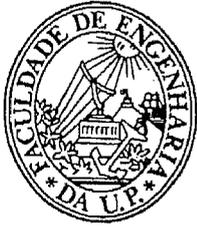


FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DOS FENÓMENOS DA INTERACÇÃO
SOLO-GEOSSINTÉTICO
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE**

MIGUEL ÂNGELO SIMÕES DE ALMEIDA LADEIRA

MAIO 1995



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DOS FENÓMENOS DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto, para a obtenção do Grau de
Mestre em Estruturas de Engenharia Civil*

6241063) / LADM / EST
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECAS M
N.º _____
CSU _____
Data 25. 10. 1996
N.º 2270

MIGUEL ÂNGELO SIMÕES DE ALMEIDA LADEIRA*

MAIO 1995

* Bolseiro da Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica

Aos meus Pais

e

à Cristina

ÍNDICE GERAL

RESUMO.....	vii
ABSTRACT.....	ix
RÉSUMÉ.....	xi
AGRADECIMENTOS.....	xiii
ÍNDICE DE TEXTO.....	xv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxi
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxix
SIMBOLOGIA.....	xxxi
CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
CAPÍTULO 1 - GEOSSINTÉTICOS.....	5
CAPÍTULO 2 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS.....	59
CAPÍTULO 3 - ESTUDO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES.....	95
CAPÍTULO 4 - INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE.....	123

CAPÍTULO 5 - ESTUDO PARAMÉTRICO DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	147
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	179
BIBLIOGRAFIA.....	183

RESUMO

A aplicação dos geossintéticos em obras geotécnicas, em particular no reforço de solos onde o papel da interacção solo-geossintético toma primordial importância, tem vindo a conhecer, nos últimos anos, um assinalável desenvolvimento. No entanto, para a realização dos projectos específicos recorre-se inúmeras vezes a métodos empíricos ou semi-empíricos, reconhecendo-se que o suporte teórico e experimental destes métodos é insuficiente. É, pois, fundamental a abordagem pela via experimental deste tipo de problemas com vista, não só ao suporte dos métodos de dimensionamento, como também ao desenvolvimento de metodologias de ensaio que permitam definir as características mecânicas dos geossintéticos quando confinados por solo.

Um dos ensaios que surge como de grande interesse realizar, especialmente quando os geossintéticos são aplicados no reforço de solos, é o ensaio de arranque. Este ensaio, encontra-se, ainda, em fase inicial de normalização a nível Europeu havendo todo o interesse em estudar para além do fenómeno de interacção solo-reforço a influência nos resultados do ensaio da alteração de alguns parâmetros físicos, geométricos e mecânicos.

É precisamente o estudo dos fenómenos da interacção solo-geossintéticos e a influência nestes de alguns parâmetros físicos, geométricos e mecânicos através da realização de ensaios de arranque que constitui o tema fundamental deste trabalho.

Assim, começa-se por fazer uma descrição dos geossintéticos, das suas propriedades, funções e possíveis aplicações, analisando-se em seguida, com carácter mais geral, o reforço de solos. Dentro do reforço de solos é descrita a técnica de reforço com geossintéticos e a importância nesta da interacção solo-geossintético. É efectuado um estudo teórico sobre a interacção, sendo analisados os métodos experimentais para a sua avaliação. De entre estes realçam-se as vantagens dos ensaios de arranque e realiza-se uma análise dos seus aspectos fundamentais. Apresenta-se o equipamento de ensaio desenvolvido, os materiais utilizados e os procedimentos de ensaio. Define-se o ensaio base e analisam-se os seus resultados, para em seguida, ser apresentado o programa de ensaios considerado para a análise paramétrica efectuada. Esta análise incide sobre alguns parâmetros geométricos, físicos e mecânicos que

poderão influenciar o comportamento das interfaces solo-inclusões durante o arranque destas, sendo apresentados em seguida os seus resultados.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral e particular para o equipamento desenvolvido, e sugerem-se vias para futuras investigações.

ABSTRACT

The use of geosynthetics in geotechnical works - particularly in soil reinforcement where the soil-reinforcement interaction is of primordial importance - has had a remarkable development in recent years. However, due to insufficient theoretical and experimental support, the design of specific projects is based on empirical or semi-empirical methods. Therefore, an experimental approach to this problem is fundamental not only to support the design method but also to develop testing methodologies which will enable the definition of the mechanical characteristics of the geosynthetics when embedded in soil.

The pull-out test is one of the more important tests to be carried out when the geosynthetics are used in soil reinforcement and its European standardization is now starting. Therefore, there is a special interest in studying not only the soil-reinforcement interaction, but also the influence on it of different physical, geometrical and mechanical parameters.

The theme of this thesis is precisely the study by means of pull-out tests of soil-geosynthetic interaction phenomena and the analysis of the influence in the test results of different physical, geometrical and mechanical parameters.

To achieve this object geosynthetics are described with reference to their characteristics, functions and possible applications. Then, soil-reinforcement techniques are referred with special attention to soil-reinforcement with geosynthetics and to the importance on it of soil-geosynthetics interaction. A theoretical study of the soil-geosynthetics interaction and the analysis of the experimental method used for its quantification is presented. In this study the advantage of the pull-out test and its fundamental aspects are emphasized.

Testing equipment, specimen preparation, testing procedures and material used are described. A reference test is defined and its results analyzed. The testing program is presented and the analysis of the influence of geometrical, physical and mechanical parameters is discussed based on results of tests carried out.

Finally general conclusions are extracted, particular conclusions relative to the testing equipment used are put forward and some avenues for further research are indicated.

RÉSUMÉ

Les dernières années l'application des géosynthétiques dans les travaux géotechniques, en particulier le renforcement des sols où l'action réciproque sol-géosynthétique est d'une importance crucial, a connu une évolution importante. Cependant, la réalisation des projets pratiques oblige encore à utiliser, fréquemment, les méthodes empiriques ou semi-empiriques. Le support théorique et expérimental de ces méthodes rest insuffisant. Il est donc fondamental que l'étude expérimental de ce genre de problème apparaisse tant que support pour les méthodes de dimensionnement et de développement des méthodologies d'essais qui permettraient de définir des caractéristiques mécaniques des géosynthétiques lorsqu'ils sont confinés par le sol.

L'un des essais les plus importantes, spécialement quand les géosynthétiques sont appliqués au renforcement des sols, est l'essai d'arrachement. Cet essai se trouve en phase initiale de normalisation, au niveau Européen, d'où l'intérêt d'étudier, non seulement le phénomène de l'action réciproque sol-renforcement, mais aussi l'influence sur les résultats de l'essai du changement de quelques paramètres physiques, géométriques et mécaniques.

Le objectif fondamental de ce travail est précisément l'étude des phénomènes d'action réciproque sol-géosynthétique et l'influence de quelques paramètres physiques, géométriques et mécaniques à travers des essais d'arrachement.

On commence, tout d'abord, par une description des géosynthétiques, de leurs propriétés, leurs fonctions et applications possibles, et on analyse plus généralement le renforcement des sols.

Ensuite, on décrit la technique du renforcement avec les géosynthétiques et l'importance de l'action réciproque. On procède à une étude théorique de l'action réciproque, tout en analysant les méthodes expérimentales pour son évaluation. En particulier, on remarque les avantages des essais d'arrachement et on analyse ses aspects fondamentaux. On présente l'équipement d'essai, les matériaux utilisés et les procédures d'essai. On définit l'essai de base et on analyse ses résultats pour présenter, ensuite, le programme d'essais destinée à l'analyse paramétrique. Cette étude est basée sur quelques paramètres géométriques, physiques et

mécaniques qui pourront influencer le comportement des interfaces sol-inclusions pendant l'arrachement. On présente les résultats par la suite.

Finalement, on énumère quelques conclusions générales et particulières pour l'équipement développé et on suggère des voies pour des recherches futures.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização, e em especial:

- À Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes desejo manifestar um especial agradecimento pela orientação e interesse manifestado na elaboração desta dissertação, pela forma amigável com que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela paciência demonstrada e constante incentivo, bem como pelos inúmeros ensinamentos e orientações que me transmitiu sobre esta matéria;
- Ao Professor Doutor António Silva Cardoso, Director do Laboratório de Geotecnia da F.E.U.P., por me ter permitido a utilização das instalações deste e ter criado todas as condições para a realização da parte experimental deste trabalho, bem como o seu interesse e observações inteligentes no decorrer do mesmo;
- Ao Engenheiro Domingos Cruz pelas facilidades que me facultou no campo profissional permitindo assim, que este trabalho chegasse ao seu bom termo;
- A todos os meus colegas que, de uma forma directa ou indirecta, contribuíram para a realização deste trabalho, dirigindo-me em particular aos Amigos e Engenheiros Alberto Figueiredo, Rui Calçada, Pedro Couto e Avelino Teixeira, pelo incentivo sempre demonstrado durante a sua execução;
- Aos Professores Doutores Manuel Matos Fernandes e José Couto Marques e ao Engenheiro António Viana da Fonseca pelo interesse e apoio concedidos;
- Ao Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, especialmente ao Sr. Pinto, pelas facilidades criadas na utilização do equipamento necessário à parte experimental;

- Ao Sr. Joaquim o meu muito obrigado, pela disponibilidade e força de vontade demonstradas na realização dos ensaios, sem as quais não teria sido possível realizar grande parte destes;
- Aos funcionários das Secções de Estruturas e Geotecnia, em especial à D. Clotilde Bento, pela disponibilidade demonstrada nos serviços administrativos;
- À Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica pelo apoio financeiro prestado;
- À Arco Systems Portuguesa, à Sociedade de Construções Soares da Costa e à Inorbel - Indústria de Betões de Norte, pela cedência dos materiais ensaiados;
- Ao Laboratório de Ensaio de Materiais da F.E.U.P. e à Mota & Companhia, pela cedência do equipamento de compactação e de controlo da mesma, respectivamente;
- Quero aqui também expressar o meu sincero agradecimento ao Sr. Manuel Carvalho, pela sua constante disponibilidade e pelo exemplar profissionalismo colocado no trabalho de processamento de texto e das figuras;
- A todos os meus Amigos, em particular à Ana Paula Sampaio por ser responsável por uma parte do processamento de texto;
- À Família Vieites que amavelmente cedeu as instalações onde grande parte da redacção do trabalho foi desenvolvida;
- À minha Família, e em particular aos meus Pais, pelo apoio e incentivo demonstrados no decorrer do trabalho;
- À Cristina, pela sua preciosa compreensão em relação às muitas horas subtraídas à sua companhia, pelo seu apoio e incentivo constante que permitiram que se atingisse o final do presente trabalho.

ÍNDICE DE TEXTO

CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
CAPÍTULO 1 - GEOSSINTÉTICOS	
1.1 - INTRODUÇÃO	5
1.2 - GEOSSINTÉTICOS	9
1.2.1 - Preâmbulo.....	9
1.2.2 - Materiais constituintes.....	9
1.2.2.1 - Considerações gerais.....	9
1.2.2.2 - Polímeros de base e aditivos.....	11
1.2.3 - Processos de fabrico.....	15
1.2.3.1 - Preâmbulo.....	15
1.2.3.2 - Produção dos componentes básicos dos geossintéticos.....	15
1.2.3.3 - Técnicas de fabrico de geotêxteis tecidos e não tecidos	17
1.2.3.4 - Técnicas de fabrico de alguns produtos relacionados	21
1.2.3.5 - Técnicas de fabrico de geossintéticos compostos e especiais.....	25
1.3 - PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS	26
1.3.1 - Considerações iniciais.....	26

1.3.2 - Propriedades físicas.....	27
1.3.3 - Propriedades hidráulicas.....	28
1.3.4 - Propriedades mecânicas.....	31
1.3.5 - Durabilidade.....	37
1.3.6 - Considerações finais.....	40
1.4 - FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	41
1.4.1 - Preâmbulo.....	41
1.4.2 - Drenagem	42
1.4.3 - Filtragem.....	44
1.4.4 - Separação	46
1.4.5 - Reforço.....	47
1.4.6 - Protecção.....	48
1.4.7 - Considerações finais.....	49
1.5 - APLICAÇÕES E COLOCAÇÃO EM OBRA.....	51
1.5.1 - Aplicações em obras geotécnicas.....	51
1.5.2 - Colocação em obra.....	54
1.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	55

CAPÍTULO 2 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

2.1 - INTRODUÇÃO	59
2.2 - REFORÇO DE SOLOS.....	60
2.3 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS.....	62
2.3.1 - Introdução	62

2.3.2 - Muros e taludes reforçados com geossintéticos	64
2.3.2.1 - Tipos de geossintéticos usados como elementos de reforço	64
2.3.2.2 - Processos construtivos.....	66
2.4 - COMPORTAMENTO FUNDAMENTAL DOS SOLOS REFORÇADOS	67
2.4.1 - Introdução	67
2.4.2 - Factores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com inclusões flexíveis.....	68
2.4.2.1 - Influência das características do solo	69
2.4.2.2 - Influência das características mecânicas dos reforços.....	73
2.4.2.3 - Influência da orientação dos reforços	74
2.5 - INTERACÇÃO SOLO-REFORÇO.....	76
2.5.1 - Introdução	76
2.5.1.1 - Análise qualitativa.....	77
2.5.1.2 - Objectivos.....	78
2.5.2 - Estudo da resistência das interfaces entre as grelhas e o solo	79
2.5.2.1 - Preâmbulo.....	79
2.5.2.2 - Resistência ao corte ao longo das inclusões	81
2.5.2.3 - Mobilização da resistência passiva nos elementos transversais do reforço.....	82
2.5.2.4 - Influência da dimensão dos grãos do solo na resistência das interfaces solo-grelhas.....	87
2.5.2.5 - Influência da geometria do reforço na resistência das interfaces solo-grelhas.....	90
2.5.2.6 - Conclusões	92

CAPÍTULO 3 - ESTUDO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES

3.1 - INTRODUÇÃO	95
3.2 - MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES.....	96
3.3 - TIPOS DE ENSAIOS MAIS ADEQUADOS	96
3.4 - ENSAIOS DE CORTE DIRECTO	99
3.5 - ENSAIOS DE ARRANQUE	104
3.5.1 - Preâmbulo	104
3.5.2 - Aspectos fundamentais dos ensaios de arranque.....	105
3.5.2.1 - Influência das condições fronteira.....	106
3.5.2.2 - Influência dos procedimentos de ensaio	111
3.5.2.3 - Simulação de casos reais através dos ensaios de arranque.....	116
3.5.2.4 - Influência da rigidez relativa solo-inclusão.....	117
3.5.2.5- Interferência entre níveis de reforço.....	120
3.6 - MÉTODOS INDIRECTOS	121

CAPÍTULO 4 - INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE

4.1 - ESCOLHA DO MÉTODO UTILIZADO	123
4.2 - EQUIPAMENTO DESENVOLVIDO	124
4.3 - MATERIAIS UTILIZADOS	131
4.3.1 - Solo	131
4.3.2 - Geossintéticos	133

4.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO	134
4.5 - ENSAIO BASE.....	138
4.5.1 - Definição	138
4.5.2 - Análise dos resultados.....	140

CAPÍTULO 5 - ESTUDO PARAMÉTRICO DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

5.1 - PROGRAMA DE ENSAIOS.....	147
5.2 - PARÂMETROS MECÂNICOS	149
5.2.1 - Preâmbulo.....	149
5.2.2 - Pressão de confinamento	149
5.2.3 - Velocidade de ensaio.....	153
5.2.4 - Densidade do solo.....	155
5.3 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E FÍSICOS.....	158
5.3.1 - Preâmbulo.....	158
5.3.2 - Comprimento da amostra	158
5.3.2.1 - Solo mais solto	158
5.3.2.2 - Solo mais denso.....	160
5.3.3 - Largura da amostra	162
5.3.4 - Altura do solo.....	164
5.3.5 - Influência da manga.....	167
5.4 - OUTROS PARÂMETROS	169
5.4.1 - Preâmbulo.....	169

5.4.2 - Influência das barras transversais.....	170
5.4.3 - Estrutura do geossintético	173
5.5 - CONCLUSÕES	175
CONSIDERAÇÕES FINAIS	179
BIBLIOGRAFIA.....	183

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - GEOSINTÉTICOS

Figura 1.1 - Evolução do mercado mundial dos geossintéticos.....	6
Figura 1.2 - Estatísticas de artigos apresentados nas conferências internacionais: a) evolução dos geotêxteis: estatística de artigos apresentados nas conferências internacionais; b) distribuição geográfica dos artigos..	8
Figura 1.3 - Diferentes tipos de fibras têxteis (adaptado de Quaresma, 1992).....	9
Figura 1.4 - a) Exemplo de monômero - monômero de etileno; b) molécula de polietileno constituída por vários monômeros de etileno (Lopes, 1992).	10
Figura 1.5 - Geossintéticos segundo as suas estruturas.	15
Figura 1.6 - Componentes básicos dos geossintéticos.	16
Figura 1.7 - Estrutura dos geotêxteis tecidos e não tecidos.	17
Figura 1.8 - Geotêxteis tecidos: a) monofilamento em monofilamento; b) multifilamento em multifilamento; c) tira em tira.....	18
Figura 1.9 - Esquema de ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos.	19
Figura 1.10 - Geotêxteis não tecidos: a) mecanicamente ligados (agulhados); b) quimicamente ligados; c) termicamente ligados.	20
Figura 1.11 - Geotêxteis tricotados: a) face superior; b) face inferior.....	21
Figura 1.12 - Geotêxtil encanastrado (“webbing”).....	21
Figura 1.13 - Exemplo de um tapete (fotografia e microfotografia).....	22
Figura 1.14 - Dois tipos diferentes de georedes.	22

Figura 1.15 - Processo de fabrico de geogrelhas (Tensar).....	23
Figura 1.16 - Geometria típica de: a) folha de polímero perfurada; b) geogrelha uniaxial; c) geogrelha biaxial (Bonaparte <i>et al.</i> , 1984).	24
Figura 1.17 - Exemplo de uma tira: a) fotografia; b) secção transversal.	24
Figura 1.18 - Geocompósitos: a) geotêxtil-rede-geotêxtil; b) geotêxtil-rede-geomembrana.	25
Figura 1.19 - Geotêxtil alveolar.....	25
Figura 1.20 - Diferentes tipos de geomembranas.	26
Figura 1.21 - Distribuição das aberturas (porometria) de um geotêxtil tecido e não tecido (Iwasaki e Watanabe, 1978).....	29
Figura 1.22 - Compressibilidade de alguns geotêxteis (Gourc, 1982).....	32
Figura 1.23 - Comportamento à tracção de diferentes tipos de geotêxteis (McGown <i>et al.</i> 1981).	33
Figura 1.24 - Diferentes definições do módulo de rigidez (Paulson, 1987).....	35
Figura 1.25 - Curvas de fluência de alguns geotêxteis (Matichard <i>et al.</i> , 1990).....	38
Figura 1.26 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a drenagem (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	43
Figura 1.27 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a filtragem (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	45
Figura 1.28 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a separação (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	46
Figura 1.29 - Aplicações de geossintéticos tendo como função o reforço (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	47
Figura 1.30 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a protecção (adaptado de Giroud <i>et al.</i> , 1985).	49

CAPÍTULO 2 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

Figura 2.1 - Tipos e propriedade mecânicas de geotêxteis e geogrelhas (Schlosser e Delage, 1987).	65
Figura 2.2 - Algumas técnicas aplicadas na construção incremental de estruturas de face vertical reforçadas com geossintéticos: a) utilização de armação durante a construção; b) utilização de aterro temporário durante a construção; c) elementos de face em betão pré-fabricado; d) elementos de face em gabiões	67
Figura 2.3 - Resultados típicos dos ensaios de corte directo com areias.	70
Figura 2.4 - Curvas tensão-deformação de uma areia reforçada ou não, $\sigma_3 = 70$ kPa : a) solta; b) compacta (McGown <i>et al.</i> , 1978).....	71
Figura 2.5 - Efeito da orientação das inclusões (McGown <i>et al.</i> , 1978).....	75
Figura 2.6 - Aumento máximo da resistência ao corte obtido com um reforço bidimensional rugoso colocado com diferentes orientações (Jewell e Wroth, 1987).	75
Figura 2.7 - Influência do estado da superfície lateral das inclusões sobre a resistênciadas interfaces solo-reforços determinada em ensaios de arranque (Schlosser <i>et al.</i> , 1985).	78
Figura 2.8 - Representação esquemática da distribuição dos esforços numa inclusão (Jewell <i>et al.</i> , 1984).....	80
Figura 2.9 - Mecanismos de interacção solo-grelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell <i>et al.</i> , 1984).	80
Figura 2.10 - Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell <i>et al.</i> , 1984).	82
Figura 2.11 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas (adaptado de Jewell <i>et al.</i> , 1984; Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990).....	83
Figura 2.12 - Mecanismo de rotura nas barras transversais das grelhas, baseado no mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga de fundações (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1993c).....	84

Figura 2.13 - Mecanismo de rotura nas barras transversais das grelhas, baseado no mecanismo de rotura ao corte por punção de fundações profundas (adaptado de Jewell <i>et al.</i> , 1984).	85
Figura 2.14 - Influência qualitativa do aumento da dimensão dos grãos de solo no corte directo (Jewell <i>et al.</i> , 1984).	87
Figura 2.15 - Ilustração esquemática da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência ao corte directo (Jewell <i>et al.</i> , 1984).	88
Figura 2.16 - Influência da dimensão dos grãos do solo (e/D_{50}) na resistência passiva do reforço (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990).	89
Figura 2.17 - Influência da geometria da grelha no coeficiente de resistência na interface (adaptado de Jewell <i>et al.</i> , 1984 e Jewell, 1990).	92
 CAPÍTULO 3 - ESTUDO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES	
Figura 3.1 - Comparação de valores do coeficiente de ligação solo-geossintético obtidos através de ensaios de corte directo e de arranque (Farrag <i>et al.</i> , 1993).	97
Figura 3.2 - Movimentos relativos entre o solo e o geossintético (geotêxtil) em algumas situações tipo <i>in situ</i> e nos ensaios laboratoriais correspondentes (Collis <i>et al.</i> , 1980).	98
Figura 3.3 - Mecanismos de interacção numa estrutura de reforço de solos (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989).	99
Figura 3.4 - Ensaios de corte directo das interfaces solo-reforço: a) tensão normal constante; b) volume constante.	100
Figura 3.5 - Ensaios de corte directo modificados (reforço inclinado).	101
Figura 3.6 - Tipos de caixas de corte (adaptado de Murthy <i>et al.</i> , 1993).	102
Figura 3.7 - Resultados dos ensaios com diferentes tipos de caixas de corte (adaptado de Murthy <i>et al.</i> , 1993).	103

Figura 3.8 - Ensaios de arranque em: a) laboratório; b) modelos reduzidos; c) aterros experimentais; d) obras.....	105
Figura 3.9 - Influência da rigidez da fronteira superior nos resultados dos ensaios de arranque (Palmeira e Milligan, 1989).....	106
Figura 3.10 - a) Variação da relação pressões verticais medidas e aplicadas ao longo da largura da caixa ao nível do reforço; b) influência da largura da geogrelha na resposta ao arranque (Farrag <i>et al.</i> , 1993).....	107
Figura 3.11 - Influência do atrito solo-parede frontal nos resultados dos ensaios de arranque (Palmeira e Milligan, 1989).....	108
Figura 3.12 - Influência da proximidade da parede frontal em ensaios de arranque realizados com uma só barra transversal (Palmeira e Milligan, 1989).....	109
Figura 3.13 - Influência do comprimento da manga na resposta ao arranque: a) força de arranque; b) pressões laterais na parede frontal (Farrag <i>et al.</i> , 1993).....	110
Figura 3.14 - Influência da altura do solo na resposta ao arranque (Farrag <i>et al.</i> , 1993).....	112
Figura 3.15 - Vectores deslocamento em ensaios de arranque com areia solta sem sobrecarga para um deslocamento da inclusão de 7.5 cm (adaptado de Schwab <i>et al.</i> , 1977).....	113
Figura 3.16 - Vectores deslocamento em ensaios de arranque com areia densa e sem sobrecarga para um deslocamento do reforço de 3.5 cm (Schwab <i>et al.</i> , 1977).....	114
Figura 3.17 - Vectores deslocamento em ensaios de arranque com areia densa e sobrecarga de 50 kPa para um deslocamento do reforço de 3.5 cm (Schwab <i>et al.</i> , 1977).....	115
Figura 3.18 - Distribuição das tracções nas armaduras: casos de uma obra e de um ensaio de arranque.....	116
Figura 3.19 - Distribuição das tracções nas armaduras em ensaios de arranque: a) solo pouco compacto - $\gamma_d = 15.3 \text{ kN/m}^3$; b) solo muito compacto - $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$ (Guilloux <i>et al.</i> , 1979).....	118

Figura 3.20 - Distribuição das deformações num geotêxtil não tecido durante o ensaio de arranque em função da força aplicada (McGown, 1979).....	119
Figura 3.21 - Interferência entre dois níveis de reforço durante um ensaio de arranque (adaptado de Palmeira e Milligan, 1990).....	120
 CAPÍTULO 4 - INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE	
Figura 4.1 - Caixa de arranque desenvolvida: a) vista frontal e sistema hidráulico; b) vista lateral.....	126
Figura 4.2 - Representação esquemática da caixa de arranque.....	127
Figura 4.3 - Potenciómetros lineares para medição dos deslocamentos ao longo do reforço.....	127
Figura 4.4 - Cilindros calcadores para aplicação da pressão de confinamento pretendida.....	128
Figura 4.5 - Célula de carga para medição da pressão de confinamento.....	129
Figura 4.6 - Célula de carga para medição da força de arranque e pega para transmissão dessa força.....	130
Figura 4.7 - Sistema automático de aquisição de dados.....	131
Figura 4.8 - Curva granulométrica da areia utilizada nos ensaios.....	132
Figura 4.9 - Geometria e curva carga-deformação da geogrelha ensaiada.....	134
Figura 4.10 - Martelo vibratório eléctrico utilizado na compactação do solo.....	135
Figura 4.11 - Gamadensímetro utilizado no controlo da compactação.....	136
Figura 4.12 - Vista geral da caixa quando se finaliza a colocação do reforço (ensaio com uma geogrelha).....	137
Figura 4.13 - Vista geral da caixa quando se finaliza a colocação da areia.....	138

Figura 4.14 - Geometria da amostra e localização dos pontos de medição ao longo desta.	139
Figura 4.15 - Repetibilidade dos ensaios de arranque quanto: a) à resposta ao arranque; b) aos deslocamentos (frontal e da 4ª barra transversal (ver Figura 4.14)).	141
Figura 4.16 - Distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, confinado por solo no início do ensaio, para distintos valores da força de arranque.	143
Figura 4.17 - Distribuição dos deslocamentos por deformação da geogrelha, ao longo desta, para distintos valores da força de arranque.	144

CAPÍTULO 5 - ESTUDO PARAMÉTRICO DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Figura 5.1 - Influência da pressão de confinamento: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.	150
Figura 5.2 - Deslocamento das barras transversais instrumentadas durante o ensaio realizado com $\sigma_n = 87.8$ kPa.	152
Figura 5.3 - Influência da velocidade de ensaio: a) na força máxima de arranque do reforço; b) na resposta ao arranque; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.	154
Figura 5.4 - Influência da densidade do solo: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para esse instante, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.	157
Figura 5.5 - Influência do comprimento da amostra (solo mais solto - $\gamma = 17.5$ kN/m ³): a) na variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) na força máxima de arranque do reforço.	159

Figura 5.6 - Influência do comprimento da amostra (solo mais denso - $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$): a) na variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) na força máxima de arranque do reforço.	161
Figura 5.7 - Influência da largura da amostra na variação da força de arranque com o deslocamento frontal.	163
Figura 5.8 - Influência da altura do solo: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) nos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste, para a força de arranque máxima.	166
Figura 5.9 - Influência da existência da manga: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.	168
Figura 5.10 - Geogrelha após corte das barras transversais, posicionada na caixa de arranque.	170
Figura 5.11 - Influência das barras transversais na variação da força de arranque com o deslocamento frontal: a) geogrelha uniaxial; b) paragrelha (PG2).	171
Figura 5.12 - Outros tipos de geossintéticos colocados no interior da caixa de arranque: a) geotêxtil tecido em polipropileno (GTPP); b) paragrelha (PG1).	173
Figura 5.13 - Resposta ao arranque de cinco geossintéticos de três tipos diferentes.	174

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1 - GEOSSINTÉTICOS

Quadro 1.I - Propriedades do polímero de base	14
Quadro 1.II - Relação entre as funções e as propriedades dos geossintéticos.....	50
Quadro 1.III - Relações entre tipos de geossintéticos e funções (adaptado de Giroud, (1986).....	51
Quadro 1.IV - Evolução da utilização dos geotêxteis entre 1986 e 1988 (adaptado de Koerner, 1990).	52
Quadro 1.V - Relações entre aplicações e funções dos geossintéticos (adaptado de Giroud, 1985 e 1986).....	53

CAPÍTULO 2 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

Quadro 2.I - Características de algumas técnicas de reforço de solos (adaptado de Lopes, 1992).....	61
Quadro 2.II - Classificação de estruturas de solos reforçados com geossintéticos (adaptado de Lopes, 1992).....	63
Quadro 2.III - Factores da capacidade resistente passiva para o cálculo da resistência passiva ao arranque (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1993b).	86

CAPÍTULO 4 - INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE

Quadro 4.I - Valores do ângulo de atrito residual da areia determinados em ensaios de corte directo.....	133
Quadro 4.II - Propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados.....	134
Quadro 4.III - Parâmetros do ensaio base.....	140

CAPÍTULO 5 - ESTUDO PARAMÉTRICO DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Quadro 5.I - Programa de ensaios efectuado.....	148
Quadro 5.II - Resultados obtidos variando o parâmetro pressão de confinamento.....	151
Quadro 5.III - Resultados obtidos variando o parâmetro velocidade de ensaio.....	155
Quadro 5.IV - Resultados obtidos variando o parâmetro comprimento da amostra quando o solo se encontra mais solto ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$).....	160
Quadro 5.V - Resultados obtidos variando o parâmetro comprimento da amostra quando o solo se encontra mais denso ($\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$).....	162
Quadro 5.VI - Resultados obtidos variando o parâmetro largura da amostra.....	164

SIMBOLOGIA

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos por forma a que os respectivos significados não suscitem dúvidas. De qualquer modo, considera-se conveniente uma listagem dos mais importantes.

A	-	área superficial do reforço;
b	-	largura do reforço;
c'	-	coesão do solo;
c_u	-	coesão não drenada do solo;
D	-	deslocamento simultâneo dos dois tipos, corte directo e arranque;
D_{10}	-	diâmetro efectivo;
D_c	-	coeficiente de curvatura;
D_u	-	coeficiente de uniformidade;
e	-	densidade do geotêxtil;
	-	espessura dos elementos que constituem o reforço;
e_c	-	índice de vazios crítico do solo;
F	-	força de rotura no ensaio à tracção;
f	-	coeficiente de resistência na interface solo-inclusão;
f^*	-	coeficiente de atrito aparente das interfaces solo reforço;
J_i	-	módulo de rigidez tangente inicial;

Simbologia

J_{secc}	-	módulo de rigidez secante;
J_{te}	-	módulo de rigidez tangente compensado;
L_1, L_2	-	comprimento do reforço;
L_r	-	comprimento resistente do reforço;
l	-	comprimento resistente do reforço;
l/s	-	número de elementos transversais do reforço.
N_c, N_q	-	factores de capacidade resistente passiva;
n	-	porosidade de um geotêxtil, ou seja, razão entre o volume de vazios e o volume total da amostra;
O_n	-	dimensão equivalente da abertura dos geotêxteis;
P_1	-	força de arranque do reforço de comprimento L_1 ;
P_2	-	força de arranque do reforço de comprimento L_2 ;
P_r	-	força axial máxima mobilizada na interface solo-reforço;
S_g	-	deslocamento no ensaio de arranque;
S_s	-	deslocamento no ensaio de corte directo;
S_y	-	deslocamento entre reforços;
s	-	separação entre elementos transversais do reforço;
T	-	capacidade total resistente nas interfaces solo-inclusão;
T_a	-	capacidade resistente nas interfaces solo-inclusão devida à mobilização do atrito lateral;
T_r	-	capacidade resistente nas interfaces solo-grelhas devido à mobilização do impulso passivo nos elementos transversais do reforço;
t	-	espessura do geotêxtil;
u	-	massa por unidade de área (gramagem);

z	-	altura de solo;
α_a	-	fracção sólida da área superficial do reforço;
α_r	-	fracção da área transversal disponível para mobilização da resistência passiva;
$\alpha_e/\alpha_\varepsilon$	-	variação de volume;
Δh	-	deslocamento no ensaio de corte directo modificado;
δ	-	ângulo de atrito nas interfaces solo-reforço;
ε	-	deformação/extensão;
ϕ	-	ângulo de atrito interno do solo;
ϕ'	-	ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas;
γ	-	peso específico total do solo;
γ_d	-	peso específico seco do solo;
η_0	-	porosidade inicial;
ψ	-	permitividade hidráulica;
θ	-	transmissividade hidráulica;
	-	orientação do reforço;
σ_1, σ_3	-	tensões principais máxima e mínima;
σ_n	-	tensão normal actuante na interface;
σ_p	-	tensão passiva nas barras transversais da grelha;
σ_r	-	tensão de rotura de um geossintético;
σ_v	-	tensão vertical;
$\sigma_{máx}$	-	tensão de corte máxima;
σ'_n	-	tensão normal actuante na interface em termos de tensões efectivas;
σ'_p	-	tensão passiva em termos de tensões efectivas nas barras transversais da grelha;

Simbologia

- τ - tensão de corte;
- τ_r - tensão de corte na rotura;
- τ/σ - aumento máximo da resistência ao corte.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nas últimas décadas, as técnicas de melhoramento das características dos solos têm conhecido um grande desenvolvimento, quer devido à diminuição de recursos, quer devido aos factores económicos, quer, ainda, devido às preocupações ambientais e à inerente curiosidade do homem. Este desenvolvimento traduz-se tanto no aperfeiçoamento das técnicas existentes como na introdução de novos métodos e materiais, constituindo, hoje em dia, o melhoramento e reforço de solos, uma disciplina permanente da engenharia geotécnica.

Foi neste contexto que foi criado um novo conceito na engenharia civil que deu origem a novos produtos, de entre os quais se destacam os geossintéticos. A sua aplicação em obras geotécnicas tem vindo a conhecer, nos últimos tempos, um assinalável desenvolvimento a nível mundial, justificado pelas vantagens que apresentam em relação aos materiais e tecnologias tradicionais, como sejam, menores custos e maior versatilidade das funções que são susceptíveis de desempenhar. Contudo, não obstante os progressos importantes registados nos últimos anos, muitas das técnicas, mormente as que empregam estes novos materiais, têm ainda um suporte experimental e teórico insuficiente, sendo frequente o recurso a regras empíricas ou semi-empíricas para levar a cabo a execução dos projectos.

De entre as várias funções que os geossintéticos podem exercer, é no reforço que o papel da interacção solo-inclusão assume primordial importância. A resistência das interfaces solo-reforço deve ser adequada, pois é através dessas interfaces que se dá a transferência de tensões do solo para o reforço necessária ao funcionamento conjunto da estrutura compósita. Para o dimensionamento de uma obra de reforço é necessário conhecer o valor do coeficiente de resistência nas interfaces solo-inclusão. Assim, a selecção dos geossintéticos a utilizar no reforço, por exemplo de um muro ou talude, deveria estar associada à realização de ensaios do material confinado pelo solo por forma a que aspectos do comportamento conjunto solo-geossintético pudessem ser analisados.

A normalização de ensaios que permitam definir as propriedades mecânicas dos geossintéticos quando confinados por solo é inexistente, nomeadamente, no que se refere aos ensaios de arranque. Esta circunstância é, em grande parte, justificada pelo elevado número de

factores que influenciam as propriedades mecânicas das interfaces solo-geossintético, que, naturalmente, dificulta a existência de resultados de ensaios comparáveis. A crescente utilização dos geossintéticos no reforço de solos carece do desenvolvimento de métodos normalizados de avaliação das características mecânicas destes quando confinados por solo e das propriedades das interfaces entre os dois materiais. É, pois, necessário desenvolver equipamento adequado, estabelecer procedimentos de ensaio fiáveis e desenvolver esquemas de interpretação de resultados apropriados.

Reconhecendo esta carência, e sabendo que ela tem vindo a impedir a utilização criteriosa dos geossintéticos no reforço de solos, decidiu-se realizar o presente trabalho, para o qual se projectou e construiu uma caixa de arranque de grandes dimensões. Pretende-se assim, contribuir para o esclarecimento dos fenómenos envolvidos no comportamento das interfaces solo-inclusão durante o arranque e da influência neste de factores geométricos, físicos e mecânicos; contribuir para a divulgação em Portugal deste tipo de materiais e dos ensaios de arranque para a caracterização da interacção solo-geossintético; e, se possível, contribuir para a normalização a nível Europeu deste ensaio, a qual se encontra em fase inicial.

O presente trabalho divide-se em 5 capítulos. A apresentação dos geossintéticos em geral é efectuada no Capítulo 1, no qual se abordam os seus materiais constituintes e processos de fabrico, as suas propriedades e possíveis funções, bem como se referem algumas das suas aplicações.

Em seguida, no Capítulo 2, apresenta-se o reforço de solos em geral e o reforço de solos com geossintéticos em particular. Faz-se a apresentação dos factores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com inclusões flexíveis, realçando a importância neste tipo de estruturas da interacção solo-reforço, fenómeno esse que é objecto de um estudo teórico pormenorizado para os casos em que o reforço utilizado é do tipo grelha. São equacionados os dois mecanismos fundamentais de interacção, para estes materiais, e analisa-se a influência da dimensão dos grãos do solo e da geometria do reforço na resistência das interfaces solo-reforço.

No capítulo seguinte (Capítulo 3) faz-se um estudo dos métodos de avaliação das características da interacção solo-reforço. Neste estudo são descritos os vários métodos, comparando-os e realçando as vantagens e inconvenientes de cada um, dando especial atenção ao ensaio de arranque.

Os ensaios de arranque foram o método escolhido para o estudo efectuado, sendo apresentada a justificação para tal opção no Capítulo 4, no qual também se apresenta o

equipamento e materiais utilizados na análise experimental, bem como os procedimentos de ensaio. É definido ainda o ensaio base e analisam-se os resultados obtidos aquando da sua realização.

Finalmente, no Capítulo 5, analisa-se a influência de vários parâmetros geométricos, físicos e mecânicos nos resultados do ensaio de arranque, tendo-se utilizado diferentes tipos de geossintéticos. Como nota final apresentam-se as principais conclusões retiradas da análise paramétrica efectuada.

Capítulo 1

GEOSSINTÉTICOS

1.1 - INTRODUÇÃO

A aplicação de fibras e telas na estabilização e melhoramento de solos pode considerar-se que data de há milhares de anos. Com efeito, os babilónios há três mil anos já utilizavam esses materiais, nos reforço de solos, durante a construção dos zigurates. Os chineses por seu turno, também há milhares de anos que aplicam madeira, bambu e raízes na estabilização e melhoramento de solos. Com o mesmo objectivo, os romanos utilizavam juncos e madeira. A estes materiais acrescentou-se na Idade Média as peles de animais.

Neste século, porém, devido à diminuição de recursos, aos factores económicos, às preocupações ambientais e à inerente curiosidade do homem, a engenharia modificou-se procurando desenvolver novos métodos e materiais. Foi neste contexto que foi criado um novo conceito na Engenharia Civil e a rapidez com que, os produtos que originou se desenvolveram foi verdadeiramente surpreendente. De entre os novos produtos destacam-se os geotêxteis, cuja designação resulta, por um lado, de estes produtos serem sobretudo empregues no domínio da geotecnia, e, por outro, de serem constituídos por fibras têxteis (Koerner, 1986).

A primeira referência à aplicação de geotêxteis em obras de engenharia data de 1926 (reforço de pavimentos e estradas nos Estados Unidos da América). O geotêxtil empregue foi um tecido de algodão e evidentemente as suas propriedades estavam longe das propriedades de um geotêxtil dos nossos dias. A utilização sistemática deste tipo de produtos, só surge após o aparecimento dos polímeros sintéticos, na década de 40, associado ao desenvolvimento das técnicas de fabrico dos geotêxteis com estes materiais, quer tecidos (década de 50), quer não tecidos (década de 60).

Na Europa, a aplicação de geotêxteis tecidos (utilizados para evitar a erosão) remonta a 1960 na Holanda, aquando da realização dos grandes trabalhos de renovação e reconstrução dos diques catastroficamente destruídos durante o inverno de 1952-1953. A primeira aplicação de geotêxteis não tecidos ocorreu em França no mês de Junho de 1969 (Vautrain e Puig, 1969).

A partir dos anos 70 (altura em que são introduzidos os geotêxteis não tecidos agulhados) o uso de geotêxteis conheceu um notável incremento, claramente expresso na Figura 1.1, derivado fundamentalmente das vantagens técnicas e económicas associadas ao seu emprego.

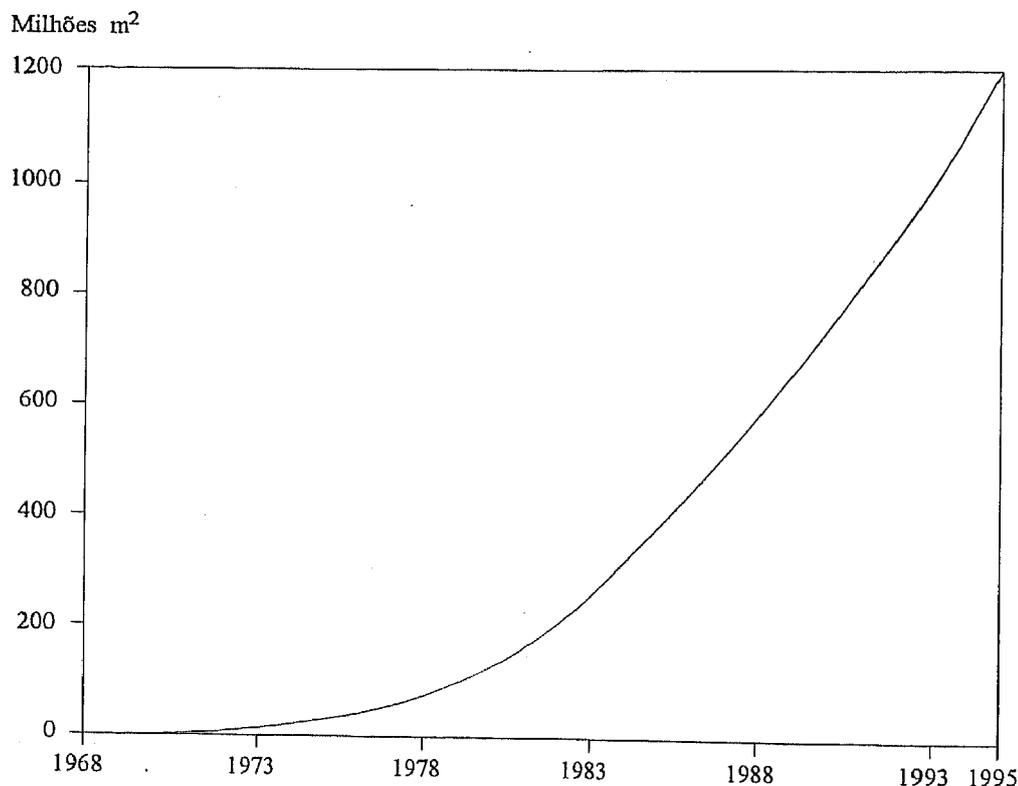


Figura 1.1 - Evolução do mercado mundial dos geossintéticos.

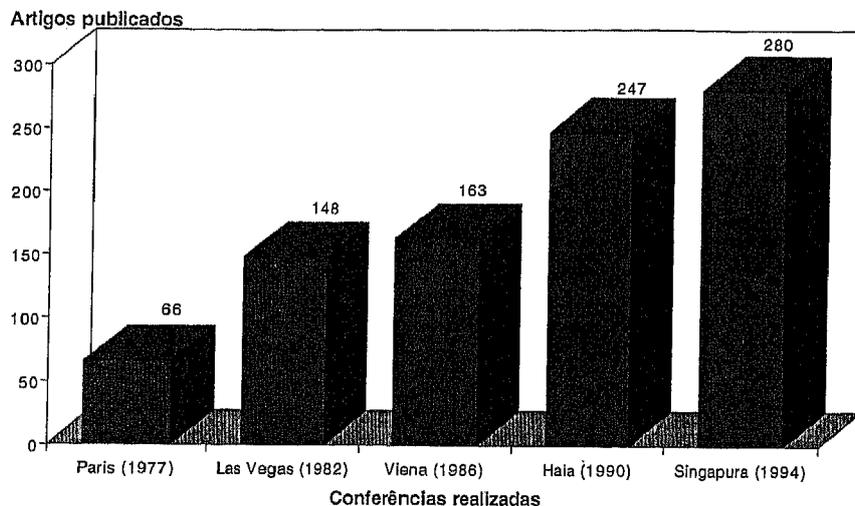
O desenvolvimento e expansão do mercado de geotêxteis conduziu ao aparecimento de novos produtos, de entre os quais se destacam as geogrelhas, que surgem no início dos anos 80.

Em 1983, J.E. Fluet Jr. introduziu o termo “geossintético” para designar indiferentemente todos os novos produtos com aplicações em obras de carácter geotécnico. Todavia, este termo apresenta alguma inadequação, dado que alguns dos produtos utilizados não são sintéticos. Por isso, actualmente, utiliza-se a designação “geotêxteis, geomembranas e produtos relacionados”. Porém, sendo sintéticos os produtos que vão ser considerados ao longo deste trabalho, por um lado, e, dada a generalidade implícita no termo “geossintético”, que leva a que actualmente se esteja a voltar, cada vez mais, à utilização do termo, por outro, optou-se por mantê-lo no decurso deste texto.

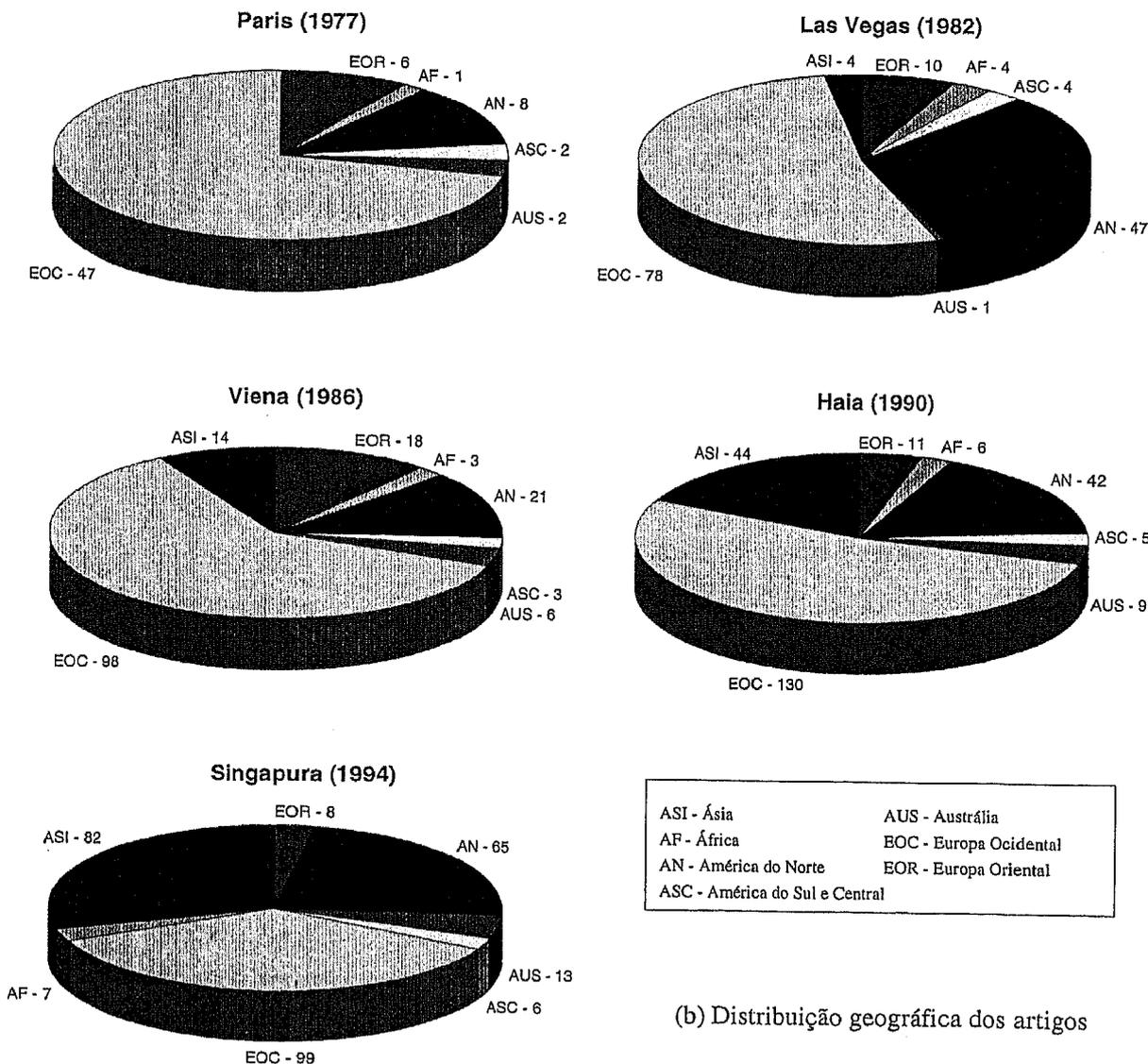
A introdução dos geossintéticos criou ao engenheiro geotécnico novos desafios tais como, projectar e construir com novos materiais cujas propriedades não estavam bem definidas (por exemplo, o comportamento mecânico e os mecanismos de interacção com os solos).

Apesar dos primeiros utilizadores dos geossintéticos terem a noção dos princípios básicos envolvidos, a aplicação destes novos materiais não seguiu uma sequência de criação padrão, ou seja, aquela onde um conceito é imaginado, os seus mecanismos investigados, uma teoria concebida e o material e as suas especificações desenvolvidas (Marques, 1991). Assim, a utilização ausente de um entendimento aprofundado caracterizava o quadro inicial de desenvolvimento dos geossintéticos. Este panorama começou a modificar-se a partir de 1977, ano em que teve lugar, em Paris, o primeiro Congresso Internacional sobre a Utilização de Geossintéticos em Geotecnia. Esta data marca o reconhecimento por parte dos donos de obras, dos projectistas e dos empreiteiros, do “fenómeno geotêxtil”. A era dos pioneiros e dos promotores estava terminada. A era da investigação iniciou-se pela criação de grupos de trabalho de comissões e de associações que procuram normalizar e ordenar o emprego dos geotêxteis.

Um sinal do aumento de interesse que a utilização destes materiais, em obras geotécnicas, tem despertado na comunidade técnica internacional é a realização, após o congresso de Paris (1977) de mais quatro congressos internacionais (Las Vegas, 1982; Viena, 1986; Haia, 1990; Singapura, 1994) com um incremento significativo do número de artigos publicados (Figura 1.2), a inclusão de secções especializadas sobre geotêxteis nas conferências internacionais da ISSMFE realizadas a partir de 1985, a realização de um número crescente de conferências e simpósios nacionais e regionais sobre o tema e a publicação regular de revistas técnicas especializadas (por exemplo, “Geotechnical Fabrics Report” e “International Journal of Geotextiles and Geomembranes”).



(a) Evolução dos geotêxteis: estatística de artigos apresentados nas conferências internacionais



(b) Distribuição geográfica dos artigos

Figura 1.2 - Estatísticas de artigos apresentados nas conferências internacionais.

1.2 - GEOSINTÉTICOS

1.2.1 - Preâmbulo

Os geossintéticos são elementos obtidos a partir de polímeros sintéticos que se colocam à superfície ou no interior de obras de terra, podendo exercer, basicamente, funções de drenagem, filtragem, separação, protecção e reforço. Em muitas aplicações os geossintéticos exercem em simultâneo mais do que uma função.

A classificação dos geossintéticos assenta, primordialmente, em diferenças estruturais decorrentes de processos de fabrico distintos.

O material constituinte tem grande influência nas propriedades do geossintético nomeadamente, na resistência e nas propriedades condicionantes do comportamento a longo prazo.

1.2.2 - Materiais constituintes

1.2.2.1 - Considerações gerais

A indústria têxtil utiliza dois tipos de matérias primas: as naturais e as químicas (Figura 1.3).

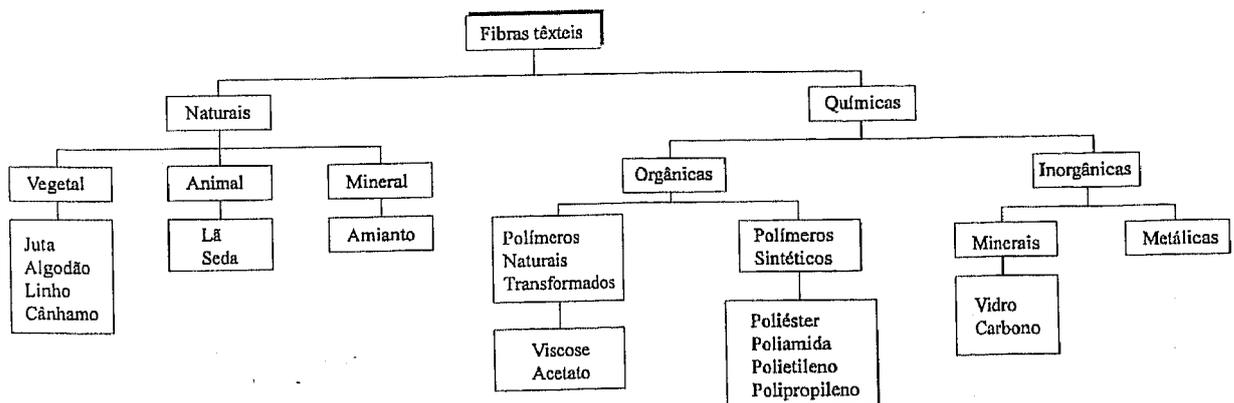


Figura 1.3 - Diferentes tipos de fibras têxteis (adaptado de Quaresma, 1992).

Ainda que estes dois tipos de matérias primas permitam a fabricação de geotêxteis e produtos relacionados, as fibras naturais (lã, algodão, linho, etc...) raramente são usadas, por duas razões fundamentais: são biodegradáveis e não possuem propriedades mecânicas adequadas a grande número das aplicações.

A maioria dos geossintéticos é constituída por materiais vulgarmente designados por plásticos, mais concretamente por termoplásticos. Os termoplásticos, ao contrário dos outros plásticos, têm a propriedade de amolecer e endurecer por acção do calor e do frio, respectivamente. São materiais orgânicos sintéticos obtidos a partir do petróleo. Quimicamente são compostos poliméricos cujo monómero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e oxigénio (Figura 1.4a).

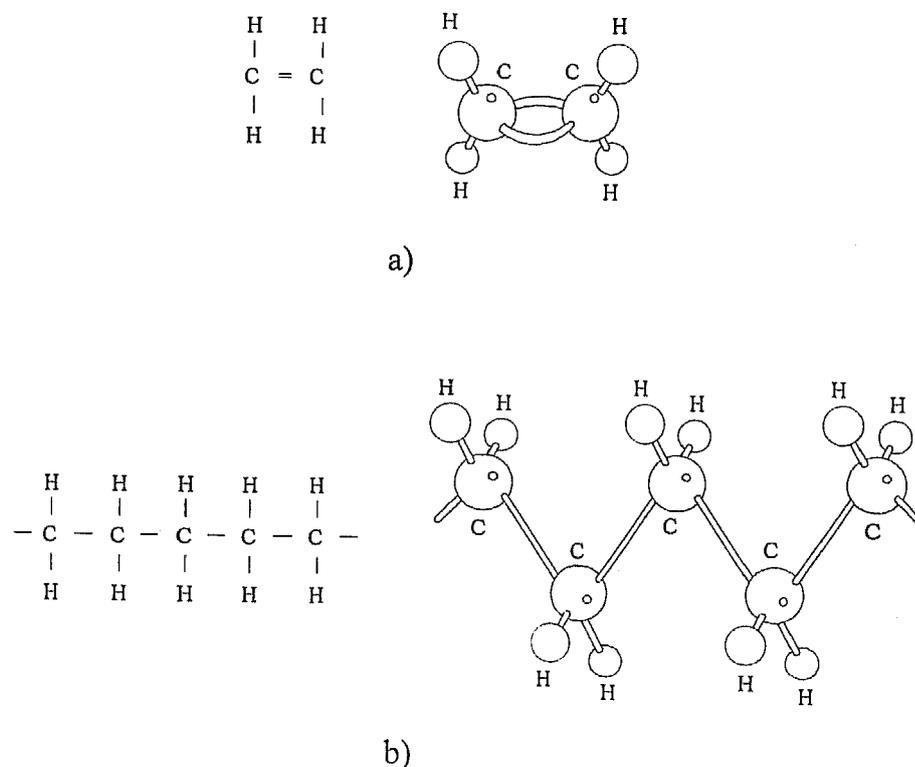


Figura 1.4 - a) Exemplo de monómero - monómero de etileno; b) molécula de polietileno constituída por vários monómeros de etileno (Lopes, 1992).

