes de redução. Como exemplo, o coeficiente de redução para a resistência à tração é cerca de 38% maior no geossintético GTX do que no GGT quando danificados com o Solo 1a e EC2; no entanto, quando danificados com o Solo 1a e EC1, o aumento do coeficiente é de apenas 9,60% para o geossintético GTX. É nos coeficientes de redução relativos ao corte em plano inclinado que se verificam as menores variação deste parâmetro, facto expectável já que a influência da danificação neste tipo de mecanismo é muito reduzida. Quanto ao coeficiente de redução para a rotura em fluência constata-se uma variação importante. Com efeito, esse coeficiente é cerca de 45,13% e 14,4% maior para as amostras danificadas em campo com Solo 1a-EC1 e Solo 2-EC2, respetivamente, no geossintético GTX.

8.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho aqui apresentado vem na sequência do trabalho iniciado por Pinho-Lopes (2004). Foram considerados os mesmos geossintéticos, mas os ensaios de caracterização da DDI foram distintos, nomeadamente: ensaios de corte em plano inclinado e ensaios de fluência). Em alguns casos, os ensaios de caracterização da DDI foram os mesmos que Pinho-Lopes (2004) usou, mas foram executados para diferentes condições de ensaios, por exemplo: ensaios de arranque para um solo diferente e ensaios de rotura em fluência mais longos e com mais provetes.

Os valores do coeficiente de redução a aplicar para atender à DDI dos geossintéticos apresentam uma gama de valores alargada, dependendo de muitos fatores, tais como: a sua resistência nominal; o tipo de geossintético, isto é, a sua estrutura; o tipo de solo em contacto com o material e a energia de compactação utilizada na execução do aterro que o rodeia.

Da análise dos resultados, pode-se também constatar que os geossintéticos contínuos e de estrutura tecida são mais sensíveis à DDI do que os materiais tipo grelha, em que a superfície de contacto com o material de aterro é menor e as partículas deste podem ajustar a sua posição relativa sem que o geossintético seja envolvido. Os efeitos da DDI são muito dependentes do tipo de solo em contacto com o geossintético. Assim, em projeto deve procurar-se conhecer de forma o mais aproximada possível, o tipo de material em causa, nomeadamente a dimensão das partículas e a forma como estas se fragmentam. Por outro lado, a aplicação de uma maior energia de compactação induz consequências mais severas nos geossintéticos, já que as ações mecânicas que atuam sobre estes materiais são maiores.

Nos ensaios de arranque realizados, o tipo de rotura dos geossintéticos (tração ou arranque) depende do tipo de geossintético e também do tipo de solo em contacto com o geossintético. O mesmo geossintético teve dois comportamentos distintos quando ensaiado em solo diferentes. Os valores da força de arranque máxima medida para os geossintéticos sujeitos a danificações variam significativamente em relação aos intactos. Essa variação é tanto maior quanto mais importante é a danificação induzida.

No comportamento em corte em plano inclinado as alterações observadas são pequenas, no entanto há diferenças no comportamento da interface solo-geossintético após DDI com os dois solos e com as duas energias de compactação.

O efeito da rotura em fluência nos vários tipos de amostras é claro, já que em todas elas se verifica uma tendência para obter tempos de vida inferiores para cargas mais elevadas. Os coeficientes de redução para o efeito combinado da DDI e da rotura em fluência, obtidos pelas duas metodologias

(metodologia tradicional e nova metodologia) apresentam diferenças mas sem conclusões decisivas de qual a metodologia mais correta a aplicar no dimensionamento de estruturas com geossintéticos.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na maioria das estruturas reforçadas com geossintéticos tem tempos de vida útil até 100 anos. Isso implica que o reforço (geossintético) tem de durar em conformidade. As propriedades dos geossintéticos dependem do tempo. A diminuição da resistência à tração dos geossintéticos depende de efeitos de curto prazo, como é o caso da danificação durante a instalação, e efeitos de longo prazo, como por exemplo: a fluência, a rotura em fluência, e o envelhecimento por oxidação, por hidrólise, entre outros agentes. A danificação durante a instalação implica reduções imediatas e significativas nas propriedades dos geossintéticos podendo comprometer o seu desempenho. Além disso, em algumas estruturas, as alterações nas propriedades mecânicas dos geossintéticos podem conduzir à rotura destas.

Por estas razões, neste trabalho estudou-se o efeito da danificação durante a instalação e os seus efeitos nas propriedades da interface solo-geossintético e nas propriedades mecânicas de longo prazo (fluência e rotura em fluência).

A campanha de ensaios de ensaios é a continuação da campanha de ensaios realizada por Pinho-Lopes (2004), que inclui um número importante de geossintéticos que na altura não foi possível completar. O trabalho procurou avaliar e comprovar a influência de alguns dos parâmetros no comportamento dos geossintéticos e propor valores de alguns coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento destes materiais, nomeadamente para avaliar o efeito da danificação que ocorre durante os procedimentos de instalação dos geossintéticos em obra.

Em seguida, destacam-se as principais conclusões obtidas neste trabalho e apresentam-se algumas propostas para continuação da investigação.

Principais conclusões

O efeito da DDI induzida no comportamento da interface solo-geossintético foi avaliado através da realização de ensaios de arranque e de ensaios de corte em plano inclinado. Os resultados dos ensaios de arranque permitem concluir que:

- após a DDI induzida as alterações observadas no comportamento ao arranque variam com o tipo de geossintético; O geotêxtil tecido em polipropileno (GTX) e a geogrelha tecida em poliéster (GGT) são os que apresentam alterações mais significativas. Para os restantes geossintéticos (geogrelhas baixais extrudidas em polipropileno e geogrelha uniaxial em polietileno de alta densidade) as alterações observadas não são muito significativas;
- apesar de não ser significativa, de um modo geral, a energia de compactação que maior danificação induz aos geossintéticos é a EC2 (98%). Os materiais que evidenciam maiores alterações após DDI são o geotêxtil GTX e a geogrelha GGT;
- a maioria dos provetes dos geossintéticos estudados com o Solo 3 sofre rotura por tração quando ensaiados ao arranque. É possível observar que a resistência à tração de praticamente todos os geossintéticos obtida pelo ensaio de arranque é inferior à resistência à tração obtida pelo ensaio de tração. A redução de resistência à tração nos ensaios de arranque é maior nos geossintéticos com maior grau de danificação após DDI em campo, GTX e GGT;
- comparando os resultados do ensaio de arranque realizados neste trabalho com o Solo 3 e os resultados obtidos por Pinho-Lopes (2004) com o Solo 4, é possível verificar que

praticamente todos os geossintéticos quando ensaiados com o Solo 3 (“tout-venant”) rompem por tração e quando ensaiados com o Solo 4 rompem por arranque. O solo “tout-venant” é mais agressivo, logo os efeitos da DDI induzidos em campo são maiores, o que torna os geossintéticos mais frágeis em qualquer ensaio de caracterização do efeito da DDI. O solo mais grosseiro (Solo 3), tem maior resistência ao corte pelo que a resistência da interface solo-geossintético é maior;

- de um modo geral pode concluir-se que a maior danificação induzida ao geossintético é provocada pelo Solo 1a e 1b e, também, pelo Solo 3 utilizado nos ensaios de arranque.