Por vários mecanismos químicos os monómeros podem juntar-se formando longas cadeias moleculares. Este processo designa-se por polimerização e o produto resultante é um polímero (Figura 1.4b).

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. Assim, conforme os tipos de aditivos químicos adicionados, durante o processo de polimerização, é possível obter termoplásticos com propriedades diferentes.

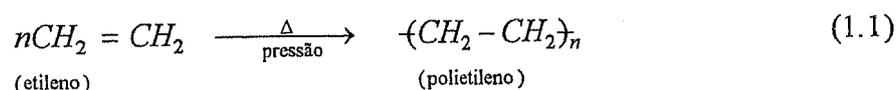
No fabrico dos geossintéticos podem ser usados diversos tipos de polímeros, sendo os mais comuns: os poliésteres (PETP); as poliamidas (PA); os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE) (estes dois últimos pertencem ao tipo mais geral das poliolefinas).

1.2.2.2 - Polímeros de base e aditivos

Como já foi referido anteriormente, os polímeros mais vulgarmente utilizados no fabrico de geossintéticos são: o polietileno, o polipropileno, o poliéster e as poliamidas.

A composição química e a estrutura do polímero a partir do qual é feito o geossintético está directamente relacionado com as propriedades finais que este exhibe.

- (i) O polietileno (PE) obtém-se a partir de um gás, o etileno, que polimeriza quando sujeito a temperatura e pressão elevadas.



De todos os termoplásticos comercializados é o que tem a estrutura química menos reactiva.

Existem comercializados vários tipos de polietileno:

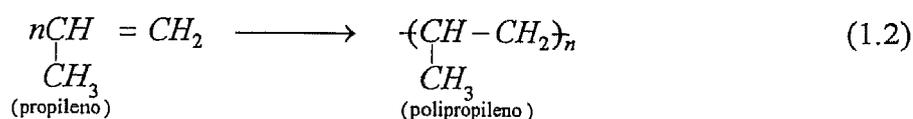
- a) PEBD - polietileno de baixa densidade;
- b) PEAD - polietileno de alta densidade;
- c) PEBDL - polietileno de baixa densidade linear.

A obtenção de um ou outro tipo depende das condições de polimerização. O PEBD é obtido sob elevada pressão (120 a 300 MPa) e o PEAD a pressões inferiores a 4 MPa. Este último evidencia um grau de cristalinidade muito superior

ao primeiro. O PEBDL exhibe um grau de cristalinidade intermédio em relação aos outros dois tipos referidos.

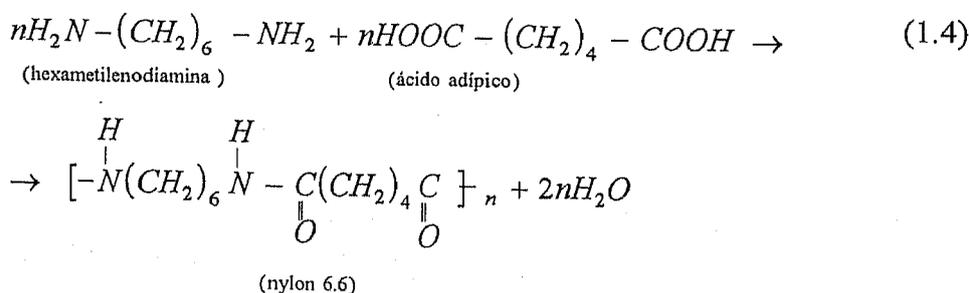
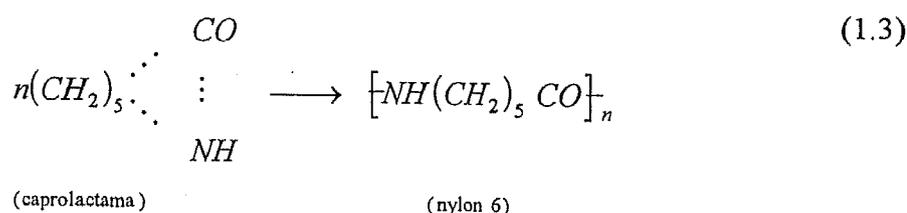
As propriedades físicas de um polietileno são fortemente influenciadas pelo grau de cristalinidade. Assim, o polietileno de alta densidade exhibe maior resistência química e mecânica. A melhoria das propriedades finais dos polietilenos pode ser conseguida à custa da junção de aditivos que aumentem a estabilidade térmica, as propriedades anti-estáticas e as resistências à oxidação e às radiações ultra-violetas.

(ii) O polipropileno (PP) obtém-se a partir da polimerização do propileno:



O polipropileno obtido por esta reacção de polimerização é designado por polipropileno homopolímero. Se por outro lado, a reacção de polimerização se der entre moléculas de propileno e moléculas de etileno obtém-se o polipropileno copolímero. O polipropileno homopolímero é mais cristalino que o copolímero, sendo, por isso, preferencialmente usado no fabrico dos geossintéticos.

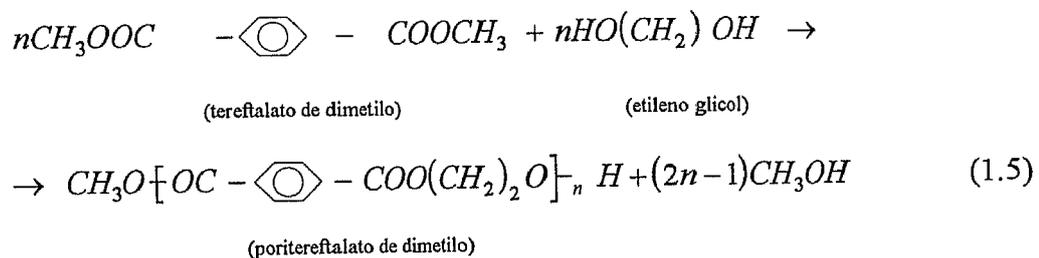
(iii) O nylon 6 (PA6) e o nylon 6.6 (PA6.6) são as poliamidas mais vulgarmente utilizadas no fabrico de geossintéticos. As reacções de polimerização são dadas, respectivamente, pelas equações 1.3 e 1.4.



As propriedades químicas do nylon 6 e do 6.6 são semelhantes. Ambos são resistentes a produtos químicos, sendo tanto um como outro mais estáveis termicamente e menos susceptíveis à oxidação do que as poliolefinas. Normalmente utilizam-se aditivos de maneira a aumentar a sua durabilidade.

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 *et al.*, 1988).

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



As fibras de poliéster são, na generalidade, muito resistentes quimicamente. Os poliésteres, tal como os nylons, são muito mais resistentes, à oxidação térmica e fotoquímica, do que as poliolefinas. No fabrico dos poliésteres são, muitas vezes, usados estabilizadores para aumentar a resistência à oxidação. A hidrólise dos poliésteres ocorre em ambientes alcalinos. No entanto, na maior parte dos solos os níveis alcalinos não são suficientes para provocar essa hidrólise.

Os aditivos mais usados na produção dos poliésteres são:

- catalizadores (catião manganês (II), sais, óxido de antimónio) para aumento da velocidade de polimerização;
- compostos fosfatados para redução da degradação térmica no estado de fusão durante a produção do polímero;
- inibidores de envelhecimento (incluindo o negro de carbono) para aumento da resistência às radiações ultra-violetas.

As propriedades básicas dos quatro polímeros referidos podem variar em virtude das estruturas moleculares, processos de fabrico e aditivos utilizados. No Quadro 1.I é feita uma análise comparativa das propriedades das quatro famílias de polímeros.

Quadro 1.I - Propriedades do polímero de base.

Propriedades		Polímeros			
		Poliéster	Poliamida	Polipropileno	Poliétileno
Resistência		3	2	1	1
Módulo de elasticidade		3	2	1	1
Deformação na rotura		2	2	3	3
Fluência		1	2	3	3
Densidade relativa		3	2	1	1
Custo		3	2	1	1
Resistência a:					
Radiações UV	estabilizado	3	2	3	3
	não estabilizado	3	2	2	1
Bases		1	3	3	3
Fungos, Vermes, Insectos		2	2	2	3
Óleo		2	2	1	1
Detergentes		3	3	3	3

3 - Elevada; 2 - Média; 1 - Baixa.

Deve-se ter em mente, quando se visualiza o referido quadro, que embora a escolha do polímero tenha grande influência nas propriedades do geossintético, outros factores tais como: a estrutura, o processo de fabrico e o efeito confinante desempenhado pelo solo, etc., representam, também, papel importante.

1.2.3 - Processos de fabrico

1.2.3.1 - *Preâmbulo*

A classificação dos geossintéticos não depende unicamente dos materiais constituintes, pelo contrário, assenta primordialmente nas diferenças estruturais existentes entre os diferentes tipos, as quais resultam de processos de fabrico distintos.

Assim, basicamente, os geossintéticos podem ser divididos em geomembranas, geotêxteis convencionais e produtos relacionados. Podendo, ainda, considerar-se os geossintéticos compósitos e os especiais.

Na Figura 1.5 apresentam-se os diferentes grupos de produtos segundo as suas estruturas.

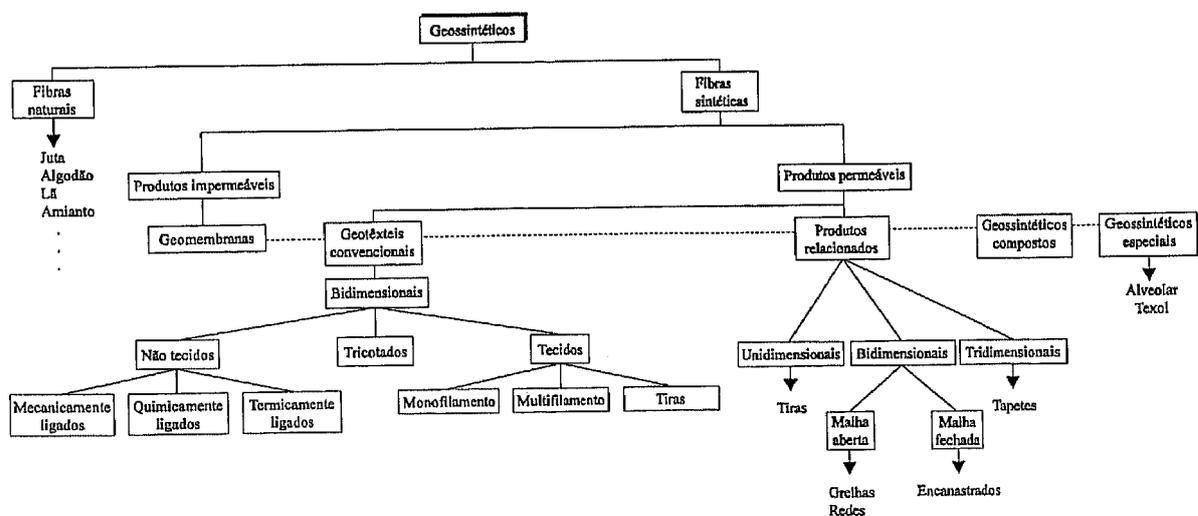


Figura 1.5 - Geossintéticos segundo as suas estruturas.

1.2.3.2 - *Produção dos componentes básicos dos geossintéticos*

Em geral, o processo de fabrico de um geossintético desenvolve-se em três fases:

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

O polímero, como já foi referido, é produzido através de um processo químico sendo fornecido ao fabricante de geossintéticos sob a forma granular ou esférica.

Os polímeros sintéticos em fusão, completados com todos os aditivos necessários são sujeitos a uma variedade de procedimentos de fabrico até à produção dos componentes básicos dos geossintéticos. Estes podem ter formas muito variadas (Figura 1.6), as mais comuns são:

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

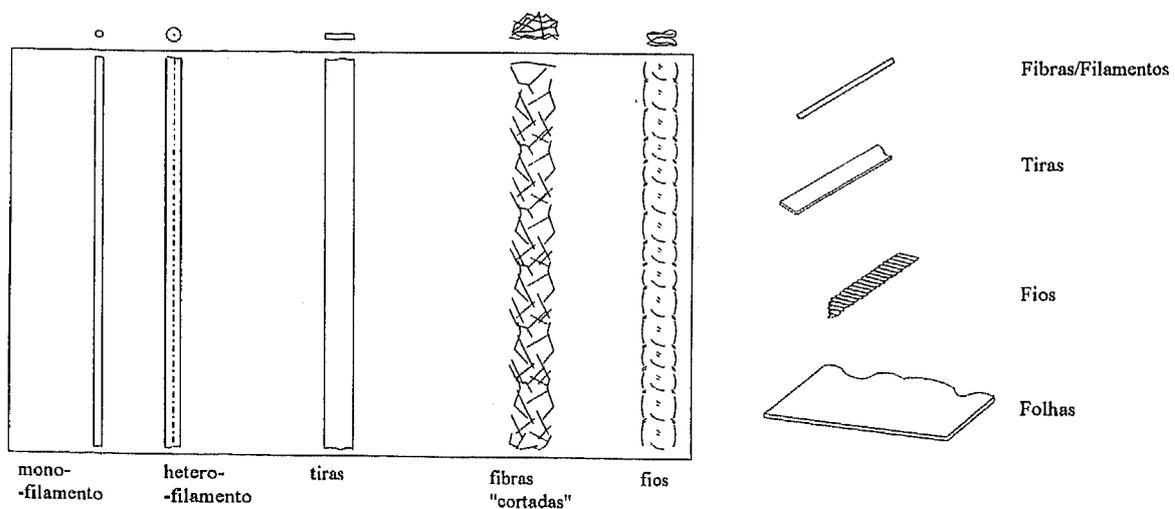


Figura 1.6 - Componentes básicos dos geossintéticos.

Após a produção dos componentes atinge-se a fase final do processo de fabrico de um geossintético a qual consiste na combinação daqueles por forma a obter a estrutura final. Esta é significativamente influenciada pela técnica usada. Das muitas estruturas possíveis optou-se por referir, com mais pormenor, apenas três, correspondentes a outros tantos tipos diferentes de geossintéticos, que, pela sua adequação ao exercício da generalidade das funções adquirem especial importância dentro dos objectivos do presente trabalho. Assim, descrevem-se em

seguida as estruturas da generalidade dos geossintéticos pormenorizando a dos geotêxteis tecidos e não tecidos e das geogrelhas.

1.2.3.3 - Técnicas de fabrico de geotêxteis tecidos e não tecidos

Os geotêxteis tecidos são compostos por dois conjuntos, habitualmente perpendiculares, de componentes paralelos entrelaçados, formando uma estrutura planar, com poucos milímetros de espessura e uma distribuição relativamente regular de poros (Figura 1.7a)

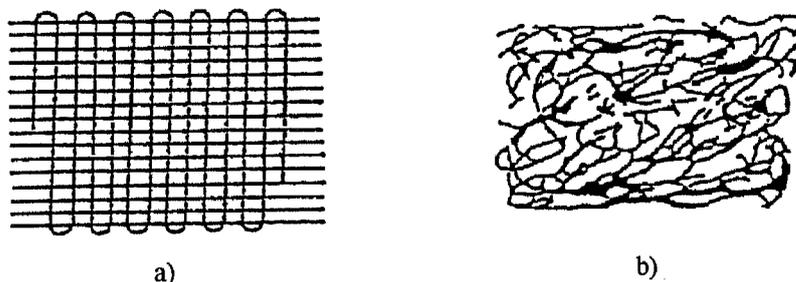
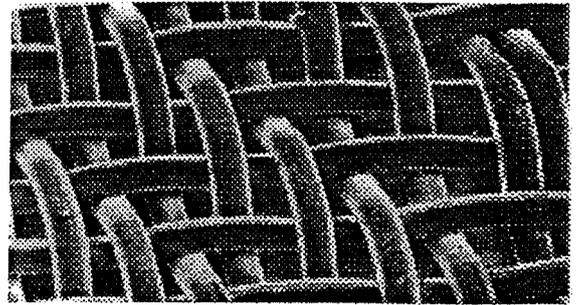
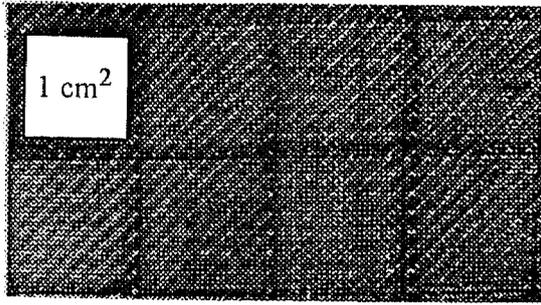


Figura 1.7 - Estrutura dos geotêxteis tecidos e não tecidos.

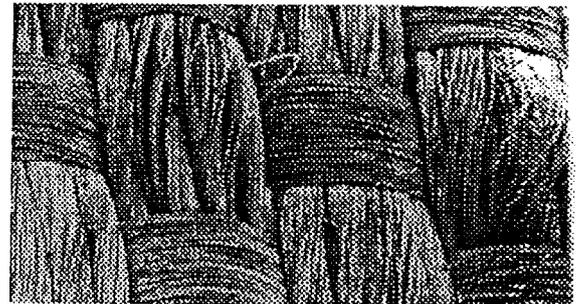
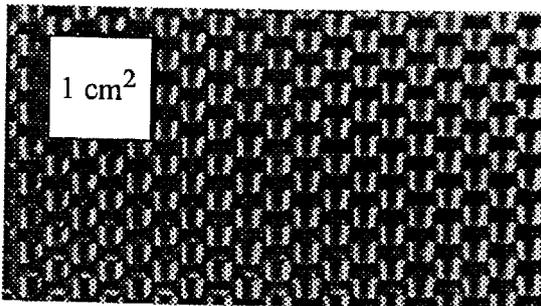
Os componentes básicos tradicionalmente utilizados, no fabrico dos geotêxteis tecidos, são o monofilamento, o multifilamento ou uma combinação dos dois. Porém, ultimamente, outros tipos de componentes básicos têm sido utilizados, tendo-se tornado comum o fabrico destes geotêxteis com tiras.

A espessura dos geotêxteis tecidos fabricados a partir de multifilamentos ou fios fibrilados varia entre 1 e 2mm. Esta espessura é superior à dos geotêxteis tecidos obtidos a partir de tiras ou fios simples ($< 0.5\text{mm}$).

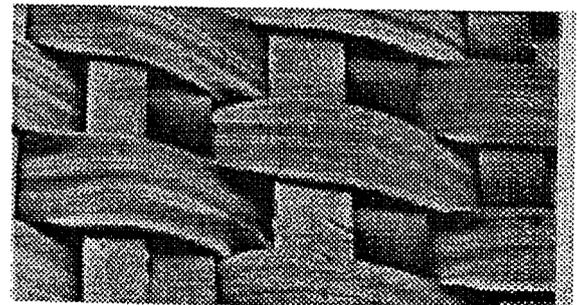
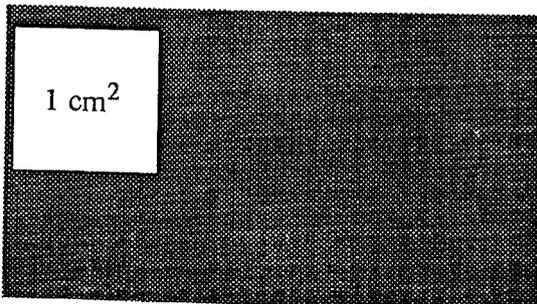
A Figura 1.8 apresenta alguns exemplos de geotêxteis tecidos.



a)



b)



c)

Figura 1.8 - Geotêxteis tecidos: a) monofilamento em monofilamento; b) multifilamento em multifilamento; c) tira em tira.

Os geotêxteis não tecidos são fabricados a partir de filamentos ou fibras, dispostos aleatoriamente numa trama solta, ligeiramente mais espessa que o produto final. Os componentes são posteriormente ligados, obtendo-se uma estrutura planar com uma distribuição aleatória de poros (Figura 1.7b).

A ligação dos componentes é obtida através de um, ou combinação de dois, dos seguintes processos:

- mecânico;
- térmico;
- químico.

A ligação mecânica é conseguida fazendo passar a trama solta sob uma placa com milhares de agulhas que penetram completamente na trama, arrastando consigo alguns dos filamentos e entrelaçando-os com outros (Figura 1.9). Durante o processo é possível controlar a densidade do produto final.

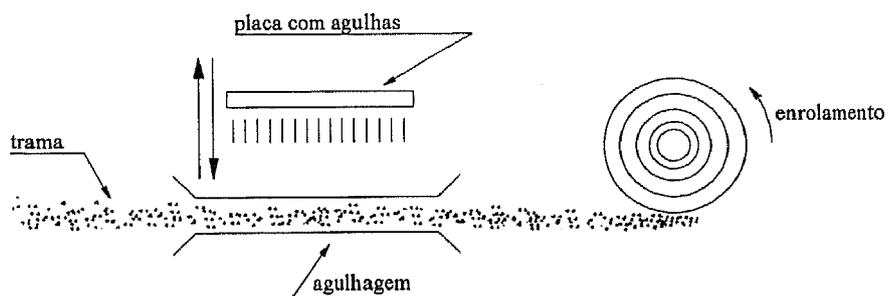


Figura 1.9 - Esquema de ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos.

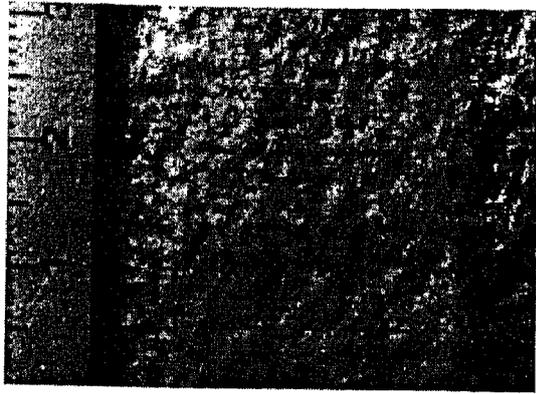
Os geotêxteis ligados por este processo são conhecidos por geotêxteis não tecidos agulhados, variando a sua espessura, em geral, entre 0.5 e 5.0mm.

A ligação térmica é conseguida por aquecimento. A fusão parcial dos componentes, constituídos por mais 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. A espessura deste tipo de geotêxteis varia, geralmente, entre 0.2 e 1.0mm.

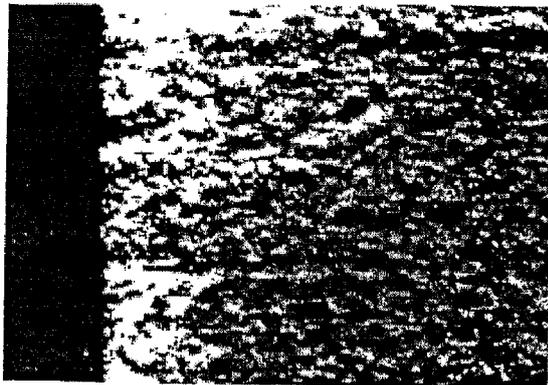
A ligação química é conseguida através da adição de um ligante químico (cola, resina sintética, látex, etc). Neste caso, os produtos obtidos designam-se por geotêxteis não tecidos ligados quimicamente. A espessura destes geotêxteis varia, em regra, entre 0.5 e 3.0mm.

Muitas vezes a ligação química segue-se ao processo de agulhagem (ligação mecânica), com vista ao melhoramento da ligação entre componentes.

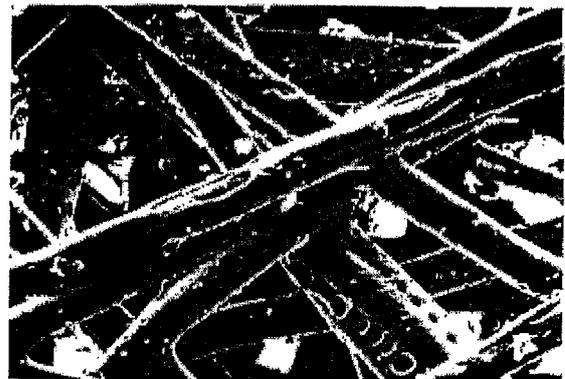
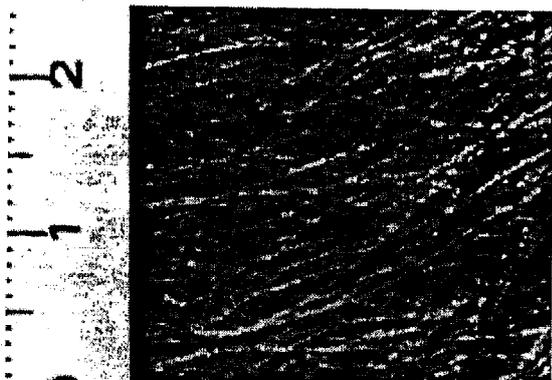
A Figura 1.10 apresenta um geotêxtil não tecido ligado por cada um dos processos descritos.



a)



b)



c)

Figura 1.10 - Geotêxteis não tecidos: a) mecanicamente ligados (agulhados);
b) quimicamente ligados; c) termicamente ligados.

Dentro dos geotêxteis usuais, existem ainda os enlaçados ou tricotados, obtidos por entrelaçamento de séries de um ou mais filamentos ou fios, originando uma estrutura planar. A Figura 1.11 mostra um exemplo deste tipo de geotêxteis.

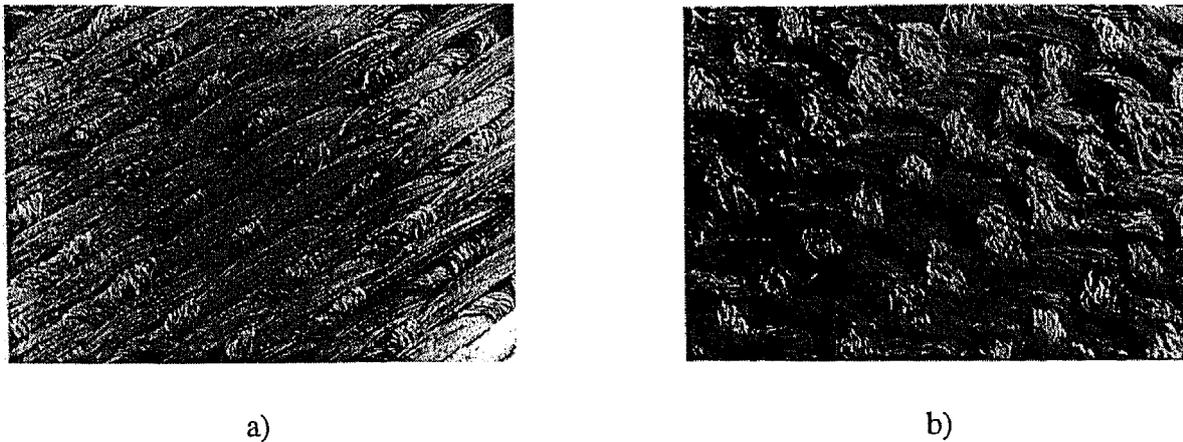


Figura 1.11 - Geotêxteis tricotados: a) face superior; b) face inferior.

1.2.3.4 - Técnicas de fabrico de alguns produtos relacionados

Os produtos relacionados possuem uma estrutura distinta da dos geotêxteis convencionais. Dentro desta gama de materiais podem-se citar: os geotêxteis encanastrados, os tapetes, as georedes, as geogrelhas e as fitas.

Os geotêxteis encanastrados (“webbings”) são um tipo de têxtil grosseiro. São tecidos a partir de tiras muito largas, obtendo-se uma malha fechada (Figura 1.12). Estes produtos são aplicados, usualmente, no reforço e como protecção contra a erosão.

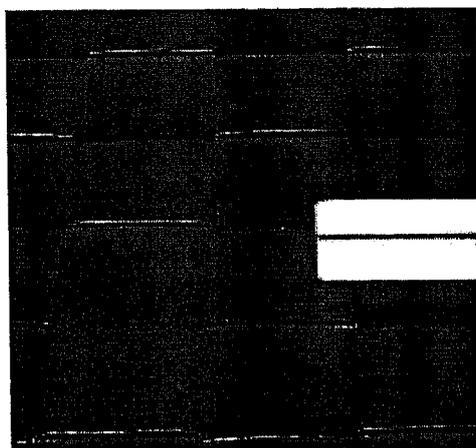


Figura 1.12 - Geotêxtil encanastrado (“webbing”).

Os tapetes são fabricados a partir de monofilamentos semi-rígidos de diâmetro inferior a 1mm. Estes componentes são ligados termicamente, formando uma estrutura final aberta com disposição mais ou menos regular de poros. Em alternativa, duas ou mais redes podem ser ligadas termicamente em pontos espaçados igualmente, constituindo uma estrutura tridimensional (Figura 1.13). Os tapetes têm, geralmente, espessuras entre os 10 e 20mm. Como aplicações pode-se citar o emprego na protecção contra a erosão e a associação com geotêxteis tecidos e não tecidos por forma a constituir uma estrutura drenante (Quaresma, 1992).

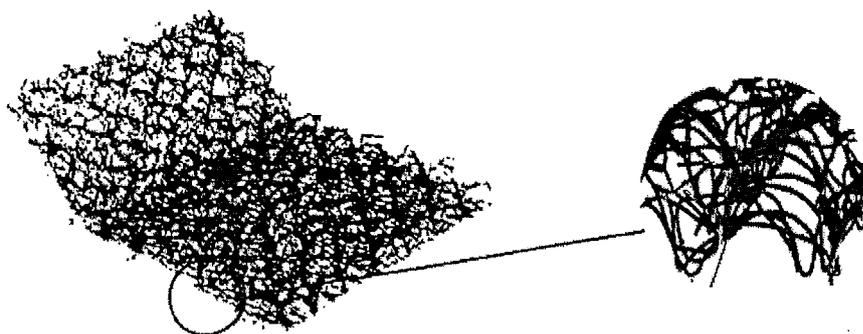


Figura 1.13 - Exemplo de um tapete (fotografia e microfotografia).

As georedes são constituídas por dois conjuntos de componentes paralelas, obtidos por extrusão, que se entrecruzam a um ângulo constante (geralmente entre 60 e 90°), formando aberturas com forma regular. As ligações entre componentes são efectuadas termicamente. A dimensão dos componentes varia entre 1 e 5mm e das aberturas varia de poucos milímetros e alguns centímetros (Figura 1.14). As georedes são geralmente empregues como reforço e na fabricação de “gabiões”.

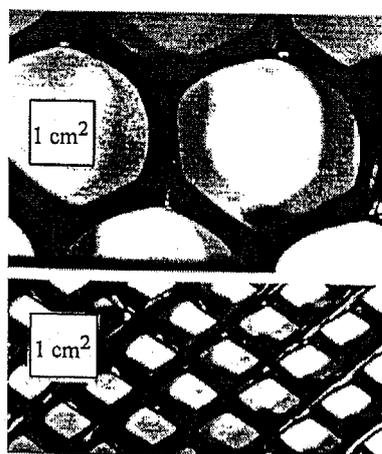


Figura 1.14 - Dois tipos diferentes de georedes.

As geogrelhas 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.

Na Figura 1.15 apresenta-se esquematicamente o processo de fabrico das geogrelhas.

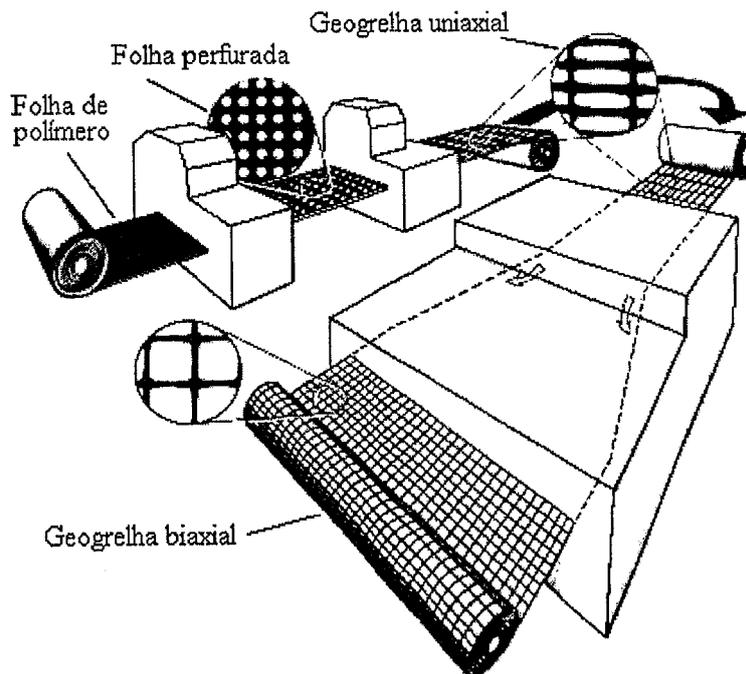


Figura 1.15 - Processo de fabrico de geogrelhas (Tensar).

Existindo estiramento a folha de polímero é, em primeiro lugar, perfurada regularmente (Figura 1.16a). Em seguida, a folha perfurada é aquecida e estirada numa máquina direccional. Os orifícios alongam-se ao mesmo tempo que as moléculas do polímero se orientam na direcção 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 tracção.

Se o processo de fabrico terminar nesta fase, obtém-se uma geogrelha orientada uniaxialmente (Figura 1.16b). Porém, se a geogrelha for de novo aquecida e estirada na direcção transversal, obtém-se uma geogrelha orientada biaxialmente (Figura 1.16c).

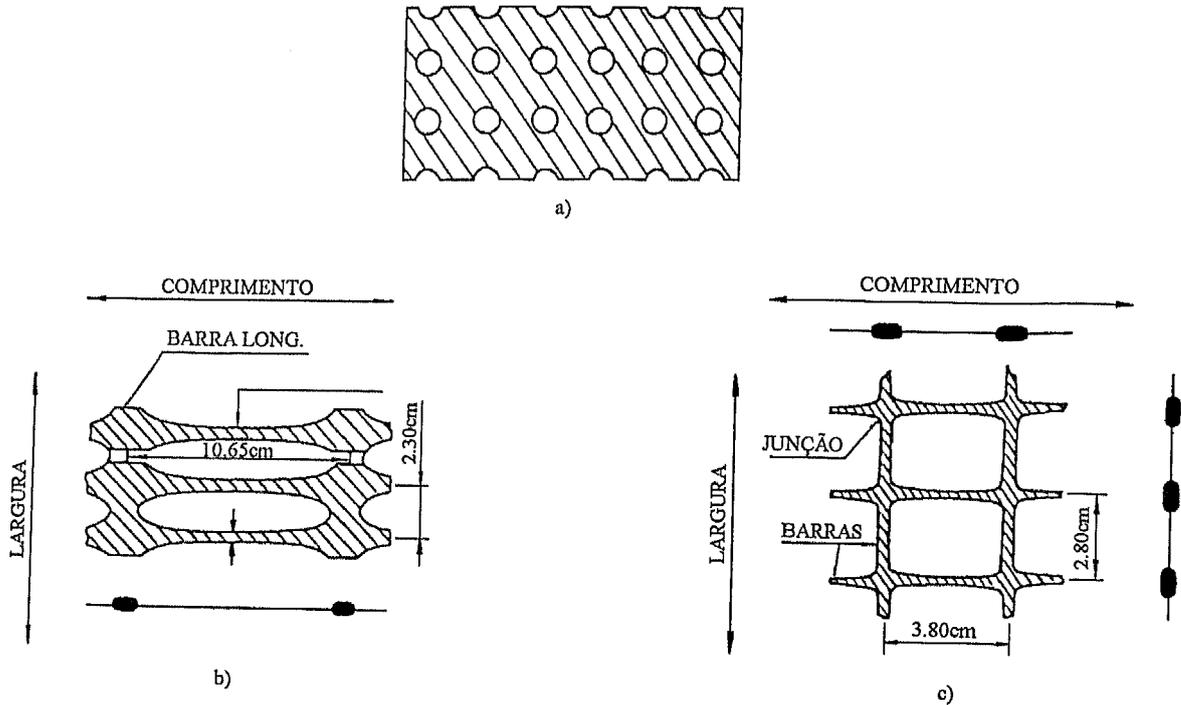


Figura 1.16 - Geometria típica de: a) folha de polímero perfurada; b) geogrelha uniaxial; c) geogrelha biaxial (Bonaparte *et al.*, 1984).

Nas geogrelhas a área das aberturas pode ser superior à das barras. As geogrelhas são empregues como reforço devido, por um lado, às suas características estruturais e, por outro, às suas boas características mecânicas.

As fitas são constituídas por mais que um polímero. Normalmente consistem num conjunto de filamentos de poliéster alinhados envolvidos por uma película de polietileno (Figura 1.17).

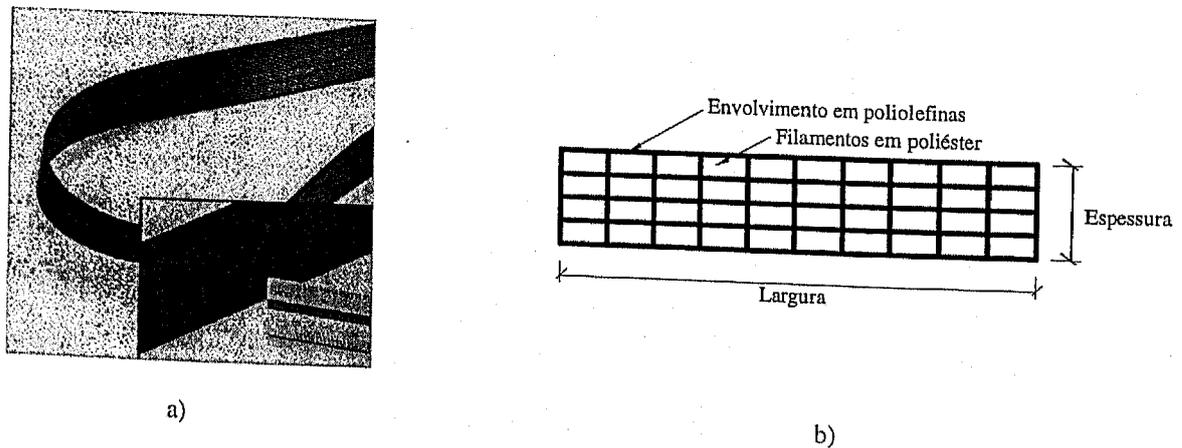


Figura 1.17 - Exemplo de uma tira: a) fotografia; b) secção transversal.

1.2.3.5 - Técnicas de fabrico de geossintéticos compostos e especiais

Os geossintéticos compostos ou geocompósitos são produtos constituídos por várias camadas de geotêxteis, produtos relacionados e, por vezes, geomembranas. O produto relacionado constitui o núcleo, sendo envolvido de ambos os lados por um geotêxtil (tecido ou não tecido) (Figura 1.19a) ou de um dos lados por geotêxtil e do outro por uma geomembrana (Figura 1.19b). Os produtos relacionados que, usualmente, são utilizados como núcleo são: tapetes, redes, geogrelhas e folhas alveolares.

As múltiplas combinações a partir da gama de materiais e de produtos disponíveis permite que se fabriquem geossintéticos com estruturas destinadas a funções muito específicas.

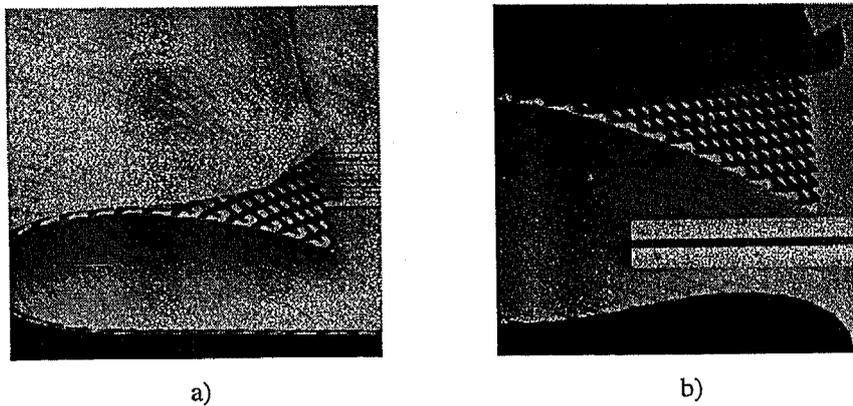


Figura 1.18 - Geocompósitos: a) geotêxtil-rede-geotêxtil; b) geotêxtil-rede-geomembrana.

As estruturas alveolares ou enrugadas são obtidas utilizando moldes especiais durante o fabrico de folhas ou películas de polímero formando uma estrutura tridimensional (Figura 1.19).

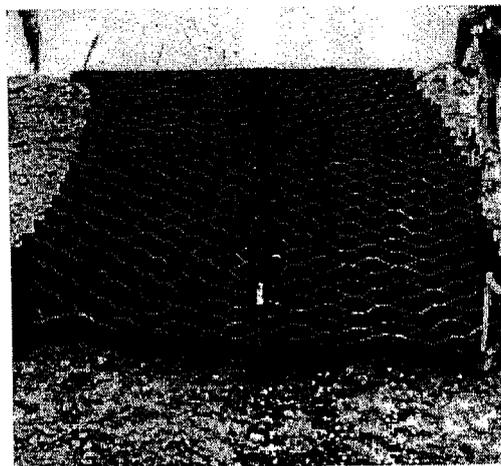


Figura 1.19 - Geotêxtil alveolar.

Finalmente, refira-se as geomembranas que são formadas por folhas de polímero. Os polímeros mais utilizados são o polietileno de alta e baixa densidade e o cloreto de polivinilo. As geomembranas diferem dos restantes geossintéticos, essencialmente, no processo de fabrico e na sua estrutura macroscópica (Figura 1.20).

A característica principal deste produto, e que o distingue de todos os outros geossintéticos, é a sua impermeabilidade aos fluídos (líquidos e gases). Como tal, as geomembranas têm uma aplicação específica que é a separação completa entre sólidos e líquidos ou gases.

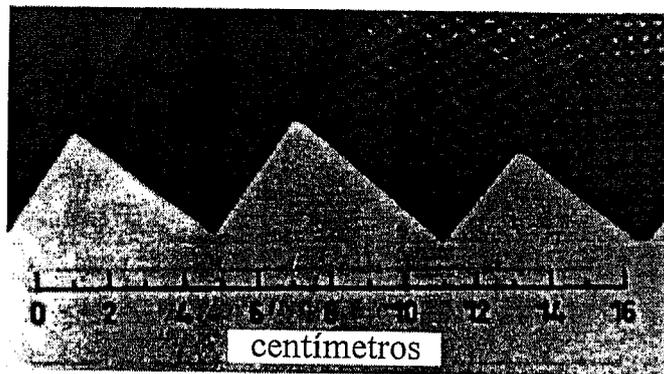


Figura 1.20 - Diferentes tipos de geomembranas.

1.3 - PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

1.3.1 - Considerações iniciais

Um geossintético deve apresentar um certo número de propriedades para poder desempenhar eficazmente uma função. A definição desse conjunto de propriedades deve considerar, fundamentalmente, a operatividade do geossintético ao longo da vida da obra, não esquecendo, contudo, as acções a que irá estar sujeito durante as operações de manuseamento, armazenagem e colocação em obra.

O rápido desenvolvimento do emprego de geossintéticos não permitiu um trabalho de análise e de síntese, de maneira a escolher os métodos de ensaio que melhor se adaptam à avaliação das propriedades dos geossintéticos nas suas múltiplas funções em obra. Muitos

países desenvolveram normas de ensaio (AFNOR, ASTM, BS, DIN, ...) assim como certas organizações internacionais (EDANA, ISO, AIPCR, RILEM), mas a experiência mostra que o comportamento observado depende em larga escala das condições de ensaio. Os resultados de ensaios provenientes de laboratórios diferentes e/ou obtidos através de processos experimentais diferentes não são comparáveis. A normalização dos métodos de ensaio de geossintéticos está longe de estar universalmente estabelecida.

Foi esta a razão que levou o Comité Europeu de Normalização (CEN) a criar em 1989 o Comité Técnico 189 - "Geotêxteis e produtos relacionados" com o objectivo de elaborar uma normalização única no que diz respeito à terminologia, à identificação, à preparação das amostras, aos métodos de ensaio e classificação dos geotêxteis e produtos relacionados. Este trabalho é extremamente difícil e está longe de terminar, razão pela qual a apresentação, nesta altura, dos vários métodos de ensaio existentes e discussão das vantagens e desvantagens de cada um, não pareceu oportuna.

Assim, serão apresentadas as propriedades dos geotêxteis e produtos relacionados fazendo uma breve referência aos métodos para a sua avaliação.

Do ponto de vista prático, podem-se dividir as principais propriedades dos geossintéticos em:

- propriedades físicas;
- propriedades hidráulicas;
- propriedades mecânicas.

Estas propriedades, como já se referiu, são função do tipo de polímeros que constitui o geossintético, do processo de fabrico que o originou e, ainda, do tempo. A evolução de certas propriedades com o tempo será também referida ao longo deste trabalho.

1.3.2 - Propriedades físicas

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

- Massa por unidade de área (gramagem)

A massa por unidade de área é o "peso" dos geossintéticos, expresso como uma massa por unidade de área. Denomina-se gramagem e exprime-se, normalmente, em g/m^2 .

Os valores usuais situam-se para os geotêxteis tecidos entre as 100 e 300 g/m², para os não tecidos entre 100 e 400 g/m² (podendo, alguns tecidos e não tecidos especiais chegar a mais de 1000 g/m²) e para as geogrelhas entre 200 e 1000 g/m².

Uma vez que o custo e, normalmente, as propriedades mecânicas estão directamente relacionadas com a gramagem, trata-se de um importante parâmetro de caracterização dos geossintéticos.

- Espessura

A espessura é definida como a distância entre a superfície superior e inferior do geossintético. Esta medida é directamente influenciada pela pressão aplicada normalmente ao geossintético, sobretudo nos não tecidos.

Os geotêxteis e produtos relacionados podem ser classificados em duas categorias: (i) a dos relativamente finos e incompressíveis, a qual inclui a maioria dos tecidos, não tecidos termicamente ligados e a maioria das geogrelhas; (ii) e a dos relativamente espessos, mais ou menos compressíveis, a qual inclui os não tecidos mecanicamente ligados, as georedes e os tapetes.

A espessura é expressa em mm, e os valores usuais situam-se entre 0.2 e 5 mm para os não tecidos, 0.2 e 1.5 mm para os tecidos e entre 1 e 5 mm para as grelhas. Este parâmetro tem uma influência directa no comportamento hidráulico e mecânico dos geossintéticos.

- Densidade relativa dos polímeros

A densidade relativa dos polímeros é definida como a razão entre os pesos dos volumes unitários dos elementos que constituem o geossintético e da água a 4°C.

Os valores típicos para os polímeros normalmente utilizados nos geossintéticos são: polipropileno (0.91); poliéster (1.22 a 1.38); poliamida (1.1) e polietileno (0.92 a 0.95).

1.3.3 - Propriedades hidráulicas

A menos que estejam abertos e/ou impregnados com asfalto ou alguma resina, todos os geotêxteis são permeáveis, ou seja, líquidos e gases podem atravessá-los e, em muitos casos, até mesmo serem conduzidos através dos seus planos.

As principais propriedades hidráulicas dos geotêxteis são a distribuição e dimensão dos poros e as permeabilidades normal e ao longo do plano do geotêxtil, estando estas duas últimas propriedades intimamente associadas à permissividade e transmissividade, respectivamente.

Estas propriedades 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 duas características fundamentais para o dimensionamento dos geotêxteis como filtros.

As aberturas de uma rede ou grelha são, normalmente, uniformes, como tal é suficiente medir o tamanho de uma delas para saber o de todas as outras. Pelo contrário, as aberturas de um geotêxtil tecido ou não tecido, de um tapete, etc... não possuem um tamanho único, mas sim um intervalo de tamanhos, cuja distribuição (porometria) pode ser representada de maneira similar à distribuição granulométrica de um solo. O diâmetro das aberturas é, normalmente, expresso em mm (ou μm), tendo valores usuais compreendidos entre 0.06 e 0.15 mm para os geotêxteis não tecidos e entre 0.05 e 1.5 mm para os tecidos (Figura 1.21).

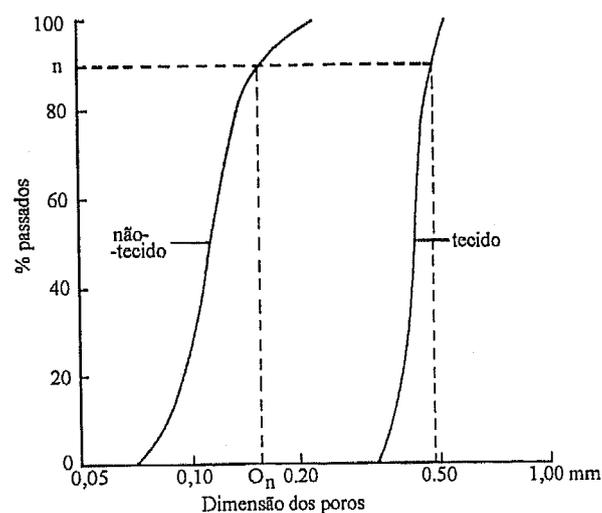


Figura 1.21 - Distribuição das aberturas (porometria) de um geotêxtil tecido e não tecido (Iwasaki e Watanabe, 1978).

Um parâmetro importante, e que se retira directamente das curvas apresentadas, é a dimensão equivalente de abertura sendo representado por O_n (normalmente n tem o valor 95 existindo métodos que utilizam n igual a 90). Este parâmetro representa a dimensão que é

maior do que $n\%$ das aberturas do geotêxtil (por outras palavras, $n\%$ das aberturas do geotêxtil são mais pequenas que O_n).

Para aplicações como filtro de geotêxteis mais espessos é necessário conhecer a porosidade, ou seja, a razão entre o volume de vazios e o volume total da amostra.

Este parâmetro, que está relacionado com a capacidade da água atravessar o geotêxtil, raramente é medido directamente, pois pode ser determinado a partir de outras características do geotêxtil:

$$n = 1 - \frac{\mu}{et} \quad (1.6)$$

sendo, n a porosidade, μ a massa por unidade de área (gramagem), t a espessura e e a densidade do geotêxtil.

A porosidade, como pode ser visto pela equação 1.6, é muito sensível às variações de espessura e, conseqüentemente, às pressões actuantes.

Para geotêxteis pouco espessos, a quantidade de aberturas é caracterizada pela percentagem de áreas abertas, ou seja, a razão entre áreas abertas e a área total da amostra.

- Permittividade

A permittividade hidráulica é caracterizada por um escoamento perpendicular ao plano do geossintético (permeabilidade normal).

A permittividade ψ é definida como a razão entre a permeabilidade normal ao plano do geossintético e a espessura do mesmo t (ψ exprime-se usualmente em s^{-1}). Desta maneira evita-se considerar a espessura que é um parâmetro que apresenta variações em função das pressões aplicadas.

Sendo as condições hidráulicas fixas, o caudal unitário que atravessa o geossintético é proporcional à permittividade.

A permittividade depende da estrutura das aberturas (distribuição e dimensão), apresentando, usualmente valores para os geotêxteis tecidos, compreendidos entre 0.05 e $0.5s^{-1}$ e para os geotêxteis não tecidos entre 0.2 e $2.5s^{-1}$.

- Transmissividade

A transmissividade hidráulica de um geossintético caracteriza-se pelas condições de escoamento no seu plano.

A transmissividade θ é igual ao produto da condutividade hidráulica no plano do geossintético (numa determinada direcção) pela espessura do mesmo, t . Esta grandeza é usualmente expressa em m^2/s . O caudal conduzido no plano do geossintético, sob uma dada carga hidráulica, é proporcional à transmissividade hidráulica do mesmo.

A transmissividade depende da espessura (logo da pressão aplicada ao geossintético) e, tal como a permitividade, da estrutura das aberturas (distribuição e dimensão). Assim, a transmissividade dos geotêxteis tecidos e não tecidos termicamente ligados é pequena, porém, nos não tecidos agulhados, nos encanastrados e nas georedes esse parâmetro é elevado, o que justifica a grande utilização destes materiais como drenos.

Por fim, e ainda dentro das características hidráulicas, podem ser citadas outras propriedades, tais como: a permeabilidade ao ar, a capacidade de filtragem dos solos e a colmatação dos geossintéticos, sendo esta última abordada quando se analisar o comportamento a longo prazo.

1.3.4 - Propriedades mecânicas

As características mecânicas dos geossintéticos são susceptíveis de reflectir a sua resposta mecânica quando sujeitos a uma dada solicitação.

As solicitações mecânicas são numerosas durante a vida de um geossintético. Elas são essencialmente de três tipos:

- esforços de tracção ou compressão (esforços distribuídos);
- punçoamento (esforços concentrados);
- e rasgamento (esforços concentrados + esforços distribuídos).

Os tipos de solicitações apresentadas podem ser dinâmicas, isto é, provocadas por uma rápida transmissão de energia ao geossintético (sobretudo durante a colocação em obra), ou estáticas, ou seja, provocadas por cargas constantes ao longo do tempo (normalmente durante o seu funcionamento).

As propriedades mecânicas consideradas mais importantes e apresentadas em seguida são: a compressibilidade, o comportamento em tracção (resistência, deformação e rigidez), o atrito superficial e as resistências ao punçoamento, ao rasgamento, à abrasão e à fadiga.

- Compressibilidade

A compressibilidade é avaliada a partir da variação da espessura do geossintético sob diferentes pressões normais aplicadas. A maioria dos geossintéticos apresenta baixa compressibilidade (ex: geotêxteis tecidos, não tecidos termicamente ligados), no entanto, como se pode constatar na Figura 1.22, existem alguns materiais em que este parâmetro tem maior relevância (ex: geotêxteis não tecidos agulhados).

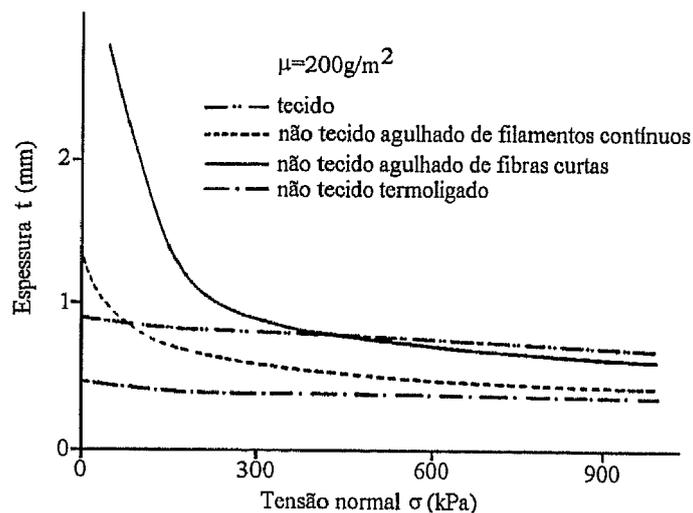


Figura 1.22 - Compressibilidade de alguns geotêxteis (Gourc, 1982).

Na compressibilidade exerce papel determinante o processo de fabrico do geossintético. A redução de espessura função da carga aplicada é responsável pela diminuição das propriedades hidráulicas (principalmente a transmissividade).

A compressibilidade é caracterizada por um módulo designado por “módulo de compressibilidade”, definido através da razão entre a tensão média normal ao plano do geossintético e a sua deformação sob essa tensão. O módulo de compressibilidade é normalmente expresso em kPa.

- Comportamento à tracção

O comportamento à tracção depende muito do tipo de geossintético. No caso dos geotêxteis tecidos e das geogrelhas, as propriedades dependem essencialmente do material constituinte, pelo contrário, nos geotêxteis não tecidos e nos geocompósitos a estrutura interna desempenha um papel determinante. Com igual massa por unidade de área (μ), os geotêxteis não tecidos termoligados apresentam uma força de rotura por unidade de largura muito

superior à conseguida nos não tecidos agulhados. Note-se que, no primeiro caso, a ligação é obtida por colagem dos pontos de contacto entre fibras, enquanto que no segundo as fibras são somente entrelaçadas a partir da agulhagem.

Os geotêxteis tecidos têm uma resistência à tracção muito superior à dos não tecidos, mas possuem, tal como os tricotados, resistências diferentes conforme a direcção considerada (a da máquina, “Warp”, ou a transversal à mesma, “Weft”), apresentando assim, uma forte anisotropia.

A Figura 1.23 dá uma ideia das variações possíveis em função da estrutura dos diversos produtos.

O comportamento à tracção pode ser caracterizado pela curva que relaciona a força por unidade de largura (expressa em kN/m) com as deformações (adimensionais, usualmente expressas em percentagem). Ao contrário dos solos, a rotura é geralmente fácil de se identificar. A partir da curva referida são obtidas: a resistência à tracção (força por unidade de largura na rotura); a deformação na rotura e o módulo de rigidez para uma determinada deformação (definida como a razão entre a força por unidade de largura e a deformação correspondente).

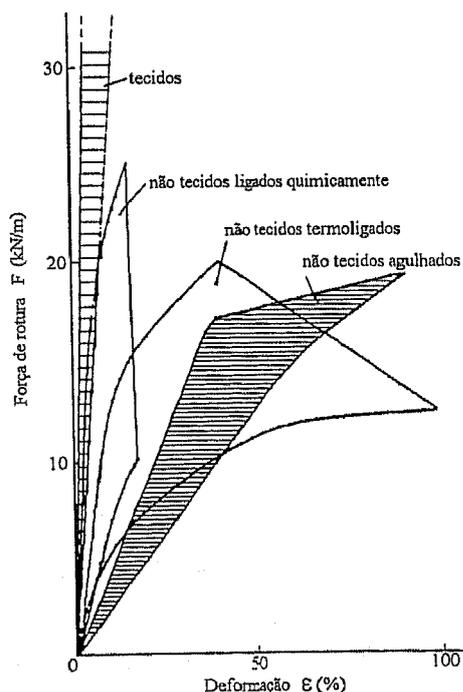


Figura 1.23 - Comportamento à tracção de diferentes tipos de geotêxteis (McGown *et al.* 1981).

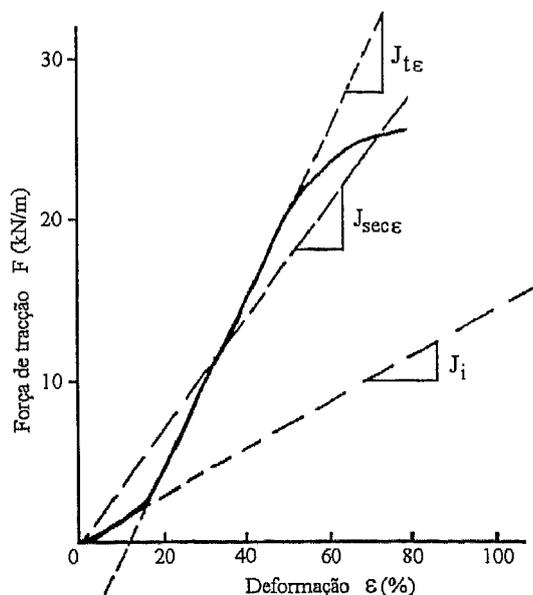
A resistência à tracção e a deformação na rotura são função de vários parâmetros, tais como: as propriedades dos polímeros constituintes, a estrutura do geossintético, a direcção da força aplicada, a geometria da amostra, a velocidade da deformação, a temperatura e tensão de confinamento, etc..

Os valores da deformação na rotura (Figura 1.23) situam-se normalmente nos seguintes intervalos: entre 10 e 35% para os geotêxteis tecidos, de 30 a 80% para os geotêxteis não tecidos de poliéster mecanicamente ligados, de 50 a 100% para os geotêxteis não tecidos de polipropileno e polietileno mecanicamente ligados, entre 20 e 70% para os geotêxteis não tecidos de polipropileno e polietileno ligados térmica ou quimicamente. Quanto aos geotêxteis tricotados refira-se que a sua deformação na rotura é muito elevada (> 100%) não sendo compatível com os materiais granulares comumente utilizados em obras geotécnicas, razão pela qual a sua utilização no domínio da Engenharia Civil é limitada.

A partir do diagrama da Figura 1.24 pode-se retirar uma característica de extensibilidade, já definida anteriormente, chamada módulo de rigidez. As curvas força de tracção/deformação não são lineares. Assim, são utilizadas três formas para avaliação do módulo de rigidez (Figura 1.24):

- módulo tangente inicial, aplicável quando a inclinação inicial da curva tensão-deformação é praticamente linear, podendo-se obter um valor razoavelmente preciso, usualmente é aplicável em geotêxteis tecidos e alguns não tecidos;
- módulo tangente compensado, aplicável a situações em que o trecho inicial da curva é muito abatido (comum para os geotêxteis não tecidos agulhados). A obtenção do módulo de rigidez é feita desprezando este trecho da curva e deslocando o eixo dos yy para o ponto onde este intersecta o trecho ascendente da curva.
- e módulo secante, sendo o mais utilizado o correspondente a uma deformação de 10%, ou seja, obtém-se traçando uma linha recta que passa pela origem e pelo ponto da curva correspondente a 10% de deformação, medindo-se a sua inclinação.

Nos geotêxteis agulhados uma deformação imposta provoca, a curto prazo, o deslizamento das ligações (módulo de rigidez tangente inicial baixo). Pelo contrário, para os geotêxteis termicamente ligados o módulo de rigidez tangente inicial é elevado, as ligações rígidas são imediatamente solicitadas quando os geotêxteis são sujeitos a esforços de tracção.



J_i - módulo tangente inicial;

$J_{sec\epsilon}$ - módulo secante;

$J_{t\epsilon}$ - módulo tangente.

Figura 1.24 - Diferentes definições do módulo de rigidez (Paulson, 1987).

- Resistência à penetração

A resistência à penetração mede a vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de materiais (por exemplo, aquando da construção de um aterro).

É definida com base numa solitação mecânica concentrada, estática ou dinâmica. Podem-se distinguir três tipos de mecanismos de penetração responsáveis pela descontinuidade do geossintético:

- a perfuração (golpe);
- o punçoamento (efeito de compressão);
- e o rebentamento.

Consoante os casos a resistência à penetração exprime-se como um comprimento, uma força ou uma pressão.

- Resistência ao rasgamento

O rasgamento é definido como a rotura progressiva resultante da conjugação de duas acções: uma localizada do tipo “perfuração” e outra distribuída do tipo “tracção”. A força de rasgamento mede a resistência dos geossintéticos à propagação de rasgões locais e é, normalmente, expressa em kN. Este tipo de solicitação ocorre, em regra, durante a colocação do geossintético em obra.

- Resistência à abrasão

A resistência à abrasão é definida como a resistência ao desgaste de qualquer parte do material por fricção contra a superfície de outro material.

- Resistência à fadiga

A resistência à fadiga é definida como sendo a capacidade do geossintético suportar carregamentos repetidos antes de atingir a rotura.

- Atrito superficial

O atrito superficial é uma das propriedades mais importantes a ter em conta quando a função exercida pelo geossintético é a de reforço. Com efeito, é através da interacção solo-reforço que se dá a transferência de tensões do primeiro para o segundo. Essa interacção mecânica é caracterizada pela resistência ao corte da interface entre o geossintético e o material de contacto. Esta resistência é expressa em kN/m^2 e pode ser representada por uma lei idêntica à lei de Coulomb, ou seja, por uma adesão e por um ângulo de atrito na interface.

Os mecanismos que governam a resistência ao corte da interface podem ser:

- atrito lateral entre o geossintético e o material reforçado;
- e, no caso do reforço apresentar aberturas de dimensão superior às do grão do solo (por exemplo, grelhas), o impulso passivo nos elementos transversais do reforço.

Estes mecanismos dependem de uma larga gama de parâmetros, tais como as propriedades mecânicas dos solos e dos geossintéticos, a dimensão dos grãos do solo, a geometria do sistema de reforço, o processo construtivo, etc.

Assim, a resistência ao corte da interface solo-geossintético é, sempre, menor ou igual à do solo, sendo função da rugosidade do geossintético (a qual governa o atrito e a adesão), da dimensão das aberturas, da dimensão dos grãos do solo e da capacidade de deformação do material.

Existem vários métodos para avaliação dos parâmetros caracterizadores da interação solo-inclusões. A apresentação destes métodos, a discussão das vantagens e desvantagens dos mesmos e a influência dos vários parâmetros, serão temas abordados nos capítulos seguintes deste trabalho.

1.3.5 - Durabilidade

A principal reserva que se coloca ao alargamento da utilização dos geossintéticos em obras geotécnicas tem a ver com a questão da durabilidade desses materiais. De facto, apesar de estar provado, sobretudo nos países mais desenvolvidos onde a mão de obra é mais dispendiosa, que o emprego de geossintéticos na construção, por exemplo, de muros de suporte, pode propiciar diminuições dos custos das obras na ordem dos 50%. A utilização destas técnicas depara ainda com fortes resistências por parte dos donos de obra e dos projectistas, que assentam as suas críticas principalmente na questão da permanência das características dos geossintéticos ao longo do tempo.

A alteração das características dos geossintéticos pode resultar de:

- deterioração durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra;
- acção interna (evolução da matéria prima);
- acção externa (pode ser mecânica (fluência e relaxação), físico-química ou bacteriológica).

Os danos causados pelas operações de instalação podem ser controlados com relativa facilidade, através da realização de ensaios durante as diversas fases de execução.

No que se refere ao envelhecimento causado por acções internas refira-se que os polímeros sintéticos, devido ao seu processo de fabrico, têm alterações estruturais que podem, com o decorrer do tempo, conduzir a alterações (por exemplo, relaxação de tensões ou a cristalizações) sem que tal implique, à priori, uma degradação do geossintético.

No que diz respeito à alteração das características do geossintético resultantes de acções externas haverá a dizer que dentro das acções mecânicas existem dois fenómenos muito importantes que influenciam o comportamento dos geossintéticos a longo prazo, são eles: a fluência e a relaxação.

A fluência é um fenómeno que conduz ao aumento da deformação, com o tempo sob tensão constante. A Figura 1.25 mostra o comportamento de fluência de alguns geossintéticos, sob a acção de uma carga correspondente a uma percentagem da força de rotura variando entre 50% e 61%. A fluência de um geossintético depende essencialmente do tipo de polímero, o processo de fabrico (modo de ligação, etc.) tem uma influência bastante reduzida.

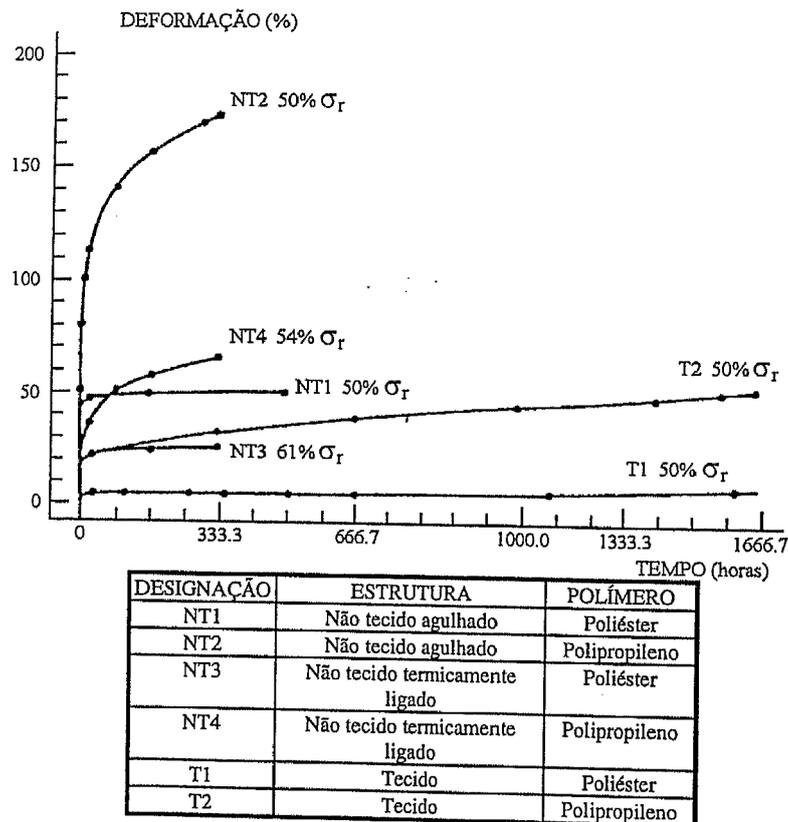


Figura 1.25 - Curvas de fluência de alguns geotêxteis (Matichard *et al.*, 1990).

Por seu turno, a rotura por relaxação pode-se dar desde que o geossintético esteja sob solicitações alternadas (por exemplo, o tráfego numa via de circulação). Até hoje, este fenómeno não foi objecto de estudos muito profundos, sabe-se, no entanto, que a estrutura do geossintético é mais sensível à relaxação do que o próprio polímero.

No que diz respeito ao comportamento hidráulico a longo prazo dos geossintéticos, existem três fenómenos que provocam uma redução notável da permeabilidade:

- a colmatagem mineral;
- a colmatagem química;
- e a colmatagem biológica.

Dentro da degradação dos geossintéticos provocada por agentes físico-químicos pode-se destacar: a degradação fotoquímica e térmica, em regra provocada pelas condições atmosféricas; e a degradação química e biológica, resultante, por norma, do contacto com o solo envolvente.

- Degradação fotoquímica

A gama de comprimentos de onda a que pertence a radiação ultra-violeta (UV) 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 das radiações UV são os factores preponderantes da degradação fotoquímica. No entanto, as acções adicionais do oxigénio, das temperaturas elevadas e da humidade, facilitam essa degradação do polímero. Do exposto, conclui-se que se deve evitar que os geossintéticos fiquem sujeitos à luz solar, devendo ser envolvidos por revestimentos opacos, armazenados em estaleiro ao abrigo da luz e aplicados o mais rapidamente possível.

- Degradação térmica

Uma vez que o aumento da temperatura acelera as reacções químicas, a degradação de um polímero, sendo um fenómeno essencialmente químico, é favorecida por esse aumento.

Como, por norma, o oxigénio está presente, ocorre geralmente a acção 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.

- Degradação química

A degradação química pode ser provocada pela acção: do oxigénio; dos iões metálicos; dos ácidos; das bases e solventes; e da água.

A perda das propriedades mecânicas de um polímero, resultante da acção dos factores referidos, depende da sua natureza química. Estes factores são responsáveis por profundas alterações nas cadeias moleculares constituintes dos polímeros, as quais incluem quebra das ligações químicas e conseqüente diminuição do comprimento das cadeias moleculares, alteração química das cadeias, incorporação de iões estranhos nas cadeias, etc.. Naturalmente, estas alterações profundas acarretam modificações nas propriedades dos polímeros.

Face ao exposto, compreende-se a necessidade de juntar aos polímeros de base, aditivos (tais como: estabilizantes térmicos; anti-UV; e anti-oxidantes) que, com a sua acção, impeçam o desenvolvimento dos processos de degradação físico-química atrás referidos.

- Degradação biológica

Os plásticos podem degradar-se biologicamente por acção de micro-organismos presentes nos maciços terrosos. As acções dos micro-organismos podem ser de diversos tipos:

- a) acção directa sobre os polímeros de base dos plásticos;
- b) acção destrutiva sobre determinados aditivos presentes na composição de plásticos;
- c) desenvolvimento de produtos agressivos para os materiais plásticos.

Estudos realizados até ao momento apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos. Como justificação desta constatação experimental aponta-se o facto de os micro-organismos consumirem somente as fracções poliméricas de muito baixo peso molecular, o que faz com que as propriedades dos plásticos não sejam praticamente afectadas.

Por fim, refira-se que os produtos relacionados (georedes, geogrelhas, etc.) possuem melhores características de durabilidade do que os geotêxteis convencionais, uma vez que são manufacturados com materiais mais grosseiros, aos quais é adicionada uma significativa quantidade de carbono.

1.3.6 - Considerações finais

Como tem vindo a ser referido, as propriedades mecânicas, hidráulicas e de durabilidade dos geossintéticos dependem da sua estrutura e da natureza do polímero constituinte. Por outro lado, cada tipo de geossintético evidencia características que o aconselham preferencialmente para desempenhar uma determinada função num dado tipo de obra.

Actualmente ainda existem lacunas importantes nos conhecimentos relativos ao comportamento a longo prazo dos geossintéticos, por isso a sua selecção deve ser feita com espírito crítico, contemplando aspectos como a natureza química dos polímeros constituintes e as características dos meios em que irão ser aplicados. Esta atitude é particularmente

recomendável em obras de engenharia nas quais a eventual degradação dos geossintéticos possa ter efeitos catastróficos.

Escolhido o geossintético, há que fixar valores limites das propriedades relevantes, através de métodos de cálculo apropriados. Aquando da aplicação, o geossintético deve ser sempre ensaiado, para verificar se as suas propriedades estão em conformidade com os valores limites exigidos.

1.4 - FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

1.4.1 - Preâmbulo

Os geossintéticos tem vindo a ser utilizados, cada vez mais intensamente, em obras geotécnicas. Quando se pretende utilizar estes produtos numa estrutura, o primeiro aspecto a considerar consiste em definir claramente as funções que os geossintéticos devem exercer.

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

Numa determinada aplicação, um geossintético pode desempenhar uma ou várias funções. As funções mais importantes, que incluem todas as outras como subcasos, são as funções de:

- drenagem;
- filtragem;
- separação;
- reforço;
- e protecção.

Em seguida faz-se uma breve descrição de como são desempenhadas cada uma destas funções.

1.4.2 - Drenagem

Um geossintético funciona como dreno quando colecta um líquido ou um gás e o transporta, através do seu plano, para uma saída ou colector.

As exigências fundamentais são as de assegurar a evacuação da água ou gás no plano do geossintético com uma pequena perda de carga, isto é, a função drenagem será tanto mais eficaz quanto mais elevada for a transmissividade.

Por outro lado, há que assegurar que o geossintético evite a entrada de partículas sólidas e o seu transporte no interior do dreno. Neste caso, a permitividade e a distribuição de poros são as propriedades mais importantes. O comportamento do dreno deve ser adequado ao longo da vida da obra. Por isso, deve apresentar espessura e compressibilidade apropriadas (esta última deve ser pequena para que, sob carga, não haja diminuição excessiva da transmissividade). Por seu turno, a diminuição das aberturas deve ser tal que impeça a passagem das partículas sólidas sem blocagem ou colmatação.

Como exemplos das aplicações pode-se indicar:

- dreno “chaminé” em barragens de terra (Figura 1.26a);
- dreno entre duas geomembranas, para colectar líquidos que percolam sobre a geomembrana superior (Figura 1.26b);
- sistema de revestimento de túneis composto por: betão/geomembrana/geotêxtil/betão projectado/rocha (Figura 1.26c);
- drenos, geocompósitos, para estruturas de suporte e encontros de pontes (Figura 1.26d);
- drenos horizontais em aterros saturados (Figura 1.26e);
- dreno horizontal entre um aterro e um depósito de solo brando saturado (Figura 1.26f);
- drenos verticais (Figura 1.26g).

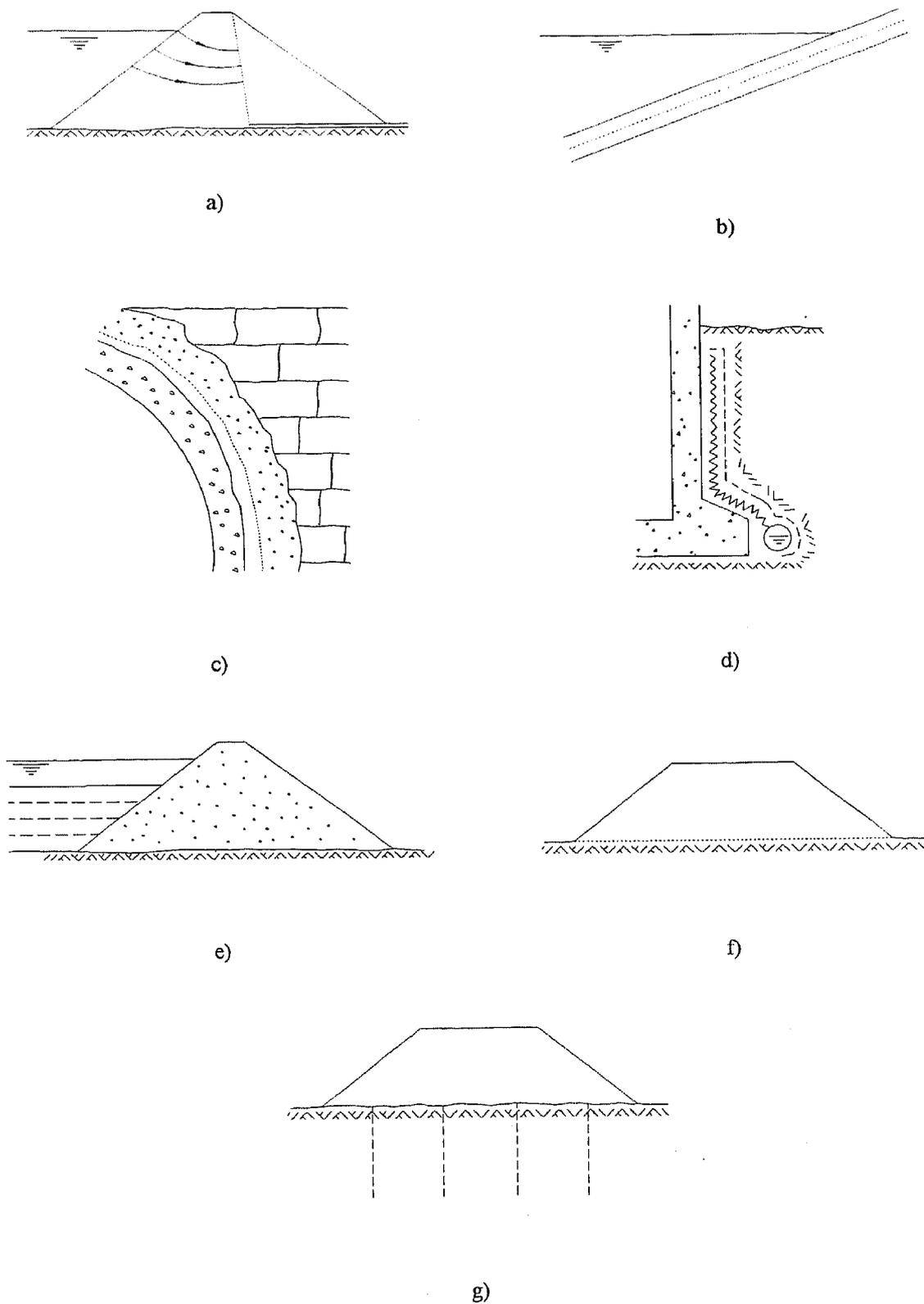


Figura 1.26 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a drenagem (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

1.4.3 - Filtragem

Um geossintético actua como filtro quando permite a passagem de fluidos perpendicularmente ao seu plano, evitando em simultâneo o atravessamento e arrastamento de partículas sólidas.

Quando o geossintético funciona como filtro, para além da permitividade e porometria adequadas, o material deve exhibir a flexibilidade necessária ao bom ajustamento à superfície do maciço por ele protegido, impedindo a migração das partículas para os vazios que, de outro modo, seriam criados entre o solo e o geossintético.

Esta função pode ser desempenhada em duas situações distintas: para evitar o arrastamento de partículas em suspensão em fluidos percolantes; no interior de maciços terrosos, permitindo a passagem de água mas impedindo a passagem das partículas sólidas.

São exemplo de aplicação de geossintéticos como filtro:

- as cortinas verticais colocadas em correntes de água para prevenção da passagem de partículas em suspensão oriundas de águas poluídas a montante (Figura 1.27a);
- as barreiras para bloquear o transporte de partículas finas (por exemplo silte) e evitar a degradação (por exemplo siltagem) de certos ambientes de trabalho (Figura 1.27b);
- as trincheiras drenantes preenchidas por material granular envolvido por geossintético (Figura 1.27c);
- os tubos perfurados envolvidos por geossintético (Figura 1.27d);
- os filtros entre solo e gabiões (Figura 1.27e);
- os filtros entre duas zonas de uma barragem de terra zonada ou de enrocamento (Figura 1.27f);
- os filtros entre aterro permeável e solo brando saturado em consolidação (Figura 1.27g);
- os filtros entre solo e protecção rochosa (“rip-rap”) (Figura 1.27h);
- os filtros para evitar a erosão do fundo em escavações submersas (Figura 1.27i).

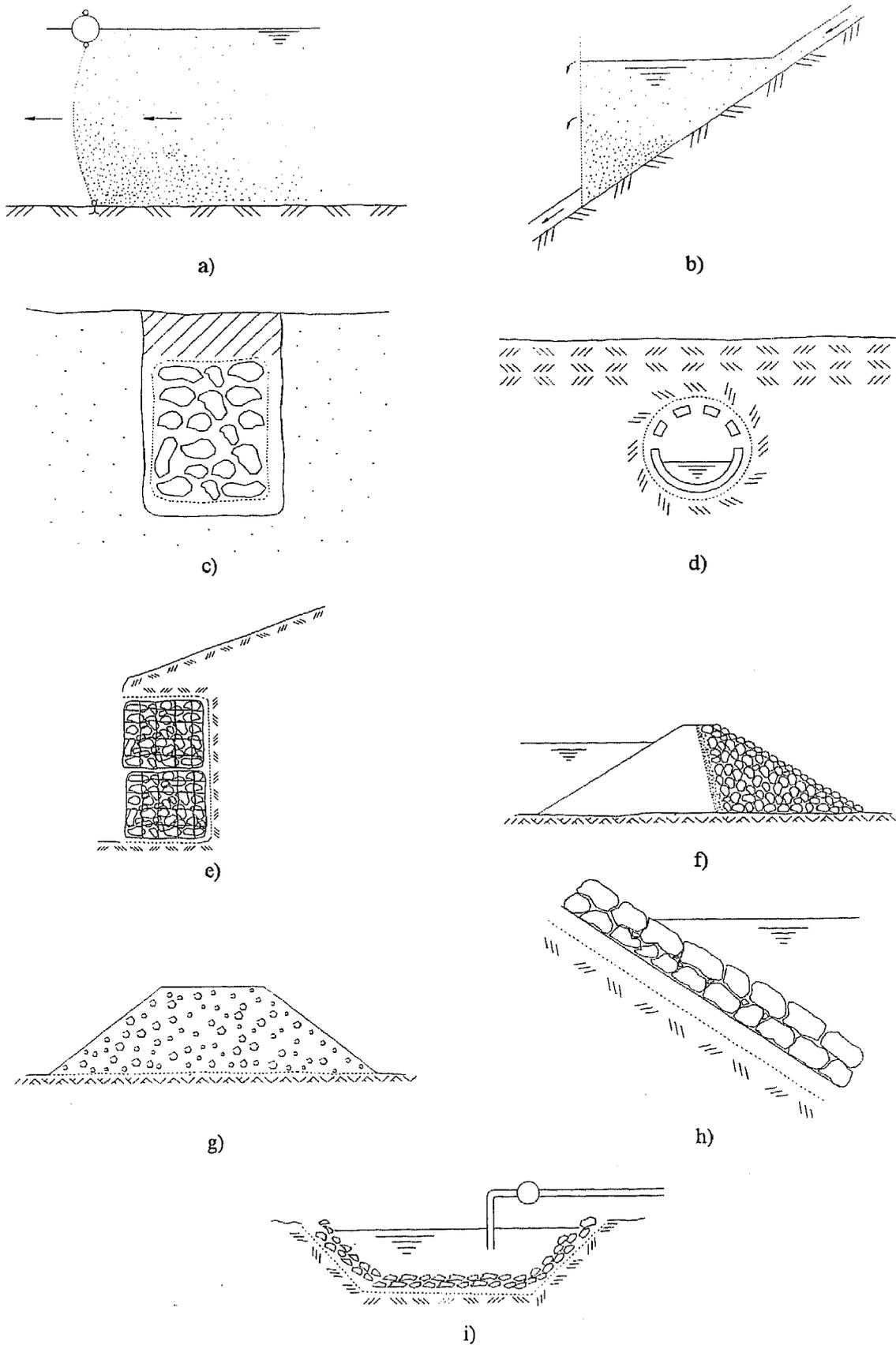


Figura 1.27 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a filtragem (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

1.4.4 - Separação

Um geossintético, quando colocado entre dois solos de granulometrias diferentes, funciona como separador, quando impede que os solos se misturem ou interpenetrem, sob a ação das cargas aplicadas.

Para exercer esta função, o geossintético necessita de ter características mecânicas (deformabilidade no seu plano, resistência ao punçoamento e rasgamento) e hidráulicas (distribuição de poros) apropriadas aos solos em causa.

São exemplo de aplicação de geossintéticos como separador:

- a separação entre balastro ferroviário e o solo de fundação (Figura 1.28a);
- a separação entre solo e agregado (por exemplo, num parque de estacionamento ou numa área de armazenagem) (Figura 1.28b);
- a separação entre duas camadas de uma via pavimentada (Figura 1.28c);
- a separação, debaixo de água, entre material grosseiro depositado e uma fundação de solo fino, por exemplo, na construção de um dique (Figura 1.28d).

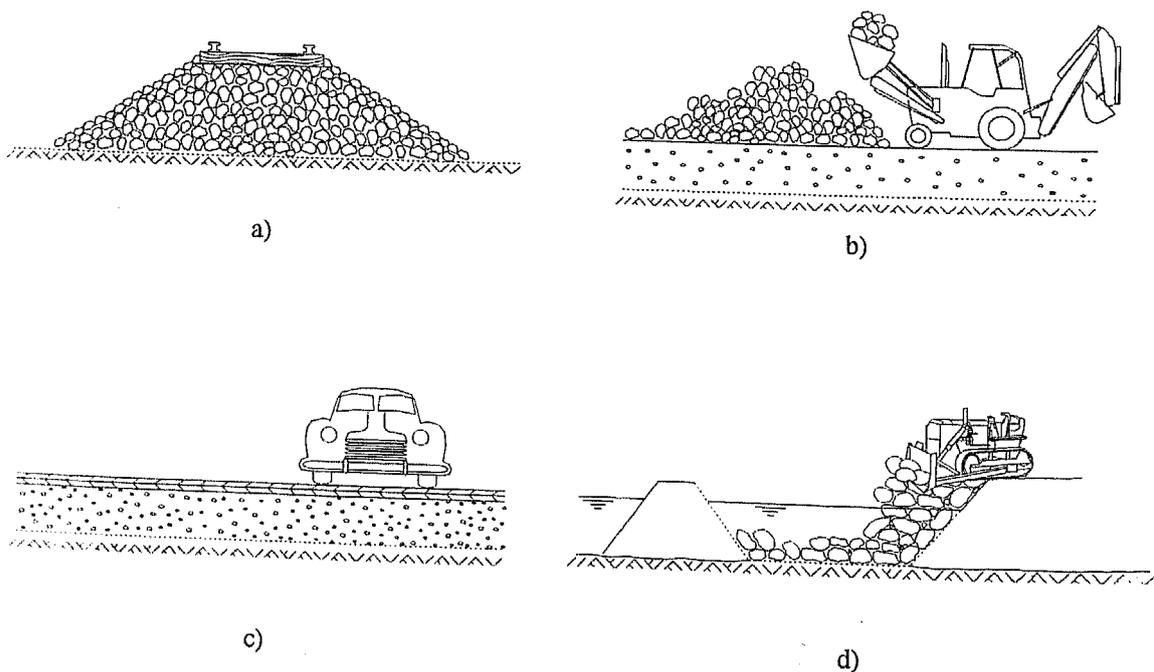


Figura 1.28 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a separação (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

1.4.5 - Reforço

Os geossintéticos exercem função de reforço em duas situações: quando exercem acção mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre essas camadas, conduzindo ao reforço global; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção, obviando assim a incapacidade destes para resistirem a esforços deste tipo.

Quando os geossintéticos desempenham a função de reforço é fundamental que exibam resistência à tracção, deformabilidade e flexibilidade apropriadas, bem como bom comportamento à fluência e à relaxação. A flexibilidade é indispensável para garantir o bom contacto entre o solo e os reforços. Por outro lado, é conveniente que os geossintéticos exibam um adequado comportamento à fluência, para que sejam garantidas as características fundamentais do comportamento global da estrutura em que se inserem, durante a sua vida útil. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo-reforços seja adequada, pois é através dessas interfaces que se desenvolvem as interacções necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita.

São exemplos de aplicação dos geossintéticos como reforço:

- a acção mecânica de membrana numa fenda (Figura 1.29a) ou numa via não pavimentada (Figura 1.29b);
- no reforço de aterros construídos sobre solos moles (Figura 1.29c);
- no reforço de taludes (Figura 1.29d) ou muros de face em geossintético (Figura 1.29e), em betão ou qualquer outro material aplicável;
- no reforço de solos subjacentes a cavidades (Figura 1.29f), tubos, etc..

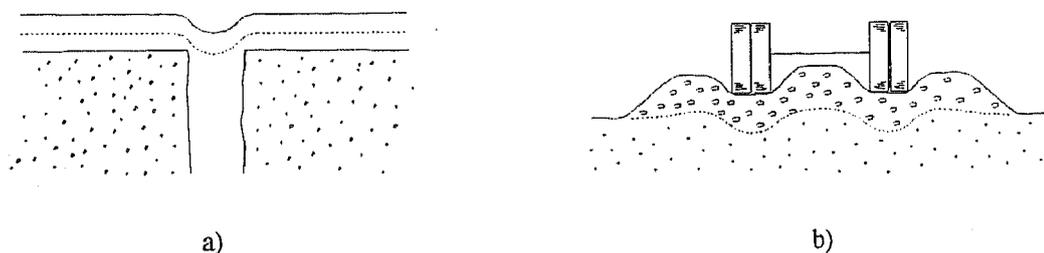


Figura 1.29 - Aplicações de geossintéticos tendo como função o reforço (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

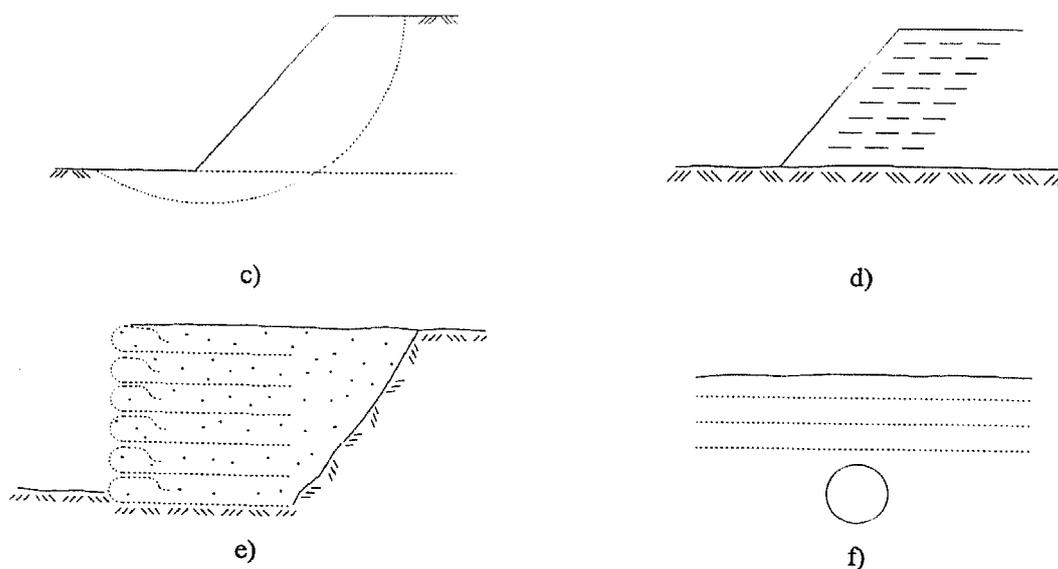


Figura 1.29 (Cont.) - Aplicações de geossintéticos tendo como função o reforço (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

1.4.6 - Protecção

Um geossintético desempenha a função de protecção quando é colocado entre dois materiais, de forma a absorver e distribuir as tensões e deformações transmitidas ao material a ser protegido.

Podem ser consideradas duas situações: na protecção superficial, os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da acção de agentes atmosféricos, tráfego, etc.; e na protecção 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 seja danificado pela acção de cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro.

Quando os geossintéticos exercem funções de protecção, para além das propriedades exigidas para exercer a função de reforço, é importante assegurar uma espessura adequada e a continuidade do material.

São exemplo de aplicação de geossintéticos em protecção:

- a protecção de geomembranas contra a penetração por material granular ou rochas pontiagudas (Figura 1.30a e b);
- e a utilização na minoração do efeito da propagação de fendas de um antigo pavimento para um novo revestimento (Figura 1.30c).

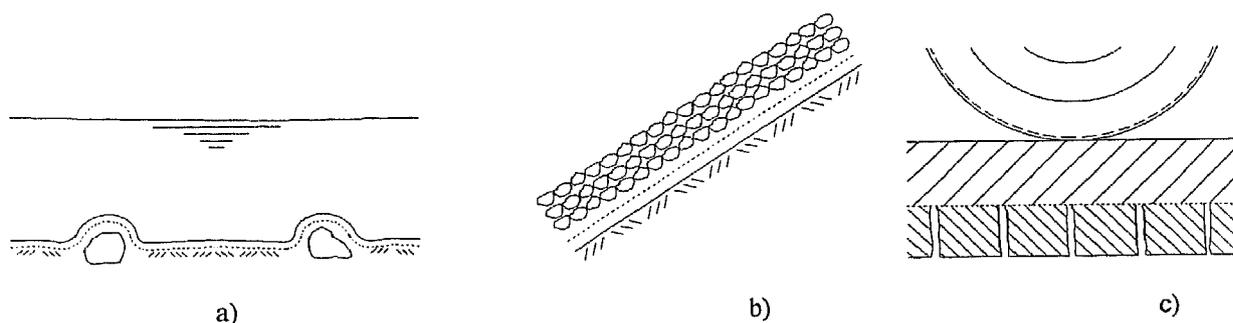


Figura 1.30 - Aplicações de geossintéticos tendo como função a protecção (adaptado de Giroud *et al.*, 1985).

1.4.7 - Considerações finais

No Quadro 1.II, apresenta-se uma relação entre as propriedades dos geossintéticos e as suas principais funções.

É de realçar que não existem geossintéticos de aplicação universal. A adequação de cada um ao exercício de determinada função depende de um conjunto de propriedades que lhe são conferidas pela sua estrutura e pelo material que o constitui.

Porém, tendo em conta os tipos de polímeros mais vulgarmente utilizados no fabrico destes materiais, a estrutura característica dos diferentes tipos de geossintéticos e a experiência acumulada ao longo de mais de vinte anos de utilização em obras de terra, é possível definir, pelo menos para os tipos de geossintéticos de aplicação mais corrente, as funções que, em regra, cada um deles pode exercer mais convenientemente.

Quadro 1.II - Relação entre as funções e as propriedades dos geossintéticos.

PROPRIEDADES	FUNÇÕES				
	Drenagem	Filtragem	Separação	Reforço	Protecção
Espessura	***	*			***
Compressibilidade		**			*
Permitividade	**	***	**		
Transmissividade	***	*			
Distribuição de poros	***	(a)			
Resistência à tracção			*	**	*
Módulo de rigidez				***	
Deformabilidade			***	*	*
Resistência ao rasgamento			**	**	***
Resistência à penetração			***	**	***
Atrito				***	**

* - Propriedade com pouca importância

** - Propriedade com alguma importância

*** - Propriedade com muita importância

(a) - Depende do critério de filtragem.

No Quadro 1.III, sem a preocupação de se ser exaustivo, quer em relação à totalidade de tipos de geossintéticos existentes, quer em relação à totalidade de funções que estes materiais podem desempenhar numa obra de terra, indica-se, para alguns tipos de geossintéticos de uso corrente, as funções que poderão estar aptos a exercer quando aplicados numa estrutura ou sistema geotécnico.

Quadro 1.III - Relações entre tipos de geossintéticos e funções (adaptado de Giroud, 1986).

TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS	FUNÇÕES
Geomembranas	Barreira de fluídos
Tapetes (geotêxteis)	Protecção superficial
Mangas de drenagem	Drenagem
Geotêxteis	Filtragem
	Separação
	Protecção interfacial
Geogrelhas	Reforço

1.5 - APLICAÇÕES E COLOCAÇÃO EM OBRA

1.5.1 - Aplicações em obras geotécnicas

Nos últimos vinte anos a aplicação de geossintéticos em projectos geotécnicos tem aumentado continuamente. A facilidade de aplicação, o baixo custo e os efeitos secundários benéficos tornaram os geossintéticos materiais de construção muito atraentes para a execução de obras de terra.

A confirmação desta última constatação está expressa no Quadro 1.IV que apresenta, somente para os geotêxteis, a evolução das quantidades, por aplicação, entre os anos de 1986 e 1988.

Quadro 1.IV - Evolução da utilização dos geotêxteis entre 1986 e 1988
(adaptado de Koerner, 1990).

Aplicação	1986	%	1987	%	1988*
Tapete asfáltico	66.0	34	75.3	34	84.5
Estabilização	58.5	30	66.1	30	73.6
Drenagem	29.3	15	30.9	14	34.3
Rev. de reservatórios	12.6	6	14.2	6	15.9
Controlo de erosão	10.9	5	11.7	5	13.4
Contenção de finos	10.0	5	11.7	5	13.4
Caminhos de ferro	5.9	3	6.7	3	6.7
Reforço	3.4	2	5.0	3	6.7
Mercado total	196.6	100	221.6	100	248.5

Fonte: IFAI

(milhões de m²)

* Estimativa

O número de domínios de utilização diferentes é já significativo e tende a aumentar, à medida que os técnicos se familiarizam com estes produtos. Cada domínio de utilização engloba diferentes tipos de aplicação. As funções e propriedades requeridas ao geossintético dependem do tipo de aplicação (Quadro 1.V).

Os domínios de utilização considerados no Quadro 1.V são os seguintes:

- drenagem;
- controlo de erosão;
- envolvimento;
- suporte (de membrana impermeável);
- vias de comunicação (incluindo todo o tipo de estruturas de suporte de tráfego);
- e reforço de solos.

Quadro 1.V - Relações entre aplicações e funções dos geossintéticos
(adaptado de Giroud, 1985 e 1986).

DOMÍNIOS DE UTILIZAÇÃO	TIPOS DE APLICAÇÃO	FUNÇÕES MAIS RELEVANTES					
		Drenagem	Filtragem	Protecção	Separação	Reforço	
						Ação mecânica de membrana	Reforço de tracção
Drenagem	Drenos em geossintético sem filtro	X					
	Drenos em geossintético com filtro (geocompósitos)	X	X				
	Drenos de brita, tubos		X				
Controle de erosão	Revestimento de taludes		X				
	Tapete de erosão			X			
	Barreira contra o transporte de partículas e sedimentos		X			X	
Envolvimento	Modelação de betão, sacos de aterro hidráulico		X			X	
	Gabiões, sacos de areia					X	
Suporte (de membrana impermeável)	Ligação					X	
	Amortecedor			X			
Vias ⁽¹⁾ de comunicação	Tapete asfáltico			X			
	Estradas não pavimentadas (grandes deformações)				X	X	
	Base (pequenas deformações), balastro				X		X
Reforço de solos	Muros reforçados, taludes e aterros						X

(1) - Consideram-se todos os tipos de estruturas de suporte de tráfego (estradas, parques de estacionamento, caminhos de ferro, etc.).

1.5.2 - Colocação em obra

O bom comportamento dos geossintéticos durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra, está associado à satisfação de determinadas exigências operacionais.

Estas exigências englobam, fundamentalmente, as propriedades que conferem continuidade ao material, a resistência à tracção, a deformabilidade e estabilidade em relação à temperatura e às radiações ultravioletas.

A definição dos valores convenientes dessas propriedades está associada a um conjunto de regras que se devem cumprir durante as referidas operações.

Os procedimentos de colocação dependem do tipo de aplicação e do tipo de geossintético. Contudo, esses procedimentos devem, genericamente, ter em atenção os seguintes aspectos:

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

A preparação do terreno tem por objectivo evitar que os materiais instalados possam ser rasgados, fortemente comprimidos ou distendidos em zonas localizadas. Como tal, devem retirar-se todos os corpos contundentes e, caso seja necessário, intercalar um solo arenoso para uniformizar a distribuição das tensões existentes entre os geossintéticos e os terrenos em que estes se inserem ou repousam.

Os métodos de colocação estão dependentes do peso e tamanho do rolo de geossintético. O peso de um rolo pode variar, conforme a estrutura e o tipo de material, entre 25 Kg e 1000 Kg. O peso médio encontra-se entre os 75 e 150 Kg.

As faixas devem ser colocadas na direcção dos maiores esforços, realizando-se a sobreposição longitudinal nessa direcção. Na maior parte das aplicações é suficiente uma sobreposição de 30cm, mas no caso de o geossintético estar sujeito a tensões de tracção, o comprimento de sobreposição tem de ser aumentado ou as faixas do geossintético têm de ser ligadas. Caso seja necessário sobreposição transversal, deve ter-se em conta o sentido de lançamento dos materiais de aterro e o sentido de actuação das acções hidrodinâmicas, para evitar que as duas faixas deixem de estar em contacto. É aconselhável a fixação dos bordos com pedras ou ganchos, eventualmente associada ao lançamento imediato do material de

aterro, quando se prevê que, por qualquer motivo, especialmente por acção do vento, possa ocorrer levantamento das telas.

No caso de ser necessário ligar as faixas, existem vários métodos de ligação: o grampeamento, a costura ou a colagem. A ligação por costura é a mais eficaz, e ao contrário do que acontece com os outros tipos de ligações possíveis, é aplicável seja qual for a função desempenhada pelo geossintético.

Os métodos de ligação atrás referidos são aplicáveis a geotêxteis tecidos e não tecidos. No caso das geogrelhas a ligação pode ser efectuada por sobreposição directa, unindo com fio entrançando as barras sobrepostas ou entrelaçando varões ou barras nas aberturas do material sobreposto (ligação com passador). Este último tipo de ligação, embora sendo o mais eficaz, não é de aplicação geral. A ligação com fio entrançado apresenta eficiência adequada à generalidade das geogrelhas, pelo que a sua utilização é mais comum.

Sempre que possível, é conveniente cobrir os geossintéticos logo após a sua colocação, para evitar eventuais deslocações das suas posições e para os proteger da acção dos raios solares.

1.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para a selecção do geossintético mais conveniente ao exercício de um conjunto de funções numa obra geotécnica, deve-se ter em atenção o tipo de obra e de solo onde vai ser aplicado, as suas propriedades e características relevantes e o modo de aplicação. A filosofia de dimensionamento normalmente utilizada é a seguinte:

- i) identificação das funções primárias, secundárias e terciárias desempenhadas pelo geossintético na aplicação em causa;
- ii) identificação das propriedades mais importantes;
- iii) determinação dos valores requeridos para as propriedades do geossintético através da realização de ensaios apropriados;
- iv) selecção do método de instalação e determinação das propriedades do geossintético necessárias ao suporte das tensões de instalação;

- v) especificação do geossintético seleccionado a partir das propriedades definidas em iii) e iv).

As propriedades definidas para os geossintéticos devem ser tais que permitam ao material desempenhar adequadamente as funções pretendidas, sobreviver à instalação e ser suficientemente durável para executar adequadamente as funções requeridas durante vida da obra.

Com a definição das propriedades mais relevantes exigidas ao geossintético para o exercício de determinada função torna-se fundamental conhecer os valores pretendidos para essas propriedades. Essa avaliação é feita através da realização de ensaios apropriados, designados por ensaios de qualificação. Nestes ensaios deve-se atender não só às funções requeridas aos geossintéticos, mas também aos métodos de cálculo adoptados (empírico, semi-empírico ou analítico). São ensaios, normalmente, longos, caros e envolvendo alguma complexidade. Com estes ensaios pretende-se definir o comportamento do sistema solo-geossintético para níveis de tensão e condições ambientais idênticas às que previsivelmente ocorrerão na obra a construir. O número de ensaios de qualificação é, em regra, reduzido, havendo por vezes necessidade de os realizar em laboratórios especializados.

Existe outro tipo de ensaios, denominados ensaios de identificação e controlo de qualidade, que têm por objectivo identificar o produto seleccionado (material constituinte, processo de fabrico, características físicas dos componentes e produto final) e verificar se, após o transporte, armazenamento e manuseamento em estaleiro, os valores das propriedades relevantes estão de acordo com os limites (superior e inferior) estabelecidos nas especificações de qualidade do material. Estes ensaios são realizados regularmente nos estaleiros das obras ou em laboratórios.

É de notar que, atendendo, por um lado, às razões apresentadas em 1.3.1, e, por outro, ao principal objectivo deste trabalho que é a caracterização mecânica do fenómeno de interacção solo-geossintético se optou por prescindir de uma descrição detalhada dos ensaios e especificações existentes à data. Naturalmente, esta opção não inclui os ensaios comumente realizados para a caracterização do fenómeno em causa, ou seja, os ensaios de arranque e de corte directo, os quais serão largamente abordados nos capítulos seguintes.

Para finalizar, e, em jeito de resumo refira-se que, ao longo deste capítulo se teceram considerações de ordem geral e introdutória sobre os geossintéticos, tendo sido indicados os materiais constituintes e os processos de fabrico, analisadas as suas propriedades e possíveis funções e referidas algumas das suas aplicações e cuidados a ter aquando da sua colocação em obra.

No capítulo seguinte abordar-se-á o reforço de solos, em particular, o reforço de solos com geossintéticos. Especial importância será dada ao fenómeno da interacção solo-geossintético, bem como à sua avaliação, tópico fundamental do presente trabalho.

Capítulo 2

REFORÇO DE SOLOS COM GEOSINTÉTICOS

2.1 - INTRODUÇÃO

O desenvolvimento económico e urbano têm incrementado a utilização de locais com fracas características geotécnicas, pelo menos em relação à importância das obras a construir e à grandeza das acções por elas transmitidas aos maciços. Aliado a estes factores, tem vindo a ser cada vez mais necessário melhorar ou reforçar os solos sob estruturas existentes, de forma a assegurar a estabilidade do conjunto, posta em causa por escavações adjacentes, acções sísmicas, solicitações especiais, etc.. Neste sentido, nas últimas décadas as técnicas de melhoramento das características dos solos têm conhecido um grande desenvolvimento, que se traduz tanto no aperfeiçoamento das técnicas existentes como na introdução de novos métodos e materiais, constituindo, hoje em dia, uma disciplina permanente da engenharia geotécnica.

As técnicas de melhoramento das características do solo podem ser agrupadas, segundo Mitchell (1981), em seis classes: métodos de compactação, de consolidação, de injeção, de estabilização química, de estabilização térmica e de reforço de solos. Dentro desta última técnica, e com um inegável crescimento de utilização, nos últimos anos, encontra-se o reforço com geossintéticos.

2.2 - REFORÇO DE SOLOS

O reforço de solos consiste na introdução nos maciços de elementos resistentes (unidimensionais ou bidimensionais) convenientemente orientados, que, pelas suas características fornecem ao novo material (maciço reforçado) propriedades resistentes superiores às do maciço não reforçado. De facto, a introdução dos elementos de reforço no maciço terroso não conduz, em geral, a um melhoramento das características próprias do solo (como acontece nos métodos de tratamento) mas sim a um melhoramento do comportamento global, conseguido à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Uma vez que a introdução dos reforços altera a estrutura global do maciço, o seu efeito é essencialmente estrutural.

Depois de, na década de 60, ter surgido o conceito de solo reforçado, com a invenção, por Henri Vidal, da técnica da terra armada, a introdução de novas técnicas e materiais tem conhecido um grande desenvolvimento. Com efeito, nas últimas décadas, este conceito tem vindo a generalizar-se, sendo possível, hoje em dia realizar, para além dos sistemas unidimensionais com reforços metálicos, sistemas multidimensionais com uma larga gama de materiais, de entre os quais se destacam os geossintéticos.

No Quadro 2.1, procura-se sistematizar algumas das características das técnicas mais usuais de reforço de solos empregando geossintéticos ou inclusões metálicas. Os aspectos considerados são os seguintes:

- a) tipo ou carácter do reforço no sentido dimensional;
- b) características dos sistemas no que respeita à quantidade e homogeneidade da disposição dos elementos de reforço;
- c) características de deformabilidade dos elementos de reforço e esforços principais que se desenvolvem naqueles nas situações de aplicação mais comuns;
- d) características da interacção solo-reforços.

Deve notar-se que muitas das características, nomeadamente os esforços principais nas inclusões e o mecanismo de interacção solo-reforços, dependem do tipo de aplicação. Refira-se ainda que, a transferência de solicitações para as inclusões depende de uma larga variedade de parâmetros, nomeadamente, das propriedades mecânicas do solo e dos reforços, da geometria do sistema de reforço, do processo construtivo, etc..

Quadro 2.1 - Características de algumas técnicas de reforço de solos (adaptado de Lopes, 1992).

TIPO DE REFORÇO	TIPO DE REFORÇO	DISPOSIÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO	ELEMENTOS DE REFORÇO						INTERACÇÃO SOLO-REFORÇO			ALGUMAS APLICAÇÕES COMUNS	
			RIGIDEZ		ESFORÇOS PRINCIPAIS		DISPOSIÇÃO	MECANISMO (1)		Estruturas de suporte de terras, muros de encontros de pontes			
			AXIAL	FLEXÃO	TRACÇÃO	FLEXÃO		CORTE	a)		b)		
			CORTE		CORTE		CORTE		CORTE		CORTE		
TERRA ARMADA	1D	M	R	D	***	***			U		***		
GRELHAS METÁLICAS	2D	I/M	R	D	***	***			U	**	**		
GRELHAS PLÁSTICAS	2D	I/M	SR	D	***	***			U	**	**		Estruturas de suporte de terras, reforço de aterros, reforço de fundações
GEOTÊXTEIS	2D	I/M	D	D	***	***			U	***			Estruturas de suporte de terras, reforço de aterros, reforço de fundações
FIBRAS METÁLICAS	3D	A	R	SR(?)	**	*		**	U				Construção de aterros com taludes quase verticais
FIBRAS SINTÉTICAS	3D	A	SR	D	**	*		**	U				
FIO GEOTÊXTIL (TEXTSOL)	3D	A	SR	D	***	***			U				

I - Isolada
 M - Múltipla
 A - Aleatória
 R - Rígida
 SR - Semi-rígida
 D - Deformável
 *** - Muito importante
 ** - Importante
 * - Com algum relevo
 L - Local
 U - Uniforme

a) Atrito lateral ao longo das inclusões.
 b) Impulso passivo nos elementos transversais.

2.3 - REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

2.3.1 - Introdução

No Capítulo 1 referiram-se algumas aplicações dos geossintéticos em que o papel desempenhado por estes materiais é, fundamentalmente, de reforço (ver Figura 1.29).

O reforço é de todas as aplicações referidas em 1.4, aquela em que o papel de interacção solo-inclusão (tema do presente trabalho) toma primordial importância, daí que pareça de todo o interesse fazer uma referência mais alargada a obras de terra reforçadas com estes materiais poliméricos.

No Quadro 2.II, classifica-se as estruturas de solos reforçados com geossintéticos de acordo com os seguintes parâmetros:

- a) localização do reforço;
- b) tipo de estrutura;
- c) tipo de aplicação;
- d) tipo de solicitação.

Neste quadro os diferentes tipos de estruturas são englobados em duas classes, designadas por estruturas de terra e por estruturas de suporte de cargas. Nas estruturas de terra, nas quais se incluem nomeadamente os aterros sobre solos moles (Figura 1.29c), os taludes (Figura 1.29d) e os muros de suporte (Figura 1.29e), predominam as solicitações permanentes devidas ao peso próprio, não sendo, em regra, relevantes as sobrecargas que as solicitam. Em contrapartida, nas estruturas de suporte de cargas, que englobam as estradas, pavimentadas ou não (Figura 1.29b), os balastros dos caminhos ferroviários, etc., as sobrecargas de utilização são claramente mais importantes do que as solicitações permanentes, as quais, de facto, são na maior parte dos casos desprezáveis enquanto solicitações desfavoráveis.

Quadro 2.II - Classificação de estruturas de solos reforçados com geossintéticos (adaptado de Lopes, 1992).

LOCALIZAÇÃO DO REFORÇO	TIPO DE ESTRUTURA	APLICAÇÕES TÍPICAS	SOLICITAÇÃO	CLASSE
INTERNA	TALUDES REFORÇADOS	Aterros Reparação de deslizamentos de terras Escavações Barragens, diques e paredões	ESSENCIALMENTE SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS	ESSENCIALMENTE CARGAS DISTRIBUÍDAS (PESO PRÓPRIO)
	MUROS REFORÇADOS	Muros de suporte Encontros de pontes Barreiras (para ruído, arraste de materiais, etc.) Abrigos militares e muros de segurança Barragens, diques e paredões Muros de ligação		
INTERFACE	CAMADAS DE SOLO EM VERTENTES	Revestimento com camadas de argila Proteção com terras	ESSENCIALMENTE CARGAS CONCENTRADAS	ESSENCIALMENTE CARGAS CONCENTRADAS
	ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	Aterros Barragens, diques e paredões		
INTERNA/INTERFACE	CAMADAS DE SOLO SOBRE FUNDAÇÕES NÃO UNIFORMES	Primeira camada de construção em obras de terra Camada de argila sobre solos não uniformes Proteção de desperdícios com camadas de argila Estradas sobre solos não uniformes	SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS E/OU DINÂMICAS	ESSENCIALMENTE CARGAS CONCENTRADAS
	ÁREAS DE SUPORTE DE CARGAS	Estaleiros de equipamentos de construção Fundações de edifícios Acessos para veículos pesados Parques de estacionamento Parques de contentores		
INTRFACE	ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS SOBRE FUNDAÇÕES MOLES	Estradas de acesso Estradas de transporte por arrastamento Primeira camada de construção em obras de terra	SOLICITAÇÃO ESSENCIALMENTE DINÂMICAS (TRÁFEGO)	ESTRUTURAS DE SUPORTE DE CARGA
	PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	Estradas pavimentadas Estaleiros de armazenagem industrial Parques de estacionamento Estradas não pavimentadas com reduzido volume de tráfego		
INTERNA	REFORÇO DE BALASTRO	Vias de caminho de ferro		

2.3.2 - Muros e taludes reforçados com geossintéticos

A construção de taludes e muros reforçados é efectuada colocando, alternadamente, camadas horizontais de solo compactado e de reforço. A protecção do solo reforçado, contra a erosão e o vandalismo, é conseguida através da face, também designada por pele.