O efeito da DDI induzida no comportamento da interface solo-geossintético avaliada pelos ensaios de corte em plano inclinado foi realizado para os dois geossintéticos (geotêxtil tecido GTX e geogrelha tecida GGT). Os resultados destes ensaios permitiram concluir que:

- o ângulo de interface solo-geossintético é menor do que o ângulo de atrito do solo usado no ensaio, aumentando significativamente a redução quando é utilizado o Solo 3₁₀ (Solo 3 sem as partículas de solo com dimensões superior a 10mm);

- Após a DDI induzida em campo as alterações observadas no comportamento da interface solo-geossintético não são muito significativas. No entanto, as maiores reduções da resistência na interface solo-geossintético ocorrem no geotêxtil tecido GTX;

- o solo que maior danificação induz nos dois geossintéticos é o Solo 1a. Os efeitos da energia de compactação utilizada nos ensaios de DDI em campo não são muito esclarecedores, no entanto o ângulo de atrito da interface solo-geossintético tende a diminuir com o aumento da energia de compactação utilizada;

- os valores dos coeficientes de variação associados ao ângulo de atrito na interface solo-geossintético são, na generalidade, bastante baixos, traduzindo a pouca variabilidade dos resultados.

Foi avaliado também o efeito da DDI no comportamento mecânico de longo prazo dos geossintéticos e a eventual sinergia positiva entre a DDI e a fluência. Foram realizados ensaios de fluência e de rotura em fluência em dois geossintéticos, o geotêxtil tecido em polipropileno GTX e a geogrelha tecida em poliéster GGT. Estes materiais foram também ensaiados à rotura em fluência por Pinho-Lopes (2004). No entanto, com os resultados deste trabalho pretende-se complementar e consolidar o iniciado pela autora, com resultados para tempos de serviço mais longos e assim realizar extrapolações mais fiáveis. Da campanha de ensaios realizada é possível retirar as seguintes conclusões:

- o efeito da rotura em fluência nos vários tipos de amostra é claro, já que em todas elas se verifica uma tendência para obter tempos de vida inferiores para cargas mais elevadas. Entre os materiais danificados o efeito da rotura em fluência é menor no material com maior grau de danificação a curto prazo, isto é, o GTX e o GGT após DDI em campo com o Solo 1a;

- a maior dispersão de resultados é observada para os materiais danificados em campo. As curvas de rotura em fluência correspondentes às amostras intactas e às amostras danificadas em campo tendem a aproximar-se, o que indicia que o efeito da rotura em fluência é maior no material intacto do que nos materiais danificados em campo;

- nos ensaios de fluência, as deformações associadas a níveis de carga mais elevados são mais significativas. Alguns provetes após DDI e para níveis de carga elevados sofrem rotura durante os ensaios de fluência. A razão de deformação nos provetes do geossintético GTX

aumenta antes da rotura, ou seja, há indicação de que a rotura do provete está prestes a ocorrer. Nos provetes do geossintético GGT a razão de deformação não aumenta antes da rotura, o que torna praticamente impossível prever a rotura do material;

- Os coeficientes de redução obtidos, na generalidade das amostras estudadas, são maiores para o geossintético GTX do que para o geossintético GGT. Os maiores valores dos coeficientes de redução observados no geossintético GTX devem-se provavelmente à estrutura do geossintético. Este geossintético está mais exposto aos processos de danificação durante a instalação dada a sua maior área de contacto com os solos que provocam a danificação.

- comparando os coeficientes de redução obtidos pelas duas abordagens, a tradicional (não considera o efeito combinado da DDI e rotura em fluência) e a nova abordagem (considera o efeito combinado da DDI e da rotura em fluência) não foi possível afirmar qual das duas metodologias é mais adequada para a determinação do coeficiente de redução conjunto da DDI e da rotura em fluência;

- o método tradicional pode, em alguns casos, como é o caso do geossintético GTX, dar valores do lado da insegurança e como se verificou, os valores obtidos entre as duas metodologias afastam-se mais quanto maior é o grau de danificação induzido ao geossintético durante os processos de instalação.

A campanha de ensaios realizada e os resultados obtidos indicam que a danificação durante a instalação é um fenómeno que pode ter consequências importantes no comportamento mecânico dos materiais. O maior coeficiente de redução, para os diferentes tipos de amostras danificadas, é devido à rotura em fluência do geossintético (igual a 3,27 para as amostras do geossintético GTX danificadas em campo com o Solo 1a e EC2).

Na generalidade os coeficientes de redução definidos (pelos diferentes ensaios) para o geossintético GTX são superiores aos correspondentes obtidos para o geossintético GGT. Dos resultados verifica-se que é nas amostras danificadas com o Solo 1a e EC2 (solo e energia de compactação que mais danificação induz ao geossintético) que se observa uma maior variação dos coeficientes de redução.

Prosseguimento dos estudos

Acerca do prosseguimento dos estudos, é importante salientar que há ensaios de fluência e de rotura em fluência a decorrer que permitiram comprovar (ou não) as tendências observadas neste trabalho e nos trabalhos anteriores como é o caso do de Pinho-Lopes (2004). Muitos dos ensaios estão ainda a decorrer, ou decorreram, para períodos superiores a três anos. Trata-se assim de ensaios extremamente longos. A construção de mais pórticos de ensaio pode ser uma forma de obter mais resultados para o mesmo período tempo, outra opção pode passar pela realização de ensaios de fluência acelerados aplicando técnicas já testadas pela comunidade científica.

Há ainda geossintéticos que ainda não foram ensaiados à fluência e à rotura em fluência para períodos longos e o efeito da DDI no comportamento mecânico de longo prazo ainda tem de ser confirmado. É o caso das geogrelhas extrudidas biaxiais em polipropileno, da geogrelha extrudida uniaxial em PEAD e dos filamentos de PET com revestimento a PP.

A realização de ensaios laboratoriais de DDI, a sua validação e calibração para melhor simular o comportamento real dos geossintéticos em campo deve ser estudada. Este estudo deve ser feito para diferentes tipos de ensaios de caracterização mecânica como é o caso dos ensaios de arranque, de corte direto e de corte em plano inclinado.

Sempre que relevante, tentar estudar o efeito combinado de um ou mais agentes de degradação dos geossintéticos de forma a compreender melhor o desempenho destes materiais e das estruturas em que são aplicados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdi, M.R. e Arjomand, M.A., (2011). *"Pullout tests conducted on clay reinforced with geogrid encapsulated in thin layers of sand"*. Geotextiles and Geomembranes 29 pp.588-595.
- Abramento, M. e Whittle, A.J., (1995). *"Analysis of pullout tests for planar reinforcements in soil"*. Journal of Geotechnical Engineering, June 1995, pp. 476-485.
- Adanur, S.; Mallick, S. e Zhai, H., (1996). *"Analysis of geotextile-soil interaction in pull-out test"*. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuka e Omine, Balkema, pp.3-8.
- Allen, T.M., (1991). *"Determination of long-term tensile strength of geosynthetics: A state-of-the-art review"*. Proceedings of Geosynthetics`91, Atlanta, GA, USA, pp. 351-379.
- Allen, S.R., (2003). *"Considerations on the Stepped Isothermal Method - a Breather on the Way of Widespread Use"*. Proceedings of the GRI-17 Conference on Hot Topics in Geosynthetics, Folsom, PA, pp.292-311.
- Allen, S., (2005). *"The use of accelerated test procedure to determine the creep reduction factors of a geosynthetic drain"*. Geotechnical special publication, Geo-Frontier, 13: 3297-3309.
- Allen, T.M. e Bathurst, R.J., (1994). *"Characterization of geosynthetic load-strain behaviour after installation damage"*. Geosynthetics International, Vol. 1, No 2, pp. 191-199.
- Allen, T.M. e Bathurst, R.J., (1996). *"Combined allowable strength reduction factor for geosynthetic creep and installation damage"*. Geosynthetics International, Vol. 3, No 3, pp. 407-439.
- ASTM D5262, (2006). *"Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics"*. Standards Worldwide.
- ASTM D6992 - 03, (2009). *"Standard Test Method for Accelerated Tensile Creep and Creep-Rupture of Geosynthetic Materials Based on Time-Temperature Superposition Using the Stepped Isothermal Method"*. Standards Worldwide.
- ASTM D7361, (2007). *"Standard Test Method for Accelerated Compressive Creep of Geosynthetic Materials Based on Time-Temperature Superposition Using the Stepped Isothermal Method"*. Standards Worldwide.
- Athanasopoulos, G.A., (1993). *"Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand-geotextile composites"*. Geotextiles and Geomembranes, Vol.12, nº3, pp. 255-273.
- Athanasopoulos, G.A., (1996). *"Experimental investigation of shearing behaviour at cohesive soil-geotextile"*. Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, pp. 9-12.
- Austin, R.A., (1998). *"Installation effects on geosynthetics"*. Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 3.2.1 a 3.2.10.
- Azambuja, E., (1994). *"Investigations on mechanical damages on nonwoven geotextiles"*. MSc. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, 142 p. (in Portuguese).
- Bakeer, R.M.; Abdel-Rahman, A. e H. e Napolitano, P.J., (1998). *"Geotextile friction mobilization during field pull-out test"*. Geotextile and Geomembranes, 16(2), 73-85.

- Becker, L.B., (2006). *"Geogrid behaviour in reinforced soil walls and in pull-out tests"*. PhD. Thesis, Pontifical University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, 322 p. (in Portuguese).
- Bergado, D.T. e Chai, J.C., (1994). *"Pullout force-displacement relationship of extensible grid reinforcement"*. Geotextiles and Geomembranes 13 (5), 295-316.
- Bergado, D.T. et al., (1992). *"Pullout tests using steel grid reinforcements with low-quality backfill. Journal of Geotechnical Engineering"*. Vol. 118, No. 7, ASCE, USA, 1047-1063.
- Bergado, D.T. et al., (1993). *"Interaction of lateritic soil and steel grid reinforcement"*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, nº2, pp.376-384.
- Billing, J.W.; Greenwood, J.H. e Small, G.D., (1990). *"Chemical and mechanical durability of geotextiles"*. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, ed. Den Hoedt G. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 621-625.
- Blümell, W. e Stoewhase, C., (1998). *"Geosynthetic interface friction testing in Germany - effect of test setups"*. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 447-452.
- Boehning, M.; Robertson, D. e Schroeder, H.F., (2008). *"Autoclave testing: a new approach for the evaluation of oxidative long-term resistance of geosynthetics"*. Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK, 8p.
- Bonaparte, R.; Kamrel, M.I. e Dixon, J.H., (1984). *"Use of geotextiles in soil reinforcement"*. Proc. of the Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC.
- Borges, J.L., (1995). *"Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos - Análise e dimensionamento"*. Dissertação para Doutorado em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.
- Böttcher, R.-D., (2006). *"Long-term flow capacity of geocomposites"*. Geosynthetics, J. Kuwano & J. Koseki (eds.), 8th International Geosynthetics Conference, Yokohama, Milpress, Rotterdam: 423-426.
- Boyle, S.R.; Gallagher, M. e Holtz, R.D., (1996). *"Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties"*. Geosynthetics International, Vol.3, Nº2 pp.205-225.
- Boyle, S.R. e Holtz, R.D., (1994). *"Deformation characteristics of geosynthetic - reinforced structures"*. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp.361-364.
- Bräu, G., (1998). *"Actual regulations due to damage during installation"*. Seminar volume on installation damage in geosynthetics, Leatherhead, Surrey, UK, pp. 4.1-4.4.
- Bräu, G.; Herold, A.; Lüking, J. e Naciri, O., (2010). *"EBGEO 2010 - Recommendation for reinforcement with geosynthetics"*. 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp.233-241.
- Brinkgreve, R.B.J. e Vermeer, P.A., (1998). *"PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses"*. Version 7. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Bronstein, Z. e Müller-Rochholz, J., (2006). *"Hydraulische Langzeitleistungsfähigkeit von Dränmatten"*. Jost, D. and Albers, K. (Eds.), Tagungsband der 22. Fachtagung "Die sichere Deponie, Sicherung von Deponien und Altlasten mit Kunststoffen". SKZ-ConSem GmbH, Würzburg, pp. F1-F10.

- Brown, R.P. e Greenwood, J.H., (2002). *"Practical guide to the assessment of the useful life of plastics"*. Rapra Technology Limited, Shawbury, Shrewsbury, Shropshire, SY4 4NR, UK.
- BS 8006-1, (2009). *"Code of Practice for Strengthened/reinforced soil and other fills"*. BSI London.
- Bueno, B.S., (2010). *"Long-term performance of geosynthetics"*. 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, 2010.
- Bueno, B.S.; Costanzi, M.A. e Zornberg, J.G., (2005). *"Conventional and accelerated creep tests on nonwoven needlepunched geotextiles"*. Geosynthetics International, 12, 276-287.
- Bush, D.I., (1988). *"Evaluation of the effects of construction activities on the physical properties of polymeric soil reinforcing elements"*. Theory and practice of earth reinforcement, ed. Yamanouchi T. et al., Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 63-68.
- Cancelli, P. e Montanelli, F., (2000). *Geogrid compaction damage resistance—preliminary test results*. Second European Geosynthetics Conference, Bologna, pp. 883-887.
- Cardoso, A.S., (1987). *"A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações - métodos para análise e dimensionamento"*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.
- Carneiro, J.R.C., (2009). *"Estruturas de Carácter Ambiental - A Importancia da Incorporação de Aditivos Químicos"*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia do Ambiente, FEUP, Porto, pp.602.
- Castorina, F.S., (2008). *"Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos : comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento"*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.
- Cazzuffi, D.; Ghinelli, A.; Sacchetti, M. e Villa, C., (1997). *"European experimental approach to the tensile creep behaviour of high-strength geosynthetics"*. Proceedings of Geosynthetics' 97, Long Beach, California, USA, Vol. 1, pp.253-266.
- Chen, R.H. e Chen, C.-C., (1994). *"Investigation of pull-out resistance of geogrids"*. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp.461-464.
- Christopher, B.R. e Elias, V., (1998). *"Evaluation of installation damage in geosynthetics: a US perspective"*. Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 1.2.1-1.2.12.
- Christopher, B.R. e Holtz, R.D., (1984). *"Geotextile Engineering manual"*. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., FHWA-DTFH 61-80-C-0094.
- Cooke, T.F. e Rebenfeld, I., (1988). *"Effect of chemical composition and physical structure of geotextiles on their durability"*. Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol.7, nº 1 e 2, pp.7-22.
- Costa Lopes, P.F., (2001). *"Estudo da Interacção Solo-Geossintético através de ensaios de Corte em Plano Inclinado"*. Dissertação de mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Porto.
- Costa, C.M.L., (2004). *"Time dependent deformations in geotextile reinforced soil walls"*. PhD thesis. Department of Geotechnical Engineering, University of São Paulo, São Carlos, Brazil.