2.3.2.1 - Tipos de geossintéticos usados como elementos de reforço

Como já foi referido, nas últimas décadas as técnicas de melhoramento e reforço de solos têm conhecido um grande desenvolvimento, que se traduz tanto no aperfeiçoamento das técnicas existentes como na introdução de novos métodos e materiais. Com efeito, desde o aparecimento da técnica de reforço designada por terra armada que se tem procurado substituir os reforços metálicos por reforços poliméricos. Estes são materiais relativamente económicos e leves que apresentam gamas de módulo de deformabilidade e resistência à tracção (Figura 2.1) muito largas. Não apresentam problemas de corrosão, no entanto, evidenciam uma propriedade indesejável - a fluência - que consiste no aumento de deformação sob carga constante. Este fenómeno depende do tipo de aplicação e do tempo de vida previsto para a estrutura: em estruturas temporárias a fluência é um problema que pode ser considerado de importância limitada; em estruturas permanentes esta questão deve ser tida em consideração.

A escolha do geossintético mais adequado a um dado tipo de estrutura deve satisfazer os seguintes critérios:

- a) resistência à tracção *in situ* adequada;
- b) interacção solo-reforço apropriada;
- c) extensibilidade limitada a curto prazo;
- d) extensibilidade e fluência limitadas a longo prazo;
- e) resistência adequada à degradação (por exemplo, às radiações ultravioletas, ataque biológico, ataque químico e temperatura);
- f) viabilidade económica.

		PROPRIEDADES MECÂNICAS	
		Módulo de deformabilidade secante ($\epsilon = 10\%$) (kN/m)	Resistência à tração (kN/m)
GEOTÊXTIL	Não tecido	2 - 90	4 - 35
	Tecido	50 - 1000	15 - 350
GEOGRELHAS	Extrusão 15 x 100 mm	50 - 700	9 - 90
	Perfuração Dimensões das aberturas 5 - 50 mm		
	Barras soldadas 5 - 50 mm		

Figura 2.1 - Tipos e propriedade mecânicas de geotêxteis e geogrelhas (Schlosser e Delage, 1987).

A gama de produtos poliméricos no reforço de solos é muito vasta (Yeo, 1985; Schlosser e Delage, 1987), podendo ser dividida em três grupos principais: os para-produtos, os geotêxteis e as geogrelhas. Estes produtos, nas suas várias apresentações, foram largamente referidos no Capítulo 1. Das três categorias de produtos poliméricos indicadas aquela que actualmente tem maior aplicação no reforço de solos é a das geogrelhas. A comprovar este facto existe um estudo efectuado por Yako e Christopher (1987) em que são analisadas cinquenta e três estruturas reforçadas com geossintéticos construídas nos Estados Unidos entre 1974, ano de início da aplicação desta técnica, e 1987: destas cinquenta e três estruturas, vinte e uma foram reforçadas com geotêxteis e trinta e duas com geogrelhas, apesar da utilização deste tipo de reforços só se ter iniciado naquele país em 1982.

A esta situação não são alheios, com certeza, factores decorrentes das características mecânicas do material, ou seja, resistência à tracção e rigidez adequadas, bem como, interacção solo-reforço eficaz.

Este tipo de reforço surge, em regra, associado a elementos de face inteiros ou segmentados, em betão pré-fabricado ou outros materiais (madeira, por exemplo), podendo a face também ser formada pela própria geogrelha.

Do exposto poder-se-á dizer que, a utilização de geogrelhas no reforço de solos tem suscitado interesse crescente (Schlosser e Delage, 1987), sendo um tipo de geossintético particularmente adequado a tal função (Yeo, 1985). Como tal, no decurso deste trabalho, decidiu-se dar especial importância a este tipo de geossintético como elemento de reforço, realçando, particularmente, o fenómeno da interacção solo-geogrelha.

2.3.2.2 - Processos construtivos

O estado de tensão numa estrutura reforçada tem a ver, entre outros factores, com o procedimento de construção utilizado (Yeo, 1985). Com efeito, o comportamento do sistema depende de um conjunto de parâmetros: forma como o reforço é manuseado em estaleiro e colocado em obra; tipo de ligações no reforço e deste com a face; método de compactação utilizado; modo de execução da face; etc..

Tendo em conta que, até à data, grande parte dos métodos de cálculo aplicáveis ao dimensionamento deste tipo de estruturas se baseia em considerações de equilíbrio limite e em hipóteses simplificadas acerca da interacção solo-reforço, ignorando os procedimentos de construção e as condições de serviço da estrutura, não será de estranhar que surjam, em muitos casos, discrepâncias entre o comportamento previsto e o comportamento real da estrutura (Lopes, 1992).

De todos os parâmetros construtivos que influenciam o comportamento da obra, o modo de execução da face tem particular importância no que se refere, quer às trajectórias de tensão seguidas pelo solo, quer aos deslocamentos da face.

Basicamente a face pode ser executada inteira e escorada, designada genericamente por construção escorada, ou por incrementos, designada por construção incremental.

Na Figura 2.2 estão representadas algumas das técnicas aplicadas na construção incremental com o objectivo de limitar os deslocamentos laterais e as deformações, resultantes

da natureza das inclusões. Com esse fim é, pois, corrente utilizar suportes laterais, tais como aterros temporários ou armações (Figura 2.2a e b) (Puig *et al.*, 1977; Kern, 1977), elementos de face em betão pré-fabricado (Figura 2.2c) (Broms, 1977a), gabiões (Figura 2.2d), etc..

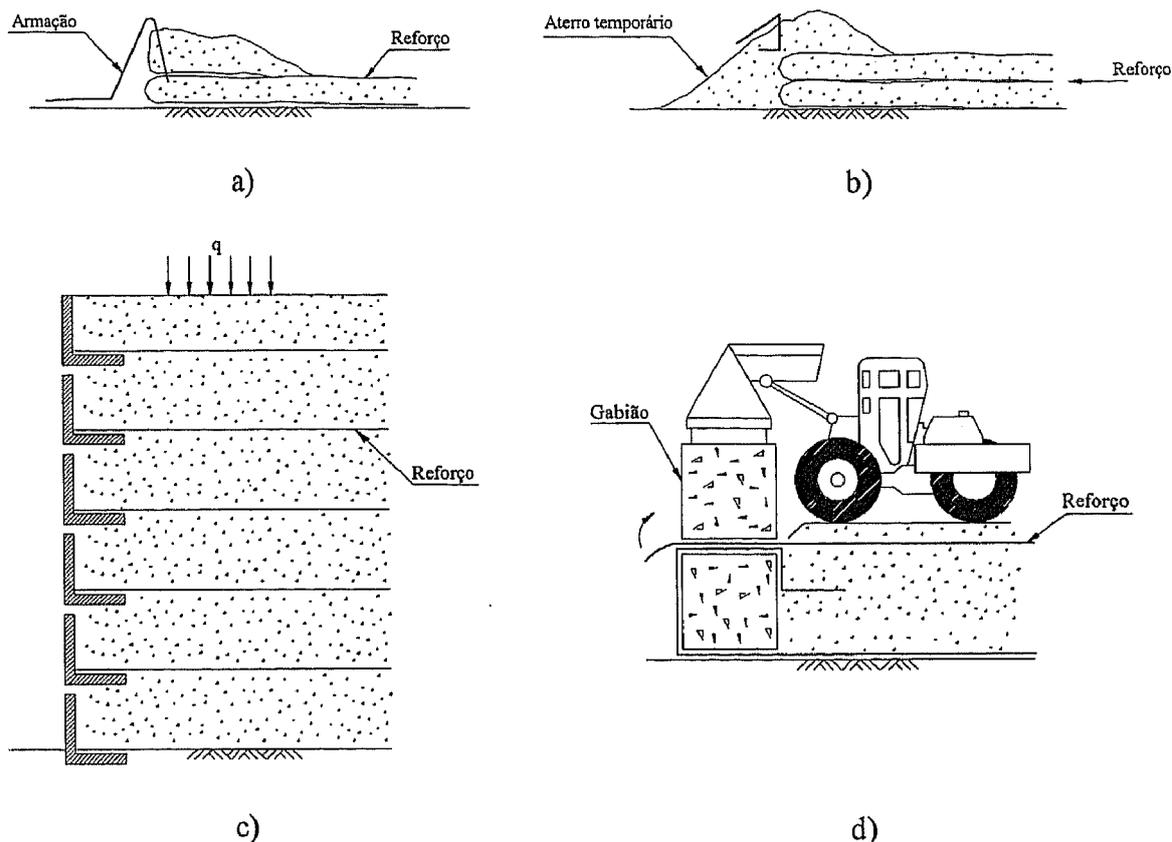


Figura 2.2 - Algumas técnicas aplicadas na construção incremental de estruturas de face vertical reforçadas com geossintéticos: a) utilização de armação durante a construção; b) utilização de aterro temporário durante a construção; c) elementos de face em betão pré-fabricado; d) elementos de face em gabiões.

2.4 - COMPORTAMENTO FUNDAMENTAL DOS SOLOS REFORÇADOS

2.4.1 - Introdução

Nos sistemas de reforço que são constituídos por múltiplas inclusões dispostas regularmente e em que a interação solo-reforços é mobilizada em toda a área de contacto daqueles elementos com o solo envolvente, o material reforçado constitui um novo material,

compósito, cujo comportamento depende, como já foi referido, das características mecânicas dos materiais constituintes (solo e reforços), da interacção entre eles e da forma, número e disposição dos reforços.

A consideração de amostras representativas do novo material compósito permite o estudo do seu comportamento em laboratório (Schlosser *et al.*, 1983). Diversos autores, através de investigações laboratoriais, têm procurado identificar as características que influenciam basicamente o comportamento do solo reforçado (Long *et al.*, 1972; Schlosser e Long, 1972 e 1975; Yang, 1972; Hausmann, 1976; Broms, 1977b; McGown *et al.*, 1978; Ingold, 1979; Andrawes *et al.*, 1980; Holtz *et al.*, 1982; Schlosser *et al.*, 1983; Jewell *et al.*, 1984; Fabian e Fourie, 1988; Dembicki e Jermolowicz, 1991; Bergado *et al.*, 1993a, etc.).

As amostras são, em geral, preparadas em laboratório, sendo constituídas por camadas de solo (na maior parte dos casos o solo é arenoso) separadas por lâminas ou malhas do material de reforço. Os reforços usados abrangem uma larga gama de materiais, que vai desde os metais aos materiais sintéticos. As distintas características de deformabilidade dos metais e dos materiais sintéticos levam a que o comportamento básico dos solos reforçados com inclusões de um ou outro daqueles dois grupos de materiais seja substancialmente diferente.

Comparações exaustivas entre os dois tipos de comportamento, baseadas em resultados experimentais publicados na bibliografia, são feitas por Cardoso (1987) e Lopes (1992). Como tal, neste trabalho procurar-se-á, apenas, apresentar os aspectos principais do comportamento dos solos reforçados com armaduras flexíveis.

2.4.2 - Factores que influenciam o comportamento dos solos reforçados com inclusões flexíveis

A colocação de reforços flexíveis ao longo da direcção das deformações principais de tracção inibe o desenvolvimento dessas deformações no solo envolvente; conseqüentemente, surgem tensões de tracção nos reforços e aumentam as tensões de confinamento no solo. Os efeitos globais no sistema, em relação ao solo não reforçado, reflectem-se no aumento da capacidade de carga, para as mesmas condições de tensão.

Como já se referiu, o comportamento do solo reforçado depende, obviamente, das características de cada um dos componentes e, tal como acontece com qualquer material compósito, da forma, número e posição dos reforços. No caso das inclusões flexíveis adquire especial importância a resistência das interfaces solo-inclusões e o mecanismo da sua

mobilização, pois é através da mobilização da resistência nas interfaces que são transferidos os esforços do solo para os reforços. Sendo um parâmetro de crucial importância e alguma complexidade, particularmente no caso das armaduras serem flexíveis, pareceu de interesse procurar clarificar alguns aspectos da sua avaliação, o que, será feito adiante, no ponto 2.5.

2.4.2.1 - *Influência das características do solo*

Em estruturas permanentes, os materiais de aterro, em regra, limitam-se aos solos granulares. Em alguns países existem mesmo normas que definem valores limites de algumas propriedades (índice de plasticidade, ângulo de atrito e percentagem de partículas finas) que devem exibir os solos a aplicar nos aterros.

A utilização de solos coerentes é limitada por várias razões, apontando-se, como exemplo, que a ligação entre os solos coerentes e o reforço é baixa e está sujeita a reduções, no caso de se desenvolverem pressões neutras positivas, difíceis de prever e de controlar. Todavia nem sempre é possível, por razões económicas, obter o material de aterro com as características desejáveis. É óbvio que, grandes benefícios resultariam do desenvolvimento de reforços adequados, de técnicas construtivas e de teorias que permitissem a utilização de solos coerentes e de materiais residuais na construção de obras de terra reforçadas. Por esta razão, nos últimos anos, diversos autores têm vindo a realizar ensaios laboratoriais com vista ao estudo da possibilidade de utilização de solos coerentes em aterros, sendo os resultados favoráveis, em especial, quando os reforços utilizados são geossintéticos (Jewell e Jones, 1981; Yamanouchi *et al.*, 1982; Ingold e Miller, 1982a e b; Tatsuoka *et al.*, 1986; Tatsuoka e Yamauchi, 1986; Fourie e Fabian, 1987; Fabian e Fourie, 1988; Christopher e Berg, 1990; Costalonga, 1990; Bergado *et al.*, 1993b; etc.).

Apesar dos esforços desenvolvidos, não é ainda, do ponto de vista prático, procedimento corrente a utilização deste tipo de solos. Por isso, considerar-se-á, no presente trabalho, apenas materiais de aterro granulares.

O comportamento dos solos granulares, independentemente de se encontrarem reforçados ou não, é influenciado por um conjunto de factores, de entre os quais se destaca a compacidade relativa.

A compacidade relativa é o factor determinante da resistência e deformabilidade de um solo granular. No estado denso, o solo é menos deformável e mais resistente do que no estado solto, devido ao maior imbricamento dos grãos.

No começo de um processo de corte, quando se iniciam os deslizamentos intergranulares, as forças que se mobilizam devido ao arranjo das partículas podem ser muito elevadas se o solo se encontrar no estado denso; em contrapartida, as forças de atrito puro intergranular são independentes da compacidade relativa (Folque, 1976).

Rowe *et al.* (1964), apoiando-se em resultados de corte directo (Figura 2.3), mostraram que a resistência máxima de um solo granular é fortemente condicionada pelas variações de volume experimentadas pelo solo durante o processo de corte. No início deste processo, quando os solos granulares densos apresentam um índice de vazios inferior ao crítico, as tensões de corte provocam um aumento de volume (o imbricamento dos grãos é desfeito); conseqüentemente, verifica-se um incremento significativo da resistência do solo, devido às forças exteriores que têm de ser aplicadas para que o deslocamento se processe em sentido contrário ao das forças normais. Para pequenas deformações, os diagramas tensão-deformação destes solos, nestas condições, apresentam um pico, correspondente à resistência máxima. Assim sendo, o valor da resistência máxima é função das variações de volume, que, por sua vez, dependem da compacidade relativa inicial do solo. Para grandes deformações, após ficarem desfeitos os imbricamentos entre partículas, deixa de haver variações de volume, ou seja, o índice de vazios do solo atinge o seu valor crítico. A resistência, nestas circunstâncias, assume um valor constante, residual, resultante do atrito intergranular (Figura 2.3).

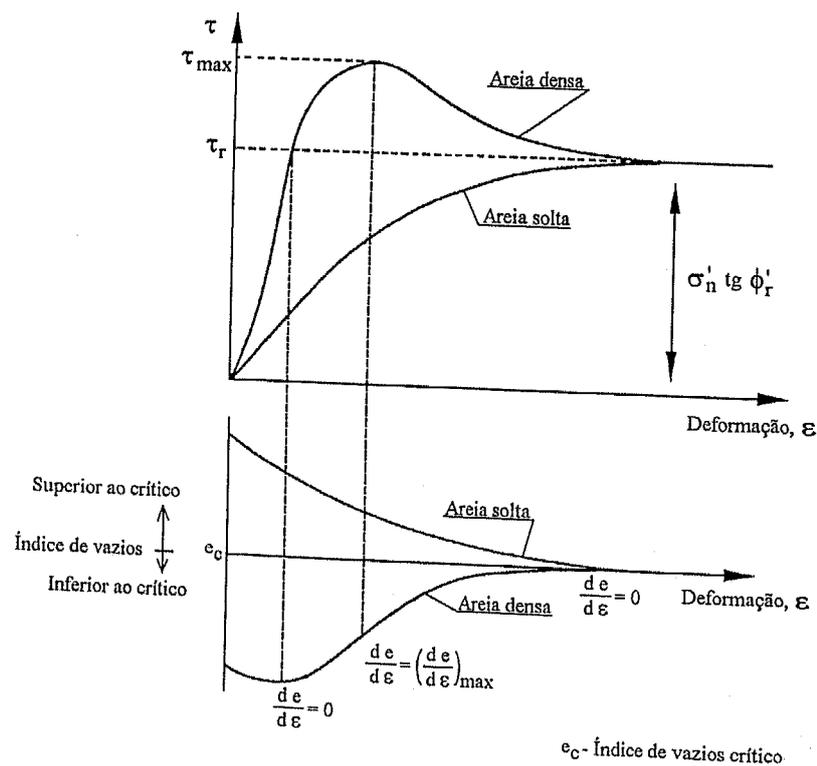


Figura 2.3 - Resultados típicos dos ensaios de corte directo com areias.

Quando os solos granulares se encontram soltos, ou seja, quando o índice de vazios inicial é superior ao crítico, as tensões de corte provocam diminuições de volume, assim sendo, o diagrama tensão-deformação não apresenta um pico. A resistência máxima coincide com a resistência residual exibida quando o estado inicial é denso, resistência essa, que é mobilizada para grandes deformações, após ser atingido o valor crítico do índice de vazios do solo.

McGown *et al.* (1978) efectuaram uma série de ensaios de deformação plana com uma areia média a grossa, uniforme. Os valores extremos da porosidade da areia eram 0.450 e 0.345. Em alguns dos ensaios a areia foi reforçada com uma armadura colocada a meia altura do provete, tendo sido utilizados, entre outros, os seguintes materiais: uma malha de alumínio e um geotêxtil não tecido.

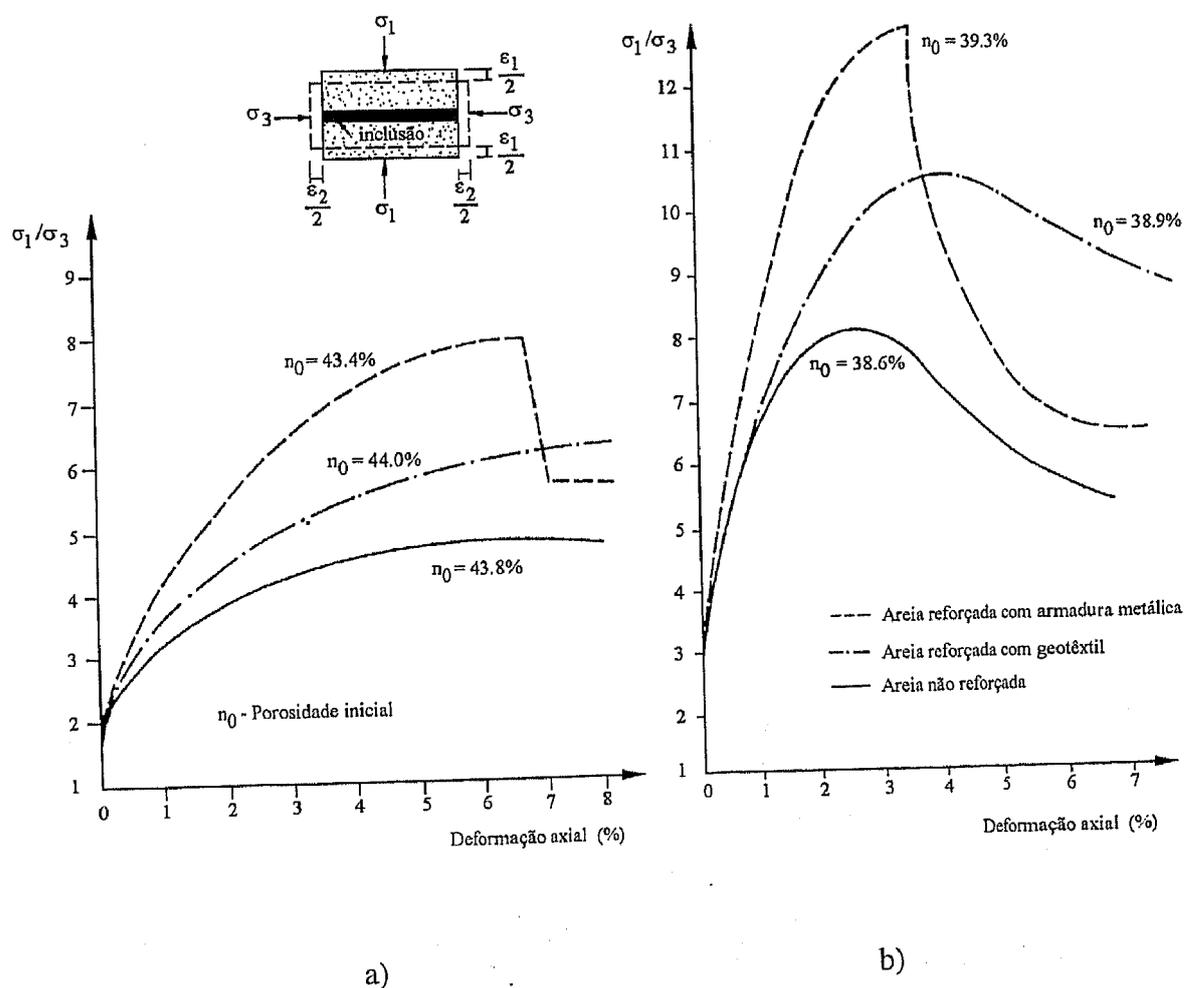


Figura 2.4 - Curvas tensão-deformação de uma areia reforçada ou não, $\sigma_3 = 70$ kPa: a) solta; b) compacta (McGown *et al.*, 1978).

Nas Figuras 2.4a e b apresentam-se os diagramas tensão-deformação da areia, reforçada ou não, no estado solto e denso, respectivamente.

Aqueles diagramas ilustram claramente a influência da compactação relativa no comportamento do solo. Note-se, ainda, que as características essenciais daquela influência não são afectadas pela presença das armaduras. Conclusões idênticas foram obtidas por Schwab *et al.* (1977), Myamori *et al.* (1986), Eigenbrod e Locker (1987), etc..

Contudo, como se observa na Figura 2.4, existe uma clara influência do tipo de reforço nas características mecânicas do solo reforçado. Este aspecto será abordado mais adiante.

Para além da compactação relativa há outros factores que podem condicionar o comportamento dos solos granulares, como sejam: a tensão de confinamento, a granulometria e a forma dos grãos.

A tensão de confinamento condiciona fortemente a resistência dos solos granulares na medida em que o índice de vazios crítico diminui com o aumento daquela tensão. Por outras palavras, ao aumentar a tensão de confinamento, os fenómenos de imbricamento indutores de dilatância perdem relevância, diminuindo a razão entre as resistências de pico e residual. A influência da tensão de confinamento na resistência dos solos e na interacção solo-reforço será avaliada adiante, neste trabalho, através da realização de ensaios de arranque de geogrelhas envolvidas por solos granulares.

A granulometria e a forma dos grãos são outras características que afectam o comportamento mecânico dos solos arenosos na medida em que contribuem para o maior ou menor imbricamento dos grãos. Quanto à granulometria, têm mais importância os seus aspectos distributivos do que a dimensão média dos grãos. A importância dos primeiros resulta de poderem possibilitar ou não arranjos mais ou menos densos dos grãos. Por seu turno, a dimensão média dos grãos pouca influência tem nas características mecânicas dos solos arenosos.

Por outro lado, a dimensão dos grãos afecta de modo relevante o mecanismo de interacção dos solos com as inclusões, em especial quando estas são constituídas por geogrelhas. Neste caso, como se verá mais pormenorizadamente adiante, a interacção repousa parcialmente na mobilização de impulsos passivos nos elementos transversais da grelha, para a qual contribui, sem dúvida, uma granulometria do solo ajustada à dimensão das aberturas dos reforços (Forsyth e Bieber, 1984; Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; Jewell, 1990; Bauer e Mowafy, 1990; Palmeira e Milligan, 1993).

2.4.2.2 - Influência das características mecânicas dos reforços

Nos sistemas de reforços com inclusões passivas, a transferência de esforços do solo para as inclusões depende das deformações experimentadas pelo material compósito e da deformabilidade relativa dos materiais constituintes.

Os sistemas de reforço são constituídos por inclusões extensíveis ou inextensíveis, conforme as deformações que aquelas experimentam, ao atingirem a rotura *in situ*, sejam, respectivamente, maiores ou menores do que as deformações máximas de tracção que se desenvolvem, nas mesmas condições de tensão, no solo não reforçado (McGown *et al.*, 1978). Os sistemas de reforço com geossintéticos são, em geral, exemplos do primeiro caso, enquanto que, sistemas como a terra armada ou as pregagens, constituídos por armaduras metálicas, se enquadram no segundo.

Os diagramas tensão-deformação apresentados na Figura 2.4 ilustram as principais diferenças de comportamento daqueles dois tipos de sistemas. Em qualquer dos casos, os reforços, quando colocados na direcção em que se desenvolvem, no solo não reforçado sujeito à mesma solicitação, as deformações principais de tracção (ver adiante a importância da orientação dos reforços), inibem o desenvolvimento daquelas deformações, pelo que ficam sujeitos a esforços de tracção. O efeito global cifrar-se-á, então, num aumento da capacidade de suporte do sistema em relação à do solo não reforçado. Este efeito é, até ao momento em que ocorre a rotura dos reforços relativamente inextensíveis, qualitativamente semelhante nos dois tipos de sistemas. Contudo, os valores absolutos dos acréscimos de resistência são naturalmente diferentes, pois dependem das características mecânicas próprias do material constituinte dos reforços e, também, das características das interfaces entre o solo e os reforços.

As diferenças de comportamentos dos dois tipos de sistemas deve-se ao facto de, nos sistemas com inclusões inextensíveis, os benefícios da colocação dos reforços existirem apenas até ao momento em que ocorre a sua rotura. Após esta rotura o comportamento do sistema de reforço aproxima-se da do solo não reforçado. Ao contrário, nos sistemas com reforços extensíveis, como não ocorre a rotura destes, após as deformações para as quais se mobiliza a resistência máxima do solo, mantém-se o efeito benéfico resultante da mobilização de tracções nos reforços.

Assim, o comportamento dos sistemas com inclusões inextensíveis é mais frágil do que o do solo não reforçado, enquanto, pelo contrário, o dos sistemas com inclusões extensíveis é mais dúctil.

Por outro lado, a resistência à tracção dos reforços é, sobretudo nos sistemas com reforços inextensíveis, um factor determinante do comportamento desses sistemas, pois, conforme se realçou, controla um dos possíveis mecanismos de rotura.

Como já se salientou anteriormente, a deformabilidade de um geossintético depende de um conjunto de factores de entre os quais se podem destacar a natureza do polímero constituinte, a estrutura, o método de fabrico, a tensão de confinamento, a razão de deformação, a temperatura, a humidade e a fluência. Na medida em que o comportamento dos sistemas de reforço depende da deformabilidade das inclusões, os factores apontados ao afectarem esta influenciam aquele.

Por fim, saliente-se mais uma vez que o mecanismo de interacção entre o solo e as inclusões, tema principal do presente trabalho, depende também das características mecânicas e geométricas destas, como oportunamente se analisará.

2.4.2.3 - Influência da orientação dos reforços

O papel fundamental das inclusões flexíveis quando aplicadas em solos consiste em inibir o desenvolvimento de deformações de tracção e, conseqüentemente, absorver as tensões de tracção para as quais o solo não reforçado não tem a adequada capacidade resistente. Consegue-se, assim, superar a principal deficiência dos solos, isto é, a sua pequena ou nula resistência à tracção.

O acréscimo de resistência conferido pelas inclusões é máximo quando estas estão orientadas na direcção em que se desenvolveriam as deformações principais de tracção no solo não reforçado. Qualquer alteração a esta orientação conduz à redução das tensões de tracção instaladas nas inclusões, seja qual for a compacidade relativa (ou porosidade) inicial do solo (Figura 2.5). Com efeito, tais tensões são nulas quando a orientação dos reforços coincide com as linhas de extensão nula (McGown *et al.*, 1978), passando a ser de compressão para inclinações superiores dos reforços. Quando as inclusões são colocadas na direcção das deformações principais de compressão as resistências do solo com e sem reforços são idênticas.

Quando a inclinação das armaduras coincide ou é próxima da correspondente às linhas de extensão nula, o solo reforçado poderá exibir menor resistência que o solo sem reforço, no caso de o ângulo de atrito na interface solo-inclusões ser inferior ao do solo. Nestas circunstâncias, o comportamento do sistema é controlado pelas tensões e deformações de corte mobilizadas na interface, conduzindo a níveis de tensão inferiores aos desenvolvidos no solo sem reforço.

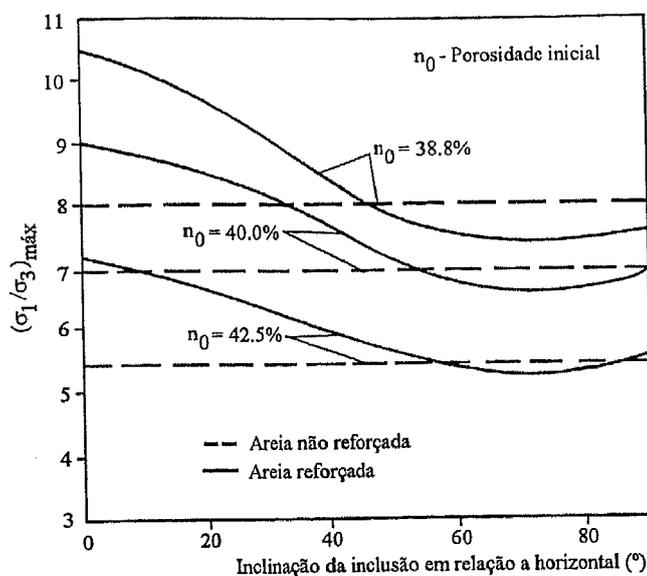


Figura 2.5 - Efeito da orientação das inclusões (McGown *et al.*, 1978).

Os ensaios em caixa de corte realizados por Jewell (1980), Dyer e Milligan (1984), Jewell e Wroth (1987) e Chen e Lee (1990), confirmam, em geral, as conclusões enunciadas por McGown *et al.* (1978), com base em resultados de ensaios de deformação plana. Na Figura 2.6 são perceptíveis as considerações feitas sobre a influência da orientação dos reforços.

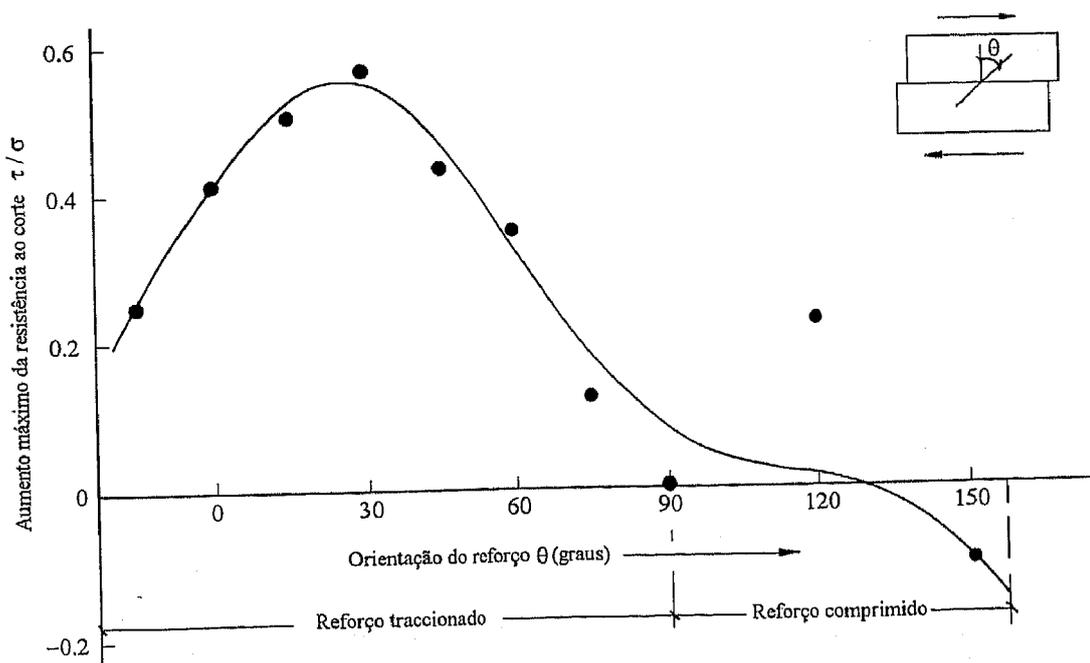


Figura 2.6 - Aumento máximo da resistência ao corte obtido com um reforço bidimensional rugoso colocado com diferentes orientações (Jewell e Wroth, 1987).

Dyer e Milligan (1984) e Dyer (1986) efectuaram estudos fotoelásticos que permitem clarificar o que se passa quando as armaduras são colocadas na direcção das deformações máximas de compressão. Segundo os autores, as armaduras delgadas são capazes de suportar, sem sofrerem encurvadura, elevadas tensões de compressão, devido ao suporte lateral conferido pelo solo. Nestas circunstâncias, verifica-se uma transferência de tensões de compressão para as inclusões, diminuindo, em consequência, a resistência mobilizada no solo. Estes dois efeitos contrários tendem a equilibrar-se, de modo que, aparentemente, o reforço é ineficaz, isto é, a resistência do sistema do reforço é semelhante à do solo não reforçado. Este mecanismo depende, obviamente, da relação entre a rigidez das inclusões e a rigidez do solo: se a rigidez daquelas for inferior à do solo, a transferência de tensões de compressão acima referida não tem lugar e os reforços são, neste caso, realmente ineficazes.

Note-se finalmente, que as considerações feitas ao longo desta secção (2.4), dizem respeito, tal como se referiu no seu início, essencialmente, a armaduras flexíveis.

2.5 - INTERACÇÃO SOLO-REFORÇO

2.5.1 - Introdução

Para o dimensionamento de uma obra de reforço de solos é necessário ter, à partida, o conhecimento do comportamento dos solos reforçados. Este depende das características do solo, dos reforços e da interacção entre eles. A importância das diferentes propriedades do solo e dos reforços foi já abordada anteriormente.

A interacção solo-reforços é da máxima importância em qualquer sistema de reforço, pois é no mecanismo da sua mobilização que se baseia o funcionamento global e conjunto do solo reforçado. A transferência de esforços entre o solo e as inclusões é controlada por aquele mecanismo de interacção e depende de uma larga gama de parâmetros, tais como:

- propriedades mecânicas e físicas do solo (densidade, tamanho das partículas e sua distribuição, humidade, etc.);
- propriedades mecânicas e geométricas dos reforços;
- geometria do sistema de reforço;
- processo construtivo, etc..

Nos sistemas de reforço, em geral, identificam-se três mecanismos fundamentais de interacção:

- a) atrito lateral ao longo das inclusões;
- b) atrito solo-solo;
- c) impulso passivo nos elementos transversais do reforço.

Os reforços podem ser divididos em três grupos fundamentais, designados por: (i) folhas, (ii) tiras, e (iii) grelhas. A resistência global das interfaces pode, consoante o tipo de reforço aplicado, resultar de um ou mais do que um dos mecanismos de interacção.

Neste trabalho, designar-se-á o coeficiente que mede essa resistência global por coeficiente de resistência e o ângulo na interface correspondente por ângulo de atrito aparente. É de notar que, quando tem lugar apenas o primeiro dos mecanismos de interacção atrás indicados, o coeficiente de resistência coincide com o coeficiente de atrito e o ângulo de atrito aparente com o ângulo de atrito na interface.

2.5.1.1 - Análise qualitativa

A mobilização do atrito entre um solo arenoso e uma inclusão linear inextensível (terra armada, por exemplo) é um fenómeno tridimensional que depende de vários factores, de entre os quais se destacam as características de dilatância do solo e o estado da superfície das inclusões (Schlosser e Guilloux, 1981). O volume da zona envolvente da armadura sujeita a deformações de corte depende significativamente da configuração geométrica da inclusão e do estado da superfície lateral da mesma. Para armaduras lisas o atrito máximo é mobilizado para pequenos deslocamentos (da ordem dos 5mm). Quando a superfície lateral é rugosa ou apresenta saliências, aumenta o volume da zona sujeita a deformações de corte, donde resulta, devido ao aumento da dilatância impedida, um aumento tanto da tensão normal como do deslocamento relativo necessário para mobilizar o atrito máximo (Figura 2.7).

Quando as armaduras são bidimensionais e constituídas por geotêxteis, a interacção solo-inclusão já não é um fenómeno tridimensional e, portanto, a dilatância do solo não pode ser impedida como no caso das armaduras lineares.

Por outro lado, como os geotêxteis são reforços extensíveis, a sua deformabilidade afecta o mecanismo de transferência de tensões entre o solo e os reforços. A ocorrência simultânea de deslocamentos e deformações ao longo dos reforços conduz a uma distribuição complexa e não linear das tensões de corte.

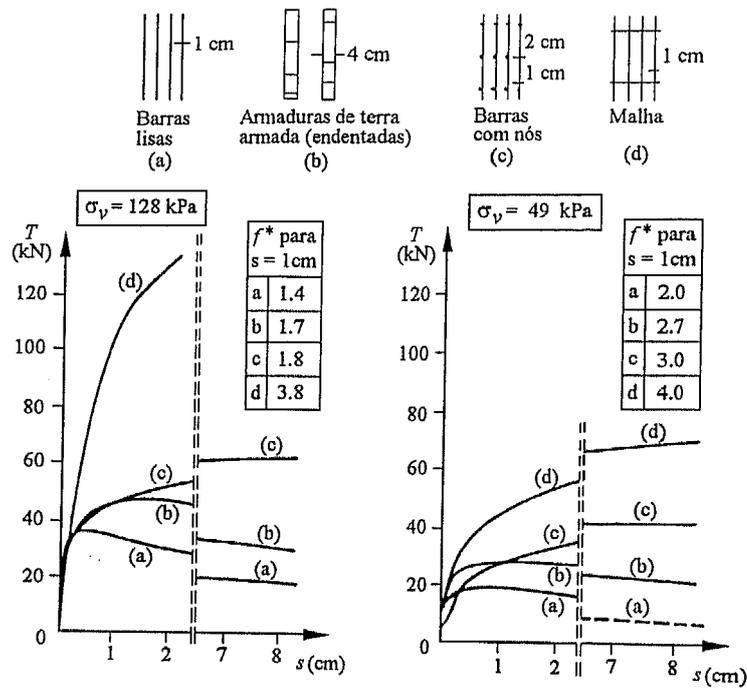


Figura 2.7 - Influência do estado da superfície lateral das inclusões na resistência das interfaces solo-reforços determinada em ensaios de arranque (Schlosser *et al.*, 1985).

O comportamento das grelhas ou das barras com pequenas placas circulares transversais (Morbois e Long, 1984) é mais complexo, dado que, além da mobilização do atrito lateral ao longo das inclusões, tem também lugar a mobilização do atrito solo-solo através das aberturas e a mobilização do impulso passivo nos elementos transversais do reforço. Inicialmente, para pequenos deslocamentos relativos, mobiliza-se o atrito lateral ao longo das barras, quando os deslocamentos aumentam há uma mobilização progressiva do impulso passivo, de tal modo que as curvas tensão-deformação continuam a ser ascendentes mesmo para grandes deformações (Figura 2.7).

2.5.1.2 - Objectivos

Do exposto resulta claro que a interacção solo-reforços é um fenómeno complexo e da máxima importância, dependente, essencialmente, das características geométricas e mecânicas tanto dos reforços como do solo. A análise exhaustiva desse fenómeno para todo o tipo de

inclusões que actualmente se utilizam no reforço de solos ultrapassa claramente os objectivos do presente trabalho.

Assim, o que se segue dedica-se fundamentalmente às inclusões que mais vulgarmente se utilizam no reforço de solos com geossintéticos, e que são os geotêxteis tecidos e não tecidos e as geogrelhas. A estas últimas será dada uma atenção muito especial pois, além de ser o tipo de material mormente utilizado na análise experimental executada durante este trabalho, tem-se revelado o material mais utilizado nas aplicações práticas deste tipo de técnica de reforço (Yako e Christopher, 1987).

A análise das questões relacionadas com o mecanismo de mobilização da resistência nas interfaces, entre os solos e os tipos de geossintéticos nomeados, os factores que o determinam, a sua quantificação, medição e consideração nos projectos, inicia-se pelo estudo da resistência das interfaces entre as grelhas e o solo.

2.5.2 - Estudo da resistência das interfaces entre as grelhas e o solo

2.5.2.1 - *Preâmbulo*

As análises de equilíbrio limite, por exemplo, de uma massa de solo reforçada, baseiam-se no estudo dos mecanismos ou modos de comportamento que poderão levar ao colapso da estrutura.

Por exemplo, o estudo da estabilidade de um talude reforçado deve englobar a análise da estabilidade externa e interna da estrutura. A estabilidade externa é estudada considerando os modos de rotura possíveis, que são, basicamente, os mesmos que se consideram para uma estrutura de suporte corrente, ou seja:

- deslizamento pela base;
- derrube;
- capacidade de carga do terreno de fundação;
- deslizamento do conjunto composto pela obra e pela fundação.

Por sua vez, a análise da estabilidade interna comporta, basicamente, o estudo da adequada capacidade resistente dos reforços à tracção e o estudo da segurança em relação ao deslizamento das inclusões.

A estabilidade de um maciço reforçado está intimamente associado à eficácia da transferência de tensões do solo para os reforços, a qual depende, em parte, do comprimento de adesão disponível. Com efeito, é neste comprimento que se mobilizam as tensões de corte necessárias ao equilíbrio das tracções máximas instaladas nas inclusões (Figura 2.8). A razão dessa mobilização depende da resistência ao arranque da interface solo-inclusão.

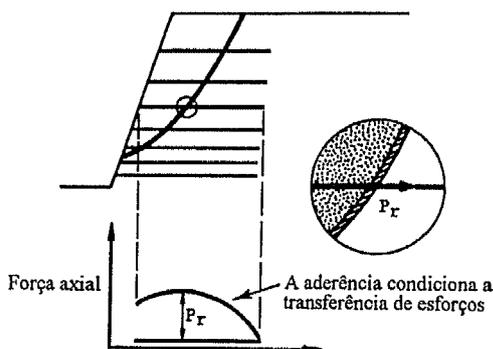


Figura 2.8 - Representação esquemática da distribuição dos esforços numa inclusão (Jewell *et al.*, 1984).

Dos três mecanismos fundamentais de interacção referidos em 2.5.1, apenas um deles exerce a sua contribuição quando o reforço é um geotêxtil (mobilização do atrito lateral ao longo das inclusões) e, somente, dois quando o reforço é uma grelha e não se detectam deslocamentos relativos do solo ao longo das aberturas da inclusão. Neste caso, haverá que considerar as contribuições da mobilização do atrito lateral ao longo do reforço (Figura 2.9a) e da mobilização do impulso passivo nas barras transversais da grelha (Figura 2.9b).

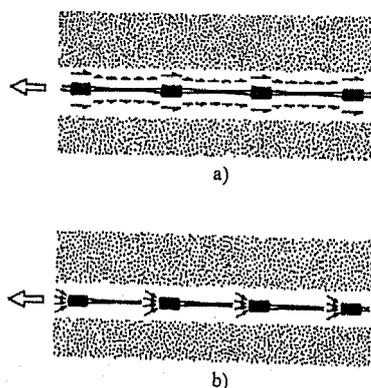


Figura 2.9 - Mecanismos de interacção solo-grelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell *et al.*, 1984).

A capacidade resistente da interface resultante destas duas fontes, tem como limite máximo a capacidade resistente correspondente a um reforço perfeitamente rugoso ($\text{tg}\delta = \text{tg}\phi'$) cobrindo a mesma área plana.

Dado que o objectivo fundamental deste trabalho consiste no estudo do fenómeno da interacção solo-grelhas e dos factores que o determinam e influenciam, através da realização de ensaios de arranque de geogrelhas envolvidas por solo arenoso, pareceu de interesse efectuar, em seguida, um estudo teórico pormenorizado acerca da resistência das interfaces entre estes dois tipos de materiais. Neste estudo consideram-se os dois mecanismos fundamentais de interacção, já referidos anteriormente, como sendo independentes e adicionáveis (Jewell *et al.*, 1984).

2.5.2.2 - Resistência ao corte ao longo das inclusões

A resistência ao corte nas interfaces solo-inclusões pode ser estimada a partir da equação geral:

$$T = 2bl\sigma'_n f \text{tg}\phi' \quad (2.1)$$

com $0 \leq f \leq 1$, sendo f o coeficiente de resistência na interface solo-inclusão, ϕ' o ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas, σ'_n a tensão normal efectiva actuante na interface, b a largura do reforço e l o seu comprimento resistente.

Nesta expressão de aplicação geral, a questão fundamental reside na definição do coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforços. Neste caso, estando a supor que a interacção se baseia apenas na mobilização do atrito lateral ao longo das inclusões, como acontece com os geotêxteis, a definição do coeficiente de resistência é simples, vindo:

$$f = \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi'} \quad (2.2)$$

em que, δ é o ângulo de atrito nas interfaces solo-reforços.

No caso de ser uma grelha, a capacidade total resistente nas interfaces solo-grelha é dada pela equação (2.3), sendo composta pelas parcelas correspondentes à mobilização do atrito lateral (equação 2.4) e à mobilização da resistência passiva (equação 2.5):

$$T = T_a + T_p \quad (2.3)$$

A resistência devida à mobilização do atrito lateral, pode ser estimada pela seguinte equação:

$$T_a = 2\alpha_a bl \sigma'_n g \delta \quad (2.4)$$

em que σ'_n e δ têm o significado já anteriormente referido e em que α_a , b e l têm o significado indicado na Figura 2.10 onde se representa a geometria de uma grelha.

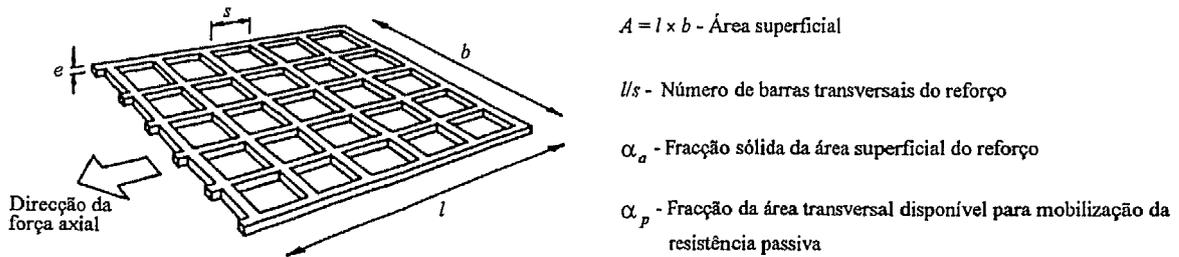


Figura 2.10 - Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell *et al.*, 1984).

Nestes materiais, ao mecanismo de interação anteriormente referido tem que se adicionar a mobilização da resistência passiva nas barras transversais dos reforços, resultando assim, uma complexidade maior na definição do coeficiente de resistência.

2.5.2.3 - Mobilização da resistência passiva nos elementos transversais do reforço

A capacidade resistente devido à mobilização da resistência passiva nos elementos transversais pode ser estimada através da seguinte equação:

$$T_p = \left(\frac{l}{s}\right) \alpha_p b e \sigma'_p \quad (2.5)$$

em que e , s e α_p têm o significado indicado na Figura 2.10 e σ'_p é a tensão passiva, em termos de tensões efectivas.

Com base nas equações (2.1), (2.3), (2.4) e (2.5) é fácil definir a expressão geral do coeficiente de resistência nas interfaces solo-grelhas, vindo:

$$f = \alpha_a \left(\frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} \phi'} \right) + \left(\frac{\alpha_p e}{s} \right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \frac{1}{2 \text{tg} \phi'} \quad (2.6)$$

No caso dos geotêxteis em que apenas o atrito lateral intervem na resistência em causa tem-se $\alpha_a = 1$ e $\alpha_p = 0$, assumindo a expressão anterior o aspecto indicado na equação (2.2).

Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990) consideram existir uma analogia dos comportamentos nos processos de mobilização da capacidade resistente nas barras transversais das grelhas e nas ancoragens de placa profundas em solo granulares. Daí que proponham que a aferição, dos valores calculados da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas, seja feita a partir de resultados experimentais (por exemplo, Ovesen e Stroman, 1972) e numéricos (Rowe e Davis, 1982a) publicados, respeitantes à definição da resistência passiva mobilizada em placas de ancoragem profundas em solos granulares (Figura 2.11).

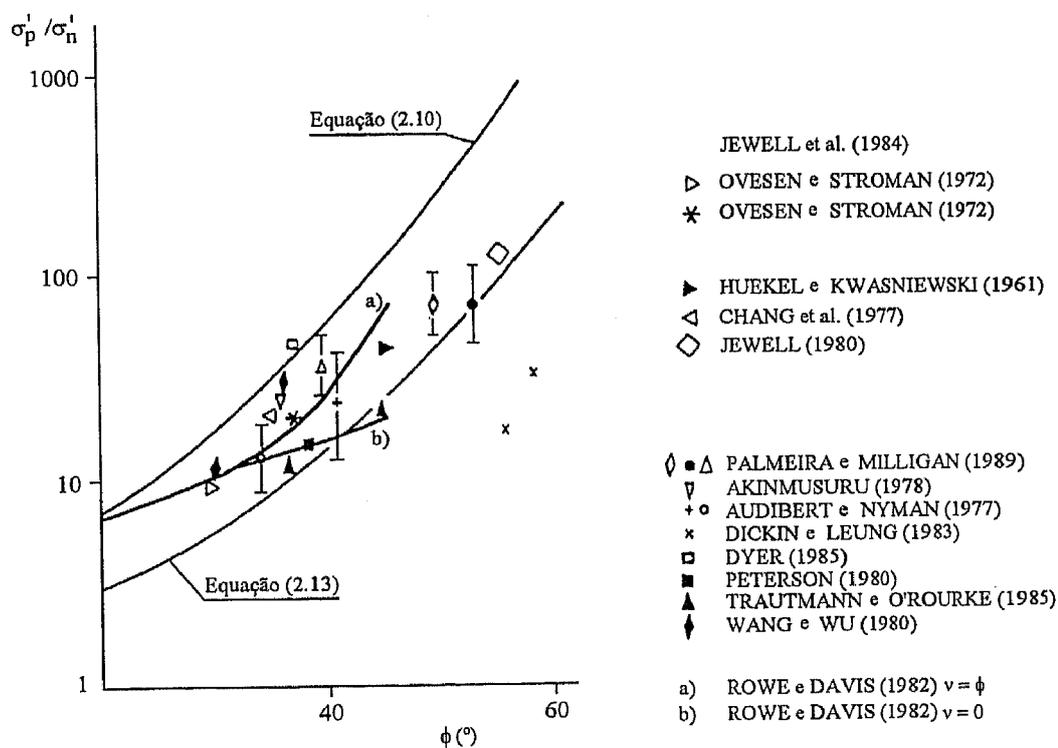


Figura 2.11 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas (adaptado de Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990).

Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990) referem que a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas deve estar compreendida entre os dois valores teóricos indicados na Figura 2.11.

Estes valores teóricos, tal como nas ancoragens de placa profundas, são definidos lançando mão da teoria geral da capacidade de carga. Ou seja, as barras transversais das grelhas são consideradas análogas a sapatas contínuas rodadas de 90°. Com base na teoria da capacidade de carga a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais da grelha é dada por:

$$\sigma'_p = c' N_c + \sigma'_n N_q \tag{2.7}$$

em que, σ'_p é a resistência passiva, σ'_n é a tensão normal actuante na interface, c' é a coesão do solo e N_q e N_c são factores de capacidade resistente passiva (idênticos aos factores de capacidade de carga).

De acordo com Peterson e Anderson (1980), o mecanismo de rotura em frente das barras transversais das grelhas é idêntico ao mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga em sapatas, estando representado na Figura 2.12. Neste pressuposto os factores de capacidade resistente N_q e N_c são dados por:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi'/2) \tag{2.8}$$

e

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi' \tag{2.9}$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas.

No caso de solos incoerentes a resistência passiva nas barras transversais das grelhas vem igual a:

$$\sigma'_p / \sigma'_n = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi'/2) \tag{2.10}$$

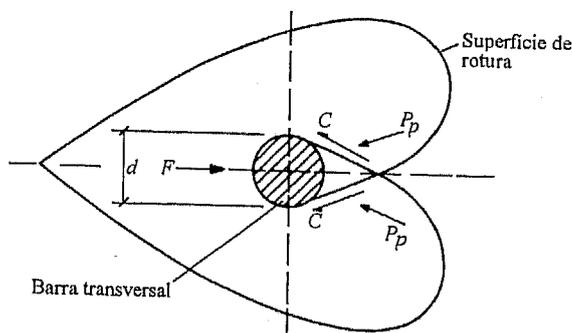


Figura 2.12 - Mecanismo de rotura nas barras transversais das grelhas, baseado no mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga de fundações (adaptado de Bergado *et al.*, 1993c).

Os resultados obtidos através da equação anterior constituem um limite superior dos valores da resistência mobilizada nos elementos transversais de reforços tipo grelha (ver Figura 2.11) (Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; Jewell, 1990; Shivashankar, 1991).

Por sua vez, Jewell *et al.* (1984) propõem um mecanismo de rotura em torno das barras transversais das grelhas baseado no mecanismo de rotura ao corte por punçoamento de fundações profundas (Figura 2.13). Neste caso as expressões de cálculo dos factores de capacidade resistente N_q e N_c são:

$$N_q = e^{(\pi/2+\phi')\text{tg}\phi'} \text{tg}(\pi/4 + \phi'/2) \quad (2.11)$$

e

$$N_c = (N_q - 1) \text{cotg}\phi' \quad (2.12)$$

Analogamente à teoria anterior, se o solo não possuir coesão a resistência passiva mobilizada é dada por:

$$\sigma'_p / \sigma'_n = e^{(\pi/2+\phi')\text{tg}\phi'} \text{tg}(\pi/4 + \phi'/2) \quad (2.13)$$

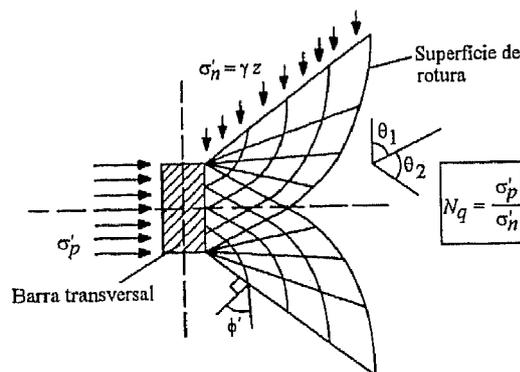


Figura 2.13 - Mecanismo de rotura nas barras transversais das grelhas, baseado no mecanismo de rotura ao corte por punçoamento de fundações profundas (adaptado de Jewell *et al.*, 1984).

Os resultados obtidos através da equação (2.13) constituem uma fronteira inferior da resistência passiva conseguida nas barras transversais dos reforços do tipo grelha (ver Figura 2.11) (Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; Jewell, 1990; Shivashankar, 1991).

Ospina (1988) observou que no caso das areias secas, submetidas a baixas pressões de confinamento, a rotura é próxima do segundo mecanismo indicado, enquanto que, para elevadas pressões de confinamento a rotura aproxima-se do primeiro dos mecanismos referidos. Palmeira e Milligan (1989) realizaram ensaios de arranque com grelhas metálicas de diferente geometria, tendo concluído que, quando a relação e/D_{50} (sendo e a espessura das barras transversais da grelha e D_{50} o diâmetro médio dos grãos de solo correspondente a 50% de passados) ultrapassa o valor 7.5 passa-se do segundo dos mecanismos apresentados para o primeiro.

No Quadro 2.III, adaptado de Bergado *et al.* (1993b), resumem-se várias teorias para a determinação da resistência passiva ao arranque.

Quadro 2.III - Factores da capacidade resistente passiva para o cálculo da resistência passiva ao arranque (adaptado de Bergado *et al.*, 1993b).

TEORIA	FACTOR DA CAPACIDADE RESISTENTE	AUTORES	OBSERVAÇÕES
Corte geral	$N_q = e^{(\pi \operatorname{tg} \phi')} \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi'/2)$ $N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi'$	Peterson e Anderson, 1980	Fornece um limite superior aparente dos dados experimentais
Corte por punçoamento	$N_q = e^{(\pi/2 + \phi') \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi'/2)$ $N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi'$	Jewell <i>et al.</i> , 1984	Fornece um limite inferior aparente dos dados experimentais
Ancoragens profundas em argilas	$\sigma_p = N_c c_u$, onde $N_c = 7.5$ e c_u é igual à coesão não drenada	Bergado <i>et al.</i> , 1987	Para previsão da resistência ao arranque de uma grelha num aterro de solos coesivos
Capacidade de ancoragem (análise por elementos finitos)	Gráfico	Rowe e Davis, 1982a, 1982b	Para usar o gráfico é necessário os parâmetros de força, as propriedades da dilatância e o estado de tensão inicial do solo.