- Costa, C.M.L. e Bueno, B.S., (2006). "Construction of na Equipment for Evaluating the Long Term Behavior of Soil-Geosynthetics Composites. *Soils and Rocks*, 29 (3):350-370.
- CR ISO 13434, (1998). "Guidelines on durability of geotextiles and geotextile-related products". CEN, European Committee for Standardization.
- Crawford, R.J., (1998). "Plastics Engineering". Butterworth-Heinemann, Oxford, 3ª edição, p. 505.
- Den-Hoedt, G., (1986). "Creep and relaxation of geotextile fabrics". *Geotextiles and Geomembranes* 4 (1), 83-92.
- Dias, A.C., (2003). "Numerical Analyses of Soil-Geosynthetic Interaction in Pull-out Tests". M.Sc. thesis, University of Brasilia, Brasilia, Brazil, 115 pp. (in Portuguese).
- DIN 1054, (2005-01). *Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erdund Grundbau*.
- Ding, J.; Tong, J. e Zhou, W., (2008). "Test study on the confined creep features of HDPE geogrid in sand". Proceedings of the 4th European Geosynthetic Conference, Edinburgh, Scotland, paper no. 156, 4 pp.
- Dyer, M.R., (1985). "Observation of the Stress Distribution in Crushed Glass with Applications to Soil Reinforcement". Ph.D. thesis, University of Oxford, UK.
- EBGEO, (2010). "Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen". Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- Elias, V., (1990). "Durability/Corrosion of soil Reinforced Structures". Report to Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, No. FHWA/RD-89/186, Washington, D.C., USA, 163 p.
- Elias, V., (2000). "Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes". National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, report FHWA-NHI-00-044, p.94.
- Elias, V., (2001). *Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. FHWA-NHI-00-044*. Federal Highway Administration, Washington 94pp.
- EN 14030, (2001). "Geotextiles and geotextile-related products. Screening test method for determining the resistance to acid and alkaline liquids". CEN TC 189.
- EN 14474, (2006). "Execution of special geotechnical works. Reinforced fill". 1st ed. TC - 288.
- EN 14475, (2006). "Execution of special geotechnical works. Reinforced fill". 1st ed. TC - 288.
- EN 1997-1, (2004). *Eurocode 7: "Geotechnical design - Part 1: General rules"*.
- EN 963, (1995). "Geotextiles and geotextile-related products. Sampling and preparation of test specimens". 1st ed. TC - 189.
- EN ISO 10319, (2008). "Geosynthetics. Wide-width tensile test (ISO 10319:2008)". 2nd ed. Comité Europeu de Normalização, TC - 189.
- EN ISO 10722, (2007). "Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material". CEM TC 189.
- EN ISO 13431, (1999). "Geotextiles and geotextile-related products. Determination of tensile creep and creep rupture behaviour". Comité Europeu de Normalização TC - 189.

- EN ISO 25619-1, (2008). *"Geosynthetics. Determination of compression behaviour. Part 1: Compressive creep properties"*. TC - 189.
- Farrag, K., (1997). *"Prediction o Long Term Strains of Geosynthetics from Accelerated Creep Tests"*. IFAI, Geosynthetics '97, Long Beach California, vol. 1, pp. 267-275.
- Farrag, K.; Acar, Y.B. e Juran, I., (1993). *"Pull-out resistance of geogrid reinforcements"*. Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol.12, pp.133-159.
- Ferreira, F.B., (2010). *"Comportamento das interfaces solo-geossintético"*. dissertação de mestrado integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 116p.
- Ferry, J.D., (1980). *"Viscoelastic properties of polymers"*. 3rd Edition, John and Sons, New York, NY, USA.
- FHWA, F.H.A., (1998). *"Development of Protocols for Confined Extension/Creep Testing of Geosynthetics for Highway Applications"*. FHWA-RD-97-143, Elias, V., Yuan, Z., Swan Jr., R. W. & Bachus, R. C, Editors, Federal Highway Administration, McLean, VA, USA.
- FHWA-SA-96-071, (1996). *"Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines"*. FHWA.
- Floss, R., (2004). *"Design fundamentals for geosynthetic soil technique"*. Proceedings of the 3rd European Conference on Geosynthetics, Eurogeo3, Munique, Alemanha, Vol. 1, pp. 3-15.
- Forsman, J. e Slunga, E., (1994). *"The interface friction and anchor capacity of synthetic georeinforcements"*. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol.12, nº2, pp.405-410.
- Fourie, A.B. e Fabian, K.J., (1987). *"Laboratory determination of clay-geotextile interaction"*. International Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 6, nº4, pp. 275-294.
- Fox, P.J. e Kim, R.H., (2008). *"Effect of progressive failure on measured shear strength of geomembrane/GCL interface"*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 134 (4), 459-469.
- França, F.A.N. e Bueno, B.S., (2011). *"Creep behavior of geosynthetics using confined-accelerated tests"*. Geosynthetics International, 2011, 18, No. 5.
- Girard, H.; Berroir, G.; Gourc, J.P. e Matheu, G., (1994). *"Frictional behaviour of geosynthetic and slope stability of lining systems"*. 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, vol. 1, pp.339-342.
- Girard, H.; Fisher, S. e Alonso, E., (1990). *"Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes - examples and measurements"*. Geotextiles and Geomembranes 9 (2), 129-143.
- Giroud, J.P.; Swan, R.H.; Richer, P.J. e Spooner, P.R., (1990). *"Geosynthetic landfill cap: laboratory and field tests, design and construction"*. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, The Netherlands, vol. 2, pp. 493-498.
- Gomes, R.C., (1993). *"Soil-reinforcement interaction and failure mechanisms in geotextile reinforced soils"*. PhD Thesis, University of Sao Paulo, Sao Carlos School of Engineering, Brazil, 294 p. (in Portuguese).

- Gomes, R.C.; Palmeira, E.M. e Vidal, D., (1994). "*Soil reinforcement interaction by in-soil tensile test and direct shear tests*". Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp.395-400.
- Gourc, J.P., (1996). "*Retaining structures with geosynthetics: A mature technique, but with some questions pending.*" Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, pp. 27-46.
- Gourc, J.P.; Gotteland, P. e Wilson-Jones, H., (1990). "*Cellular retaining walls reinforced by geosynthetics: behaviour and design*". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 41-45.
- Gourc, J.P.; Lalarakotoson, S.; Müller-Rochholtz, H. e Bronstein, Z., (1996). "*Friction measurement by direct shear or tilting process - development of a European Standard*". Geosynthetics: Applications, Design and Construction, First European Geosynthetics Conference, Eurogeo 1, Maastricht, pp.1039-1046.
- Greenwood, J.H., (1998). "*The nature of mechanical damage*". Seminar Volume on installation damage in geosynthetics, Leatherhead, Surrey, UK.
- Greenwood, J.H.; Kempton, G.T.; Watts, G.R.A. e Brady, K.C., (2004). "*Comparison between stepped isothermal method and long-term tests on geosynthetics*". 3rd European Conference on Geosynthetics, Munich, Germany, 2004, ed. Floss, R., Bräu, G., Nussbaumer, M., Laackmann, K. 527-532.
- Greenwood, J.H.; Kempton, G.T.; Watts, G.R.A. e Bush, D.I., (2000). "*Twelve year creep tests on geosynthetic reinforcements*". Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, pp. 333-336.
- Greenwood, J.M. e Myles, B., (1986). "*Creep and stress relaxation of geotextiles*". Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Vol. 3, pp. 821-826.
- Gurung, N., (2001). "*1-D analytical solution for extensible and inextensible soil/rock reinforcement in pull-out tests*". Geotextiles and Geomembranes 19 (4), 195-212.
- Gurung, N. e Iwao, Y., (1999). "*Comparative model study of geosynthetic pull-out response*". Geosynthetics International 6 (1), 53-68.
- Hatami, K. e Bathurst, R.J., (2005). "*Parametric analysis of reinforced soil walls with different backfill material properties*". NAGS'2006 Conference, Las Vegas, Nevada, USA, pp. 1-15.
- Helwany, S.M.B. e Shih, S., (1998). "*Creep and stress relaxation of geotextile-reinforced soils*". Geosynthetics International, 5(4), 425-434.
- Holtz, R.D., (2001). "*Geosynthetics for soil reinforcement*". The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station Hilton, 810 University Drive, College Station, TX 77840, Estados Unidos da América, p. 14.
- Holtz, R.D.; Christopher, B.R. e Berg, R.R., (1998). "*Geosynthetic design and construction guidelines*". National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., report FHWA-HI-95-038, revisto em 1998, p. 394.
- Hsieh, C.W. e Wu, J.H., (2001). "*Installation survivability of flexible geogrids in various pavement subgrade materials*". Transportation Research Record, No. 1772, 190-196.

- Hsuan, Y.G. et al., (2008). *"Long-Term performance and lifetime prediction of geosynthetics"*. Fourth European Geosynthetics Conference, Keynote, 7-10 September, Edinburgh, United Kingdom.
- Huang, C.-C., (2006). *"Laboratory simulation of installation damage of a geogrid"*. Geosynthetics International, 13, No. 3.
- Huang, C.C. e Wang, Z.H., (2007). *"Installation damage of geogrids: influence of load intensity"*. Geosynthetics International, 2007, 14, No. 2.
- Hufenus, R.; Rügger, R.; Flum, D. e Sterba, I.J., (2005). *"Strength reduction factors due to installation damage of reinforcing geosynthetics"*. Geotextiles and Geomembranes 23 (2005) 401-424.
- Ingold, T.S., (1994). *"The Geotextiles and Geomembranes Manual"*. 1st Ed., Elsevier, 610p.
- Ingold, T.S. e Miller, K.S., (1988). *"Geotextiles handbook"*. Thomas Telford London, p.75.
- ISO 554, (1976). *"Standard atmospheres for conditioning and/or testing - Specifications"*. International Organization for Standardization.
- ISO/TR 20432, (2007). *"Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement"*. TC 221.
- Izgin, M. e Wasti, Y., (1998). *"Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests"*. Geotextiles and Geomembranes 16 (4), 207-219.
- Jenner, C., (1990). *"A study of the influence of soil on the reinforcement load in polymer grid reinforced soil structures"*. Performances of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 21-24.
- Jeon, H.-Y. e Mlynarek, J., (2004). *"Assessments of long-term drainage performance of geotextiles"*. 57th Canadian Geotechnical Conference, Session 4D, 27-32.
- Jewell, R.A., (1990). *"Strength and deformation in reinforced soil design"*. In Proc. 4th Int. Conf. Geotext. Geomembr. Relat. Prod. Vol. 3. The Hague, pp. 913-946.
- Jewell, R.A., (1993). *"Links between the testing, modelling and design of reinforced soil"*. Keynote Lecture, Earth Reinforcement Practice, Ochiai, H., Hayashi, S. and Otani, J., Editors, Balkema, 1993, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Vol. 2, Kyushu University, Fukuoka, Japan, November 1992, pp. 755-772.
- Jewell, R.A., (1996). *"Soil Reinforcement with Geotextiles"*. Special Publication 123 CIRIA, 332p.
- Jewell, R.A.; Milligan, G.W.E.; Sarsby, R.W. e Dubois, D., (1984). *"Interaction between soil and geogrids"*. Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 18-30.
- Jewell, R.A. e Wroth, C.P., (1987). *"Direct shear tests on reinforced sand"*. Géotechnique, Vol.37,nº1,pp.53-68.
- JGS TC9 SC3, (n.d.).
- Jones, C.J.F.P. e Clarke, D., (2007). *"The residual strength of geosynthetic reinforcement subjected to accelerated creep testing and simulated seismic events"*. Geotextiles and Geomembranes 25 (2007) 155-169.

- Kakkalis, A. e Papacharisis, N., (1989). "A simple laboratory method to estimate the in soil behaviour of geotextiles". *Geotextiles and Geomembranes*, 8(2), 147-157.
- Kamiji, T.; Bueno, B. e Costa, C., (2008). "Nonwoven geotextiles: evaluation of behavior in confined creep tests". *Proceedings of the 4th European Geosynthetic Conference*, Edinburgh, Scotland, paper no. 288, 7 pp.
- Kay, D.; Blond, E. e Mlynarek, J., (2004). "Geosynthetics durability: a polymer chemistry issue". *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference, 5th Joint CGS/IAH-CNC Conference*, Session 4D, pp.1-14.
- Kharchafi, M. e Dysli, M., (1993). "Study of soil-geotextile interaction by an X-ray method". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, nº4, pp. 307-325.
- Khay, M., (1998). "Geotextile damage at installation: French experience and laboratory test results with the experimental European standard". *Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics*, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 2.2.1-2.2.15.
- Koerner, R.M., (1999). "Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetic Applications". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.291-306.
- Koerner, R.M., (2005). "Designing with geosynthetics". 5th ed. Prentice-Hall, Inc, New Jersey, USA.
- Koerner, R.M. e Aho, A., (2008). "GMA Techline's First 500 Q & A's". submitted to *Geotechnical Fabric Report*.
- Koerner, G.R. e Koener, R.M., (1990). "The installation survivability of geotextiles and geogrids". *Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related-products*, Haia, Netherlands, pp. 597-602.
- Kongkitkul, W. e Tatsuoka, F., (2007). "A theoretical framework to analyse the behaviour of polymer geosynthetic reinforcement in temperature-accelerated creep tests". *Geosynthetics International*, 2007, 14, No. 1.
- Koo, H.; Kim, D. e Kim, Y., (2006). "The stepped isothermal method for lifetime prediction of PET geogrids sheathed in PP". *8th International Geosynthetics Conference*, Yokohama, Milpress, Rotterdam: 1555-1558.
- Koutsourais, M.M.; Sprague, C.J. e Pucetas, R.C., (1991). "Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design". *Geotextiles and Geomembranes* 10 (5-6), 531-548.
- Ladeira, M.A.S.A., (1995). "Estudo dos fenómenos de interação solo-geossintético através de ensaios de arranque". *Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto*.
- Lalarakotoson, S.; Villard, P. e Gourc, J.P., (1999). "Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes". *Geotechnical Testing Journal* 22 (4), 284-291.
- Leshchinsky, D.; Dechasakulsom, D.; Kaliakin, V.N. e Ling, H.I., (1997). "Creep and stress relaxation of geogrids". *Geosynthetics International* 4 (5), 463-479.
- Leshchinsky, D. e Field, D.A., (1987). "In-soil load, elongation, tensile strength and interface friction of nonwoven geotextiles". *Geosynthetics'87*, New Orleans, USA, Vol. 1, 238-249.
- Li, R., (2000). "Time-temperature superposition method for glass transition temperature of plastic materials". *Materials Science and Engineering: A* 278, 36-45.