Assim, conclui-se que a resistência passiva depende fortemente de factores relacionados com a geometria do reforço e com a dimensão dos grãos do solo. Esta dependência poderá justificar, em parte, a dispersão dos resultados disponíveis na bibliografia, visível na Figura 2.11. Uma análise da influência destes factores, baseada em resultados experimentais obtidos por Jewell *et al.* (1984), Palmeira e Milligan (1989) e Jewell (1990), será efectuada nos parágrafos seguintes, seguindo muito de perto o exposto por Lopes (1992).

2.5.2.4 - Influência da dimensão dos grãos do solo na resistência das interfaces solo-grelhas

Jewell *et al.* (1984) estudaram a influência da relação entre as dimensões da abertura do reforço e dos grãos do solo através de ensaios de corte directo em que utilizaram uma geogrelha tipo Tensar e solos com diferentes granulometrias. Embora as conclusões formuladas pelos autores sejam baseadas em resultados de ensaios que, como se verá no próximo capítulo quando se analisarem os métodos de avaliação dos parâmetros caracterizadores da interacção solo-reforço, não simulam o tipo de movimento relativo solo-inclusões que tem lugar em muros reforçados, a aplicação das conclusões obtidas a estas situações é, em opinião daqueles autores, adequada.

Assim, a relação entre as dimensões da malha e dos grãos do solo pode afectar a resistência nas interfaces solo-reforços de quatro formas distintas (Figura 2.14):

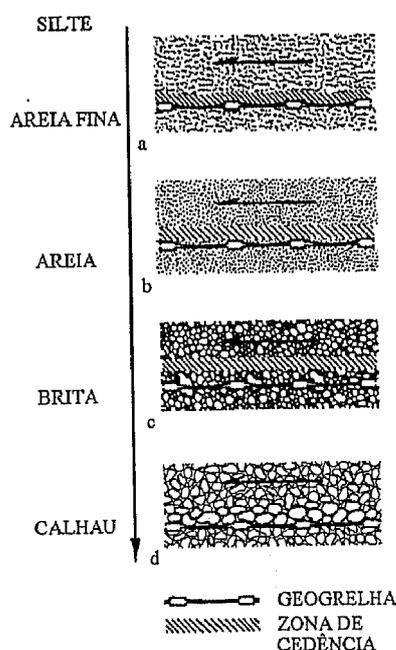


Figura 2.14 - Influência qualitativa do aumento da dimensão dos grãos de solo no corte directo (Jewell *et al.*, 1984).

- 1º) a possibilidade que os solos finos (com dimensão silte ou areia fina) têm de entrar em cedência em zonas com diferentes orientações leva a que a superfície de cedência possa ser ondulada, adaptando-se aos elementos longitudinais e transversais da grelha (Figura 2.14a);

- 2º) à medida que a dimensão da areia aumenta, a menor resistência na interface, resultante da adaptação da superfície de cedência aos elementos constituintes do reforço, poderá não compensar o aumento de resistência necessário à ondulação dessa superfície; nestas condições, a superfície de cedência torna-se plana, apenas tangente aos elementos transversais da grelha (Figura 2.14b);
- 3º) quando o solo contém partículas de dimensões idênticas às das aberturas da grelha, algumas dessas partículas instalam-se contra as barras transversais do reforço, sobressaindo de ambos os lados deste; a existência de um número suficiente de partículas nestas condições inibe o deslizamento do solo ao longo das barras transversais do reforço, ocorrendo a cedência no interior da massa do solo (Figura 2.14c);
- 4º) finalmente, a situação mais desfavorável surge quando as dimensões dos grãos do solo são tão elevadas que não é possível a sua penetração nas aberturas das grelhas; nesta situação, a resistência na interface pode ser muito baixa, apenas resultante do contacto das partículas de solo com o reforço (Figura 2.14d).

A Figura 2.15 resume as conclusões expostas em termos do valor do coeficiente de resistência, f , estimado, no presente caso, através da seguinte equação:

$$f = 1 - \alpha_a \left(1 - \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \right) \quad (2.14)$$

em que, δ é o ângulo de atrito entre o solo e os elementos sólidos da grelha, ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo, determinado com base em resultados de ensaios de corte directo e α_a é a fracção de área superficial da grelha que resiste ao corte directo com o solo.

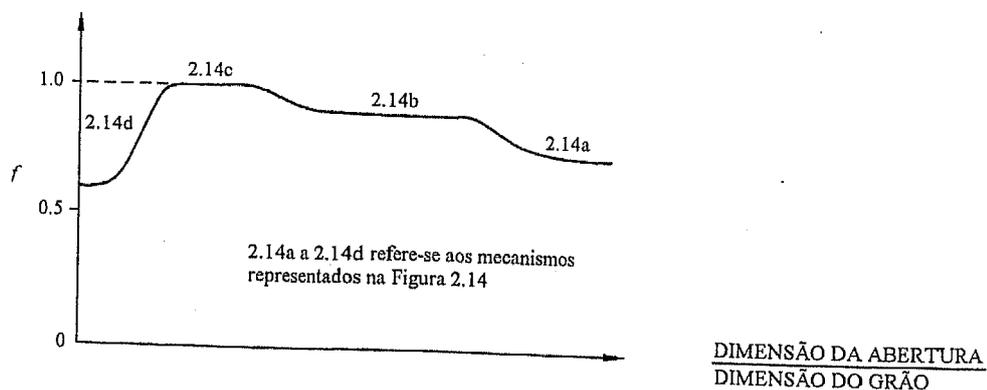


Figura 2.15 - Ilustração esquemática da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência ao corte directo (Jewell *et al.*, 1984).

Em concordância com o exposto constata-se que a resistência nas interfaces solo-inclusões aumenta com a redução do parâmetro α_c . Assim, no caso da superfície de rotura se desenvolver afastada do reforço, no interior da massa de solo, α_c é nulo e a resistência é máxima ($f = 1$). No caso extremo de solos com partículas de grandes dimensões a resistência é máxima, pois, $\alpha_c = 1$ e f reduz-se a $\text{tg } \delta / \text{tg } \phi'$.

Com base em resultados de ensaios de corte directo realizados com dois tipos de geogrelhas e sete tipos de solos com dimensões de grãos variando entre o silte e a brita, Jewell *et al.* (1984) recomendam que a dimensão média do grão do material de aterro a aplicar numa obra reforçada com geogrelhas obedeça ao seguinte critério:

$$\frac{\text{largura da abertura}}{\text{dimensão média dos grãos do solo}} \geq 3 \quad (2.15)$$

Por seu turno, Palmeira e Milligan (1989), através de ensaios de arranque realizados com três tipos de areia e grelhas metálicas detectaram que o papel da dimensão dos grãos do solo na resistência passiva é determinante para relações entre a espessura da barra e a dimensão média dos grãos (e / D_{50}) menores que cerca de 10 (Figura 2.16). Naturalmente, a apresentação dos resultados da forma em que é feita na Figura 2.16 não é geral para todas as areias pois a resistência passiva depende de outros factores tais como a forma das partículas que constituem o solo, as suas características superficiais e as características da superfície dos elementos transversais. No entanto, esta figura indica que, através da escolha adequada do solo é possível aumentar a resistência mobilizada nas barras transversais do reforço.

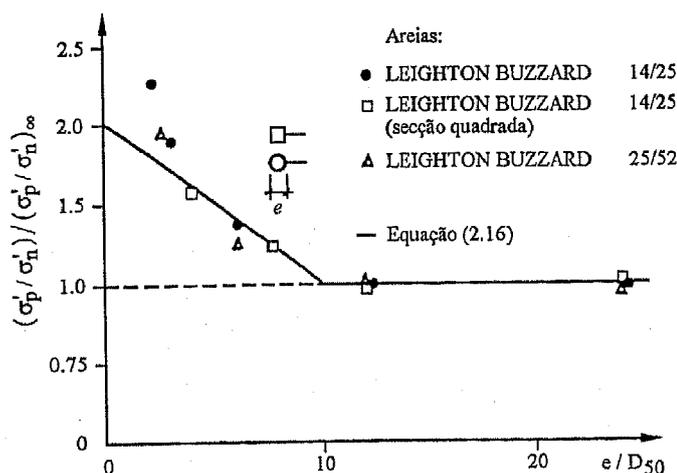


Figura 2.16 - Influência da dimensão dos grãos do solo (e / D_{50}) na resistência passiva do reforço (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990).

Considerando a influência da dimensão dos grãos em termos da relação (e/D_{50}) , Jewell (1990) propõe que esta seja expressa do seguinte modo (Figura 2.16):

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \times \begin{cases} 2 - \frac{e}{10D_{50}} & \frac{e}{10D_{50}} < 10 \\ 1 & \frac{e}{10D_{50}} > 10 \end{cases} \quad (2.16a)$$

$$(2.16b)$$

em que, $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada nas condições em que a influência da dimensão dos grãos é desprezável.

2.5.2.5 - Influência da geometria do reforço na resistência das interfaces solo-grelhas

Como já foi referido, a geometria do reforço, tanto a dimensão, forma e características superficiais dos seus elementos como o espaçamento entre barras transversais, influencia fortemente a mobilização da resistência passiva.

Palmeira e Milligan (1989) constataram nos seus ensaios de arranque que a forma das barras transversais das grelhas pode afectar a resistência mobilizada. Assim, os elementos quadrangulares de lado e são susceptíveis de gerar cerca de mais 20% de resistência passiva do que elementos circulares de diâmetro e .

Uma outra questão, relaciona-se com a definição do espaçamento óptimo entre barras de modo a evitar a interferência entre elas. Um estudo levado a cabo por Palmeira e Milligan (1989), baseado em ensaios de arranque com grelhas metálicas numa areia Leighton Buzzard 14/25 ($\phi' = 51.3^\circ$), permitiu constatar que, efectivamente, a força máxima de arranque diminuía com a redução do espaçamento entre barras transversais. Constataram, ainda, que os principais factores que controlam a interferência entre elementos transversais de uma grelha são as propriedades do solo (incluindo a forma das partículas e as características da sua superfície) e o diâmetro, espaçamento e número de elementos transversais. O valor da perda devida à interferência entre os elementos transversais, pode ser obtida comparando o valor da carga de arranque de uma dada grelha com o valor de carga obtida com a grelha ideal, onde cada elemento da grelha consegue mobilizar a resistência passiva de um elemento isolado, sob as mesmas condições.

Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990), desprezando a parcela de resistência respeitante à mobilização do atrito lateral nas barras, consideram que a máxima resistência nas interfaces

solo-grelhas é conseguida à custa de uma geometria óptima $\left(\frac{s}{\alpha_p e}\right)_{\phi'}$, correspondente a um coeficiente de resistência unitário. Assim, nestas condições, sendo:

$$f = \left(\frac{\alpha_p e}{s}\right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.17)$$

ter-se-á

$$\left(\frac{s}{\alpha_p e}\right)_{\phi'} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'} \quad (2.18)$$

A partir destas duas equações é possível exprimir o coeficiente de resistência na interface da seguinte forma:

$$f = \frac{\left(\frac{s}{\alpha_p e}\right)_{\phi'}}{\left(\frac{s}{\alpha_p e}\right)} \quad (2.19)$$

tendo sempre presente que $f \leq 1.0$ (Figura 2.17). Esta última constatação leva a que, segundo os autores, quando se define a geometria de uma grelha inferior à óptima, a resistência passiva mobilizada em cada elemento transversal será proporcionalmente menor. Esta envolvente, sugerida por Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990) é questionada por Palmeira e Milligan (1993) em função dos resultados obtidos por estes autores. Os autores sugerem uma envolvente mais severa do que a apresentada, no entanto, realçam que é necessário obter mais informação, com diferentes tipos de solos e grelhas, antes de estabelecer uma envolvente definitiva do coeficiente de resistência.

O uso de um valor do ângulo de atrito de pico constante pressupõe que a tensão passiva é mobilizada simultaneamente em todos os elementos transversais da grelha. Isto é razoável para uma grelha metálica rígida, não o sendo para grelhas constituídas por materiais poliméricos, naturalmente, mais deformáveis. Neste caso, o problema torna-se mais complexo devido aos diferentes graus de mobilização da resistência passiva ao longo do comprimento da inclusão. Para este tipo de materiais, e considerando o objectivo do projecto de obras, é recomendável o uso do ângulo de atrito crítico para o cálculo do coeficiente de resistência.

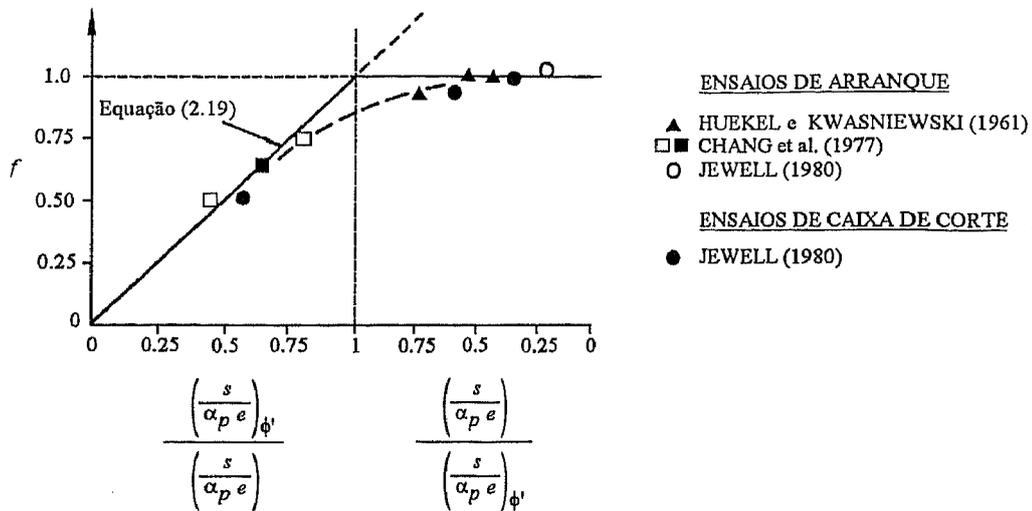


Figura 2.17 - Influência da geometria da grelha no coeficiente de resistência na interface (adaptado de Jewell *et al.*, 1984 e Jewell, 1990).

2.5.2.6 - Conclusões

A exposição efectuada ao longo de 2.5.2 pôs em evidência a importância fundamental que a mobilização da resistência passiva nas barras transversais das grelhas tem na capacidade resistente das interfaces, realçando ainda, a influência nesta de alguns dos parâmetros que a determinam, nomeadamente, a dimensão dos grãos do solo e a geometria da inclusão.

Em resumo, a capacidade resistente das interfaces solo-grelhas pode ser definida através da equação (2.1), sendo o coeficiente de resistência obtido pela expressão (2.6). Por seu turno, é de esperar que a resistência passiva mobilizada nas barras transversais dos reforços, σ'_p , em solos granulares, apresente valores compreendidos entre os fornecidos pelas equações (2.10) e (2.13), podendo ser afectada pelas dimensões dos grãos do solo de acordo com as expressões (2.16a e b). A influência da geometria do reforço no coeficiente de resistência nas interfaces é dada pela equação (2.19) para valores deste parâmetro menores ou iguais a um.

Refira-se ainda que, através dos ensaios de corte directo é impossível quantificar a contribuição da mobilização da resistência passiva, nas barras transversais dos reforços, na capacidade resistente das interfaces solo-grelhas. Pelo que, para este tipo de inclusões, a definição das propriedades resistentes nas interfaces solo-reforços só é possível através da realização de ensaios de arranque. Esta e outras questões relacionadas com a avaliação dos

parâmetros caracterizadores da interacção solo-inclusões no geral, e solo-grelhas no particular, serão abordadas no capítulo seguinte deste trabalho.

Para finalizar, é de salientar que o empirismo subjacente às sugestões formuladas para a quantificação da capacidade resistente das interfaces exige a sua aplicação criteriosa, estabelecida, para cada problema particular, de acordo com a experiência do projectista. Aliado a este facto, e sempre que possível, deverão ser realizados ensaios, adequados a cada caso e com os materiais intervenientes em obra, permitindo assim, quantificar de uma maneira mais precisa a capacidade resistente das interfaces.

Capítulo 3

ESTUDO DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES

3.1 - INTRODUÇÃO

O comportamento dos solos reforçados, tanto no que respeita às relações tensão-deformação como no que concerne à capacidade de resistência última, depende das características do solo, dos reforços e da respectiva interacção. A importância destes factores foi equacionada no capítulo anterior.

Assim, e como foi referido ao longo desse capítulo, em qualquer sistema de reforço, a interacção solo-inclusões é de primordial importância, pois no mecanismo da sua mobilização repousa o funcionamento global e conjunto da massa reforçada: é aquele mecanismo que determina e controla a transferência de esforços entre o solo e as inclusões. Os mecanismos de transferência dos esforços variam de técnica para técnica. Quando se aplicam geotêxteis no reforço de solos granulares o mecanismo fundamental de interacção solo-inclusões consiste na mobilização da resistência lateral ao longo dos reforços. No caso das geogrelhas, a este mecanismo há que adicionar a mobilização do impulso passivo nos elementos transversais da inclusão e, no caso de se verificar deslocamento relativo entre o solo situado acima e abaixo do reforço, a mobilização do atrito solo-solo ao longo das aberturas da grelha (ver 2.5.2).

Para o dimensionamento de uma obra de reforço é necessário conhecer o valor do coeficiente de resistência nas interfaces solo-inclusões. Assim, por exemplo, a selecção do geossintético a utilizar no reforço de um dado muro ou talude, deveria estar associada à realização de ensaios do material confinado pelo solo, por forma a que aspectos do comportamento conjunto solo-geossintético, tais como o comportamento tensão-deformação-

razão de deformação e a resposta ao arranque (fenómeno intimamente associado à transferência de tensões do solo para os reforços), pudessem ser analisados.

Nos últimos anos, as questões relacionadas com o mecanismo de mobilização do atrito-adesão entre os solos e as inclusões, com os factores que o determinam e com a sua quantificação, medição e consideração nos projectos, têm sido objecto de numerosos estudos.

Sendo a interacção solo-inclusões um parâmetro de primordial importância, pareceu ao autor ter grande interesse, fazer uma explanação mais detalhada dos métodos utilizados na sua avaliação. Assim sendo, e antes da apresentação do equipamento utilizado durante este trabalho, far-se-á a descrição de cada um dos métodos mais utilizados, suas vantagens e desvantagens, suas limitações aquando da simulação das situações reais, etc..

3.2 - MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-INCLUSÕES

Os métodos que têm sido utilizados no estudo da mobilização da resistência entre os solos e os reforços são os seguintes:

- a) ensaios de corte directo;
- b) ensaios de arranque;
- c) métodos indirectos.

Como se referiu, nas secções seguintes far-se-á uma descrição destes métodos, comparado-os e realçando as vantagens e inconvenientes de cada um, dando especial atenção aos ensaios de arranque.

3.3 - TIPOS DE ENSAIOS MAIS ADEQUADOS

A definição do coeficiente de resistência nas interfaces solo-inclusões, tal como foi definido no capítulo anterior (ver 2.5.2.2), pode ser conseguida por um dos métodos atrás referidos. Normalmente utilizam-se os ensaios de corte directo e de arranque, no entanto, é de realçar que os ensaios de corte directo e de arranque estão associados a procedimentos de ensaios, trajectórias de tensão, mecanismos de rotura e condições fronteira distintas. Por estes

motivos, os parâmetros mecânicos definidos por cada um dos ensaios são muitas vezes diferentes e em alguns casos contraditórios.

Em ambos os ensaios os resultados são expressos em termos de coeficiente de resistência, $\text{tg}\delta / \text{tg}\phi'$, onde δ é o ângulo de atrito nas interfaces solo-reforços e ϕ' o ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas. A Figura 3.1 apresenta uma comparação de valores do coeficiente de resistência obtidos através de ensaios de corte directo e de arranque realizados com diferentes tipos de geossintéticos e de solos granulares.

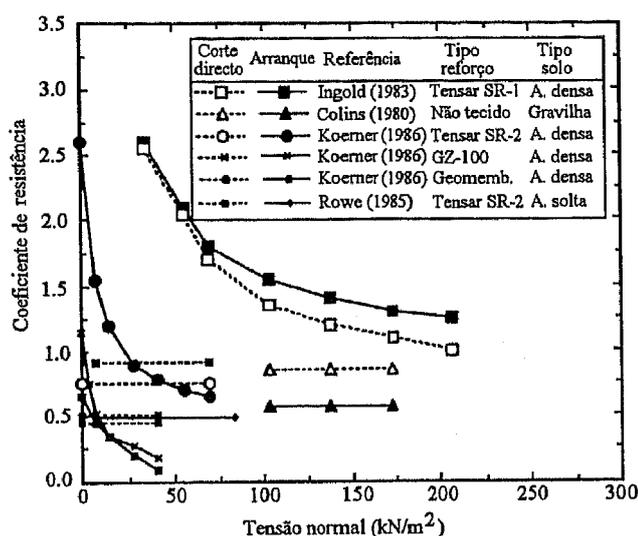


Figura 3.1 - Comparação de valores do coeficiente de resistência solo-geossintético obtidos através de ensaios de corte directo e de arranque (Farrag *et al.*, 1993).

A opção por um ou outro tipo de ensaio está dependente do tipo de reforço e do tipo de movimento relativo, entre este e o solo, que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

Os tipos de movimentos relativos com possibilidade de ocorrerem na interface solo-inclusões são basicamente dois:

- num deles a inclusão permanece solidária com parte do solo envolvente, sendo a resistência na interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo relativamente ao reforço;
- no outro é a inclusão que se desloca em relação ao solo envolvente, sendo este movimento relativo o responsável pela mobilização da resistência na interface.

Tendo apenas este aspecto em mente, é aparente que os ensaios de corte directo simulam mais convenientemente os fenómenos que ocorrem nas interfaces no primeiro caso, ao passo que, no segundo, são os ensaios de arranque.

A Figura 3.2 ilustra, para alguns tipos de estruturas reforçadas, os deslocamentos relativos de ocorrência mais provável nas interfaces solo-reforços, bem como o tipo de ensaio mais adequado, em cada caso, à definição das características mecânicas (Collios *et al.*, 1980). O gráfico da figura representa, em abcissas os deslocamentos relativos entre as porções de terreno situadas de um e de outro lado do reforço e, em ordenadas, os deslocamentos do reforço em relação ao solo envolvente. Assim, nos casos em que o terreno situado dos lados do reforço não experimenta deslocamentos relativos (movimentos do segundo tipo) são representados sobre o eixo das ordenadas, enquanto os casos em que o reforço fica solidário com uma das porções de terreno (movimento do primeiro tipo) são representados sobre uma recta inclinada a 45° .

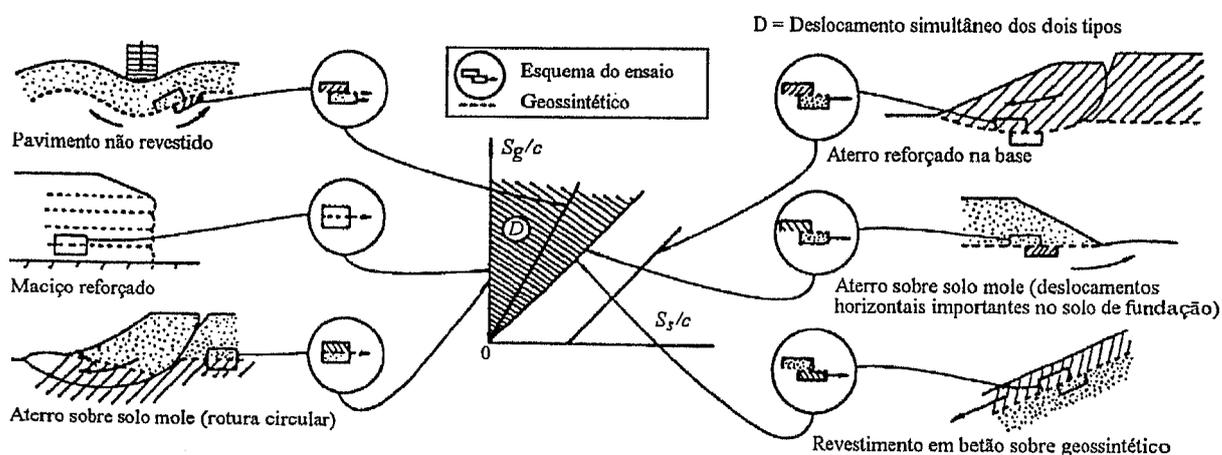


Figura 3.2 - Movimentos relativos entre o solo e o geossintético (geotêxtil) em algumas situações tipo *in situ* e nos ensaios laboratoriais correspondentes (Collios *et al.*, 1980).

De acordo com Collios *et al.* (1980), no caso dos maciços reforçados predomina o deslocamento de arranque dos reforços em relação ao solo envolvente, pelo que a opção pelos ensaios de arranque para caracterizar as interfaces parece ser a mais adequada. Esta opção, que, segundo Cardoso (1988), é a mais correcta no caso de os reforços serem lineares e inextensíveis, está, ainda hoje, envolta em controvérsia, quando as inclusões são bidimensionais e compostas por materiais sintéticos. Esta controvérsia relaciona-se com a discussão da validade destes ensaios para o tipo de armaduras em causa e com a falta de normalização existente (Lopes, 1992). Alguns autores (Jewell e Wroth, 1987; Jewell, 1990; Athanasopoulos

et al., 1990) sugerem mesmo que, no caso dos geotêxteis se opte por definir a resistência das interfaces solo-reforços a partir de ensaios modificados de corte directo.

Segundo Palmeira e Milligan (1989) numa obra de reforço, particularmente num talude reforçado, a cada zona considerada corresponde um tipo de ensaio que melhor simula os mecanismos de interacção aí existentes. Assim, o ensaio de corte directo simula os mecanismos existentes na região A (ver Figura 3.3), enquanto o ensaio de arranque simula melhor os mecanismos de interacção da zona B, com os ensaios modificados de corte directo (ensaios com reforços inclinados) consegue-se estudar os factores que afectam os mecanismos que ocorrem na região C.

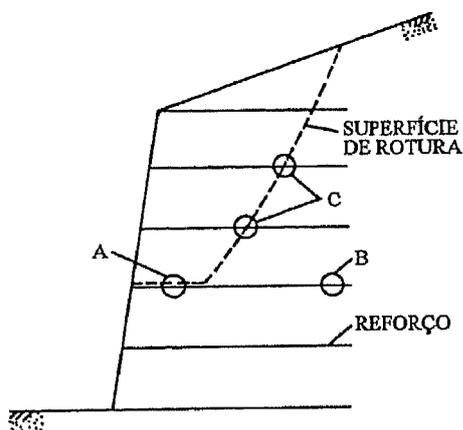


Figura 3.3 - Mecanismos de interacção numa estrutura de reforço de solos (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989).

3.4 - ENSAIOS DE CORTE DIRECTO

Os ensaios de corte directo permitem (Potyondy, 1961) identificar alguns dos factores que influenciam as resistências das interfaces: a percentagem de partículas finas, a compactidade relativa no caso dos solos granulares e o teor em água no caso dos solos com elevadas percentagens de partículas finas, o estado da superfície do material estrutural e o nível de tensão normal (Félix, 1991).

Nos ensaios de corte directo tradicionais (Figura 3.4a) o solo, colocado na parte superior da caixa, desliza directamente sobre o reforço sujeito à acção de uma tensão normal

constante. A parte inferior da caixa pode constituir um suporte rígido ou estar preenchida por solo, do mesmo tipo ou não.

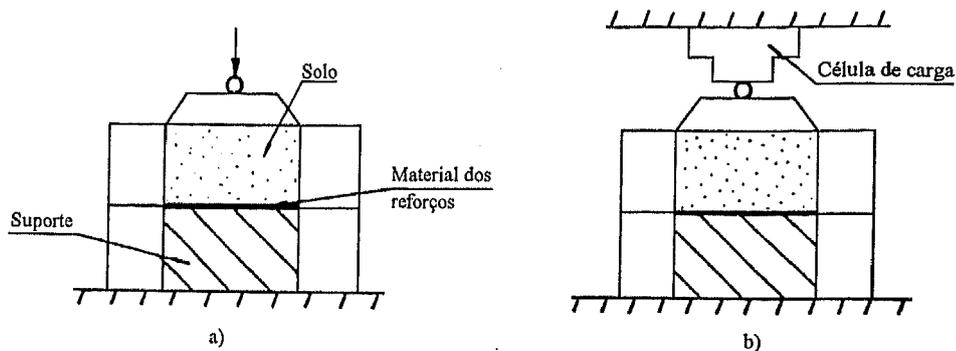


Figura 3.4 - Ensaio de corte directo das interfaces solo-reforço:
a) tensão normal constante; b) volume constante.

Como foi salientado por Cardoso (1987 e 1988) os ensaios de corte directo, nomeadamente os realizados com tensão normal constante, representam bastante mal o que se passa numa obra de reforço com inclusões lineares. As principais razões apontadas para a inadequação destes ensaios nas circunstâncias indicadas são as seguintes:

- o carácter bidimensional dos ensaios de corte directo não permite a simulação dos fenómenos de interacção, essencialmente tridimensionais, que ocorrem quando uma armadura linear é traccionada;
- a resistência da interface é marcadamente influenciada pela restrição da dilatação dos solos granulares; ora, não se verificando essa restrição nos ensaios de corte directo realizados sob tensão normal constante, não é possível contabilizar a influência desse parâmetro na resistência das interfaces;
- finalmente, os ensaios de corte directo não consideram a influência da rigidez dos reforços no mecanismo de mobilização da resistência das interfaces, pois, ao suprimirem ou pelo menos restringirem as deformações dos reforços, alteram o mecanismo de interacção.

No caso dos solos reforçados com geossintéticos, a questão da adequação dos ensaios de corte directo à simulação dos fenómenos de interacção que ocorrem nas interfaces solo-inclusões, põe-se em termos distintos (Lopes, 1992):

- a) a interacção entre o geossintético e o solo tem, pelo menos em termos médios, carácter bidimensional; assim sendo, não podem ter lugar concentrações da tensão normal derivadas da restrição da dilatância; por outras palavras, dadas as características bidimensionais da interacção a tensão normal permanece inalterada durante os processos de corte;
- b) nos ensaios de corte directo, o mecanismo da interacção dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços;
- c) através dos ensaios de corte directo não é possível considerar a contribuição, para a resistência, da mobilização de impulsos passivos nas barras transversais das grelhas, quando o movimento relativo que tende a dar-se na interface corresponde ao arranque das inclusões.

Jewell e Wroth (1987), Jewell (1990) e Athanasopoulos *et al.* (1990) consideram que os ensaios de corte directo são um meio adequado para a definição do coeficiente de resistência de reforços cujo o mecanismo de interacção assenta simplesmente na mobilização da resistência lateral ao longo das inclusões, como é o caso, por exemplo, dos geotêxteis. Todavia, os autores sugerem a realização de ensaios de corte directo modificados, ou seja, com amostras maiores que as usuais, com o reforço colocado na vertical ou inclinado de um ângulo θ em relação à vertical, e tendo um comprimento igual na parte superior e inferior da caixa de corte (Figura 3.5). Bauer e Zhao (1993) ensaiaram mesmo duas geogrelhas, colocadas na vertical, numa caixa de corte directo.

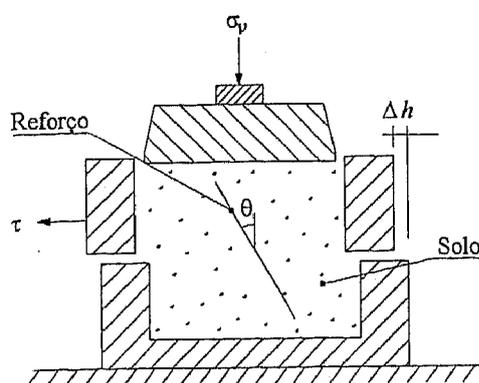


Figura 3.5 - Ensaio de corte directo modificado (reforço inclinado).



Murthy *et al.* (1993) realizaram um estudo sobre a interação areia-inclusões onde utilizaram diferentes tipos de caixas de corte (Figura 3.6) e diferentes tipos de reforços: grelhas metálicas, geotêxteis e geogrelhas.

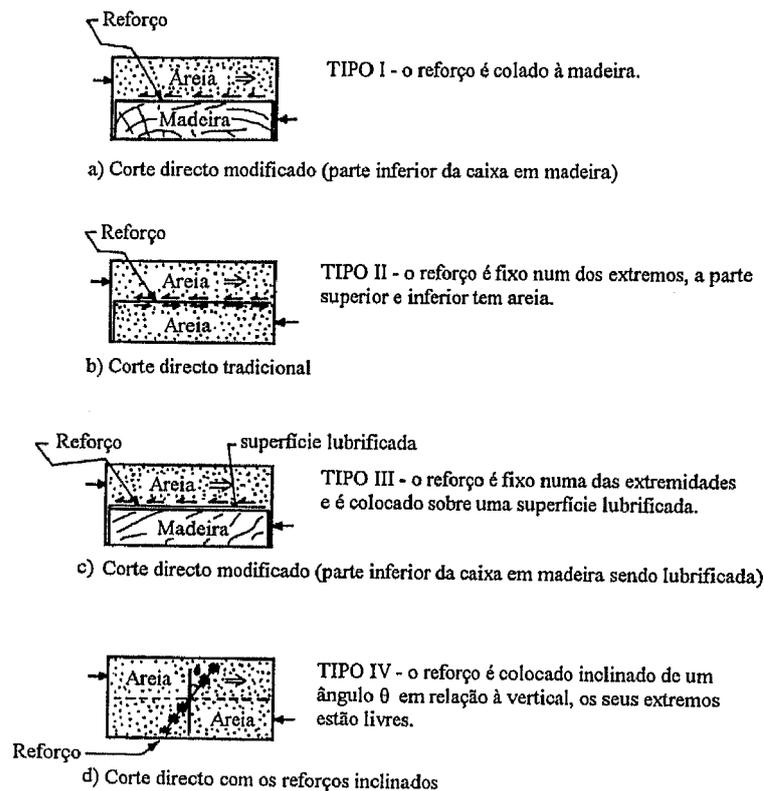
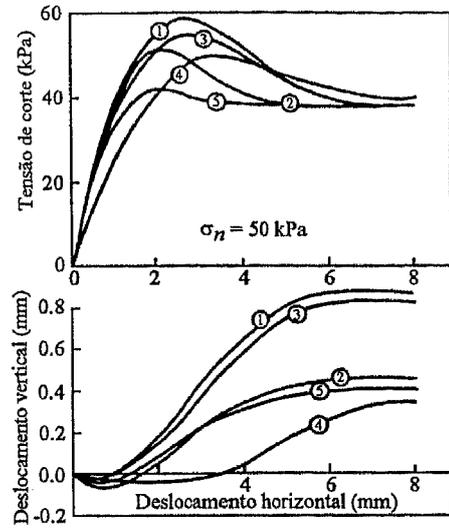
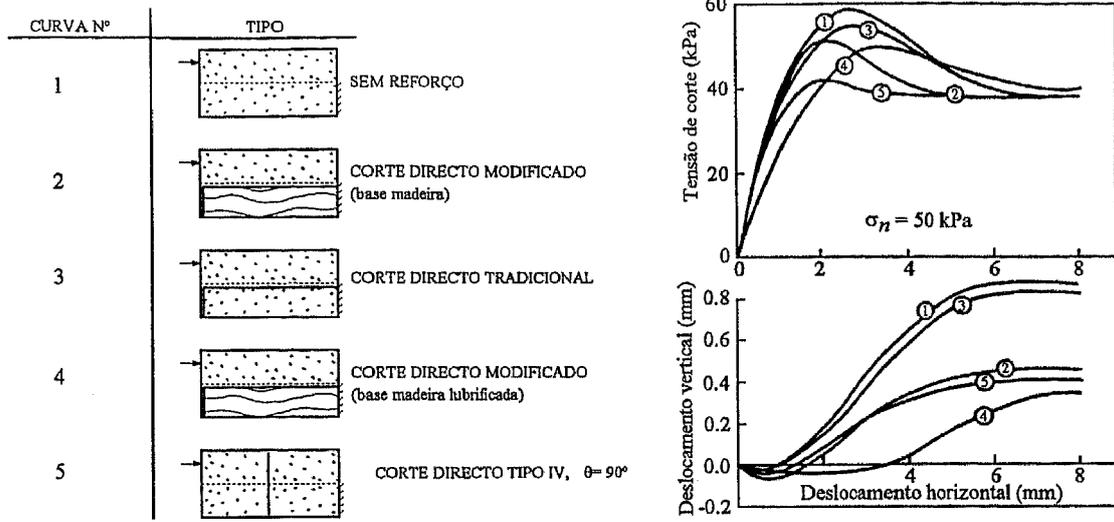
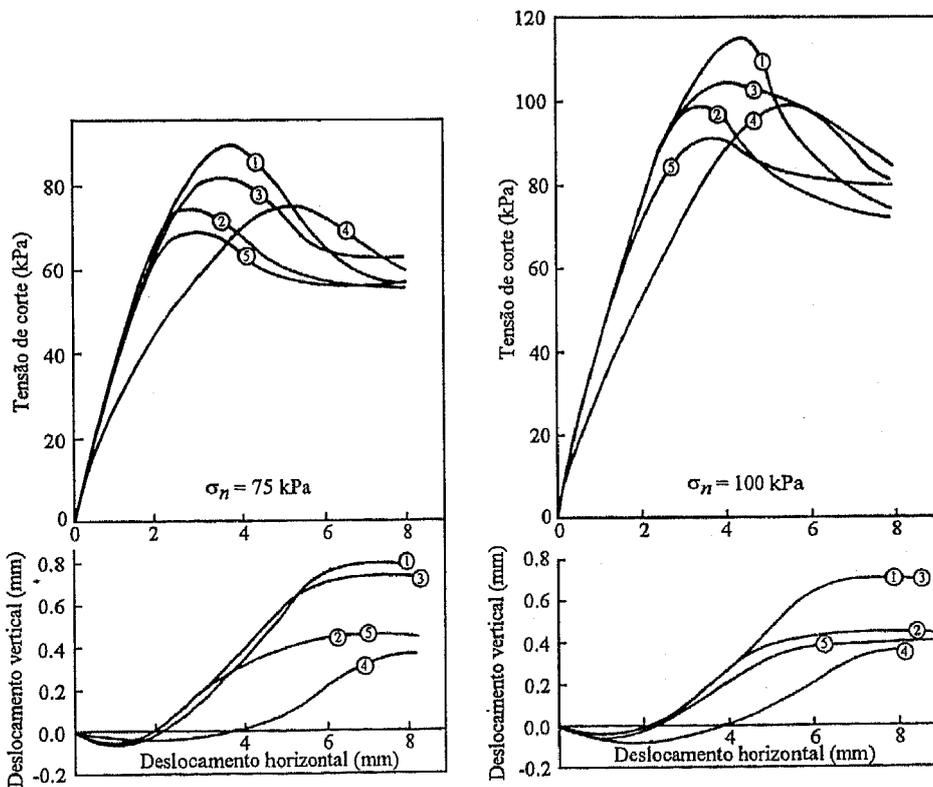


Figura 3.6 - Tipos de caixas de corte (adaptado de Murthy *et al.*, 1993).

A Figura 3.7 mostra as curvas, resultantes dos ensaios realizados com os diferentes tipos de caixa, usando um geotêxtil como reforço. Constata-se que a resistência ao corte da areia é sempre superior à resistência da interface areia-geotêxtil. Em todos os tipos de testes observa-se uma resistência de pico diferente, no entanto, a resistência ao corte residual, para todos os tipos de caixas, incluindo o caso da areia não reforçada, apresenta-se com uma pequena variação.



a)



b)

c)

Figura 3.7 - Resultados dos ensaios com diferentes tipos de caixas de corte (adaptado de Murthy *et al.*, 1993).

3.5 - ENSAIOS DE ARRANQUE

3.5.1 - Preâmbulo

Os ensaios de arranque são considerados, por muitos investigadores, como o meio mais apropriado para a previsão das propriedades nas interfaces solo-inclusões, bem como para a identificação dos mecanismos que as influenciam quando o movimento relativo na interface corresponde ao arranque da inclusão em relação ao solo (Andrawes e McGown, 1977; Schlosser e Elias, 1978; Eigenbrod e Locker, 1987; Cardoso, 1987 e 1988; Lopes, 1992; Farrag *et al.*, 1993; Kharchafi e Dysli, 1993; Oostveen *et al.*, 1994; etc.).

Nas última décadas, o comportamento dos reforços durante o arranque tem sido objecto de muitas investigações (Schlosser e Vidal, 1969; Chang *et al.*, 1977; Bacot *et al.*, 1978; Guilloux *et al.*, 1979; Schlosser e Guilloux, 1979; Delmas *et al.*, 1979; Marczał, 1983; Berg e Swan, 1990; Handel *et al.*, 1990; Fourie *et al.*, 1990; Wilson-Fahmy e Koerner, 1993; Yogarajah e Yeo, 1994; Ladeira e Lopes, 1995; etc.).

Os ensaios de arranque (Figura 3.8) são realizados puxando a inclusão do interior de simples caixas (Holtz, 1975; Schwab *et al.*, 1977; Fourie e Fabian, 1987; Palmeira e Milligan, 1989; Bauer e Mowafy, 1990; Dembicki e Jermolowicz, 1991; Farrag *et al.*, 1993; Forsman e Slunga, 1994; Ladeira e Lopes, 1995; etc.), de modelos reduzidos de taludes ou muros reforçados (Fabian e Fourie, 1988; Andrawes *et al.*, 1990a; Gourc *et al.*, 1990; Balzer *et al.*, 1990; etc.) e de aterros experimentais ou obras reais (Alimi *et al.*, 1977; Cartier e Cigan, 1983; Watts e Brady, 1990; Jenner, 1990; Christopher *et al.*, 1990; Andrawes *et al.*, 1990b; Bergado *et al.*, 1993b e c; etc.).

Existe uma grande dispersão nos resultados publicados de ensaios de arranque. Estas diferenças resultam da utilização de diferentes tipos de equipamento, e conseqüentemente dos efeitos fronteira associados a cada um deles, de diferentes procedimentos de ensaio, de diferentes esquemas de colocação e compactação do solo, etc..

A dificuldade da interpretação e compreensão da resposta das inclusões durante o arranque é ainda acrescida pela falta de normalização dos ensaios, a qual está associada à inexistência de procedimentos de ensaio fiáveis e de esquemas de interpretação de resultados apropriados.

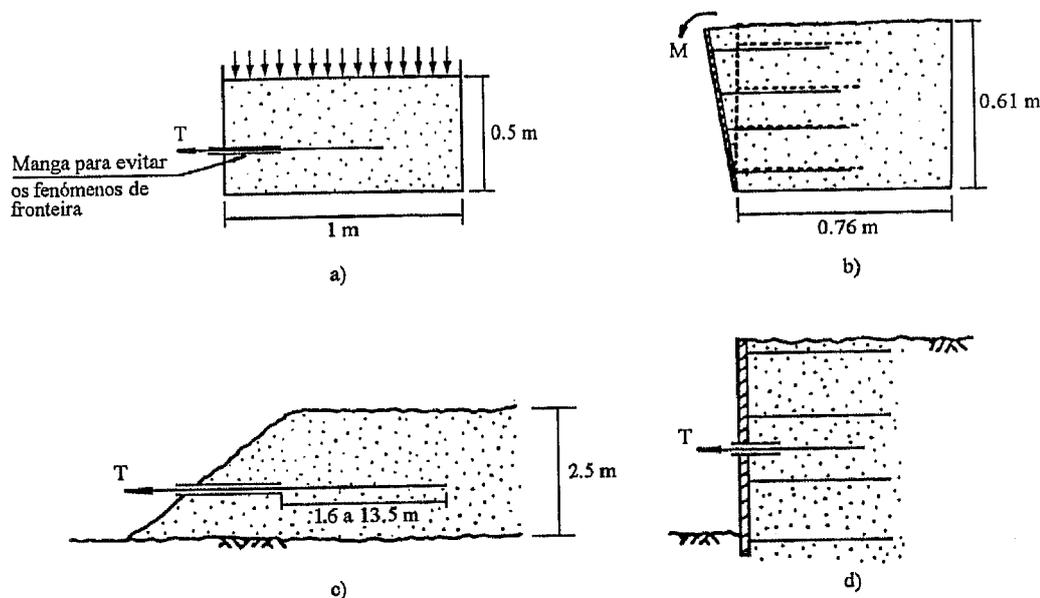


Figura 3.8 - Ensaio de arranque em: a) laboratório; b) modelos reduzidos; c) aterros experimentais; d) obras.

A publicação de valores de ângulos de atrito aparentes nas interfaces, medidos em ensaios laboratoriais de arranque com inclusões bidimensionais superiores ao ângulo de atrito do solo envolvente, sugere que a interpretação correcta dos resultados destes ensaios é uma questão da máxima importância, pois, como é sabido com este tipo de inclusões o valor daquele parâmetro da interface nunca pode ser superior ao medido no solo ($0.5\phi \leq \delta \leq \phi$).

Com o objectivo principal de clarificar as questões relacionadas com os fenómenos envolvidos no comportamento das inclusões, durante o arranque, far-se-á, em seguida, a apresentação de vários aspectos relacionados com os procedimentos e equipamento de ensaio, adequação do tipo de ensaio às situações reais, influência da rigidez relativa solo-inclusões e interferência entre níveis de reforço.

3.5.2 - Aspectos fundamentais dos ensaios de arranque

Os aspectos fundamentais a considerar nos ensaios de arranque podem-se agrupar, genericamente, em influência das condições fronteira e influência dos procedimentos de ensaio.

3.5.2.1 - Influência das condições fronteira

A influência das condições fronteira nos resultados obtidos em ensaios laboratoriais de arranque (Figura 3.8a) foi posta em evidência por Palmeira e Milligan (1989) e Farrag *et al.* (1993) entre outros.

Os primeiros autores realizaram ensaios de arranque, numa caixa com $0.25 \times 0.15 \times 0.50 \text{ m}^3$, com uma grelha metálica envolvida por areia Leighton Buzzard 14 / 25 ($\phi' = 51.3^\circ$). A sobrecarga uniforme actuante era de 25 kPa. A influência da fronteira superior foi analisada realizando um ensaio em que a pressão vertical era aplicada através de uma placa rígida e outro em que utilizaram um saco de borracha cheio de água. Os autores constataram que o coeficiente de resistência na interface aumenta com a rigidez da fronteira superior (Figura 3.9).

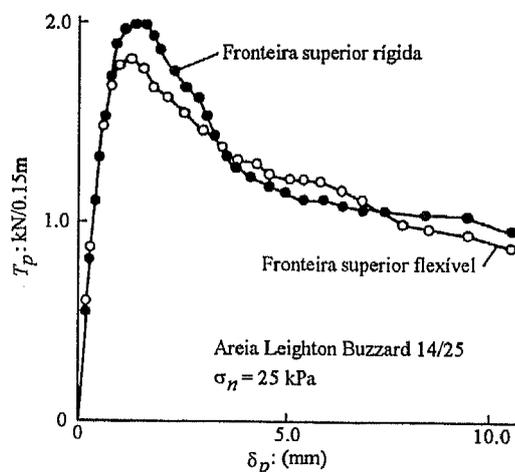


Figura 3.9 - Influência da rigidez da fronteira superior nos resultados dos ensaios de arranque (Palmeira e Milligan, 1989).

Usualmente as pressões de confinamento, nos ensaios de arranque, são aplicadas através de sacos flexíveis (cheios de água ou ar) ou de esponjas, permitindo assim, a uniformização da distribuição dessas pressões (Schwab *et al.*, 1977; Bourdeau *et al.*, 1990; Berg e Swan, 1990; Palmeira e Milligan, 1990; Kharchafi e Dysli, 1993; Farrag *et al.*, 1993; Forsman e Slunga, 1994; Oostveen *et al.*, 1994; Ladeira e Lopes, 1995; etc.).

A interacção entre o solo e as paredes laterais da caixa de arranque pode influenciar os resultados dos ensaios. A relação das dimensões amostra / caixa deve ser escolhida de maneira

a minimizar a influência das fronteiras laterais. Farrag *et al.* (1993) consideram que parte da pressão de confinamento supostamente aplicada ao nível do reforço, nos ensaios de arranque, é perdida devido ao atrito solo-paredes. Esta redução é maior na proximidade dessas paredes, daí a necessidade de ter em atenção a relação das dimensões amostra / caixa.

Na tentativa de quantificar o efeito do atrito solo-paredes laterais, os referidos autores colocaram células de carga ao nível do reforço, junto das paredes da caixa e no centro da mesma, tendo realizado ensaios de arranque com amostras de reforço de largura diferente, envolvidas por um solo granular. Utilizaram uma caixa, com as dimensões de $1.52 \times 0.90 \times 0.76 \text{ m}^3$, onde aplicaram pressões de confinamento de 34, 48 e 70 kPa, tendo gravado pressões mais baixas junto às paredes da caixa (Figura 3.10a). Na Figura 3.10b podem-se ver as curvas deslocamento frontal / força de arranque obtidas nos ensaios com a mesma geogrelha com diferentes larguras. A resposta ao arranque das geogrelhas com larguras de 0.30, 0.45 e 0.60m é bastante parecida, existindo uma redução da força quando a geogrelha tem 0.75m de largura. Os autores concluíram que era necessário pelo menos 0.15m entre a amostra e as paredes laterais de maneira a minimizar o efeito destas nos resultados. Um outro processo utilizado por vários investigadores (Jewell, 1980; Palmeira e Milligan, 1989; etc.) consiste em lubrificar a face interior das paredes da caixa.

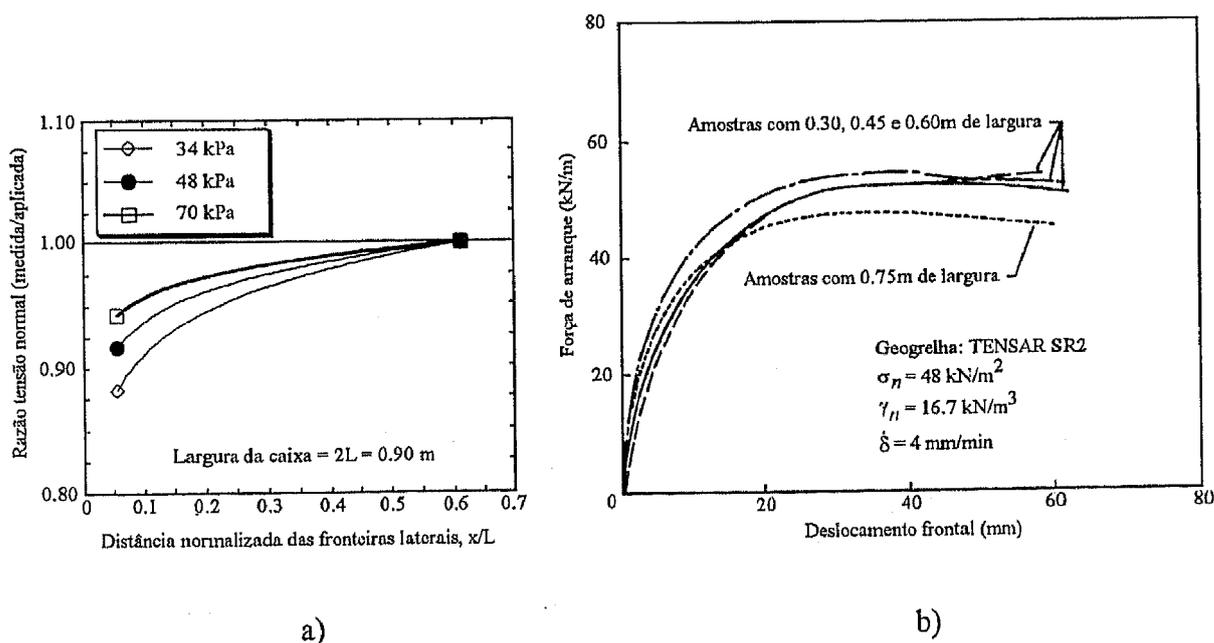


Figura 3.10 - a) Variação da relação pressões verticais medidas e aplicadas ao longo da largura da caixa ao nível do reforço; b) influência da largura da geogrelha na resposta ao arranque (Farrag *et al.*, 1993).

A influência das paredes laterais, nos resultados dos ensaios de arranque, pode-se fazer sentir de outra maneira, sendo esta particularmente relevante no caso do solo ensaiado se encontrar no estado denso. Este tipo de solos, como foi referido em 2.4.2.1, tem tendência a aumentar de volume durante o processo de corte, em especial quando sujeitos a tensões de confinamento baixas. Esta tendência que não é contrariada *in situ* pode sê-lo em laboratório, devido à proximidade e características de rigidez e rugosidade das fronteiras laterais do aparelho de ensaio. O impedimento da dilatância do solo imposto por estas fronteiras traduz-se no aumento da tensão normal actuante no reforço e logo da tensão tangencial mobilizável na interface. Ora, sendo nestes ensaios o ângulo de atrito aparente na interface definido a partir da relação entre a tensão tangencial mobilizada e a tensão normal inicial actuante na interface devida ao peso das terras mais eventuais sobrecargas, é claro que, em consequência do impedimento da dilatância do solo, o valor daquele ângulo é superior ao real.

O impedimento da dilatância do solo, faz-se sentir primordialmente na parede frontal, aí as tensões tangenciais são maiores devido à proximidade do ponto de aplicação da força de arranque. Palmeira e Milligan (1989) estudaram a influência desta fronteira interpondo entre a areia e a parede frontal vários tipos de materiais. Constataram que o valor do coeficiente de resistência na interface duplicava quando o ângulo de atrito solo-parede frontal passava de cerca de 5° a cerca de 40° (Figura 3.11).

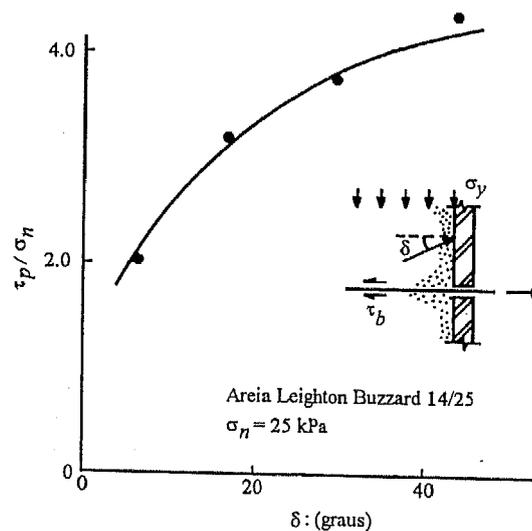


Figura 3.11 - Influência do atrito solo-parede frontal nos resultados dos ensaios de arranque (Palmeira e Milligan, 1989).

Assim sendo, é necessário considerar processos de minimização da influência do atrito na parede frontal quando se realizam ensaios de arranque. Um dos processos seria ter em consideração o efeito da força de atrito, exercida na parede frontal, na tensão vertical média aquando do cálculo do coeficiente de resistência entre o solo e o reforço. A dificuldade deste procedimento resulta de, na maior parte dos casos, a grandeza e distribuição da tensão vertical ao longo do comprimento do reforço não serem conhecidas com precisão. Além disso, o valor da força de arranque, sendo função da tensão horizontal, depende do número de barras transversais da grelha.

Na tentativa de esclarecer um pouco mais esta questão, apresenta-se o estudo realizado por Palmeira e Milligan (1989), baseado na realização de ensaios de arranque com uma só barra transversal a várias distâncias da parede frontal, estando esta revestida com metal liso (Figura 3.12). Constata-se que, só para distâncias menores que 15 diâmetros das barras constituintes da grelha a parede frontal influencia os resultados significativamente. Essa influência, de pouca monta para uma barra é, no entanto, acrescida nas grelhas reais pelo grande número de elementos transversais e pela acção das outras fronteiras.

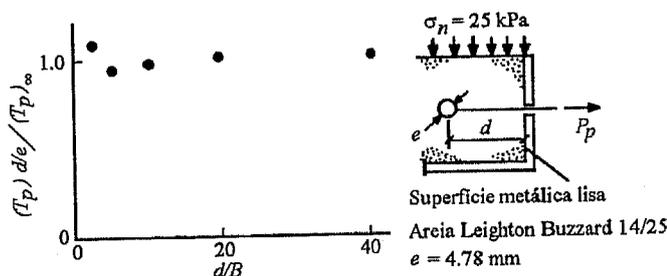
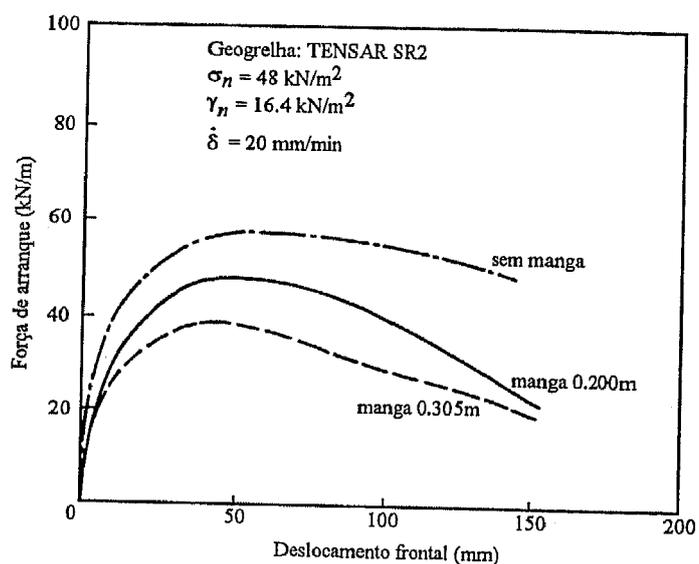


Figura 3.12 - Influência da proximidade da parede frontal em ensaios de arranque realizados com uma só barra transversal (Palmeira e Milligan, 1989).