- Ling, H.I.; Wu, J.T.H. e Totsuoka, F., (1992). "*Short-term strength deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions*". Geotextiles and Geomembranes, 11(2), 185-219.
- Lopes, M.L., (1992). "*Muros reforçados com geossintéticos*". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.
- Lopes, M.L., (1993). "*Aplicação de geossintéticos em engenharia civil*". Texto de apoio à disciplina com o mesmo título, FEUP, Porto.
- Lopes, M.L., (1998). "*Comportamento ao arranque de reforços danificados*". Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia - Geotecnia, Lisboa, pp.27-36.
- Lopes, M.L., (2002). "*Soil-geosynthetics interaction*". Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, p. 430.
- Lopes, M.-L., (2012). "*Soil-geosynthetic interaction*". Chapter 2 of the book entitled Handbook of Geosynthetic Engineering, ICE publishing, ISBN 978-0-7277-4175-2, 45-66.
- Lopes, M.L. e Ladeira, M., (1996a). "*Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrids interaction*". International Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, Nº 10, pp. 543-554.
- Lopes, M.L. e Ladeira, M., (1996b). "*Role of the specimen geometry, soil height, and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids*". Geosynthetics International Journal, Vol.3, Nº 6, pp. 701-719.
- Lopes, M.P. e Lopes, M.L., (1999). "*Mecanismos de Interação Solo-Geogrelhas - Papel da Granulometria do Solo e das Barras Transversais do Reforço*". Revista Geotecnia, Novembro de 1999, nº 87, pp. 5-32.
- Lopes, P.C.; Lopes, M.L. e Lopes, M.P., (2001). "*Shear behaviour of geosynthetics in the inclined plane test - influence of soil particle size and geosynthetic structure*". Geosynthetics International 8 (4), 327-342.
- Lopes, M.L. e Moutinho, C., (1997). "*Resistência das interfaces solo-geogrelha: papel da densidade e da granulometria do solo*". Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 1019-1027.
- Lopes, M.L. e Pinho Lopes, M., (2001). "*Danificação durante a construção de geossintéticos. Estudo dos coeficientes de segurança a adoptar*". Relatório de acção no âmbito do protocolo IEP-ICERR/FEUP, Porto.
- Lopes, M.L.; Pinho-Lopes, M. e Paula, A.M., (2003). "*Durabilidade de geossintéticos face a agentes mecânicos de danificação durante a construção - abordagem laboratorial*". Relatório de acção de investigação desenvolvida no âmbito do protocolo IEP/FEUP, Porto.
- Lothspeich, S.E. e Thornton, J.S., (2000). "*Comparison of different long term reduction factors for geosynthetic reinforcing materials*". Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference, Bologna, 341-346.
- Madhav, M.R.; Gurung, N. e Iwao, Y., (1998). "*A theoretical model for the pull-out response of geosynthetic reinforcement*". Geosynthetics International, Vol. 5, No. 4, pp. 399-424.
- Mano, E.B. e Mendes, L.C., (1999). "*Introdução a polímeros*". 2ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher.

- Matichard, Y.; Leclercq, B. e Segouin, M., (1990). "*Creep of geotextiles: soil reinforcement applications*". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and.
- McGown, A.; Andrawes, K.Z. e Al-Hasani, M.M., (1978). "*Effect of inclusion properties on the behaviour of sand*". Geotechnique, Vol. 28, Nº 3, pp. 327-346.
- McGown, A.; Andrawes, K.Z. e Kabir, M.H., (1982). "*Load-extension testing of geotextiles confined in soil*". Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol 3, pp.793-798.
- McGown, A.; Andrawes, K.Z. e Kabir, M.H., (1982). "*Load-extension testing of geotextiles confined in soil*". Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 3, pp.793-798.
- McGown, A.; Andrawes, K.Z.; Pradhan, S. e Khan, A.J., (1998). "*Limit state design of geosynthetic reinforced soil structures*". In: Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, pp. 144-179.
- Mendes, M.J.A.; Palmeira, E.M. e Matheus, E., (2007). "*Some factors affecting the in-soil load-strain behaviour of virgin and damaged nonwoven geotextiles*". Geosynthetics International, 14(1), 39-50.
- Mendonça, A., (2004). "*Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas*". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., Porto.
- Moreira, S.P.C.N.M., (2009). "*Efeitos da danificação mecânica de geossintéticos no comportamento como filtro em sistemas de cobertura de estruturas de confinamento de resíduos*". Dissertação para Mestrado em Engenharia do Ambiente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 159p.
- Müller, W.W., (2007). "*Geosynthetic drains: results of durability tests*". Submitted to Geosynthetic International.
- Müller-Rochholz, J., (1997). "*Practicalities of measurement of creep and stress-rupture*". Seminar volume on Creep and Assessment of Geosynthetics, December 1997, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp.1.1-1.12.
- Müller-Rochholz, J., (2000). "*Testing of geosynthetics*". Lectures of the Introductory Short-course: Geosynthetics: types, functions and applications, 2nd European Conference on geosynthetics, EuroGeo2, Bolonha, Itália.
- Müller-Rochholz, J. e Koslowski, C., (1996). "*Creep prediction*". Proceedings of the 1st European Conference on Geosynthetics, EuroGeo1, Maastricht, The Netherlands, pp. 1027-1030.
- Müller-Rochholz, J. e Mannsbart, G., (2004). "*Installation stress testing: results and interpretation*". Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich, Germany, pp. 593-596.
- Müller-Rochholz, J. e Retzlaff, J., (2010). "*Long term performance of geosynthetics*". 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp.455-461.
- Murthy, B.R.; Sridharani, A. e Bindumadhava, (1993). "*Evaluation of interfacial frictional resistance*". Geotextiles and Geomembranes, Vol.12, nº3, pp.235-253.
- Narejo, D. e Allen, S., (2004). "*Using the stepped isothermal method of geonet creep evaluation*". Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference, EuroGeo3, Munich: 539-544.

- Naughton, P.J.; Jewel, R.A. e Kempton, G.T., (2001). *"The design of steep slopes constructed from cohesive fills and a geogrid"*. Landmarks in Earth reinforcement, IS Kyushu, Japan.
- Nielsen, L.E. e Landel, R.F., (1994). *"Mechanical properties of polymers and composites. 2nd edition, revised and expanded"*. ed. Marcel Dekker, Inc, New York, USA; p. 557.
- Noorzad, R. e Mirmoradi, S.H., (2010). *"Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay"*. Geotextiles and Geomembranes 28 (4) pp.386-392.
- NP EN 12224, (2007). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima"*. CEN TC 189.
- NP EN 12225, (2006). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo"*. CEN TC 189.
- NP EN 12447, (2006). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência à hidrólise na água"*. CEN TC 189.
- NP EN 13251, (2006). *"Geotêxteis e produtos relacionados - Características requeridas para a utilização em obras de terraplanagem, fundações e estruturas de suporte"*. 1st ed. EN 13251:2000 IDT; EN 13251:2000 /A 1:2005 IDT.
- NP EN 13738, (2007). *"Geotêxteis e produtos relacionados - Determinação da resistência ao arranque no solo"*. 1st ed. Comité Europeu de Normalização CT - 4.
- NP EN 14414, (2007). *"Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência química para utilização em aterros de resíduos"*. CEN TC 189.
- NP EN 14415, (2007). *"Barreiras geossintéticas. Método de ensaio para a determinação da resistência à lixiviação"*. CEN TC 189.
- NP EN 14575, (2007). *"Barreiras geossintéticas. Método de ensaio para a determinação da resistência à oxidação"*. CEN TC 189.
- NP EN 14576, (2007). *"Geossintéticos. Método de ensaio para a determinação da resistência das barreiras geossintéticas poliméricas à fissuração por tensão provocada pelos agentes ambientais"*. CEN TC 189.
- NP EN ISO 10318, (2010). *"Geossintéticos. Termos e definições (ISO 10318:2005)"*. 1st ed. Comité Europeu de Normalização, CT - 4.
- NP EN ISO 12957-1, (2007). *Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 1: Ensaio de corte directo*. CT - 4 (ISO 12957-1:2005).
- NP EN ISO 12957-2, (2007). *"Geossintéticos. Determinação das características de atrito. Parte 2: Ensaio em plano inclinado (ISO 12957-2:2005)"*. Comité Europeu de Normalização (CT -4).
- NP EN ISO 13427, (2006). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Simulação do dano por abrasão (ensaio de bloco deslizante)"*. CEN TC 189.
- NP EN ISO 13437, (2007). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Método para instalação e extracção de amostras no solo e preparação de provetes para ensaios em laboratório"*. CEN TC189.
- NP EN ISO 13438, (2006). *"Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência à oxidação"*. CEN TC 189.

- Oostveen, J.P.; Maas, K.C. e Hendrikse, C.S.H., (1994). *"The coefficient of interaction for geogrids in a non-cohesive soil"*. Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 427-432.
- Ospina, R.I., (1988). *"An investigation on the fundamental interaction mechanism of non-extensible reinforcement embedded in sand"*. M.Sc. thesis, Georgia Institute of Technology, USA.
- Painter, P.C. e Coleman, M.M., (1997). *"Fundamentals of Polymer Science"*. 2nd edn, CRC Press, Boca Raton, FL, USA.
- Palmeira, E.M., (1996). *"An apparatus for in-soil tensile tests on geotextiles-Version 2"*. Research Report, University of Brasilia, Brasilia, Brazil, 37 p. (in Portuguese).
- Palmeira, E.M., (2008). *"Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis"*. Mercer Lecture, 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK.
- Palmeira, E.M., (2009). *"Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis"*. Geotextiles and Geomembranes 27 pp.368-390.
- Palmeira, E.M.; Lima Junior, N.R. e Melo, L.G.R., (2002). *"Interaction between soil and geosynthetic layers in large scale ramp tests"*. Geosynthetics International 9 (2), pp.149-187.
- Palmeira, E.M. e Milligan, G.W.E., (1989). *"Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand"*. Geotechnique, 39(3), 511-524.
- Palmeira, E.M.; Tupa, N. e Gomes, R.C., (1996). *"In-soil tensile behaviour of geotextiles confined by fine soils"*. International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu-96, Fukuoka, Japan, Vol. 1, 129-132.
- Palmeira, E.M. e Viana, H.N.L., (2003). *"Effectiveness of geogrids as inclusions in cover soils of slopes of waste disposal areas"*. Geotextiles and Geomembranes 21 (5), pp.317-337.
- Paula, A.M.V., (2003). *"Danificação durante a instalação - avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos"*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto.
- Paula, A.M.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L., (2004). *"Damage during installation laboratory test: influence of the type of granular material"*. Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference EurGeo 3, Munich, Germany, pp. 603-606.
- Paula, M.P.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L., (2009). *"Alguns resultados de ensaios de fluência e rotura em fluência à tracção de geossintéticos"*. Geotecnia n.º 116 - Julho 09 - pp. 39-63.
- Perkins, S.W., (2001). *"Numerical Modelling of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements"*. Report No. FHWA/MT-01-003/99160-2, Federal Highway Administration, USA, pp.97.
- Pinho-Lopes, M.J.F., (1998). *"Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interacção solo-geossintético"*. Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Pinho-Lopes, M.J.F., (2004). *"Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos"*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Pinho-Lopes, M.J. e Lopes, M.L., (1999). *"Soil geosynthetic interaction - influence of soil particle size and geosynthetic structure"*. Geosynthetics International , Vol. 6, n4, pp 261-282 and ERRATA Geosynthetics International , Vol. 6, n5, pp 449-453.

- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L., (2010). "*A durabilidade de geossintéticos*". FEUP edições pp.295.
- Pinto, M.I.; Lopes, M.L. e Pinho-Lopes, M., (2007). "*Normalização dos geossintéticos em Portugal. Marcação CE*". Actas do 2º Seminário Português sobre Geossintéticos, Lisboa, pp.227-237.
- Rainey, T. e Barksdale, B., (1993). "*Construction induced reduction in tensile strength of polymer geogrids*". Proceedings of the Geosynthetics '93 Conference, Vancouver, Canada, pp. 729-742.
- Ram, A., (1997). "*Fundamentals of Polymer Engineering*". Plenum Press, New York, p. 237.
- Richardson, G.N., (1998). "*Field evaluation of geosynthetic survivability in aggregate road base*". Geotechnical Fabrics Report, September 98.
- Rogbeck, Y. et al., (2003). "*Nordic guidelines for reinforced soil and fills*". Nordic Geosynthetic Group (NGG), p. 204 (Revision A - February 2004).
- Rolin, A., (2004). "*Long term performance of geotextiles*". 57th Canadian Geotechnical Congress, GeoQuébec 2004, Session 4D, pp.15-20.
- Rosário, C.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L., (2009). "*Efeito da danificação durante a instalação no comportamento mecânico de tracção e de rasgamento de geotêxteis*". 3º Seminário Português sobre Geossintéticos, PP.353-360.
- Roylance, D., (2001). "*Modulus in Mechanics of Materials*". Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA. http://web.mit.edu/course/3/3.11/www/module_list.html.
- Sandri, D. et al., (1993). "*Installation damage testing of four polyester geogrids in three soil types*". Proceedings of Geosynthetics' 93, Vancouver, Canada, pp.743-755.
- Sawicki, A., (2000). "*Mechanics of reinforced soil*". A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, p. 195.
- Schroeder, H.F. et al., (2000). "*Durability of polyolefine geosynthetics under elevated oxygen pressure in aqueous liquids*". Proceedings of the 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, vol. 1, pp. 459-464.
- Schroeder, H.F. et al., (2002). "*Resistance of polyolefin geosynthetics to oxidation - a new accelerated test working at elevated oxygen pressure*". Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, vol. 4, pp. 1455-1458.
- Seeger, S.; Böhm, H.; Söhring, G. e Müller, W., (2000). "*Long term testing of geomembranes and geotextiles under shear*". In: Cancelli, A., Cazzuffi, D. and Soccodato, C. (Eds.), Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference. Pàtron Editore, Bologna, 607-610.
- Seeger, S. e Müller, W.W., (2001). "*Langzeitbeständigkeit strukturierter Dichtungsbahnen*". BAM-Forschungsberich 256. Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven.
- Shukla, S.K., (2002). "*Geosynthetics and their applications*". Chapter on "Fundamental of geosynthetics" Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford.
- Silvano, R.P.S.X., (2005). "*Solo reforçado com geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento*". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FCTUC, Coimbra, 185p.
- Silvano, R.; Pinho-Lopes, M.; Marques, J.C. e Lopes, M.L., (2004). "*Pull out tests: Experimental and numerical results*". Proceedings of the 3rd European Geosynthetic Conference, Munich, pp.323-326.