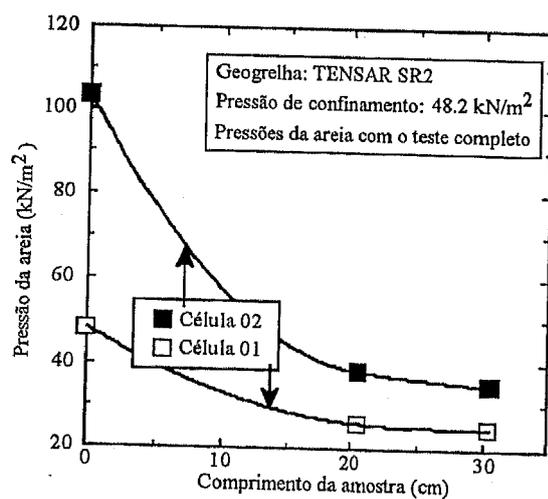
Por esta razão, e, na tentativa de minimizar o efeito da proximidade da parede frontal, diversos investigadores (Christopher, 1976; Berg e Swan, 1990; Kharchafi e Dysli, 1993; Farrag *et al.*, 1993; Forsman e Slunga, 1994; Ladeira e Lopes, 1995; etc.), aplicam a força de arranque a alguma distância da parede frontal, utilizando, para tal, mangas com diversos comprimentos.

Farrag *et al.* (1993), na caixa de arranque já referida, realizaram ensaios de aferição do efeito do comprimento da manga na resposta ao arranque da geogrelha testada, utilizando mangas com 0.200 e 0.305m de comprimento. Nos ensaios foram colocadas duas células de

pressão na parede frontal rígida. A Figura 3.13 representa o efeito do comprimento da manga na resposta ao arranque do reforço (Figura 3.13a) e na relação entre o comprimento da manga e as pressões laterais na parede frontal (Figura 3.13b) (a célula 01 está posicionada acima da célula 02 na parede frontal). Ambas as células registam uma diminuição da pressão lateral com o aumento da manga, essa diminuição conduz a uma redução da resistência ao arranque. Assim, os autores concluíram que o efeito da parede frontal rígida é mínimo para comprimentos da manga maiores ou iguais 0.30m.



a)



b)

Figura 3.13 - Influência do comprimento da manga na resposta ao arranque: a) força de arranque; b) pressões laterais na parede frontal (Farrag *et al.*, 1993).

Outros investigadores (Williams e Houlihan, 1987) usaram paredes frontais flexíveis no intuito de minimizar a influência do efeito da rigidez e rugosidade da parede frontal, nos resultados dos ensaios de arranque.

Segundo Murthy *et al.* (1993), a influência da parede frontal nos resultados pode ser eliminada usando os resultados obtidos em ensaios com dois reforços de comprimento diferente. Assim:

$$p' = \frac{P_1 - P_2}{L_1 - L_2} \quad (3.1)$$

onde p' é a força de arranque a considerar por unidade de comprimento, P_1 é a força de arranque do reforço de comprimento L_1 e P_2 é a força de arranque do reforço de comprimento L_2 . No caso de a inclusão ser uma grelha, a influência da parede frontal pode ser eliminada considerando os resultados de dois ensaios realizados com este tipo de reforços, sendo o número de barras transversais distinto em cada um deles. Através deste procedimento os autores sugerem que a resistência passiva mobilizada seja dada por:

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_n}\right)' = \frac{\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_n}\right)'_1 n_1 - \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_n}\right)'_2 n_2}{n_1 - n_2} \quad (3.2)$$

em que $\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_n}\right)'_1$ e $\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_n}\right)'_2$ são, respectivamente, as resistências passivas mobilizadas nos ensaios com grelhas de n_1 e n_2 elementos.

3.5.2.2 - Influência dos procedimentos de ensaio

A interpretação e comparação de resultados de ensaios de arranque é extremamente difícil, não só devido às diferentes condições fronteira mas também aos diferentes procedimentos de ensaio.

O equipamento de ensaio de arranque deve permitir, não só, a realização de ensaios com deslocamento controlado, como também, com carga controlada; este último tipo de ensaios é necessário para o estudo do comportamento a longo prazo do reforço. Na maior parte dos trabalhos publicados, os ensaios de arranque são conduzidos com deslocamento controlado, sendo poucos os realizados com carga controlada (por exemplo, Tzong e

Cheng-Kuang, 1987; Christopher e Berg, 1990). As velocidades dos ensaios com deslocamento controlado variam de 0.1mm/min até 20mm/min, estando a velocidade mais comum compreendida entre 1mm/min e 6mm/min. Farrag *et al.* (1993) analisaram a influência da velocidade na resposta ao arranque de uma geogrelha tendo concluído que num ensaio de arranque com areias uniformes será aconselhável usar velocidades menores ou iguais a 6mm/min.

A altura do solo acima e abaixo do reforço é função da altura disponível no interior da caixa. Como não existe uma medida normalizada da caixa de ensaio é possível encontrar na bibliografia caixas com dimensões variando de $0.25 \times 0.15 \times 0.50 \text{m}^3$ (Palmeira e Milligan, 1989) até $3.00 \times 1.30 \times 1.00 \text{m}^3$ (Oostveen *et al.*, 1994). Como se compreende, se a altura de solo acima e abaixo do reforço é pequena, a influência das fronteiras superior e inferior, na resistência das interfaces é maior. Holtz (1977) estimou que a zona influenciada pelo arranque de um geotêxtil era aproximadamente 10cm acima e abaixo do reforço. Este valor era independente da tensão normal aplicada e da natureza do solo. Schwab *et al.* (1977) constatou que o solo situado cerca de 30cm acima e 30cm abaixo do reforço, era influenciado pelo movimento deste. Brand e Duffy (1987) e Farrag *et al.* (1993) estudaram o efeito da altura do solo na resistência ao arranque da inclusão, tendo concluído que quando a altura de solo, acima e abaixo do reforço, aumenta, a resistência ao arranque diminui até um mínimo a partir do qual não há vantagens no aumento das dimensões da caixa (Figura 3.14).

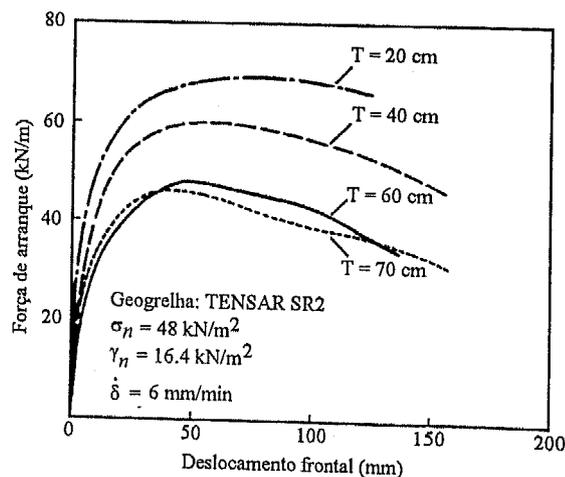


Figura 3.14 - Influência da altura do solo na resposta ao arranque (Farrag *et al.*, 1993).

O processo de colocação e compactação do solo para garantir a uniformização da densidade pretendida para este material é outro procedimento de ensaio que influencia os

resultados dos ensaios de arranque. A colocação do solo pode ser manual (Ladeira e Lopes, 1995) ou através de sistemas mecânicos ou de aspiração (Farrag *et al.*, 1993). A compactação do solo pode ser conseguida através de martelos vibratórios eléctricos (Farrag *et al.*, 1993; Ladeira e Lopes, 1995; etc.), martelos proctor normalizados (Saxena e Budiman, 1985), sistemas de calcamento manuais (Elias, 1979) ou por sistemas de calcamento mecânico (Anderson e Neilsen, 1984). Naturalmente, processos diferentes de colocação e compactação do solo levam a condições de ensaio diferentes, logo a comportamentos tensão-deformação-razão de deformação e resposta ao arranque distintos.

A influência das condições de ensaio nos resultados obtidos e no comportamento do solo reforçado durante o arranque foi estudada por Schwab *et al.* (1977). Estes autores, fazendo variar a tensão normal actuante e a densidade relativa do solo granular utilizado, ensaiaram ao arranque um geotêxtil tecido em poliéster. A influência das condições de ensaio nas deformações internas foi analisada através de observações usando técnicas de raio X. Como já se referiu anteriormente, uma das conclusões retiradas deste estudo foi que o solo situado até uma distância de 30cm acima e abaixo do geotêxtil é influenciado pelo movimento de arranque da inclusão (Figura 3.15).

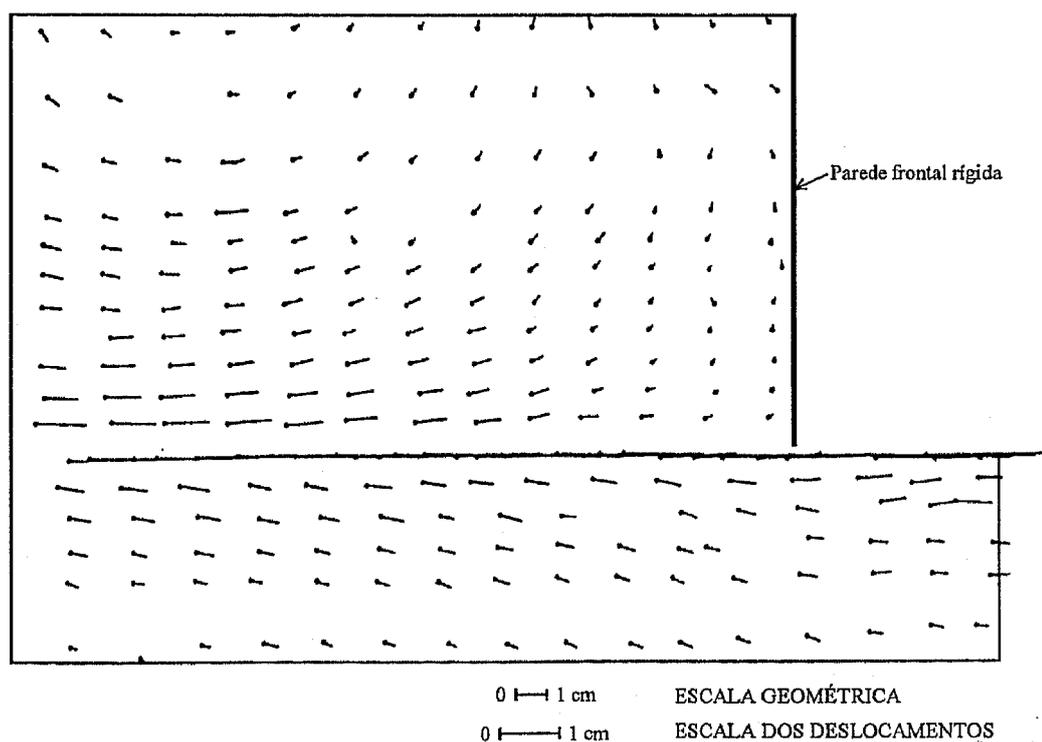


Figura 3.15 - Vectores deslocamento em ensaios de arranque com areia solta sem sobrecarga para um deslocamento da inclusão de 7.5cm (adaptado de Schwab *et al.*, 1977).

Como se pode observar, junto à face o solo desloca-se no sentido ascendente, com deformação reduzida, praticamente constante ao longo da parede. A alguma distância desta, o movimento do solo é aproximadamente horizontal dirigido contra a face. As deformações são significativas, no entanto diminuem com o aumento da distância à inclusão. As deformações do solo subjacente ao reforço são constantes ao longo deste, diminuindo com o afastamento em relação à inclusão.

Quando o solo se encontra no estado denso, o deslocamento da inclusão correspondente à mobilização da resistência máxima na interface é cerca de metade do verificado no caso do solo se encontrar no estado solto (Lopes, 1992). Na Figura 3.16 representam-se as deformações do solo no estado denso para um deslocamento da inclusão de 3.5cm. A aplicação de uma sobrecarga uniforme de 50 kPa ao solo no estado denso leva a que o deslocamento da inclusão correspondente à mobilização da resistência máxima na interface aumente cerca de cinco vezes. Por seu turno, os deslocamentos do solo envolvente para um deslocamento da inclusão de 3.5cm são, neste caso, aproximadamente horizontais e descendentes, ocorrendo as deformações mais elevadas no solo subjacente ao reforço (Figura 3.17).

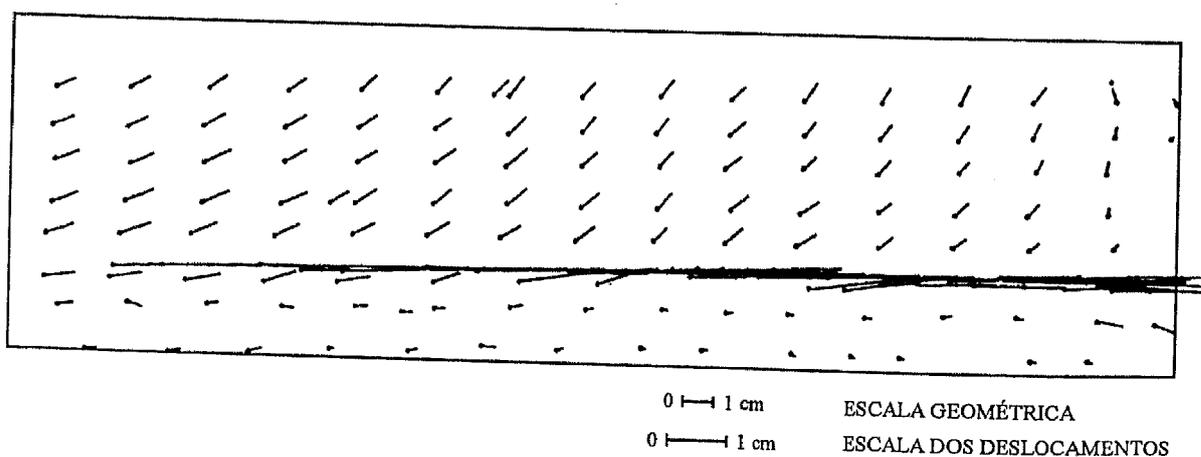


Figura 3.16 - Vectores deslocamento em ensaios de arranque com areia densa e sem sobrecarga para um deslocamento do reforço de 3.5cm (Schwab *et al.*, 1977).

Os resultados expostos tornam claro o papel da tensão normal na resistência mobilizada nas interfaces das inclusões em solos dilatantes, como é o caso dos solos granulares densos. É sabido que o índice de vazios crítico de uma areia varia com a tensão de confinamento, diminuindo à medida que esta tensão aumenta (ver 2.4.2.1).

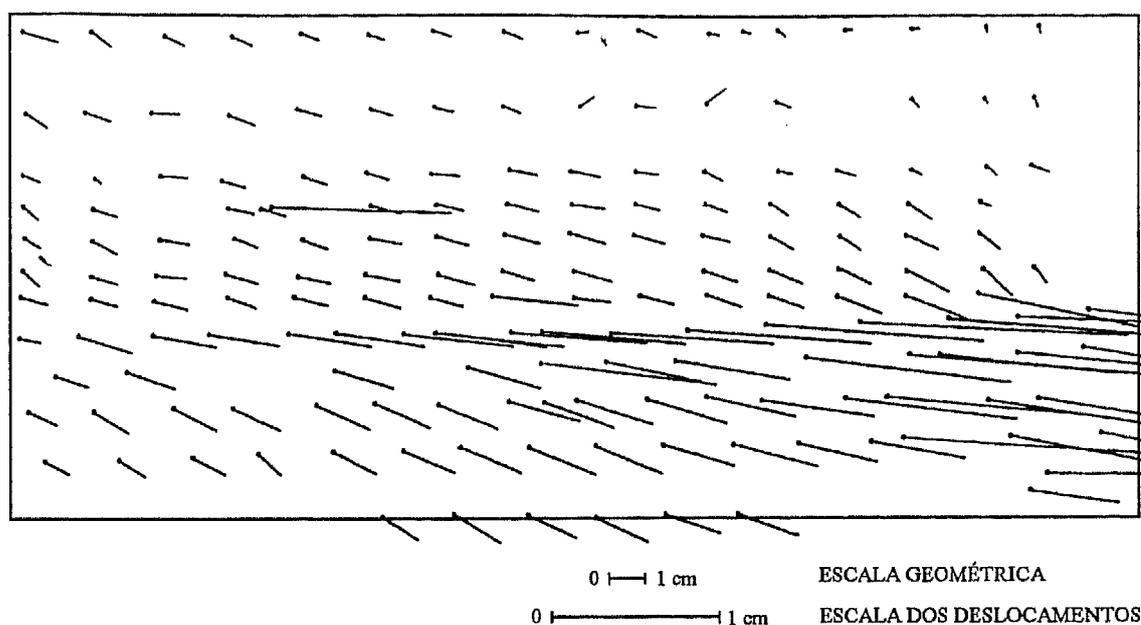


Figura 3.17 - Vectors deslocamento em ensaios de arranque com areia densa e sobrecarga de 50 kPa para um deslocamento do reforço de 3.5cm (Schwab *et al.*, 1977).

Um outro problema relacionado com os resultados experimentais em questão tem a ver com os valores calculados para o ângulo de atrito nas interfaces solo-inclusões para tensões normais reduzidas. Os valores calculados daquele parâmetro são, quer para o solo solto, quer para o solo denso, superiores aos do ângulo de atrito interno do solo. Esta constatação carece de realismo, pois, como foi dito em 3.5.1, o ângulo de atrito na interface com inclusões bidimensionais nunca pode ser superior ao do próprio solo.

Quando o solo se encontra no estado denso, os resultados obtidos poderão ser justificados através da possível densificação do solo em torno do reforço. Com efeito, neste tipo de ensaios o sistema não é livre de romper segundo a superfície de menor resistência mas sim ao longo da inclusão. Numa estrutura real a eventual densificação do solo em torno dos reforços levaria a que a superfície de rotura se desenvolvesse afastada deste, no interior do solo, onde a resistência seria menor.

Do exposto é possível concluir-se que, as características do solo, as condições de instalação dos reforços, a razão de deslocamentos aplicada, as alturas de solo acima e abaixo do nível do reforço e os valores das tensões actuaentes, tendo influência decisiva na interacção solo-inclusões, implicam a sua reprodução adequada em laboratório como condição necessária, embora não suficiente, para a fiabilidade dos resultados obtidos em ensaios de arranque.

3.5.2.3 - Simulação de casos reais através dos ensaios de arranque

Um factor limitativo da fiabilidade dos resultados tem a ver com o facto de os campos de deslocamentos gerados nos ensaios de arranque serem completamente distintos dos verificados nas obras reforçadas. Nos ensaios, os únicos movimentos do maciço são induzidos pelas forças transmitidas ao solo pelas inclusões traccionadas, enquanto que nas obras reforçadas coexistem movimentos deste tipo com deslocamentos globais. Esta distinção entre campos de deslocamentos leva a que se verifiquem, num e noutro caso, diferenças importantes na distribuição quer das tracções, quer das tensões tangenciais ao longo dos reforços.

Nas obras reforçadas, as tracções máximas nas inclusões surgem a alguma distância da face, fronteira entre a zona activa e a zona resistente, anulando-se na extremidade posterior do reforço. Esta distribuição resulta de na zona activa (compreendida entre a face e o ponto do reforço em que a tracção é máxima) se dar a transferência de tensões tangenciais do solo para a inclusão, e de na zona resistente se mobilizarem nas interfaces tensões tangenciais reactivas capazes de anular as tracções na extremidade posterior do reforço. Nos ensaios de arranque, as tensões tangenciais mais elevadas começam por ser mobilizadas na extremidade anterior da inclusão (Figura 3.18).

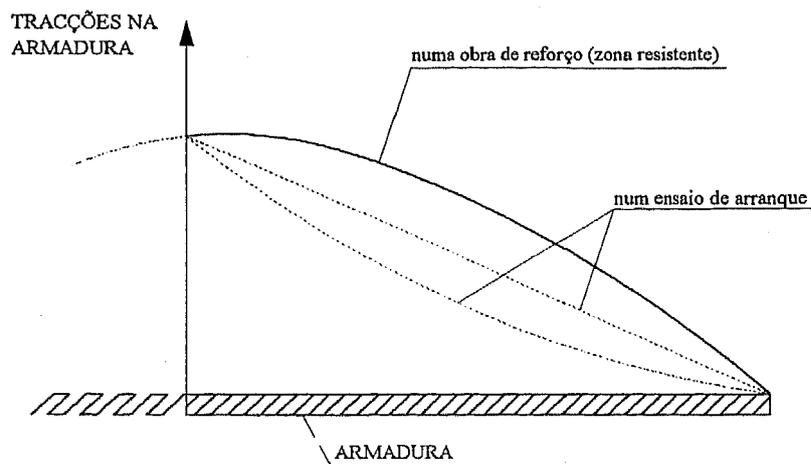


Figura 3.18 - Distribuição das tracções nas armaduras: casos de uma obra e de um ensaio de arranque.

3.5.2.4 - *Influência da rigidez relativa solo-inclusão*

Neste tipo de ensaio a rigidez relativa solo-inclusão influencia de forma importante a distribuição das tracções no reforço ao longo do ensaio.

Assim, com reforços inextensíveis e solos pouco compactos, verifica-se uma distribuição linear das tracções ao longo de todo o ensaio, ocorrendo o valor máximo junto à face (Figura 3.19a). Este comportamento deve-se ao facto de o solo, relativamente pouco resistente e muito deformável, inibir a mobilização de forças tangenciais importantes (em termos relativos), pelo que os deslocamentos dos diversos pontos das inclusões são praticamente constantes. Em contrapartida, se o solo for denso, não são iguais os deslocamentos ao longo do comprimento das inclusões, donde se conclui que, devido à mobilização nas interfaces de importantes tensões tangenciais, a deformabilidade daquelas intervêm na distribuição destas tensões. Assim, com o aumento da força de arranque aplicada na extremidade livre, a resistência das interfaces solo-inclusões é mobilizada progressivamente ao longo do comprimento dos reforços (Figura 3.19b):

- a) inicialmente, quando a força de arranque é pequena, praticamente só a primeira parte das inclusões é solicitada;
- b) com o acréscimo da força de arranque, aumentam, até atingirem o máximo, as tensões tangenciais mobilizadas no primeiro troço dos reforços, ao mesmo tempo que a solicitação se estende até às extremidades posteriores;
- c) a partir deste momento as tensões tangenciais máximas vão sendo mobilizadas em extensões cada vez maiores.

(Deve notar-se que, devido provavelmente a efeitos de fronteira, como os atrás descritos, o ponto onde se inicia a mobilização da tensão tangencial máxima se localiza a uma determinada distância da extremidade livre).

Dada a extensibilidade dos geossintéticos, a interpretação dos resultados de ensaios de arranque com este tipo de inclusões torna-se ainda mais complexa do que no último caso referido. Com efeito, nos ensaios com reforços extensíveis, os deslocamentos ao longo do comprimento da inclusão não são constantes devido ao contraste das deformabilidades do solo e das inclusões. Assim, após a aplicação da força de arranque a inclusão deforma-se, sendo o valor da elongação superior no troço do reforço mais próximo do ponto de aplicação da força, ou seja, junto à parede frontal do aparelho de ensaio, diminuindo para trás desta secção.

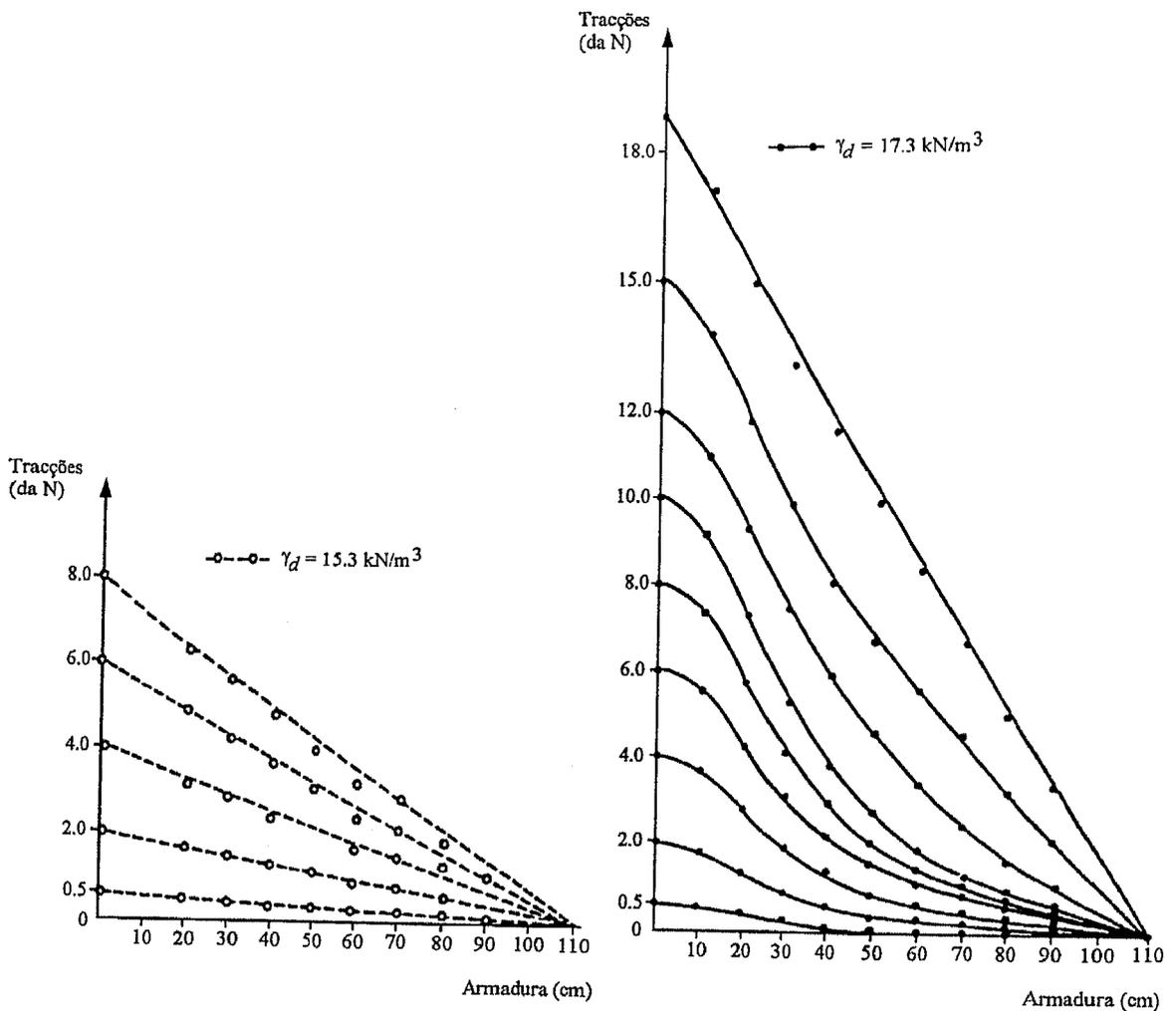


Figura 3.19 - Distribuição das tracções nas armaduras em ensaios de arranque: a) solo pouco compacto - $\gamma_d = 15.3 \text{ kN/m}^3$; b) solo muito compacto - $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$ (Guilloux *et al.*, 1979).

A ocorrência simultânea de deslocamentos e deformações no reforço gera uma distribuição complexa de tensões tangenciais ao longo deste. Por esta razão, a interpretação dos resultados de ensaios de arranque com reforços extensíveis em termos de coeficiente de resistência ou ângulo de atrito aparente é irrealista, a menos que seja possível medir as deformações da inclusão durante o ensaio (Schlosser *et al.*, 1985; Costalonga, 1990; Christopher e Berg, 1990; Farrag *et al.*, 1993; Hayashi *et al.*, 1994; Hausmann e Clarke, 1994; Yogarajah e Yeo, 1994; Ladeira e Lopes, 1995; etc.).

A Figura 3.20 apresenta a distribuição das deformações de tracção ao longo de um geotêxtil não tecido ensaiado laboratorialmente ao arranque. A figura põe em evidência a distribuição fortemente não linear das deformações mesmo no final do ensaio (Holtz, 1977;

McGown, 1979; Delmas *et al.*, 1979; Palmeira e Milligan, 1990; Oostveen *et al.*, 1994; etc.). Neste tipo de inclusões a resistência é mobilizada progressivamente ao longo do seu comprimento à medida que a força de arranque aumenta. Porém, a extensão em que essa resistência é mobilizada é condicionada pela deformabilidade da inclusão. Quando os reforços são muito deformáveis, como é o caso dos geotêxteis não tecidos, a sollicitação pode nunca atingir a extremidade posterior destes (Figura 3.20), pelo que apenas a extensão solicitada contribuirá para a resistência. À medida que a deformabilidade dos reforços diminui, a distribuição das deformações de tracção torna-se menos não linear, em especial no final do ensaio, estendendo-se progressivamente a sollicitação até à extremidade posterior do reforço (Palmeira e Milligan, 1990; Milligan *et al.*, 1990).

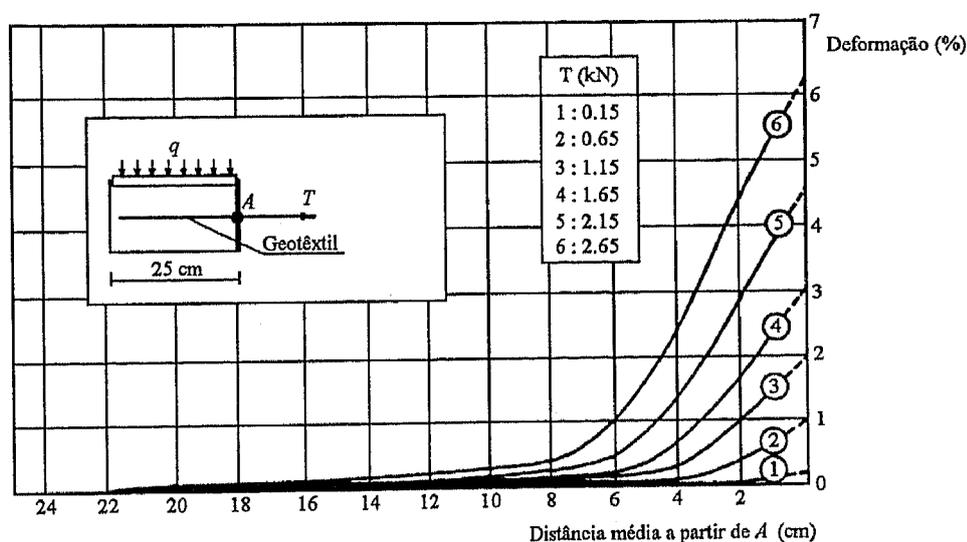


Figura 3.20 - Distribuição das deformações num geotêxtil não tecido durante o ensaio de arranque em função da força aplicada (McGown, 1979).

Outra limitação dos ensaios de arranque, quando executados com inclusões relativamente extensíveis tem a ver com a tendência que estes materiais têm, em particular os geotêxteis não tecidos, para diminuir de largura durante o processo de aplicação da força de tracção. Com efeito, se não forem tomadas medidas especiais, esta tendência poderá conduzir ao anulamento, durante o ensaio, das condições de deformação plana características deste tipo de inclusões.

3.5.2.5 - Interferência entre níveis de reforço

Até ao momento todas as considerações feitas foram com base em resultados de ensaios de arranque com um só nível de reforço. Na realidade, em regra, num talude ou muro reforçado, existem vários níveis de inclusões que ao serem arrancados poderão interferir entre si. Palmeira e Milligan (1990) realizaram ensaios de arranque, numa caixa de $1.0 \times 1.0 \times 1.0 \text{ m}^3$, com um e dois níveis de reforços, constituídos por uma grelha metálica, envolvidos por areia Leighton Buzzard 14/25 (Figura 3.21). Como se pode observar da figura não ocorrem diferenças significativas na resposta ao arranque. De facto, a interferência até se torna benéfica, nomeadamente aquando da mobilização da resistência máxima, provavelmente devido ao aumento do estado de tensão em zonas em que este teria valores reduzidos, conduzindo ao aumento da resistência passiva mobilizada nos elementos transversais do reforço. Estes resultados sugerem que, para as distâncias entre níveis de reforços e comprimentos destes, normalmente usados, não é importante considerar, nos ensaios de arranque, a interferência entre níveis de reforços.

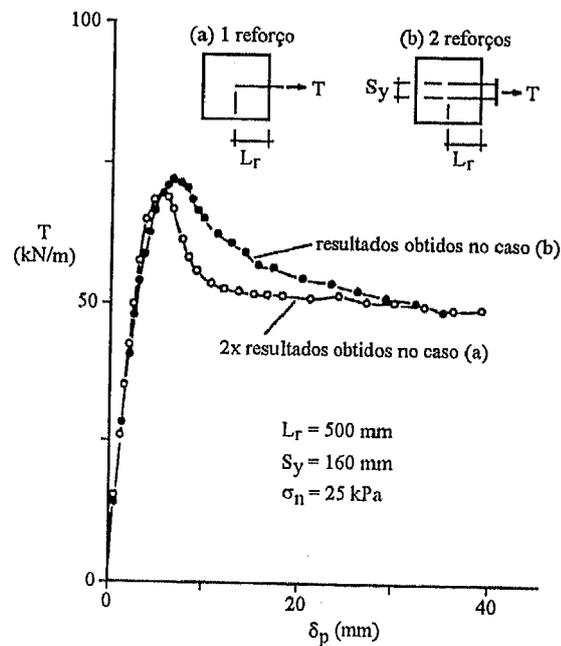


Figura 3.21 - Interferência entre dois níveis de reforço durante um ensaio de arranque (adaptado de Palmeira e Milligan, 1990).

3.6 - MÉTODOS INDIRECTOS

Com o objectivo de obstar a algumas das 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 interacção solo-reforços através dos resultados de ensaios com modelos reduzidos (Bacot *et al.*, 1978; Hausmann e Lee, 1978; Hoshiya, 1978; Shen *et al.*, 1979; Fabian e Fourie, 1988; Gourc *et al.*, 1990; etc.), ou através da análise do comportamento de obras (Magyarne *et al.*, 1979; Cartier e Cigan, 1983; Jenner, 1990; Bergado *et al.*, 1993b e c; etc.).

Nestas determinações indirectas, os valores obtidos dependem das hipóteses admitidas. Com efeito, para interpretar os resultados é geralmente necessário assumir uma distribuição particular das tensões normais e das tensões tangenciais (baseada em hipóteses realistas respeitantes aos deslocamentos relativos), que hipoteticamente actuam nas interfaces solo-reforços. Por isso, os valores medidos para os referidos parâmetros serão tão correctos quanto acertadas forem as hipóteses consideradas.

Uma dificuldade adicional surge ao interpretar os resultados dos ensaios com modelos reduzidos, pois, nestes ensaios os solos podem ser levados à rotura com tensões de confinamento muito pequenas (Hausmann e Ring, 1980). Ora, por um lado, como os ângulos de atrito dos solos granulares para tensões de confinamento daquela ordem podem ser significativamente maiores do que os relativos a tensões de confinamento mais elevadas (e mais de acordo com as que se instalam em estruturas reais) e como, por outro lado, a resistência dos solos afecta decisivamente a resistência das interfaces, os valores desta obtidos naquele tipo de ensaios podem não ser adequados para utilização no dimensionamento de estruturas reais.

Acrescem ainda, obviamente, as dificuldades de reprodutibilidade das condições *in situ*.

Capítulo 4

INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE

4.1 - ESCOLHA DO MÉTODO UTILIZADO

Como se pode concluir da apresentação detalhada efectuada no decorrer do capítulo anterior, a análise experimental dos fenómenos da interacção solo-inclusões pode ser elaborada por vários métodos.

Como foi dito, os métodos que têm sido utilizados neste tipo de estudos são, principalmente, os ensaios de corte directo e os ensaios de arranque. Porém, tal como se realçou, aos ensaios de corte directo e de arranque estão associados procedimentos de ensaio, trajectórias de tensão, mecanismos de rotura e condições fronteira distintas. A opção por um ou outro tipo de ensaio está dependente do tipo de reforços e do tipo de movimento relativo entre estes e o solo que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

A utilização das geogrelhas no reforço de solos tem suscitado interesse crescente (Schlosser e Delage, 1987), sendo considerado um tipo de geossintético particularmente adequado a tal função (Yeo, 1985), a comprová-lo, está o facto de ser o material mais utilizado nos Estados Unidos da América nas aplicações práticas deste tipo de técnica de reforço (Yako e Christopher, 1987). Atendendo a estes factos, decidiu-se dar especial importância, neste trabalho, ao estudo dos fenómenos da interacção solo-geogrelhas.

Como já se fez notar, através dos ensaios de corte directo não é possível considerar a contribuição para a resistência da mobilização dos impulsos passivos nas barras transversais das geogrelhas, quando o movimento relativo que tende a dar-se na interface corresponde ao arranque das inclusões. Estes impulsos são uma parcela de grande peso na resistência global ao

corte das interfaces solo-geogrelhas (Palmeira e Milligan, 1989). Aliado a este facto, nos ensaios de corte directo o mecanismo de interacção dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços.

Por estas razões, os ensaios de arranque, apesar das suas limitações (ver 3.5.2), são considerados por muitos investigadores como o meio mais apropriado para a previsão das propriedades nas interfaces solo-inclusões, bem como para a identificação dos mecanismos que as influenciam quando o movimento relativo nas interfaces corresponde ao arranque da inclusão em relação ao solo (Andrawes e McGown, 1977; Schlosser e Elias, 1978; Eigenbrod e Locker, 1987; Cardoso, 1987 e 1988; Lopes, 1992; Farrag *et al.*, 1993; Kharchafi e Dysli, 1993; Oostveen *et al.*, 1994; etc.).

As características do fenómeno de interacção solo-reforço durante o arranque deste e a inexistência de normalização de um ensaio que permita a definição das características mecânicas das interfaces entre os dois materiais, ou seja, do ensaio de arranque, levaram a que o Laboratório de Geotecnica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto considerasse do maior interesse e importância o desenvolvimento do projecto e a construção de uma caixa de arranque de grandes dimensões que se procurou fosse tão versátil quanto possível.

Neste equipamento têm vindo a ser ensaiados diferentes tipos de geossintéticos, num solo granular, sob distintas condições físicas, geométricas e mecânicas.

Com este procedimento, que constitui a parte experimental deste trabalho, pretende-se contribuir, não só, para o esclarecimento dos fenómenos envolvidos no comportamento das interfaces solo-inclusão durante o arranque e da influência neste de factores geométricos, físicos e mecânicos, como também, para a normalização a nível Europeu deste ensaio, a qual se encontra em fase inicial.

4.2 - EQUIPAMENTO DESENVOLVIDO

A grande dispersão existente nos resultados publicados de ensaios de arranque, resulta da utilização de diferentes tipos de equipamento, e conseqüentemente, dos efeitos das fronteiras associados a cada um, de diferentes procedimentos de ensaio, de diferentes esquemas de colocação e compactação do solo, etc..

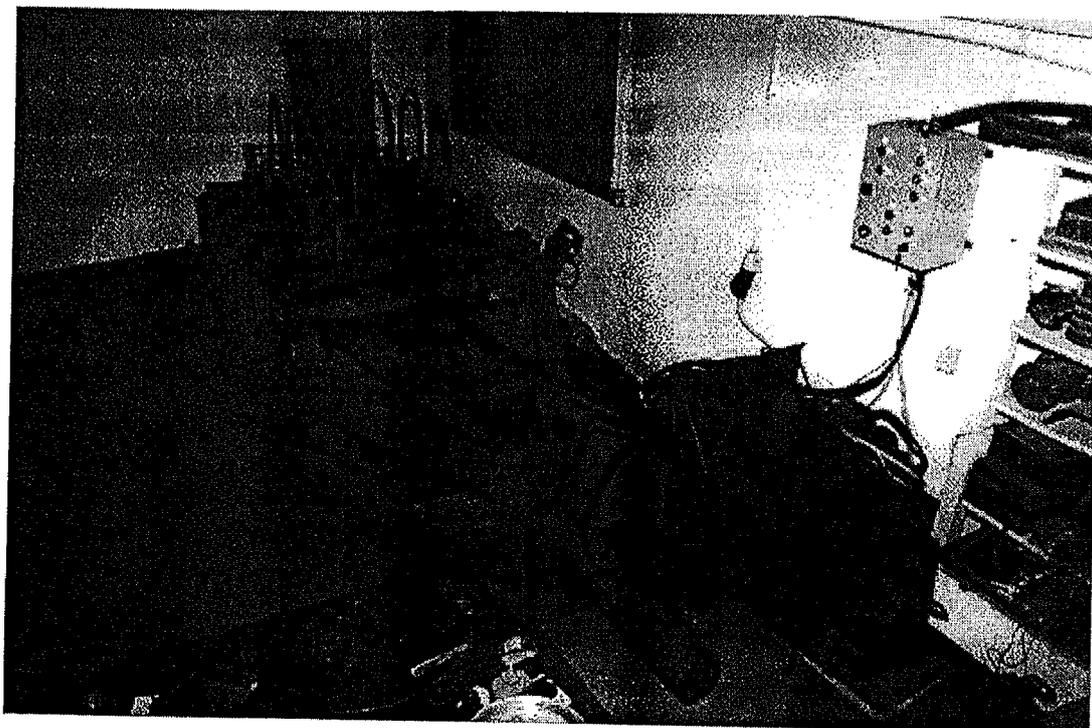
A caixa de arranque desenvolvida no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, para estudo dos fenómenos de interacção solo-reforço, teve como base a análise e comparação dos resultados obtidos com diferentes tipos de equipamento de ensaio publicados na bibliografia disponível e referida ao longo deste trabalho.

A caixa projectada e construída (ver Figuras 4.1 e 4.2) tem dimensões interiores de 1.53m de comprimento, 1.00m de largura e 0.80m de altura. A opção por um equipamento de grandes dimensões teve como objectivo a minimização da influência das fronteiras nos resultados obtidos (ver 3.5.2.1). A redução da influência da rigidez da fronteira superior e a garantia da uniformização da distribuição das pressões verticais aplicadas, é conseguida colocando, no topo da areia, uma placa de neoprene macio com 0.025m de espessura. No intuito de diminuir o efeito da proximidade da parede frontal (ver 3.5.2.1) utiliza-se uma manga em aço inoxidável com 0.20m de comprimento (no interior da caixa).

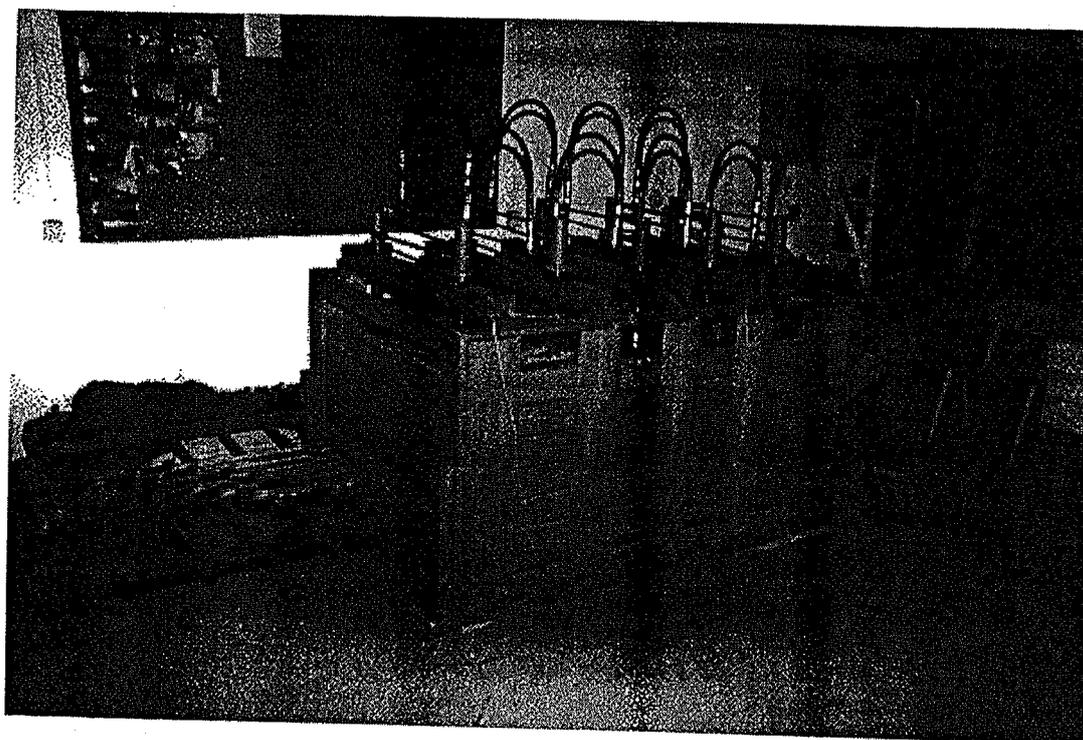
Em traços gerais, o equipamento consta de uma estrutura desmontável composta por módulos metálicos sobrepostos por forma a permitir variações da altura do solo acima e abaixo do nível a que se situa o reforço. Um dos módulos tem duas aberturas (uma na face anterior e outra na face posterior) em praticamente toda a sua largura, permitindo, assim, arrancar reforços com larguras até 0.75m e a passagem dos arames inextensíveis para medição dos deslocamentos ao longo da inclusão.

A parede do lado em que se procede ao arranque das inclusões, designada por parede frontal, foi um elemento estrutural particularmente reforçado, uma vez que se comporta como um elemento rectangular composto por perfis justapostos e sujeito à força uniformemente distribuída do solo quando este é sujeito a tensões de corte por acção do arranque do reforço. Foi dada, ainda, uma atenção especial à estrutura de suporte do cilindro principal, que, devido às suas consideráveis dimensões, obrigou a perfis relativamente compridos estando assim sujeita a esforços de encurvadura.

É importante notar que a medição dos deslocamentos em vários pontos do reforço é fundamental quando este é extensível, como é o caso dos geossintéticos. Com efeito, e como já foi dito no Capítulo 3, em reforços deste tipo o movimento durante o arranque apresenta duas componentes, uma correspondente à deformação por corte na interface solo-reforço e a outra relativa à alongação da própria inclusão. Esta última é de maior significado na parte anterior da amostra, estando esta mais próxima do ponto de aplicação da força. A possibilidade de conhecer em separado cada uma das componentes do movimento permite, naturalmente, uma melhor compreensão do fenómeno de interacção entre o solo e os geossintéticos.



a)



b)

Figura 4.1 - Caixa de arranque desenvolvida: a) vista frontal e sistema hidráulico; b) vista lateral.

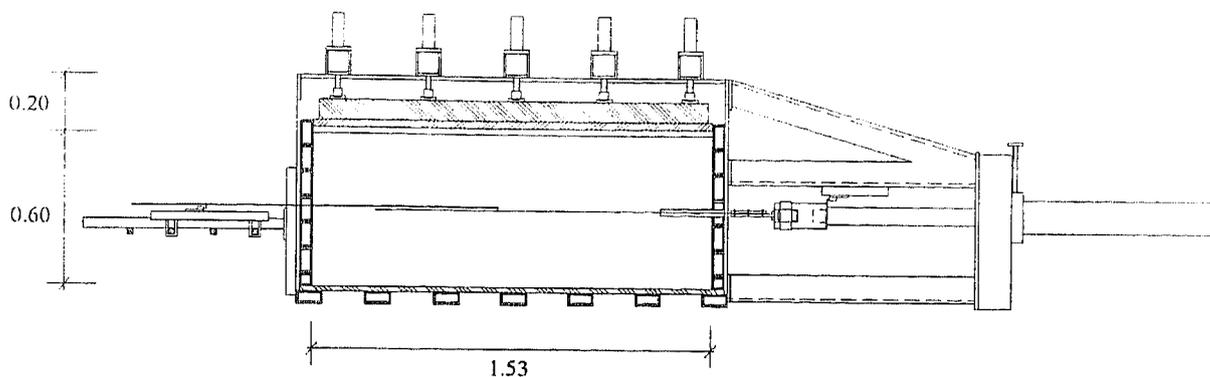


Figura 4.2 - Representação esquemática da caixa de arranque.

A medição dos deslocamentos em vários pontos ao longo do reforço é conseguida colocando varetas inextensíveis ligadas numa das extremidades ao geossintético através de peças que não o debilitam na sua resistência, estando na outra extremidade ligadas a potenciômetros lineares colocados no exterior da parte posterior da caixa (Figuras 4.1b e 4.3). No exterior da parte frontal da caixa existe um potenciômetro linear para medição do deslocamento frontal da amostra (Figura 4.2).

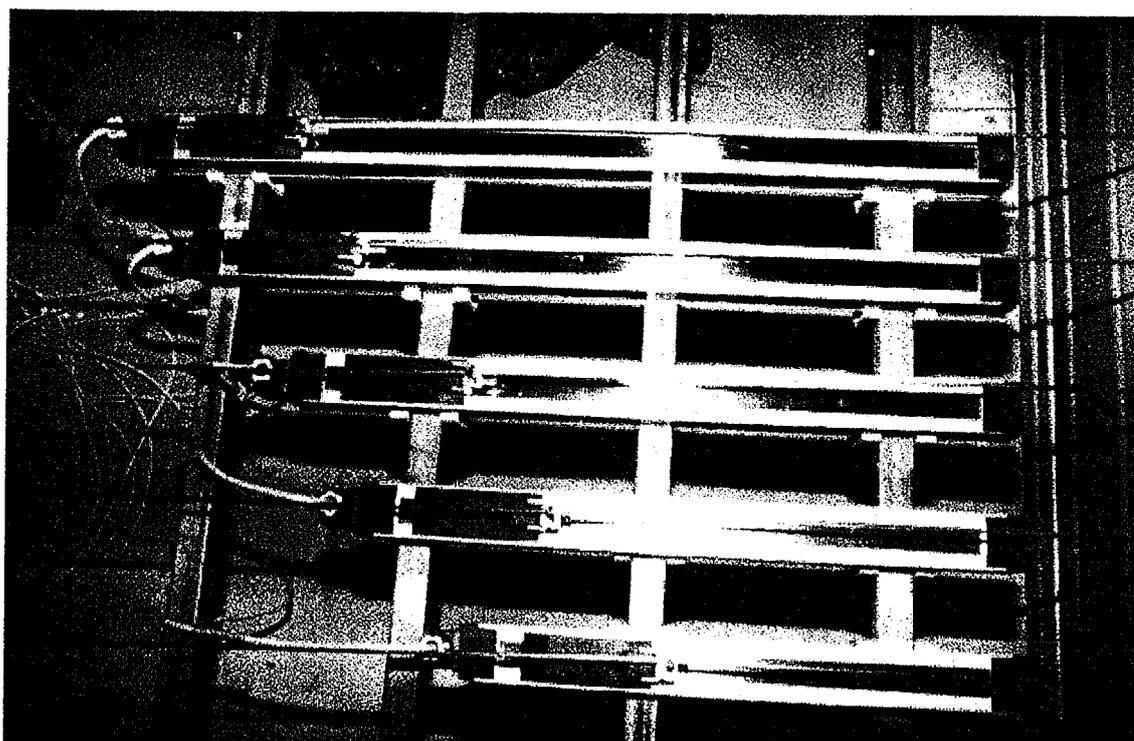


Figura 4.3 - Potenciômetros lineares para medição dos deslocamentos ao longo do reforço.

A força de arranque é conseguida através de um sistema hidráulico (Figura 4.1a). O equipamento de ensaio de arranque deve permitir a realização de ensaios com velocidade constante, sendo esta definida pelo utilizador. O melhor processo de obter estes requisitos consistiu na adopção de um circuito hidráulico, em que a bomba para os movimentos ditos principais (ou seja, arranque realizado a velocidade constante) é do tipo diesel. Esta bomba tem um caudal variável, e dado estar dotada de pistões de apertadas tolerâncias, evidência baixa flutuação de funcionamento e fugas extremamente reduzidas.

Os movimentos de aproximação do cilindro principal e activação dos cilindros calcadores são efectuados através de uma bomba de engrenagens, de caudal superior ao da bomba diesel, possibilitando movimentos mais rápidos. Com efeito, é através de dez cilindros de pequena dimensão colocados na parte superior da caixa, que as pressões de confinamento pretendidas são aplicadas (Figura 4.4). Este conjunto de cilindros permite aplicar uma força de compressão à camada sobrejacente de solo, ou actuar como uma fronteira rígida, de modo que não exista a possibilidade da camada de solo se deslocar (volume constante).

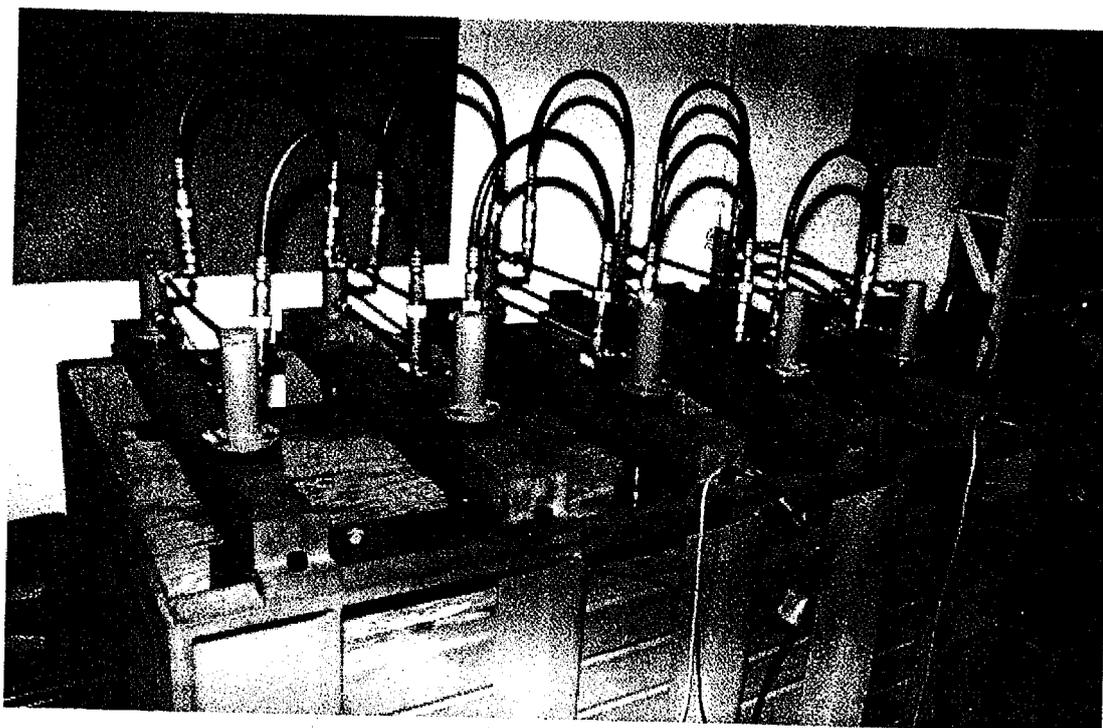


Figura 4.4 - Cilindros calcadores para aplicação da pressão de confinamento pretendida.

A pressão de confinamento a aplicar em cada ensaio é seleccionada pelo utilizador, mantendo-se constante no decorrer do ensaio. Essa pressão de confinamento é avaliada através de uma célula de carga de compressão entreposta entre um dos cilindros calcadores e a placa superior de contraplacado (Figura 4.5).

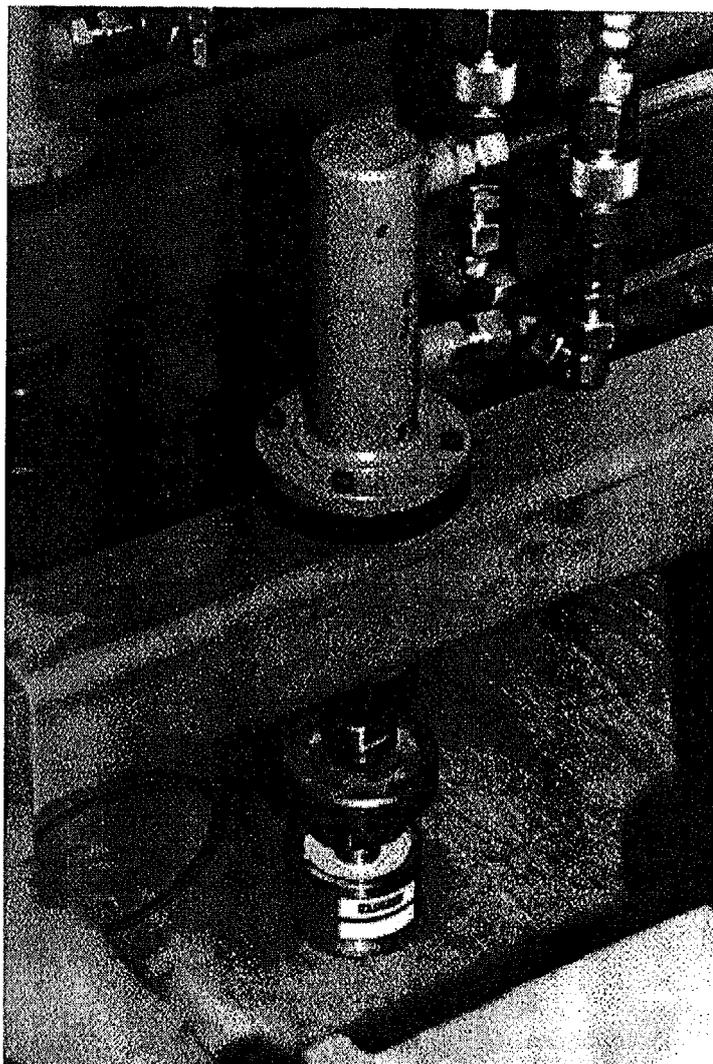


Figura 4.5 - Célula de carga para medição da pressão de confinamento.