- Silvia, A.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L., (2011). *"Efeito da danificação durante a instalação em obra nas propriedades hidráulicas de geocompósitos"*. 4º Seminário Português de Geossintéticos.
- Sobhi, S. e Whu, J.T.H., (1996). *"A interface pullout formula for extensible sheet reinforcement"*. Geosynthetics International, Vol. 3, nº5, pp. 565-582.
- Sobhi, S. e Wu, J.T.H., (1996). *"An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement"*. Geosynthetics International 3 (5), 565-582.
- Sprague, C.J.; Allen, S. e Thornton, S., (1999). *"Installation damage testing, sensitivity assessment and derivation of RFID"*. Geosynthetics Conference, Boston, pp. 1123-1132.
- Stoewahse, C., (2001). *"Ermittlung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen und Erdstoffen im Rahmenschergerät"*. Publications Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hanover University, Vol.56.
- Stoewahse, C. et al., (2002). *Geosynthetics interface shear behaviour: Part 1 Test Methods"*. Ground Engineering, Vol.35, n2, pp.35-41.
- Sugimoto, M.; Alagiyawanna, A.N.M. e Kadoguchi, K., (2001). *"Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests"*. Geotextiles and Geomembranes 19 (5),pp.257-277.
- Thornton, J.S., (1998). *"The stepped isothermal method (SIM) for time-temperature superposition"*. Seminar volume on Creep and Assessment of Geosynthetics, December 1997, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 2.1-2.9.
- Thornton, J.S.; Allen, S.R. e Thomas, R.W., (1997). *"Approaches for the Prediction of Long Term Viscoelastic Properties of Geosynthetics from Short Term Tests"*. Geosynthetics 97. Proceedings. California. v.1. ,p.277-291.
- Thornton, J.S.; Allen, S.R.; Thomas, R.W. e Sandri, D., (1998a). *"The stepped isothermal method for time-temperature superposition and its application to creep data on polyester yarn"*. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol. 2, pp. 699-706.
- Thornton, J.S. e Baker, T.L., (2002). *"Comparison of SIM and Conventional Methods for Determining Creep-Rupture Behaviour of a Polypropylene Geotextile"*. 7th ICG. Nice, France, vol. 4., pp.1545-1552.
- Thornton, J.S.; Paulson, J.N. e Sandri, D., (1998b). *"Conventional and stepped isothermal method for characterizing long term creep strength of polyester geogrids"*. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol. 2, pp. 691-698.
- Thornton, J.S. e Sandri, D., (2005). *"Introducing the stepped isothermal method"*. Geo-Frontiers, Vol. 17, No. 3: 18-20.
- Troost, G.H. e Ploeg, N.A., (1990). *"Influence of weaving structure and coating on the degree of mechanical damage of reinforcing mats and woven geogrids, caused by different fills, during installation"*. Proceedings of the 4th International Conference Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, The Netherlands, pp. 609-614.
- Tupa, N., (1994). *"A study on adherence and interaction between soils and geosynthetics"*. MSc. Dissertation, University of Brasília, Brasília, Brazil, 188 p. (in Portuguese).
- Van Zanten, R.V., (1986). *"Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering"*. John Wiley & Sons, New York.

- Vieira, C.F.S., (2008). *"Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento"*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viezee, D.J.; Voskapm, W.; Den Hoedt, G. e Troost, G.H., (1990). *"Designing soil reinforcement with woven geotextiles - the effect of mechanical damage and chemical ageing on the long-term performance of polyester fibres and fabrics"*. Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related-products, Haia, Netherlands, pp.651-656.
- Wasti, Y. e Özdüzgün, Z.B., (2001). *"Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests"*. Geotextiles and Geomembranes 19 (1), 45-57.
- Watn, A. e Chew, S.-H., (2002). *"Geosynthetic damage - from laboratory to field"*. Keynote Lecture, Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol. 4, pp. 1203-1226.
- Watts, G.R.A. e Brady, K.C., (1990). *"Site damage trials on geotextiles"*. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, pp. 603-607.
- Wilson-Fahmy, R.F.; Koerner, R.M. e Sansone, L.J., (1994). *"Experimental behaviour of polymeric geogrids in pullout"*. Journal of Geotechnical Engineering, 120(4), ASCE, USA, 661-677.
- Wu, J.T.W. e Arabian, V., (1988). *"New tests for determining in-soil stress-strain properties of geotextiles"*. Geotechnical Engineering Report, University of Colorado at Denver, CO, USA.
- Wu, W.; Wick, H.; Ferstl, F. e Aschauer, F., (2008). *"A tilt table device for testing geosynthetics interface in centrifuge"*. Geotextiles and Geomembranes 26, 31-38.
- Wypych, G., (2003). *"Handbook of Material Weathering"*. ChemTec Publishing, Toronto, Ontario M1E 1C6, Canada, 3rd edition, p. 708.
- Yeo, S.-S. e Hsuan, Y.G., (2007). *"The short- and long-term compressive behavior of high-density polyethylene geonet and geocomposite under inclined conditions"*. Geosynthetics International, Vol.14, 154-164.
- Yeo, S.S. e Hsuan, Y.G., (2010). *"Evaluation of creep behavior of high density polyethylene and polyethylene-terephthalate geogrids"*. Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) 409-421.
- Yogarajah, I. e Yeo, K.C., (1994). *"Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements"*. Geotextiles and Geomembranes, 13(1), 43-54.
- Zanzinger, H., (2007). *"Zeitraffende Druck-Kriechversuche an Dränmatten mit dem SIM-Verfahren"*. In: Jost, D. and Albers, K. (Eds.), Tagungsband der 24. Fachtagung "Die sichere Deponie". SKZ - ConSem GmbH, Würzburg, pp.E1-E34.