A força de arranque é medida através de uma célula de carga de tracção, especialmente concebida para o efeito, que está posicionada entre o veio do cilindro principal e a pega que

transmite a força de arranque à amostra (Figura 4.6). Esta pega é constituída por duas placas que comprimem a amostra entre ambas por aparafusamento.

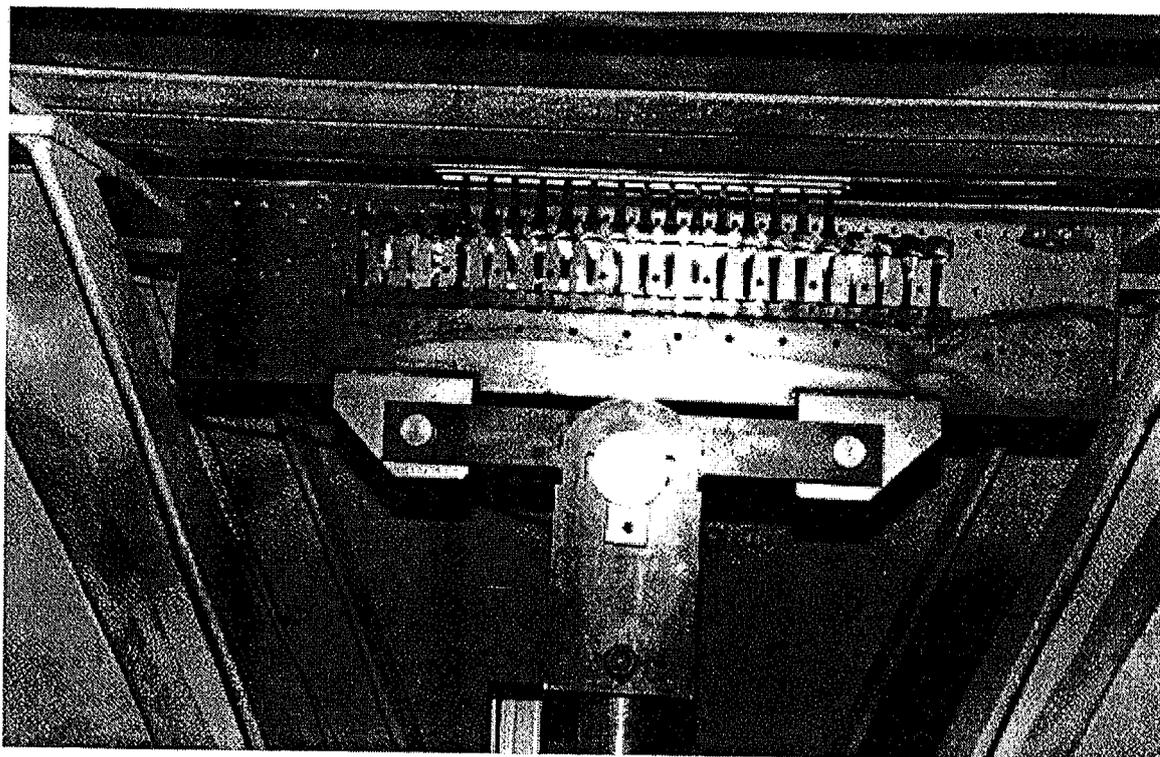


Figura 4.6 - Célula de carga para medição da força de arranque e pega para transmissão dessa força.

O registo dos valores medidos é conseguido através de um sistema automático de aquisição de dados. Esse sistema está ligado a um computador com software instalado especializado para este tipo de estudos (Figura 4.7), permitindo adquirir valores em ordem a várias grandezas (tais como: tempo, deslocamento, força, pressão, etc.). Neste trabalho optou-se pela aquisição de valores em ordem ao tempo.



Figura 4.7 - Sistema automático de aquisição de dados.

4.3 - MATERIAIS UTILIZADOS

4.3.1 - Solo

O solo utilizado nos ensaios é arenoso, estando a sua curva granulométrica representada na Figura 4.8. Esta areia apresenta valores dos diâmetros, D_{10} , D_{30} , D_{50} , e D_{60} , respectivamente, 0.35mm, 0.62mm, 1.20mm e 1.70mm, sendo o coeficiente de uniformidade, D_u , igual a 4.85 e o coeficiente de curvatura D_c igual a 0.65.

A densidade mínima determinada para o solo foi de 16.1kN/m^3 , sendo a densidade máxima igual a 18.9kN/m^3 . Nos ensaios realizados a areia encontrava-se com um teor em água próximo de 0.1%.

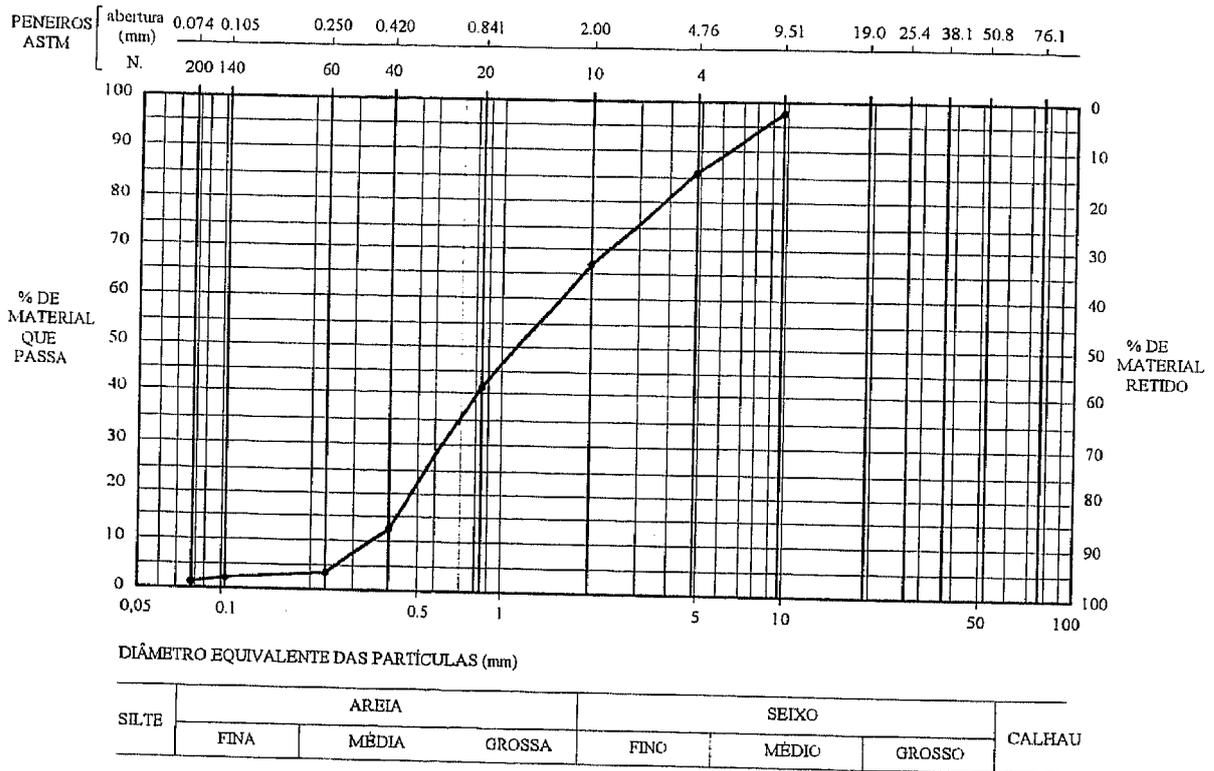


Figura 4.8 - Curva granulométrica da areia utilizada nos ensaios.

No Quadro 4.I apresentam-se os valores do ângulo de atrito residual encontrados para o solo, através de ensaios de corte directo, para a gama de tensões de confinamento e densidades ensaiadas.

Verifica-se que, para a gama de tensões de confinamento compreendida entre 26.0kPa e 87.8kPa, tendo a areia uma densidade igual a 17.5kN/m^3 , o ângulo de atrito do solo varia de 32.1° a 37.0° . Por seu turno, variações da densidade da areia entre 17.5kN/m^3 e 18.5kN/m^3 para uma mesma tensão de confinamento de 46.7kPa, conduzem, como seria de esperar, a valores próximos do ângulo de atrito residual do solo.

Quadro 4.I - Valores do ângulo de atrito residual da areia determinados em ensaios de corte directo.

Tensão de confinamento	26.0kPa	46.7kPa	68.5kPa	87.8kPa
17.5kN/m ³	37.0°	35.2°	32.1°	33.7°
18.5kN/m ³	--	35.7°	--	--

4.3.2 - Geossintéticos

Os geossintéticos considerados como base do trabalho apresentado são, como tem vindo a ser referido, as geogrelhas. Contudo, com vista ao estudo, ainda que superficial, da influência do tipo de geossintético, e assim da sua estrutura, no comportamento durante o arranque consideraram-se neste trabalho mais quatro geossintéticos de dois tipos distintos. São eles:

- dois geotêxteis tecidos, um em poliéster (GTPET) e outro em polipropileno (GTPP).
- duas paragrelhas (“paragrid”), constituídas por filamentos de poliéster envolvidos por uma película de polietileno, contendo uma delas (PG2) o dobro das barras transversais da outra (PG1).

A geogrelha utilizada na grande maioria dos ensaios efectuados ao longo deste trabalho é uma geogrelha uniaxial em polietileno de alta densidade, cuja geometria e curva carga-deformação estão representadas na Figura 4.9. Esta geogrelha apresenta uma fracção sólida de área superficial por m² de reforço, α_a , de 0.40 e uma fracção de área transversal disponível para a mobilização da resistência passiva por m² de reforço, α_p , de 0.0125 (ver Figura 2.10). O número de barras longitudinais por metro de largura deste geossintético é de 46 e o número de barras transversais por metro de comprimento é de 6.4. Algumas propriedades físicas e mecânicas deste e dos outros geossintéticos ensaiados são apresentadas no Quadro 4.II.

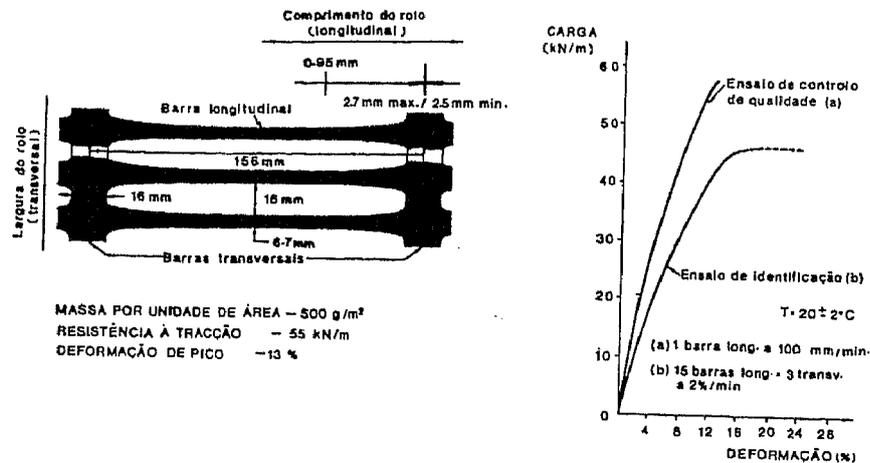


Figura 4.9 - Geometria e curva carga-deformação da geogrelha ensaiada.

Quadro 4.II - Propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados.

Geossintéticos	Propriedades			
	I	II	III	IV
Geogrelha	500	2.7	55	13
GTPET (*)	450	1.0	50	15
GTPP	550	2.0	120	12
PG1	400	1.5	50	10
PG2	550	1.5	50	10

I - Massa por unidade de área (g/m²)

II - Espessura sob pressão de 2kPa (mm)

III - Força de tracção máxima (kN/m)

IV - Extensão sob força máxima (%).

(*) Direcção transversal

4.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Antes de se iniciar os trabalhos com a caixa de arranque procedeu-se à calibração de todos os dispositivos intervenientes, ou seja, os potenciómetros lineares para medição dos deslocamentos e as duas células de carga, uma trabalhando à compressão e outra à tracção.

O enchimento da caixa com vista à realização de um ensaio de arranque consiste na colocação de camadas sucessivas de areia com 0.15m de espessura após compactação. O volume de areia correspondente a cada camada é vertido de um balde de grua colocado a uma altura constante de 0.40m em relação à última camada de areia colocada. Em seguida, cada camada é nivelada e compactada à densidade desejada através de um martelo vibratório eléctrico (Figura 4.10), sendo, após a compactação, a densidade do solo controlada com um gamadensímetro (Figura 4.11).

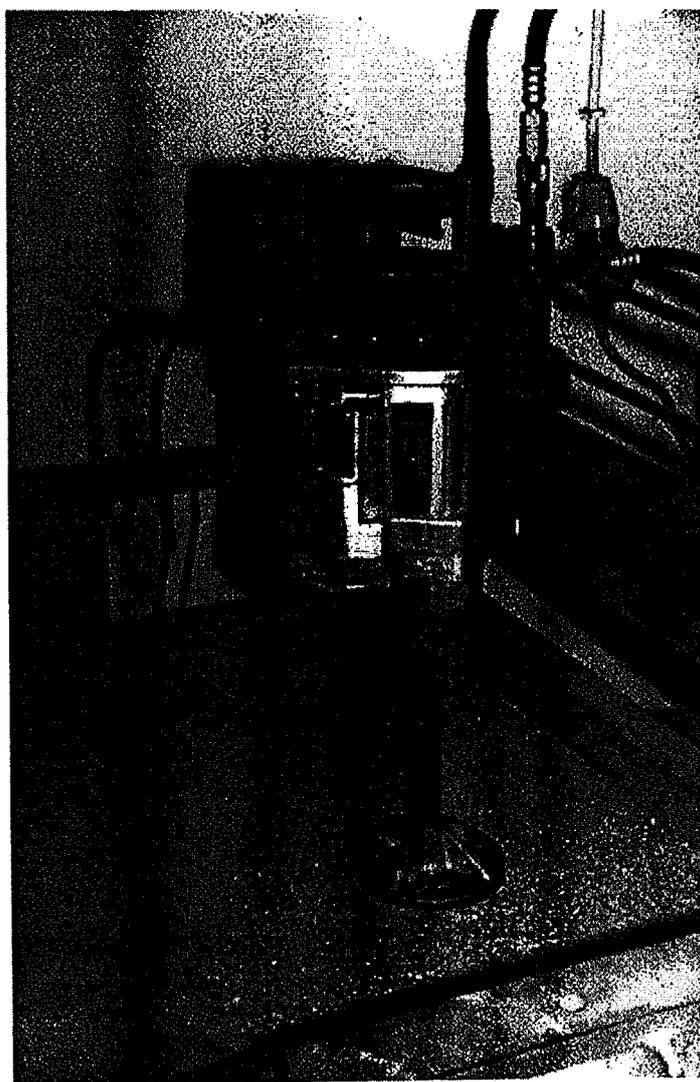


Figura 4.10 - Martelo vibratório eléctrico utilizado na compactação do solo.

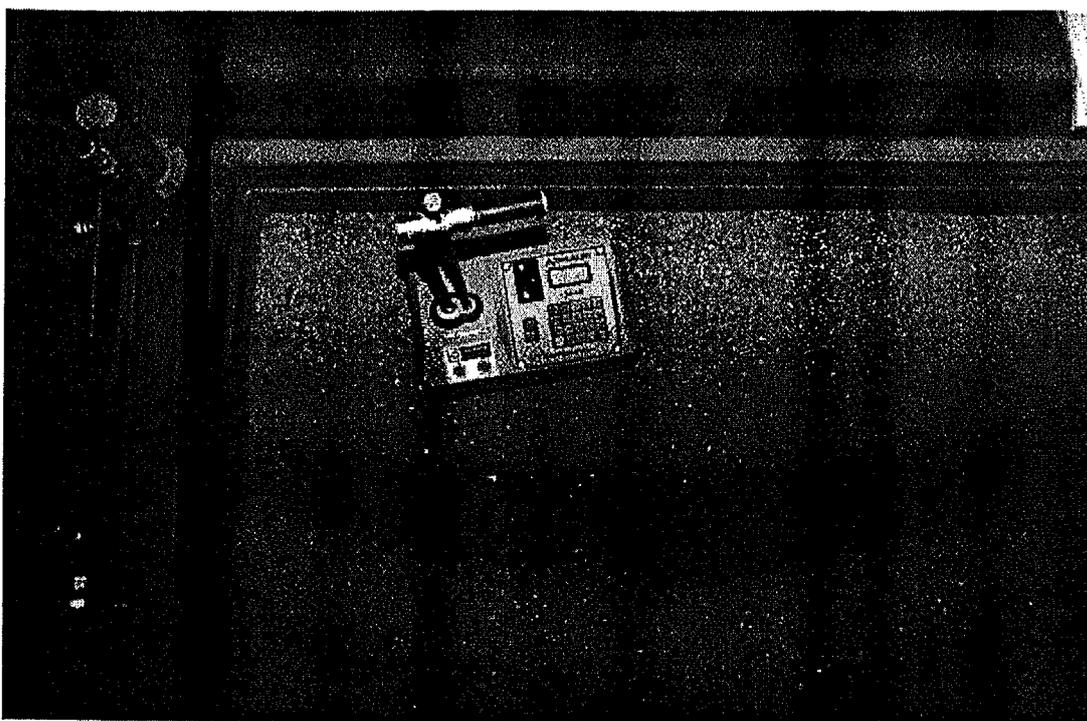


Figura 4.11 - Gamadensímetro utilizado no controlo da compactação.

Quando a superfície da areia atinge o nível da manga coloca-se o reforço sobre o solo compactado introduzindo-o na referida manga colocada na parede frontal. Em seguida, a extremidade anterior do reforço é prensada entre as duas placas que constituem a pega, através de parafusos, convenientemente distribuídos de modo a não danificarem a grelha a ensaiar. Quando a inclusão ensaiada é um geotêxtil, a zona a prensar é anteriormente endurecida com uma resina epoxi.

A pega é, depois, posicionada no exterior da caixa junto à parede frontal e à entrada da manga. São, então, colocados os arames inextensíveis utilizados para a medição dos deslocamentos ao longo do reforço ligando-os aos potenciômetros lineares (Figura 4.12). Em seguida, posiciona-se o potenciômetro linear, situado no exterior da parte anterior da caixa, que mede o deslocamento frontal da amostra.

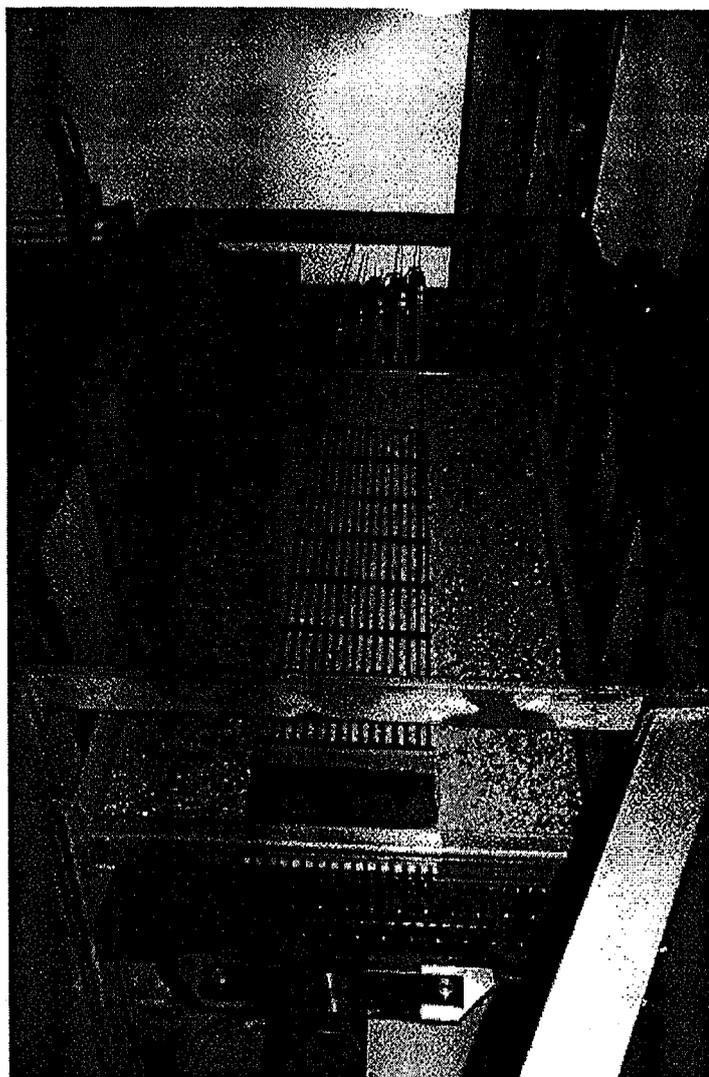


Figura 4.12 - Vista geral da caixa quando se finaliza a colocação do reforço (ensaio com uma geogrelha).

Posteriormente, são colocadas, niveladas e compactadas mais duas camadas de areia com 0.15m de espessura. No final o reforço ficará posicionado a meio de uma altura de solo de 0.60m, correspondendo a cerca de 0.92m^3 de areia, estando 0.30m situados abaixo e 0.30m situados acima do reforço. São então colocadas as placas de neoprene macio e de contraplacado (Figura 4.13), sendo posteriormente colocadas as barras com os cilindros calcadores e feitas as respectivas ligações entre estes, ficando no final a caixa com o aspecto apresentado na Figura 4.1.



Figura 4.13 - Vista geral da caixa quando se finaliza a colocação da areia.

Finalmente, selecciona-se a razão de deslocamentos (velocidade de ensaio) e a tensão de confinamento a utilizar, levando-se a zero todos os dispositivos antes de iniciar o ensaio.

4.5 - ENSAIO BASE

4.5.1 - Definição

Para o estudo das características da interacção solo-geogrelhas, objectivo principal deste trabalho, definiu-se o ensaio base como sendo o efectuado com uma amostra de

geogrelha do tipo indicado em 4.3.2. No início do ensaio a área da amostra envolvida por solo apresenta 0.33m de largura (15 barras longitudinais) e 0.96m de comprimento (7 barras transversais). Na Figura 4.14 representa-se, para além da geometria da inclusão, a localização dos pontos de medição dos deslocamentos ao longo desta

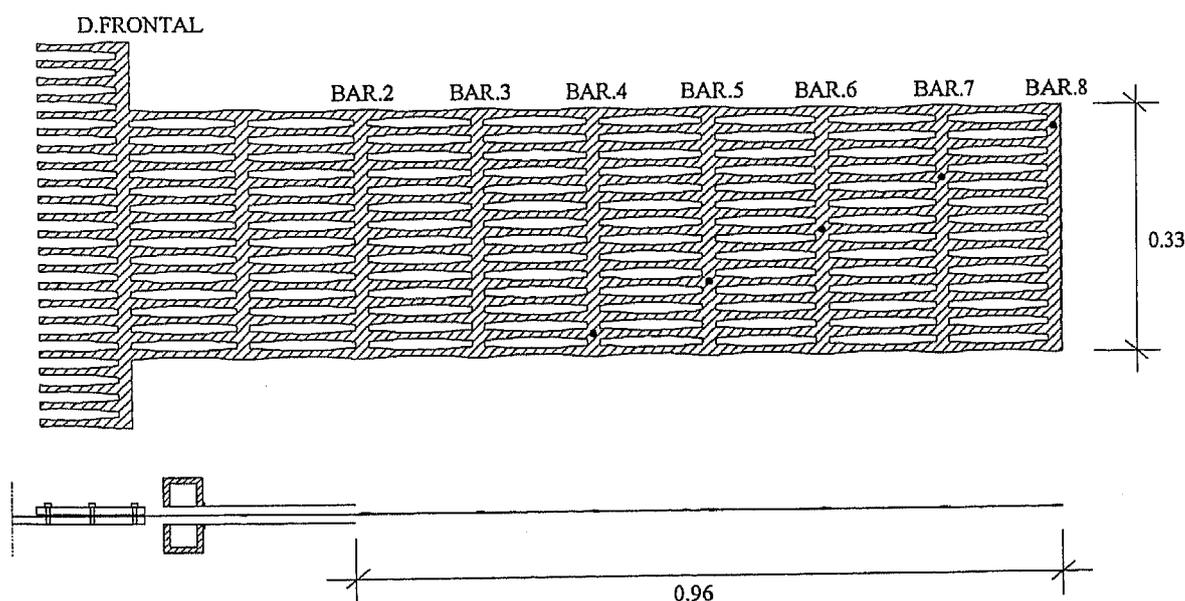


Figura 4.14 - Geometria da amostra e localização dos pontos de medição ao longo desta.

A areia, neste ensaio, encontra-se com uma densidade igual a 17.5kN/m^3 , sendo a pressão de confinamento aplicada ao nível da geogrelha de 46.7kPa . A altura de solo localizado acima e abaixo do reforço é de 0.30m , perfazendo uma altura total deste material de 0.60m . Utiliza-se uma manga com um comprimento, no interior da caixa, de 0.20m . O ensaio é efectuado com uma razão de deslocamentos (velocidade) igual a 5.4mm/min . É de notar que este valor da velocidade foi adoptado no decurso deste trabalho, com base no seguinte:

- os resultados de ensaios de arranque publicados na bibliografia são conduzidos, na sua grande maioria, para uma gama de velocidades compreendida entre 1mm/min e 6mm/min ;

- o carácter do trabalho em curso leva a que os resultados dos ensaios sejam analisados não só em termos absolutos, mas predominantemente em termos relativos, não sendo este último tipo de análises significativamente afectadas pelo valor da velocidade adoptada;
- as razões atrás expostas levam a que no contexto deste trabalho pareça aceitável o valor considerado para a velocidade de ensaio, já que, estando dentro da gama de velocidades de ensaio utilizadas permite a realização de ensaios mais rápidos e, consequentemente, em maior número.

No Quadro 4.III resumem-se os parâmetros caracterizadores do ensaio base.

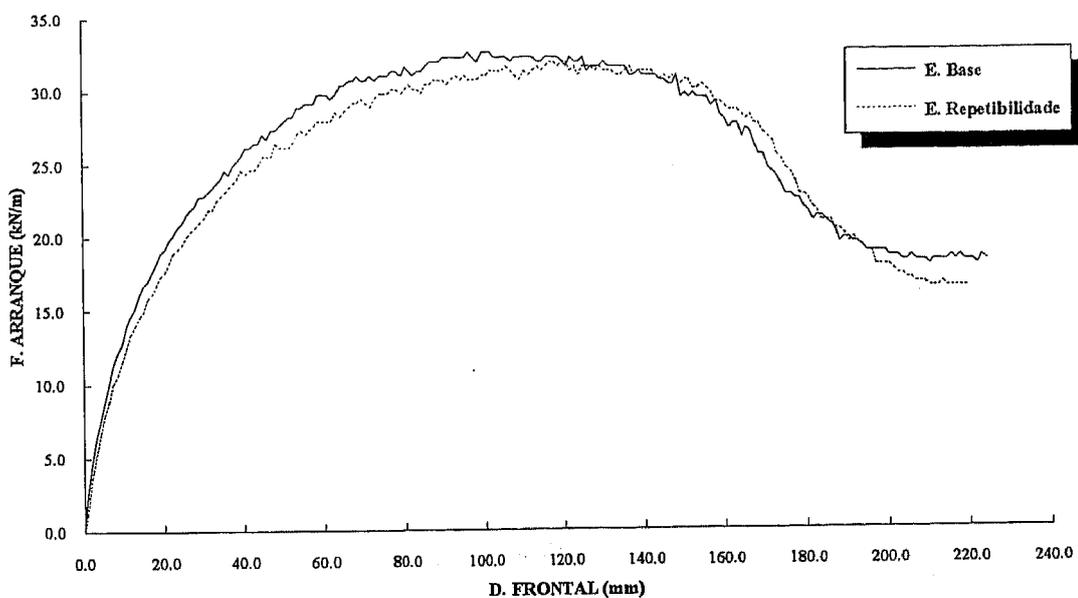
Quadro 4.III - Parâmetros do ensaio base.

Geossintético	Dimensões da amostra Comp./Larg. (m)	Densidade do solo (kN/m^3)	Pressão de confinamento (kPa)	Velocidade de ensaio (mm/min)	Altura de solo acima/abaixo da amostra (m)	Comprimento da manga (m)
Geogrelha	0.96 / 0.33	17.5	46.7	5.4	0.30 / 0.30	0.20

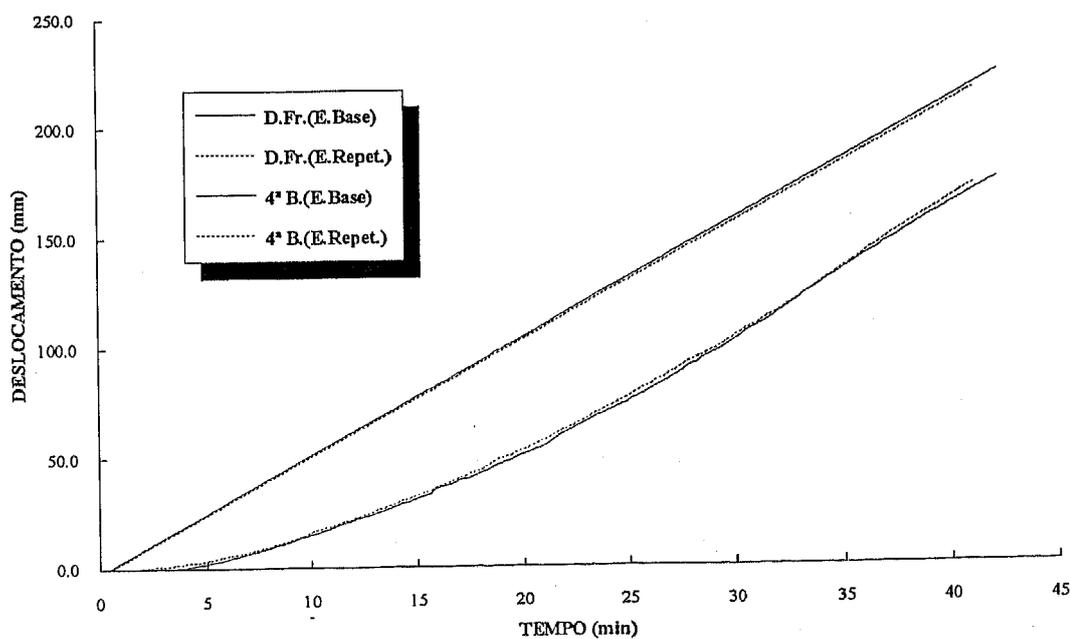
4.5.2 - Análise dos resultados

Nos ensaios de arranque é importante verificar a sua repetibilidade, isto é, se para as mesmas condições de ensaio, em ensaios distintos, os resultados obtidos são semelhantes.

Tal, foi verificado no presente trabalho realizando dois ensaios, nas condições do ensaio base, tendo-se registado a sua repetibilidade, quer em relação à resposta ao arranque (Figura 4.15a) quer em relação aos deslocamentos das barras transversais (Figura 4.15b).



a)



b)

Figura 4.15 -Repetibilidade dos ensaios de arranque quanto: a) à resposta ao arranque; b) aos deslocamentos (frontal e da 4ª barra transversal (ver Figura 4.14)).

Como se pode constatar da análise da Figura 4.15, a repetibilidade do ensaio em relação aos dois aspectos estudados pode ser considerada boa. Com efeito, as curvas representativas da variação da força de arranque com o deslocamento frontal, de cada um dos ensaios, estão muito próximas (Figura 4.15a) sendo a diferença máxima dos valores medidos, para a força de arranque, da ordem dos 6% para deslocamentos frontais de cerca de 60.0mm.

As forças de arranque máximas medidas foram de 32.2kN/m e 31.9kN/m ocorrendo para deslocamentos frontais de 92.7mm e de 115.0mm, respectivamente. Embora a diferença dos deslocamentos frontais para a força de arranque máxima seja da ordem dos 24% o valor desta força (parâmetro comumente considerado para a análise da repetibilidade) difere apenas em 1%. No que se refere aos deslocamentos frontais e da quarta barra transversal da geogrelha verifica-se que são praticamente coincidentes nos dois ensaios efectuados (Figura 4.15b).

A avaliação da resistência ao corte mobilizada nas interfaces solo-geogrelhas durante o arranque destas carece do conhecimento da distribuição dos deslocamentos ao longo do reforço. Com efeito, contrariamente ao que acontece quando os reforços são rígidos, os deslocamentos ao longo de inclusões extensíveis, como é o caso das geogrelhas, não são constantes. Sendo, por outro lado, o somatório do deslocamento correspondente à deformação por corte na interface solo-reforço e o deslocamento relativo à elongação da própria inclusão.

Esta ocorrência simultânea de deslocamentos e deformações traduz-se numa distribuição complexa das tensões tangenciais ao longo das inclusões. Assim, é através da medição dos deslocamentos ao longo do reforço que é possível fazer uma ideia sobre a distribuição de tensões.

Com o objectivo de lançar algum esclarecimento acerca da mobilização progressiva da resistência, ao longo do comprimento da geogrelha, à medida que a força de arranque aumenta, procedeu-se ao registo dos deslocamentos ao longo do reforço para várias percentagens da força máxima de arranque medida.

Decidiu-se, fazer a representação dos deslocamentos e dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste, nos pontos correspondentes às barras transversais da geogrelha que inicialmente estão confinadas pelo solo. Tal representação, não apresenta diferenças significativas relativamente à correspondente ao comprimento do reforço confinado no instante em que a força de arranque é máxima. Por outro lado, entende-se que a representação adoptada (com medições dos deslocamentos nas barras transversais da grelha) é de melhor compreensão.

Assim, na Figura 4.16 representa-se a variação dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, que se encontra confinado no início do ensaio, para valores da

força de arranque correspondentes a 50%, 60%, 70%, 80%, 90% e 100% da força máxima de arranque medida. Optou-se por não considerar percentagens inferiores às indicadas desta força por se ter constatado que os deslocamentos medidos eram de pouco significado, ou seja, que até 50% da força máxima de arranque a percentagem da resistência mobilizada na interface é pouco importante para as condições do ensaio levado a cabo.

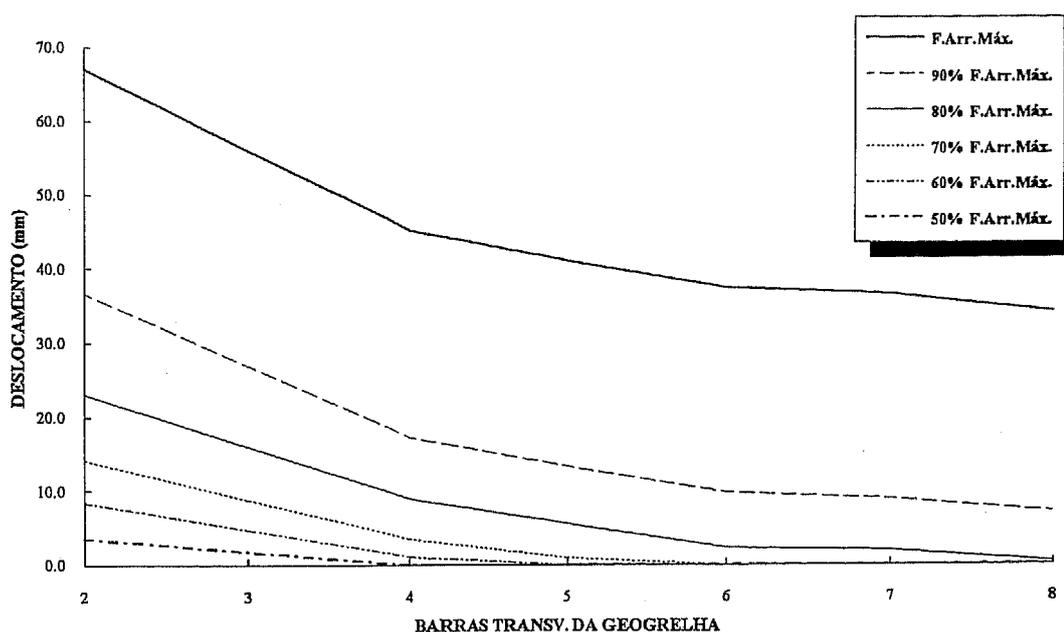


Figura 4.16 - Distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, confinado por solo no início do ensaio, para distintos valores da força de arranque.

Como se verifica da análise da figura, neste tipo de reforços a resistência é mobilizada progressivamente ao longo do seu comprimento à medida que a força de arranque aumenta. Até percentagens da força máxima de arranque da ordem dos 60% apenas o terço anterior do reforço contribui para a resistência. Para percentagens superiores da força, a resistência vai sendo progressivamente mobilizada na parte posterior do reforço. Quando se atinge os 80% da força máxima de arranque toda a extensão do reforço contribui para a resistência da interface, sendo para este valor da força que se inicia o movimento de arranque do reforço.

É possível, ainda, constatar da figura, o aumento significativo do incremento dos deslocamentos ao longo da inclusão para percentagens da força máxima de arranque superiores a 70%. Naturalmente que, o acréscimo desse incremento para percentagens da força

máxima de arranque da ordem dos 90% e 100% está intimamente associado ao arranque do reforço.

Tal é comprovado na Figura 4.17 na qual se procura dar uma ideia acerca da distribuição das tensões tangenciais ao longo do reforço, através do deslocamento devido à deformação deste, para as mesmas percentagens da força máxima de arranque consideradas na análise anterior.

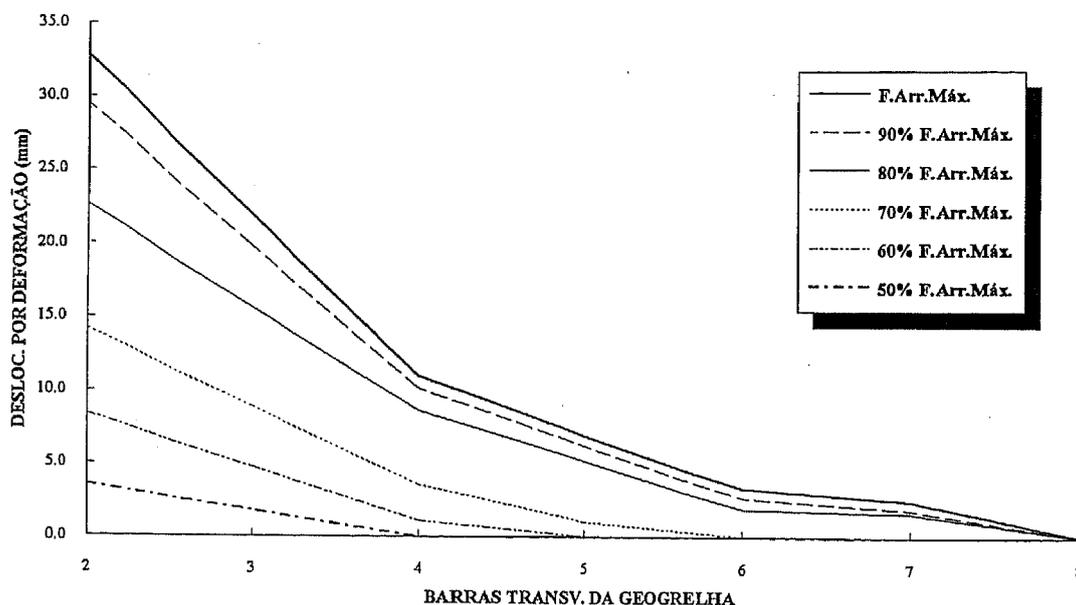


Figura 4.17 - Distribuição dos deslocamentos por deformação da geogrelha, ao longo desta, para distintos valores da força de arranque.

Utilizando a equação 2.1 e definindo assim, embora de um modo simplificado, o coeficiente de resistência na interface solo-inclusões através da relação:

$$f = \frac{\tau}{\sigma_n \operatorname{tg} \phi} \quad (4.1)$$

em que τ e σ_n são, respectivamente, as tensões tangencial e normal na interface solo-reforço e ϕ é o ângulo de atrito residual da areia. Verifica-se que, o valor do coeficiente de resistência, f , para o ensaio efectuado é de 0.564.

Em resumo, poder-se-á dizer que o ensaio realizado nas condições referidas, conduziu a uma força máxima de arranque de 32.2kN/m para um deslocamento frontal de 92.7mm, sendo o coeficiente de resistência na interface de 0.564.

Capítulo 5

ESTUDO PARAMÉTRICO DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

5.1 - PROGRAMA DE ENSAIOS

Como foi realçado no capítulo anterior o equipamento utilizado no presente trabalho (caixa de arranque) foi desenvolvido especialmente para tal. Assim, na tentativa de ganhar sensibilidade em relação aos resultados obtidos com esse equipamento, e, ainda, de conseguir obter uma base de dados que permita o desenvolvimento de um ensaio seguro e de processos de interpretação de resultados adequados, definiu-se um programa de ensaios tão extenso quanto possível. Este consta, em traços gerais, de ensaios realizados com uma geogrelha, num solo granular, sob distintas condições físicas, geométricas e mecânicas. Foram também utilizados diferentes tipos de geossintéticos com o objectivo de analisar a influência da estrutura destes no comportamento ao arranque.

Com este procedimento, pretende-se contribuir, não só para o esclarecimento dos fenómenos envolvidos no comportamento das interfaces solo-inclusões durante o arranque e da influência neste de factores geométricos, físicos e mecânicos, como também, para a normalização a nível Europeu deste ensaio, a qual se encontra em fase inicial.

No Quadro 5.I apresenta-se o programa de ensaios efectuado, referindo-se na segunda coluna o parâmetro do qual se pretende conhecer a influência.

Quadro 5.I - Programa de ensaios efectuado.

Tipo de parâmetro	Parâmetro	Geossintético	Dimensões da amostra Comp./Larg. (m)	Densidade do solo (kN/m ³)	Pressão de confinamento (kPa)	Velocidade de ensaio (mm/min)	Altura de solo acima/abaixo da amostra (m)	Comprimento da manga (m)
Mecânicos	Pressão de confinamento	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	26.0	5.4	0.30/0.30	0.20
					46.7			
	68.5							
Velocidade de ensaio	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	46.7	1.8	0.30/0.30	0.20	
					5.4			
11.8								
22.0								
Densidade do solo	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20	
Geométricos e físicos	Comprimento da amostra	Geogrelha	0.80/0.33	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20
			0.96/0.33					
	1.12/0.33							
	Geogrelha	0.34/0.33	18.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20	
								0.60/0.33
								0.96/0.33
Largura da amostra	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20	
0.96/0.47								
0.96/0.60								
Altura de solo	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	46.7	5.4	0.20/0.20	0.20	
0.30/0.30								
Influência da manga	Geogrelha	0.96/0.33	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	S/Manga 0.20	
Outros	Influência das barras transversais	Geogrelha	0.96/0.33c/BT	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20
		0.96/0.33s/BT						
	PG2	0.96/0.33c/BT	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20	
0.96/0.33s/BT								
Estrutura do geossintético	Geogrelha PG1 PG2 GTPET GTPP	0.96/0.33	17.5	46.7	5.4	0.30/0.30	0.20	

5.2 - PARÂMETROS MECÂNICOS

5.2.1 - Preâmbulo

Os parâmetros mecânicos cuja interferência nos resultados do ensaio de arranque foi avaliada, foram: a pressão de confinamento; a velocidade de ensaio e a densidade do solo.

5.2.2 - Pressão de confinamento

A influência da pressão de confinamento na resistência das interfaces solo-reforço foi estudada por vários investigadores (McGown *et al.*, 1982; Juran *et al.*, 1988; Farrag *et al.*, 1993; Forsman e Slunga, 1994).

Para os reforços do tipo grelha, o movimento da parte confinada, durante o ensaio de arranque, é impedido pelo atrito lateral solo-inclusão, pela resistência passiva do solo nos elementos transversais e pelo atrito solo-solo nas aberturas da geogrelha. Como se pode constatar do exposto no Capítulo 2, quer o atrito lateral na interface solo-grelha, quer a resistência passiva nas barras transversais das grelhas variam na proporção directa da tensão normal actuante na interface.

A influência da pressão de confinamento na resposta ao arranque do reforço ensaiado está representada na Figura 5.1, quer em relação à força de arranque (Figura 5.1a), quer em relação à variação dos deslocamentos ao longo do reforço para o valor máximo da força de arranque (Figura 5.1b), e ainda, em relação à distribuição dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste no mesmo instante (Figura 5.1c). É através da distribuição destes deslocamentos que é possível fazer uma ideia da distribuição das tensões tangenciais ao longo da inclusão.

Constata-se um aumento contínuo da força de arranque com o aumento da pressão de confinamento. Com efeito, a força de arranque aumenta de 21.9 kN/m para 45.0 kN/m quando a tensão de confinamento passa de 26.0 kPa a 87.8 kPa. Verifica-se ainda que, o valor do coeficiente de resistência na interface solo-inclusão (equação 4.1) diminui de 0.643 para 0.450 quando a pressão de confinamento aumenta de 26.0 kPa para 87.8 kPa (Quadro 5.II). É de realçar que este último valor do coeficiente de resistência, ou seja, 0.450, poderá ser maior do que o real uma vez que, para a tensão de confinamento de 87.8 kPa a geogrelha rompe por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência.

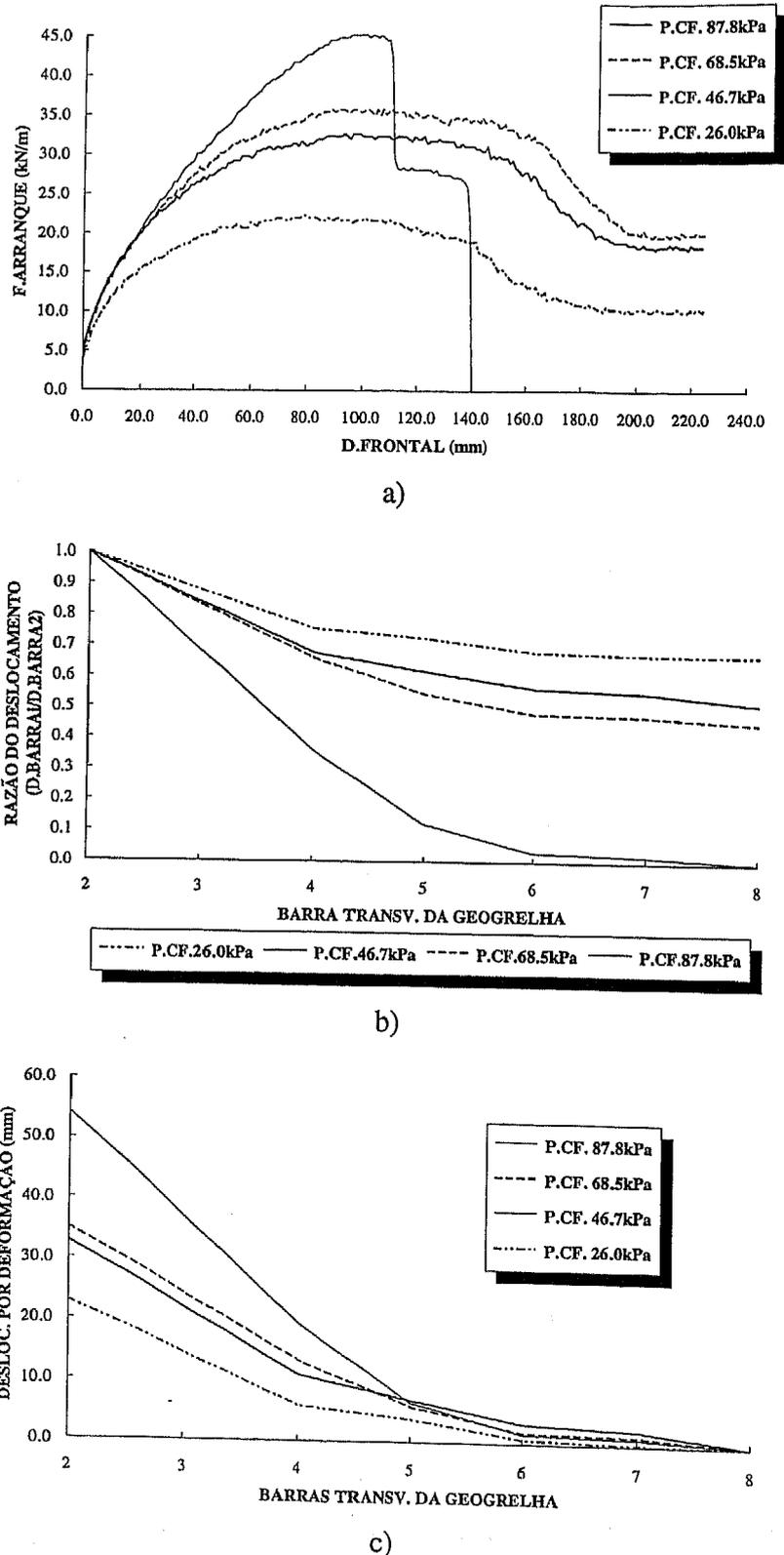


Figura 5.1 - Influência da pressão de confinamento: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.

Quadro 5.II - Resultados obtidos variando o parâmetro pressão de confinamento.

Pressão de confinamento (kPa)	Força de arranque máxima (kN/m)	Coefficiente de resistência f
26.0	21.9	0.643
46.7	32.2	0.564
68.5	35.6	0.483
87.8	45.0	0.450

Conclui-se, pois, o seguinte:

- o acréscimo da força de arranque com a tensão de confinamento é conseguido à custa do aumento desta tensão e não do aumento da resistência na interface, a qual como se verificou atrás, através do coeficiente de resistência, diminui;
- o coeficiente de ligação é sempre inferior à unidade e decresce com o aumento da tensão de confinamento;
- o fenómeno de inibição da dilatação do solo com o aumento da tensão de confinamento carece de significado para o tipo de reforço ensaiado, dado que este pode ser considerado, na prática, bidimensional.

As variações dos deslocamentos totais e dos devido à deformação do reforço, ao longo deste, com o acréscimo da tensão de confinamento, para o valor máximo da força de arranque, estão expressas nas Figuras 5.1b e c, respectivamente.

O aumento da pressão de confinamento restringe o deslocamento da geogrelha (Figura 5.1b) resultando assim, uma maior mobilização das tensões tangenciais na interface solo-geogrelha próximo do ponto de aplicação da força de arranque (Figura 5.1c) e uma menor mobilização dessas tensões na parte posterior do reforço, tendo como consequência a necessidade de menor comprimento efectivo deste. Com efeito, no estudo efectuado não se constatou o arranque da inclusão para tensões de confinamento elevadas (ex: $\sigma_n = 87.8$ kPa). Neste ensaio a rotura da amostra ocorreu por falta de resistência à tracção e não por arranque. Este comportamento é denunciador, tal como já foi dito, de que para tensões de confinamento elevadas o comprimento de aderência do reforço é menor e é concordante com a maior e menor mobilização de tensões tangenciais constatada, respectivamente, na parte anterior e

posterior do comprimento de aderência da inclusão, para essas tensões mais elevadas estudadas.

O acréscimo da não linearidade dos deslocamentos ao longo do reforço com a pressão de confinamento (Figura 5.1b) denota uma mobilização menos uniforme das tensões de corte sob tensões de confinamento elevadas (Figura 5.1c).

Na Figura 5.2 apresentam-se os deslocamentos medidos em cada uma das barras transversais instrumentadas (ver Figura 4.14) ao longo do ensaio realizado com uma pressão de confinamento igual a 87.8 kPa.

A quarta barra transversal inicia o seu movimento quando o deslocamento frontal é igual a 34.4mm enquanto a oitava barra e última, não chega a iniciar o movimento pois entretanto dá-se a rotura da geogrelha por falta de resistência à tracção. Quando se atinge a força de arranque máxima o deslocamento frontal é igual a 97.4mm sendo os deslocamentos da 4ª, 5ª, 6ª, 7ª e 8ª barras iguais a 12.4mm, 5.5mm, 1.6mm, 1.1mm e 0.0mm, respectivamente. Quando o deslocamento frontal é igual a 109.0mm dá-se a rotura de parte das barras longitudinais da geogrelha, tendo as restantes rompido quando o deslocamento frontal atingiu os 138.0mm, sendo, nesta altura a força de arranque igual a cerca de metade da máxima atingida (Figura 5.1a).

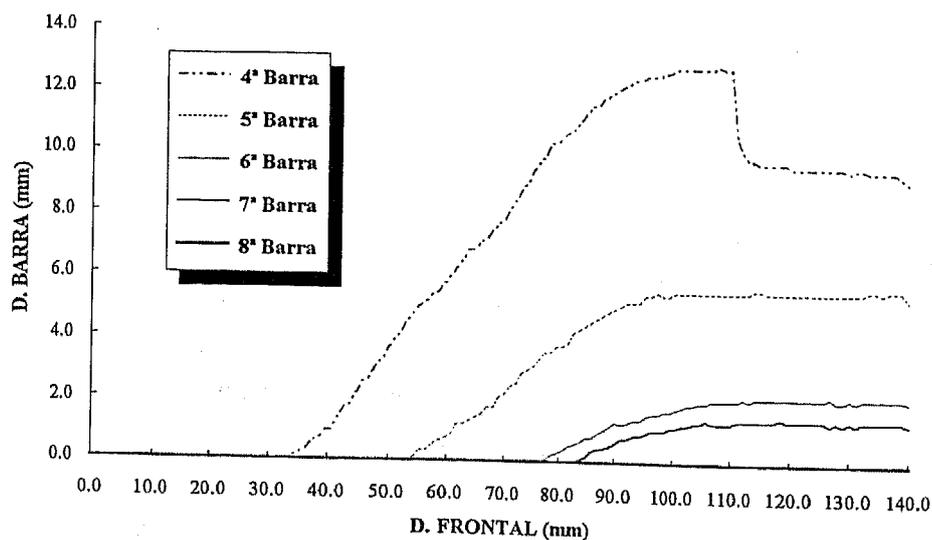


Figura 5.2 - Deslocamento das barras transversais instrumentadas durante o ensaio realizado com $\sigma_n = 87.8$ kPa.

5.2.3 - Velocidade de ensaio

A pré-norma Europeia prEN30319 recomenda para os ensaios de tracção uma razão de deformação de $(20 \pm 5)\%$ por minuto para todos os geotêxteis e produtos relacionados. No entanto, esta velocidade é estabelecida pela experiência obtida em ensaios com reforços não confinados. Assim, é necessário estabelecer o valor da razão de deformação a aplicar em ensaios com inclusões confinadas, nos quais se insere o ensaio de arranque.

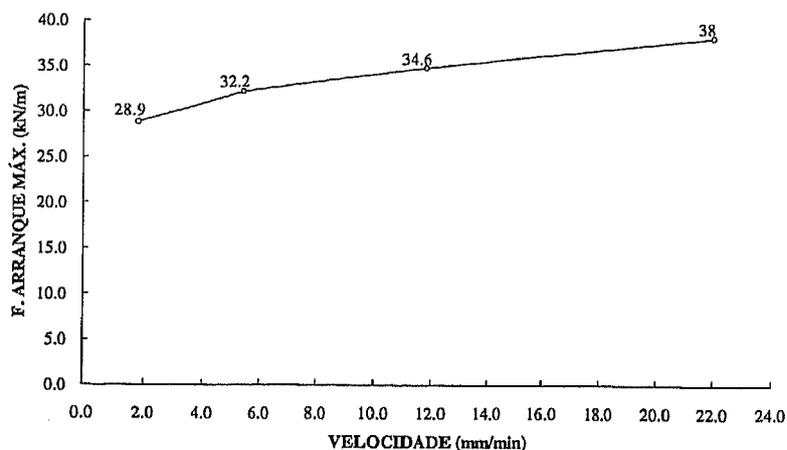
Na tentativa de ajudar a este último propósito, realizaram-se ensaios com velocidades abaixo e acima da adoptada para o ensaio considerado base. A influência deste parâmetro na força de arranque da geogrelha ensaiada está expressa na Figura 5.3a. Constata-se que, à medida que a velocidade de arranque imposta aumenta cresce a força de arranque da inclusão. Quando a velocidade passa de 1.8mm/min para 22.0mm/min a força máxima de arranque tem um acréscimo de cerca de 30%, tendo um acréscimo de 10% quando se aumenta a velocidade de 1.8mm/min para 5.4mm/min.

A Figura 5.3b mostra a variação da força de arranque com o deslocamento frontal para as diferentes velocidades de ensaio consideradas. Da figura constata-se que o aumento desta velocidade conduz a uma redução do deslocamento frontal necessário à mobilização de igual valor da força de arranque. Por seu turno, para o mesmo deslocamento frontal observam-se valores crescentes da força de arranque com o aumento da velocidade de ensaio.

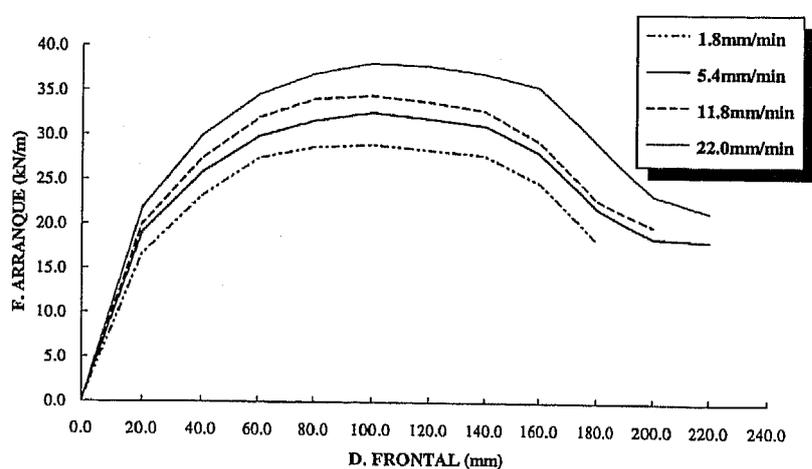
Por sua vez, os deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste (Figura 5.3c) evidenciam tendência para diminuírem à medida que a velocidade de ensaio aumenta. Com efeito, o deslocamento máximo por deformação do reforço reduz-se cerca de 14% quando a velocidade de ensaio aumenta de 1.8mm/min para 11.8mm/min.

O comportamento observado permite concluir que o acréscimo da força de arranque com a velocidade de ensaio resulta, pelo menos em parte, do aumento da rigidez do reforço com essa velocidade e não do acréscimo de tensões tangenciais mobilizadas na interface solo-reforço. Esta constatação é concordante com resultados publicados de ensaios de tracção com diferentes tipos de geossintéticos (Yeo, 1985 e Quaresma, 1992).

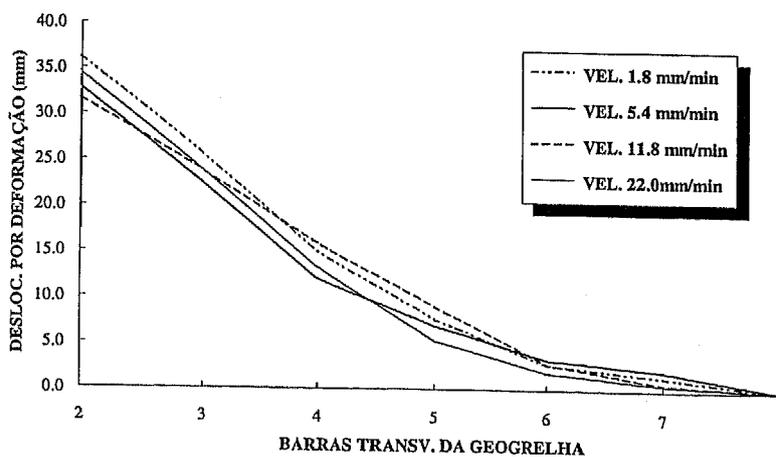
Um outro factor responsável pelo acréscimo da força de arranque com o aumento da velocidade de ensaio é a redução da capacidade de rearranjo das partículas do solo com esse aumento da velocidade.



a)



b)



c)

Figura 5.3 - Influência da velocidade de ensaio: a) na força máxima de arranque do reforço; b) na resposta ao arranque; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.

Analisando o valor do coeficiente de resistência na interface solo-geogrelha verifica-se que este parâmetro vale 0.506 quando a velocidade de ensaio é 1.8mm/min aumentando para 0.677 quando a velocidade é de 22.0mm/min.

No Quadro 5.III resumem-se os resultados obtidos, no estudo paramétrico efectuado variando a velocidade de ensaio, em relação à força de arranque máxima e ao coeficiente de resistência na interface solo-inclusão.

Quadro 5.III - Resultados obtidos variando o parâmetro velocidade de ensaio.

Velocidade de ensaio (mm/min)	Força de arranque máxima (kN/m)	Coeficiente de resistência <i>f</i>
1.8	28.9	0.506
5.4	32.2	0.564
11.8	34.6	0.616
22.0	38.0	0.677

Dos resultados obtidos, conclui-se o seguinte:

- o aumento da velocidade de arranque conduz a um acréscimo da força de arranque e do coeficiente de resistência, apesar dos deslocamentos por deformação do reforço apresentarem tendência para diminuir para velocidades mais elevadas;
- esse aumento da força de arranque e do coeficiente de resistência resulta do aumento da rigidez solo-reforço e da diminuição da capacidade de rearranjo das partículas do solo com o aumento da velocidade de ensaio.

5.2.4 - Densidade do solo

A densidade dos solos granulares é um factor determinante da sua resistência e deformabilidade. No estado denso, o solo é menos deformável e mais resistente do que no estado solto, devido ao maior imbricamento dos grãos (ver 2.4.2.1).

Assim, a resistência na interface solo-reforço é altamente influenciada pela densidade do solo. A influência deste parâmetro na resposta ao arranque de uma geogrelha foi avaliada realizando ensaios conduzidos com a areia compactada às densidades de 17.5 kN/m^3 e 18.5 kN/m^3 . As restantes condições de ensaio são as indicadas no Quadro 5.I.

A resposta ao arranque do reforço ensaiado nestas duas situações está expressa na Figura 5.4, quer em relação à força de arranque (Figura 5.4a), quer em relação à variação dos deslocamentos ao longo do reforço para o valor da força máxima de arranque (Figura 5.4b), e ainda, em relação à distribuição dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste, no mesmo instante (Figura 5.4c).

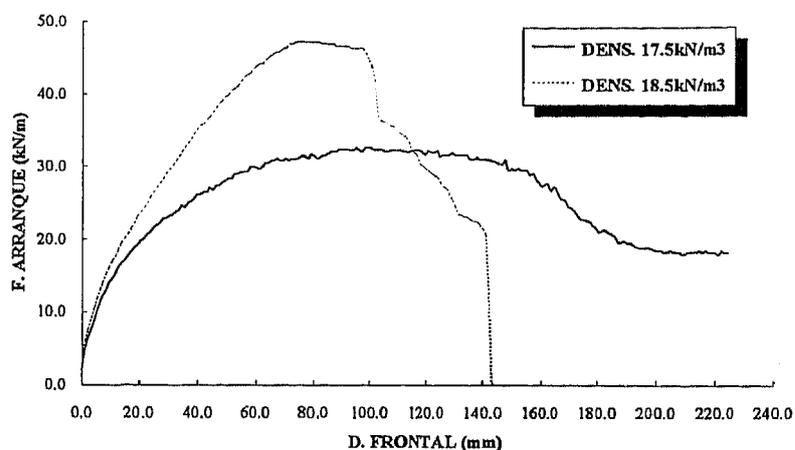
Constata-se que, enquanto no ensaio realizado com a areia mais solta ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$) se atinge uma força de arranque máxima, igual a 32.2 kN/m , quando o deslocamento frontal é 92.7 mm , no ensaio com a areia mais densa ($\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$) a geogrelha rompe por falta de resistência à tracção para um deslocamento frontal de 74.4 mm (Figura 5.4a).

No que se refere ao valor do coeficiente de resistência na interface solo-inclusão verifica-se que este aumenta de 0.564 para 0.793 , quando a densidade da areia passa de 17.5 kN/m^3 para 18.5 kN/m^3 .

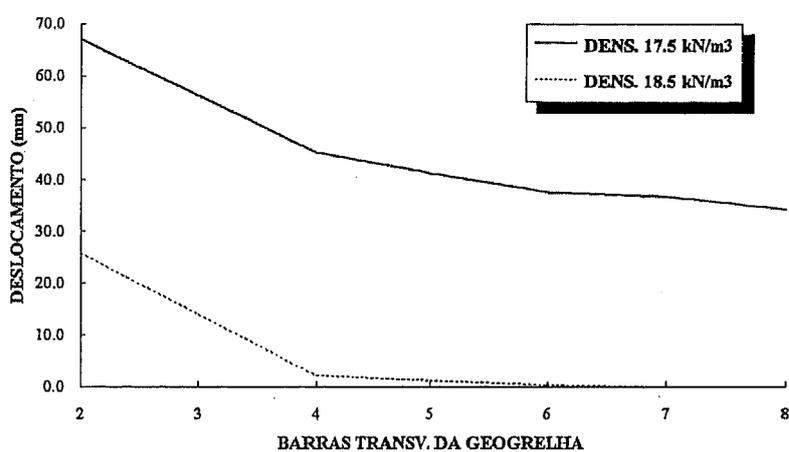
Globalmente poder-se-á dizer que a compactação do solo aumenta a sua resistência ao corte, devido ao maior imbricamento entre partículas, e a resistência tangencial mobilizável na interface. Assim, é incrementada a restrição do movimento da geogrelha o que consequentemente aumenta o módulo de rigidez da interface e a força de arranque.

Conclui-se ainda que, o aumento da densidade do solo conduz a uma redução do comprimento da aderência necessário ao equilíbrio, estando esta última constatação expressa na Figura 5.4b e c. Com efeito, no ensaio realizado com a areia mais densa, as duas últimas barras transversais (7^a e 8^a , ver Figura 4.14) não chegam a iniciar o seu movimento, ou seja, não se dá o arranque da geogrelha, rompendo esta, não por falta de aderência, mas sim por falta de resistência à tracção. Como se pode verificar da Figura 5.4b e c praticamente só o terço anterior do reforço contribui para a resistência.

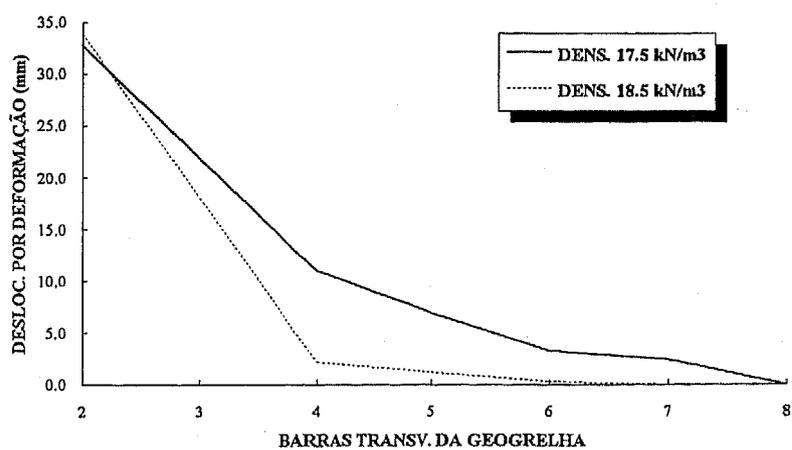
Dada a importância da definição correcta do comprimento de aderência do reforço necessário ao equilíbrio, proceder-se-á na secção seguinte ao estudo da influência do comprimento do reforço (ver Quadro 5.I) no comportamento ao arranque da inclusão. A influência deste parâmetro foi estudada para os dois valores da densidade do solo considerados neste trabalho, ou seja, 17.5 kN/m^3 e 18.5 kN/m^3 .



a)



b)



c)

Figura 5.4 - Influência da densidade do solo: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para esse instante, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.

5.3 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E FÍSICOS

5.3.1 - Preâmbulo

Dentro dos possíveis parâmetros geométricos e físicos, cujo papel nos resultados do ensaio de arranque poderá ser importante, procedeu-se à análise da influência dos seguintes: comprimento da amostra; largura da amostra; altura de solo acima e abaixo do nível da inclusão e influência da manga colocada na parede frontal.

5.3.2 - Comprimento da amostra

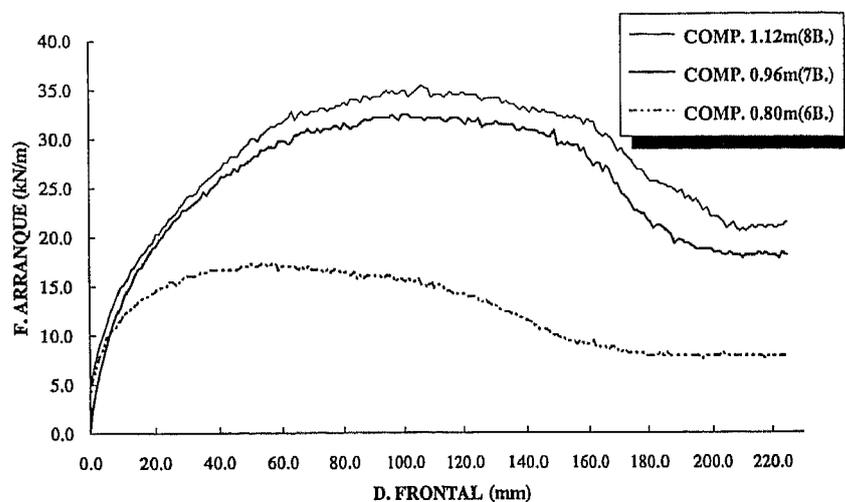
5.3.2.1 - Solo mais solto

A relação das dimensões amostra/caixa deve ser escolhida de maneira a minimizar a influência das fronteiras laterais (ver 3.5.2.1). Coloca-se assim a questão de qual o comprimento da amostra a utilizar, sem influenciar os resultados do ensaio de arranque. Esta é uma questão complexa pois à partida esse comprimento é condicionado pelas dimensões da caixa, pelo tipo de inclusão, pelo tipo de solo e grau de compactação deste e pelas pressões de confinamento aplicadas.

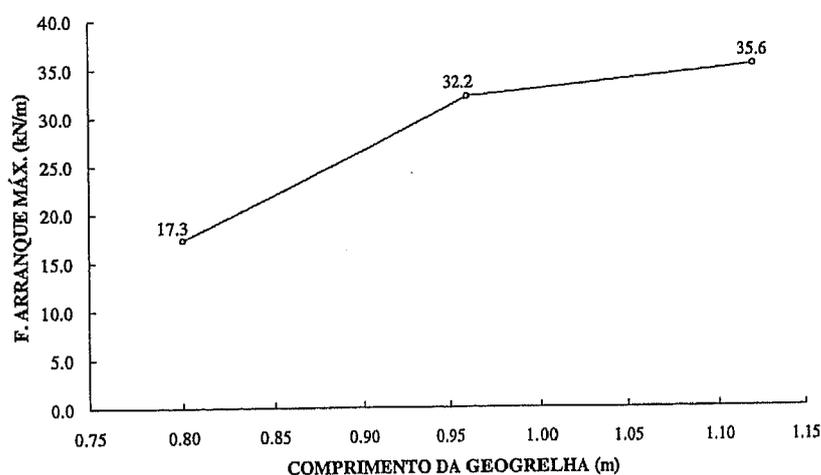
Ao realizar o estudo da influência do comprimento da amostra nos resultados do ensaio procurou-se determinar o comprimento mínimo da geogrelha, para as condições indicadas no Quadro 5.I, a utilizar na caixa de arranque desenvolvida, por forma a que a influência deste parâmetro nos resultados obtidos possa ser considerada desprezável.

Para tal, realizaram-se três ensaios com comprimentos da geogrelha, inicialmente envolvidos por solo, de 0.80m, 0.96m e 1.12m, correspondendo a 6, 7 e 8 barras transversais. Na Figura 5.4a apresentam-se as curvas deslocamento frontal/força de arranque obtidas para os três ensaios referidos. É possível observar que, em termos qualitativos a resposta ao arranque nas três situações é bastante parecida, não o sendo já, em termos quantitativos.

Em relação à força de arranque máxima (Figura 5.3b), esta aumenta de 17.3 kN/m para 35.6 kN/m quando o comprimento da amostra passa de 0.80 para 1.12m. No entanto, a percentagem do acréscimo total da força, quando este comprimento passa de 0.80m para 0.96m, é de cerca de 81%, sendo apenas de 19% quando o comprimento da amostra aumenta de 0.96m para 1.12m.



a)



b)

Figura 5.5 - Influência do comprimento da amostra (solo mais solto - $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$): a) na variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) na força máxima de arranque do reforço.

Este comportamento deve-se, não só à influência das fronteiras laterais, como também, ao facto de o aumento do comprimento das inclusões para além de determinado valor conduzir a acréscimos da resistência pouco importantes (Lopes, 1992).

O coeficiente de resistência na interface solo-geogrelha aumenta significativamente quando o comprimento da geogrelha passa de 0.80m para 0.96m, mantendo-se praticamente constante (apresentando mesmo uma ligeira diminuição) quando o parâmetro em causa aumenta de 0.96m para 1.12m.

No Quadro 5.IV resumem-se os resultados obtidos, no estudo paramétrico efectuado, em relação à força de arranque máxima e ao coeficiente de resistência na interface solo-inclusão.

Quadro 5.IV - Resultados obtidos variando o parâmetro comprimento da amostra quando o solo se encontra mais solto ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$).

Comprimento da amostra (m)	Força de arranque máxima (kN/m)	Coeficiente de resistência f
0.80	17.3	0.353
0.96	32.2	0.564
1.12	35.6	0.532

Do estudo efectuado pode-se concluir que, para a caixa de arranque desenvolvida, e em condições de ensaio similares, o comprimento da amostra inicialmente envolvido pelo solo deve ser cerca de um metro.

5.3.2.2 - Solo mais denso

Quando se procedeu à análise da influência da densidade do solo na interação solo-geogrelha (ver 5.2.4) constatou-se que, no ensaio efectuado com o solo mais denso ($\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$), praticamente só o terço anterior do reforço contribui para a resistência (Figura 5.4b e c). Assim, e visto o comprimento de aderência do reforço necessário ao equilíbrio ser afectado pela densidade do solo, decidiu-se realizar mais dois ensaios, para o solo no estado mais denso ($\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$), tendo-se diminuído o comprimento inicial da amostra do dobro do comprimento correspondente à separação entre duas barras transversais, num dos ensaios, e do quádruplo deste comprimento, no outro. Assim, o comprimento inicialmente envolvido pelo solo em cada uma das amostras é igual a 0.65m e 0.34m, correspondendo, respectivamente, a 5 e 3 barras transversais.

Com o estudo dos resultados dos três ensaios efectuados verificou-se que, em todos os casos, a amostra rompe por falta de resistência à tracção, no entanto, esta rotura dá-se para valores do deslocamento frontal menores à medida que o comprimento da amostra diminui (Figura 5.6a). Assim, para as amostras com 0.96m, 0.65m e 0.34m os deslocamentos frontais, quando a força de arranque máxima é atingida, são, respectivamente, 74.4mm, 72.5mm e

67.9mm. Verifica-se um decréscimo, ainda que pequeno (cerca de 3%), da força de arranque máxima quando se aumenta sucessivamente o comprimento do reforço de 0.34m para 0.65m e de 0.65m para 0.96m (Figura 5.6b).

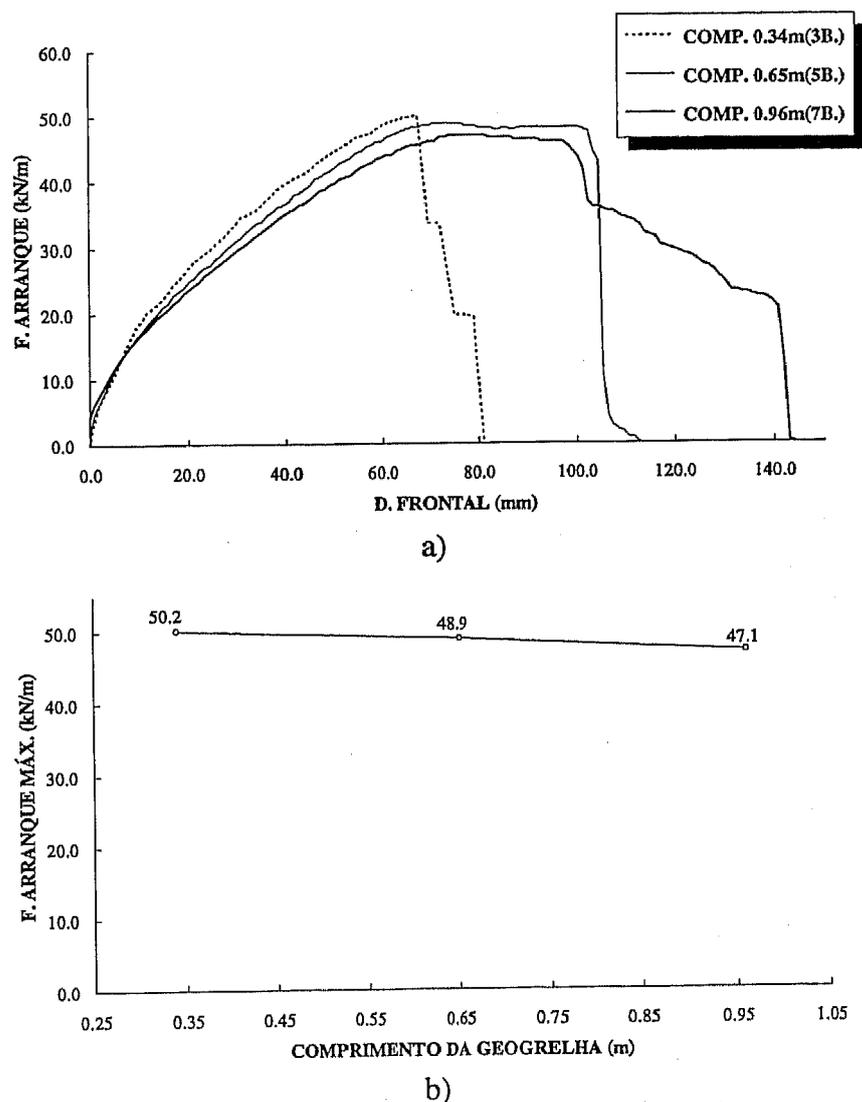


Figura 5.6 - Influência do comprimento da amostra (solo mais denso - $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$): a) na variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) na força máxima de arranque do reforço.

Concluiu-se que, o coeficiente de resistência na interface solo-inclusão diminui, tal como a força de arranque máxima, quando se aumenta o comprimento da amostra. É de realçar que, estes valores do coeficiente de resistência poderão ser maiores que os reais uma vez que em qualquer dos casos a geogrelha rompe por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência.

O comportamento observado resulta da influência da parede frontal rígida (ver 3.5.2.1). Com efeito, essa influência é mais notória em solos densos que tendem a aumentar de volume quando sujeitos a tensões de corte e faz-se sentir primordialmente na parte anterior da amostra (embora, no presente estudo de modo limitado devido à utilização da manga no interior da caixa). Assim, em amostras de menor comprimento poder-se-á dizer que a influência da parede frontal se estende a toda a amostra, ou pelo menos, a uma maior percentagem do comprimento total desta, daí resultando maiores forças de arranque e maiores coeficientes de resistência.

Finalmente refira-se que, os deslocamentos da barra posterior das amostras da geogrelha ensaiadas são de 0.0mm, 1.1mm e 3.8mm, respectivamente, para as amostras de 0.96m, 0.65m e 0.34m de comprimento. Observa-se, pois, que a redução do comprimento do reforço induz o início do arranque deste. Contudo, a efectiva ancoragem do reforço resultante da elevada densidade do solo evita que a rotura daquele surja por falta de aderência, dando-se por falta de resistência à tracção na parte não confinada da inclusão.

No Quadro 5.V resumem-se os resultados obtidos, no estudo paramétrico efectuado variando o comprimento da amostra, em relação à força de arranque e ao coeficiente de resistência na interface solo-inclusão.

Quadro 5.V - Resultados obtidos variando o parâmetro comprimento da amostra quando o solo se encontra mais denso ($\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$).

Comprimento da amostra (m)	Força de arranque máxima (kN/m)	Coefficiente de resistência f
0.34	50.2	0.853
0.65	48.9	0.837
0.96	47.1	0.793

5.3.3 - Largura da amostra

A largura da amostra a utilizar num ensaio de arranque depende das dimensões do equipamento de ensaio, devendo ser adoptado um valor que minimize a influência das fronteiras laterais deste.

No Capítulo 3, aquando da apresentação da influência das condições fronteira nos resultados dos ensaios de arranque (3.5.2.1), referiu-se o estudo efectuado por Farrag *et al.* (1993) sobre este parâmetro. No entanto, visto a caixa de arranque e os materiais utilizados, tal como as condições do ensaio, serem diferentes, justifica-se a realização da análise da interferência da largura da amostra nos resultados do ensaio. Procurou-se assim, determinar a largura mínima da geogrelha a utilizar na caixa de arranque desenvolvida, por forma a que a influência das suas fronteiras laterais nos resultados obtidos possa ser considerada desprezável.

Para tal, realizaram-se três ensaios com larguras da geogrelha de 0.33m, 0.47m e 0.60m, correspondendo a 15, 21 e 27 barras longitudinais. As restantes condições de ensaio são as indicadas no Quadro 5.I. A resposta ao arranque do reforço nestas três situações está expressa na Figura 5.7, onde se representam as curvas deslocamento frontal/força de arranque obtidas para cada um dos casos.

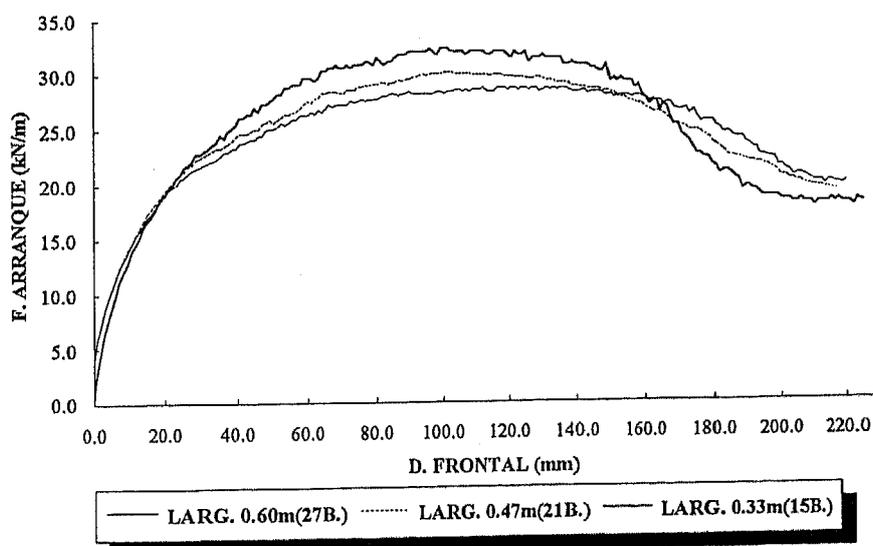


Figura 5.7 - Influência da largura da amostra na variação da força de arranque com o deslocamento frontal.

À medida que a largura da amostra diminui a força máxima de arranque aumenta. Com efeito, o valor deste parâmetro é de 28.8 kN/m, 30.3 kN/m e 32.2 kN/m para larguras da amostra de 0.60m, 0.47m e 0.33m, respectivamente. A semelhança qualitativa da resposta ao arranque aumenta com a redução da largura da amostra.

O coeficiente de resistência na interface solo-geogrelha diminui ligeiramente quando se aumenta a largura da amostra de 0.33 para 0.60m. Assim, é claro neste estudo, o efeito redutor na resistência da interface solo-reforço, devido à proximidade das fronteiras laterais do equipamento de ensaio. É possível então concluir que, ensaios de arranque conduzidos com relações largura da amostra/largura do equipamento de ensaio elevadas conduzirão a resultados conservativos do ponto de vista da capacidade de aderência do material de reforço ensaiado.

No Quadro 5.VI resumem-se os resultados obtidos, na análise efectuada da influência do parâmetro largura da amostra, em relação à força de arranque máxima e ao coeficiente de resistência na interface solo-inclusão.

Quadro 5.VI - Resultados obtidos variando o parâmetro largura da amostra.

Largura da amostra (m)	Força de arranque máxima (kN/m)	Coefficiente de resistência f
0.33	32.2	0.564
0.47	30.3	0.536
0.60	28.8	0.523

Da análise efectuada pode-se concluir que, para a caixa de arranque desenvolvida, a largura da amostra a utilizar deve ser cerca de 0.35 metros.

5.3.4 - Altura do solo

As fronteiras rígidas, existentes superiormente e inferiormente em relação ao nível de colocação da inclusão, podem afectar o mecanismo de mobilização da resistência nas interfaces solo-reforço. Esta influência traduz-se num aumento da tensão normal, ou seja, da pressão de confinamento realmente aplicada ao nível do reforço, mormente quando a altura de solo é pequena e a dilatância do solo é impedida. Ora, sendo nestes ensaios o ângulo de atrito aparente na interface definido a partir da relação entre a tensão tangencial e a tensão normal actuante na interface, é claro que, em consequência deste aumento da pressão de confinamento, o valor daquele ângulo será superior ao real. Conjuntamente com estes factos existe a possibilidade de se desenvolverem forças atríticas entre o solo e a fronteiras rígidas

horizontais, principalmente a inferior (Farrag *et al.*, 1993). No Capítulo 3, mais propriamente na secção 3.5.2.2, referiram-se algumas análises efectuadas neste domínio.

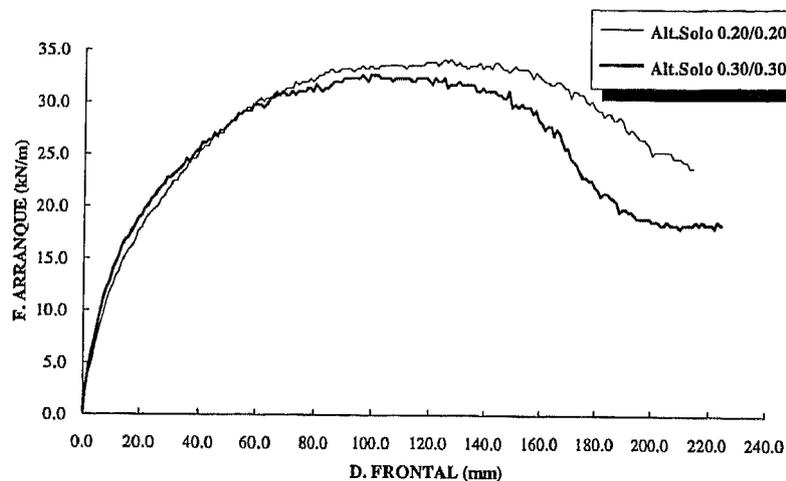
Assim, e unicamente na tentativa de ganhar sensibilidade em relação aos resultados obtidos com o equipamento desenvolvido quando se variam os vários parâmetros em jogo, decidiu-se proceder à análise da influência da altura de solo colocada superior e inferiormente em relação à inclusão. Realizaram-se dois ensaios em que se utilizaram alturas de solo iguais acima e abaixo do reforço de 0.20m e 0.30m. A resposta ao arranque da geogrelha ensaiada nestas duas situações está expressa na Figura 5.8, quer em relação à força de arranque (Figura 5.8a), quer em relação à variação dos deslocamentos absolutos (Figura 5.8b) e por deformação do reforço (Figura 5.8c) ao longo deste, para o valor máximo da força de arranque registado em cada um dos ensaios.

No ensaio realizado com 0.30m de solo acima e abaixo do reforço (0.60m de altura total de solo) a força de arranque máxima registada é de 32.2 kN/m, ocorrendo para um deslocamento frontal de 92.7mm. Para um valor deste deslocamento de 200.0mm a força de arranque diminui cerca de 43%. No ensaio realizado com 0.20m de solo acima e abaixo do reforço (0.40m de altura total de solo) a força de arranque máxima é cerca de 5% superior à observada no ensaio anterior e verifica-se para um deslocamento frontal de 119.0mm. Quando este deslocamento é de 200.0mm o decréscimo observado na força de arranque é, neste caso, de somente 25%. Assim, e apesar de a diferença entre os valores da força de arranque máxima ser relativamente pequena, constata-se que a redução da resistência na interface solo-reforço é menor para deslocamentos frontais maiores quando a altura de solo acima e abaixo do reforço é menor (Figura 5.8a).

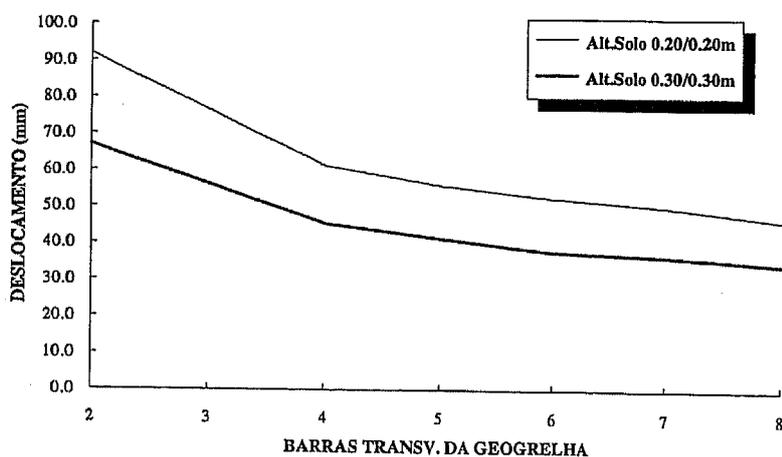
Este comportamento é devido essencialmente às forças atríticas desenvolvidas entre o solo e a fronteiras rígidas horizontais, principalmente a fronteira inferior, as quais afectam tanto mais o comportamento da interface solo-reforço quanto menor é a altura de solo que envolve o reforço. No caso em estudo a influência resultante do fenómeno de inibição da dilatância carece de significado, pois, na prática, o reforço ensaiado pode ser considerado bidimensional.

Como seria de esperar, de acordo com o realçado, tanto os deslocamentos absolutos (Figura 5.8b) como os devidos à deformação do reforço, no instante que se atinge a força de arranque máxima, são superiores no ensaio realizado com menor altura de solo, ou seja, com 0.20m acima e abaixo do reforço.

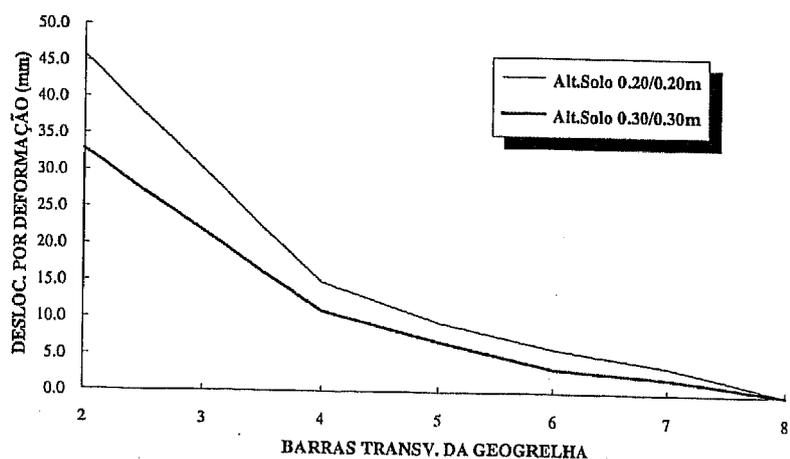
No que se refere ao valor do coeficiente de resistência na interface solo-reforço verifica-se que este aumenta de 0.564 para 0.609 quando a altura total de solo passa de 0.60m para 0.40m.



a)



b)



c)

Figura 5.8 - Influência da altura do solo: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) nos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste, para a força de arranque máxima.

Assim, convém realçar que haverá uma altura de solo a partir da qual se deixará de observar qualquer efeito nos resultados do ensaio. Porém, dadas as limitações geométricas do equipamento de ensaio disponível não foi possível testar alturas de solo acima e abaixo do reforço superiores a 0.30m. No entanto, de acordo com resultados publicados de ensaios de arranque realizados com equipamentos de grandes dimensões em que foram ensaiadas alturas de solo acima e abaixo do reforço superiores a 0.30m, é possível concluir que é esta precisamente a altura limite (Farrag *et al.*, 1993).

Conclui-se assim, apesar do número limitado de ensaios efectuados, que quanto maior é a altura de solo menor é a influência nos resultados obtidos, sendo aconselhável, na caixa de arranque utilizada, realizar os ensaios com uma altura de solo maior ou igual a 0.60m.

5.3.5 - Influência da manga

A interacção entre o sistema solo-reforço e a parede frontal rígida da caixa de arranque pode influenciar os valores registados da resistência ao arranque da inclusão. Quando o reforço é arrancado de dentro da caixa desenvolvem-se pressões laterais contra a face vertical da referida parede, resultando num aumento aparente da resistência ao arranque da inclusão.

A influência da parede frontal rígida pode ser reduzida, utilizando para tal, uma manga colocada na abertura existente nessa parede e desenvolvendo-se para o interior da caixa, ou seja, para o interior do solo colocado (Figura 4.14). A utilização desta manga permite transferir o ponto de aplicação da força de arranque para o interior da massa de solo afastando-o assim da parede frontal.

No intuito de analisar a influência deste parâmetro nos resultados do ensaio de arranque, realizou-se um ensaio sem manga e outro em que se colocou uma manga com 0.20m no interior da caixa. A resposta ao arranque da geogrelha ensaiada nestas condições é apresentada na Figura 5.9.

A ausência da manga provoca um aumento da força de arranque máxima na ordem dos 10%, para as condições de ensaio consideradas (Quadro 5.I). Esta força é, em ambos os ensaios, atingida sensivelmente para o mesmo deslocamento frontal (Figura 5.9a). Observa-se uma redução menos acentuada da força de arranque para deslocamentos frontais superiores ao correspondente à força de arranque máxima, quando não existe manga. Por exemplo, para deslocamentos frontais de 200.0mm a força de arranque obtida quando não existe manga é cerca de 40% superior.

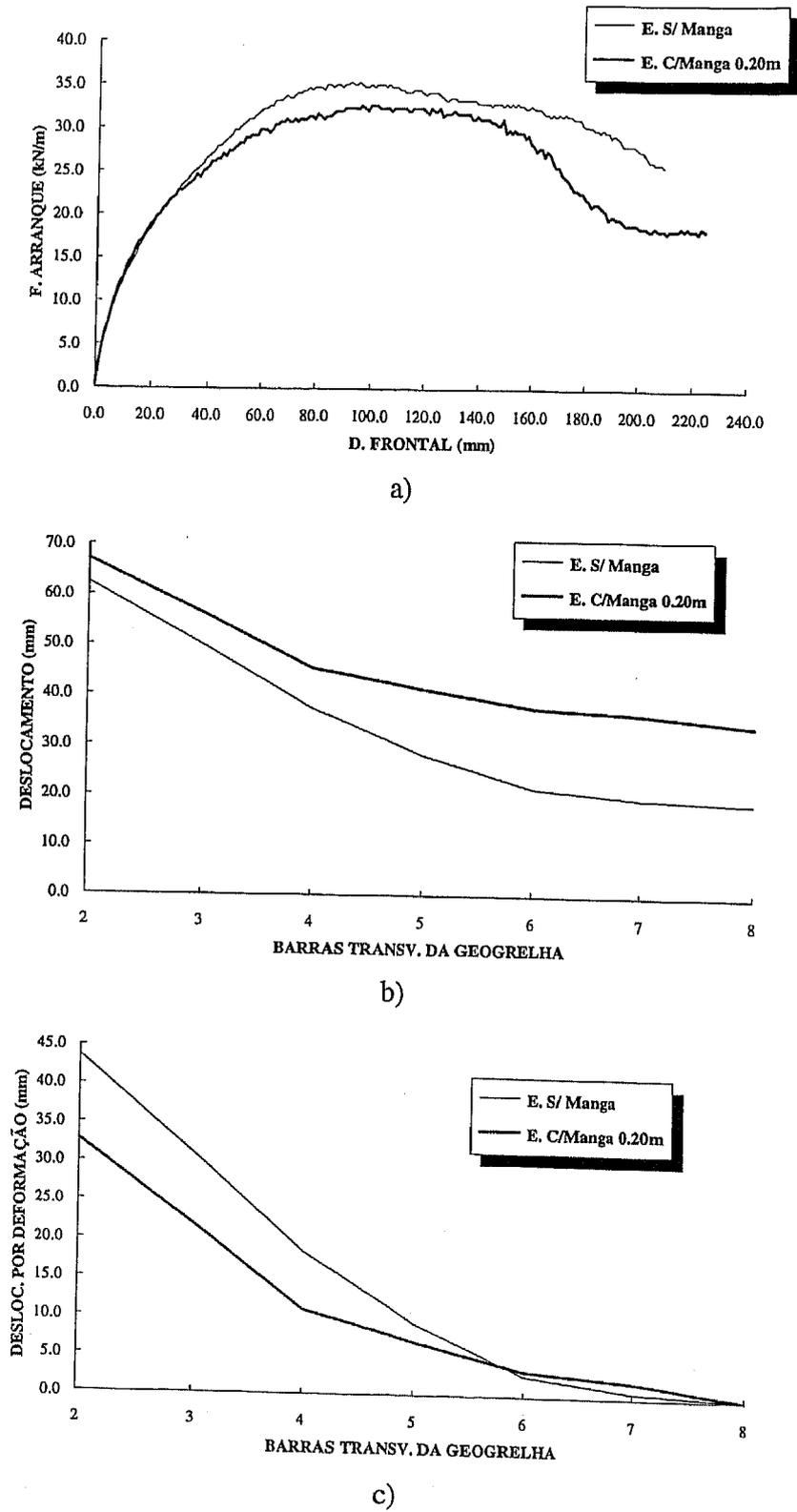


Figura 5.9 - Influência da existência da manga: a) na força de arranque do reforço; b) nos deslocamentos ao longo do reforço para a força de arranque máxima; c) na distribuição, para a força de arranque máxima, dos deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste.

Por seu turno, o valor do coeficiente de resistência na interface solo-reforço, no instante que se obtém a força de arranque máxima, aumenta de 0.564 para 0.615 quando não se utiliza a manga.

As variações dos deslocamentos totais e dos devidos à deformação do reforço ao longo deste, no instante em que se obtém a força de arranque máxima, estão expressas nas Figuras 5.9b e c, respectivamente.

As pressões laterais desenvolvidas na parede frontal, sendo estas superiores quando não existe manga, restringem mais eficazmente, neste caso, o deslocamento da geogrelha (Figura 5.9b), resultando, assim, uma maior mobilização das tensões tangenciais na interface solo-geogrelha próximo do ponto de aplicação da força de arranque (Figura 5.9c) e uma menor mobilização dessas tensões na parte posterior do reforço. Analisando o deslocamento de arranque verifica-se que este é menor no ensaio realizado sem manga, logo a maior resistência mobilizada neste caso resultado do aumento do estado de tensão, primordialmente na parte anterior do reforço, decorrente da influência da parede frontal rígida do equipamento.

Dos resultados obtidos conclui-se que existe a necessidade, para o tipo de caixa utilizada, da utilização de uma manga com um comprimento no interior da caixa, igual ou superior a 0.20m, de maneira a evitar a influência da parede frontal nos resultados do ensaio. Porém, a influência do comprimento não confinado do reforço nos resultados dos ensaios de arranque, especialmente no caso destes serem conduzidos com elevadas tensões de confinamento, com solos densos, etc., carece de maior análise a qual não foi possível dentro das limitações de tempo e de equipamento presentes neste trabalho.

5.4 - OUTROS PARÂMETROS

5.4.1 - Preâmbulo

Nesta secção, denominada pelo tema genérico de outros parâmetros, faz-se a análise da influência, nos resultados dos ensaios de arranque, de dois parâmetros designados por: influência das barras transversais e estrutura do geossintético.

5.4.2 - Influência das barras transversais

Como tem vindo a ser referido no decorrer do presente trabalho, é nas barras transversais das grelhas que é mobilizado o impulso passivo do solo. A capacidade resistente devido a essa mobilização pode constituir uma parcela importante da capacidade resistente total nas interfaces solo-grelha.

Assim, e na tentativa de dar uma ideia dessa parcela de resistência, procedeu-se ao estudo da influência das barras transversais das grelhas nos resultados dos ensaios de arranque. Para tal, executaram-se ensaios com e sem barras transversais. Este estudo incidiu em dois tipos de geossintéticos, a geogrelha que tem vindo a ser estudada e uma paragrelha (paragrid) denominada PG2 (ver 4.3.2). Todos os outros parâmetros de ensaio foram mantidos iguais aos do ensaio base (ver Quadro 4.III). Nos ensaios realizados sem barras transversais foram utilizadas amostras com as mesmas características das amostras intactas às quais foram cortadas os elementos transversais de união das barras longitudinais. Na Figura 5.10 pode-se observar a geogrelha estudada após a sua colocação no interior da caixa de arranque.

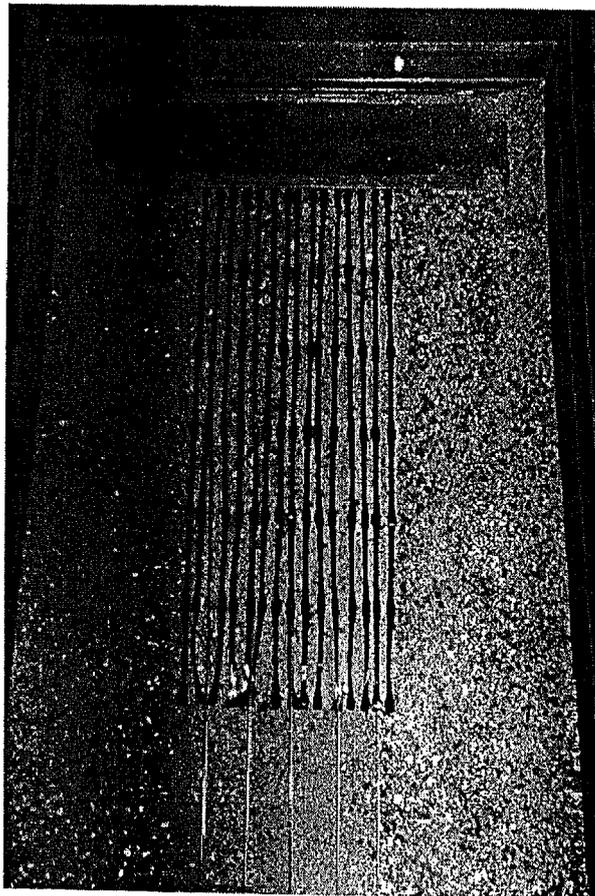
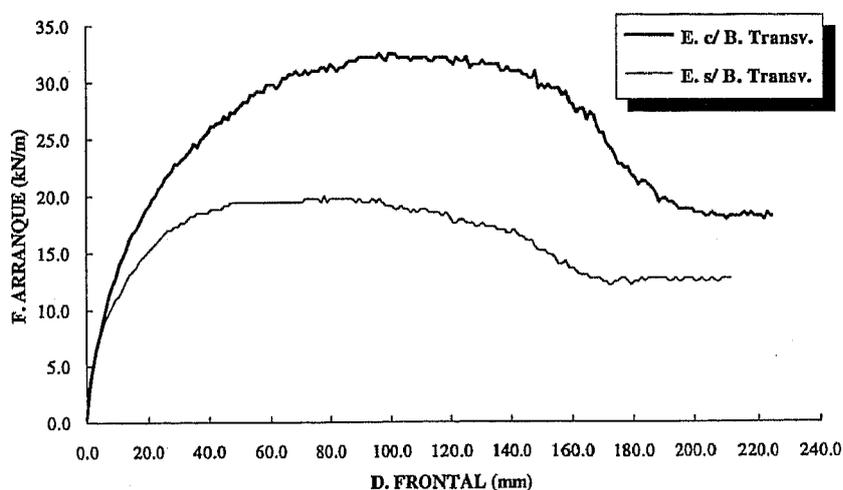


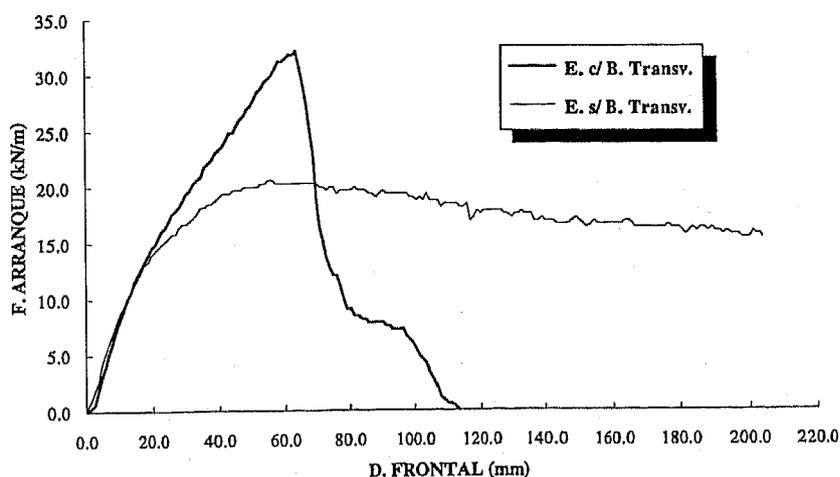
Figura 5.10 - Geogrelha após corte das barras transversais, posicionada na caixa de arranque.

A resposta ao arranque, tanto da geogrelha como da paragrelha, em relação ao ensaio realizado com as amostras intactas, vem significativamente alterada (Figura 5.11).

Nos ensaios realizados com a geogrelha a força de arranque máxima decresce de 32.2 kN/m (ensaio com barras transversais) para 19.8 kN/m. No ensaio realizado com a geogrelha intacta esta força é obtida quando o deslocamento frontal é igual a 92.7mm enquanto no ensaio realizado sem as barras transversais a força máxima ocorre quando esse deslocamento é igual a 72.7mm. Assim, a força de arranque máxima neste segundo ensaio é mobilizada mais rapidamente, no entanto, é cerca de 40% menor do que a obtida no ensaio realizado com barras transversais. Esta diferença atinge cerca de 50% quando o deslocamento frontal é de 165.0mm, reduzindo-se no entanto para 30% no final do ensaio.



a)



b)

Figura 5.11 - Influência das barras transversais na variação da força de arranque com o deslocamento frontal: a) geogrelha uniaxial; b) paragrelha (PG2).

No que se refere ao valor do coeficiente de resistência na interface solo-geogrelha verifica-se que, tal como seria de esperar, este diminui quando se retiram os elementos transversais. Com efeito, passa de 0.564 para 0.338 quando se retiram esses elementos.

Quanto aos ensaios realizados com a paragrelha (PG2) constatou-se igualmente um decréscimo da força máxima de arranque, de 32.2 kN/m para 20.7 kN/m, respectivamente, para os ensaios com e sem barras transversais. Enquanto no ensaio com barras transversais se dá a rotura do reforço por falta de resistência à tracção, no instante em que o deslocamento frontal é de 63.0mm, e não por falta de aderência, no ensaio realizado sem aqueles elementos a força de arranque máxima é atingida no instante em que o deslocamento frontal é igual a 55.8mm. Neste caso, no final do ensaio a redução observada na força de arranque é cerca de 25%.

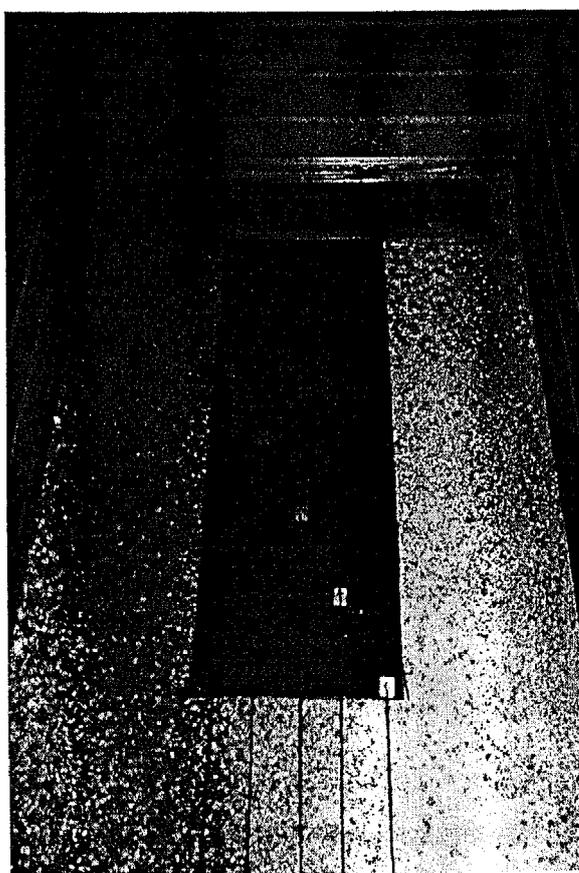
Dos resultados obtidos, conclui-se o seguinte:

- a ausência das barras transversais conduz a um decréscimo da força de arranque atingindo, no caso da geogrelha, valores na ordem dos 50%;
- esta redução deve-se à não mobilização da resistência passiva nos elementos transversais, e à falta da rigidez que estes conferem ao conjunto;
- a diferença de comportamentos é mais notória para deslocamentos médios, pois, no início do ensaio o deslocamento é pequeno e a mobilização do impulso passivo nas barras transversais das amostras intactas ainda não se iniciou, por seu turno, no final do ensaio todos os imbricamentos dos grãos de solo estão já desfeitos, aproximando-se, por isso, as resistências das interfaces solo-reforço nos ensaios em comparação;
- tanto para a geogrelha como para a paragrelha, constata-se um comportamento mais dúctil nos ensaios realizados sem elementos transversais.

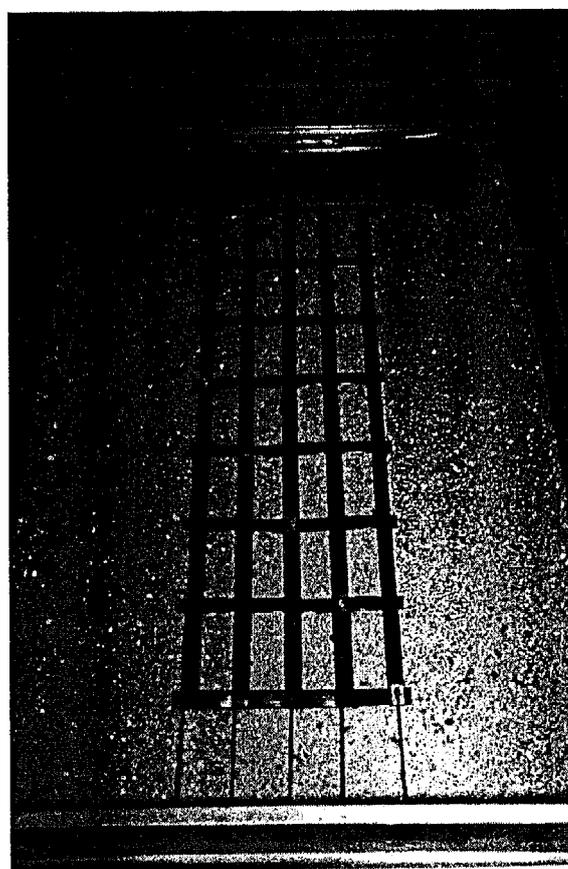
É de realçar que a comparação de resultados de ensaios de arranque efectuada ao longo desta secção procura apenas dar uma ideia de valor da contribuição, para a resistência global dos materiais ensaiados, da mobilização da resistência passiva nas barras transversais das grelhas. Com efeito, os resultados obtidos não expressam a influência da dimensão dos grãos de solo na resistência passiva mobilizada nesses elementos, sendo de prever, por esta razão, que na realidade a percentagem da mobilização da resistência passiva seja ligeiramente menor do que a medida.

5.4.3 - Estrutura do geossintético

Com o objectivo de proceder à análise, ainda que superficial, da influência do tipo de geossintético no comportamento durante o arranque deste, realizaram-se ensaios em que se utilizaram, para além da geogrelha uniaxial que tem vindo a ser estudada mais, quatro geossintéticos (dois geotêxteis tecidos, um em poliéster (GTPET) e outro em polipropileno (GTPP), e duas paragrelhas, contendo uma delas (PG2) o dobro das barras transversais da outra (PG1)). As características dos materiais ensaiados são as apresentadas na secção 4.3.2. Nas Figuras 5.12a e b podem-se ver colocados no interior da caixa de arranque, respectivamente, o geotêxtil tecido em polipropileno (GTPP) e uma das paragrelhas (PG1).



a)



b)

Figura 5.12 - Outros tipos de geossintéticos colocados no interior da caixa de arranque: a) geotêxtil tecido em polipropileno (GTPP); b) paragrelha (PG1).

Na Figura 5.13 apresentam-se as curvas deslocamento frontal/força de arranque obtidas nos ensaios realizados com os cinco geossintéticos diferentes, mantendo-se todos os outros parâmetros do ensaio base (ver Quadro 5.I).

Nos ensaios realizados com as duas pararelha e com o geotêxtil tecido em poliéster, ensaiado na direcção transversal, a rotura ocorre por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência.

A rotura das duas pararelhas dá-se para valores próximos da força de arranque, sendo este, por sua vez, próximo do valor deste parâmetro medido durante o arranque da geogrelha. Por seu turno, os dois geotêxteis ensaiados evidenciam comportamentos ao arranque bem distintos. Com efeito, o geotêxtil em poliéster, ensaiado na direcção transversal, rompe por falta de resistência à tracção ao passo que o geotêxtil em polipropileno, ensaiado na direcção longitudinal, apresenta um bom comportamento ao arranque, mantendo, praticamente constante o valor máximo da força até ao final do ensaio. Observa-se um comportamento ao arranque mais dúctil quando o geossintético utilizado é um geotêxtil do que quando é uma geogrelha uniaxial.

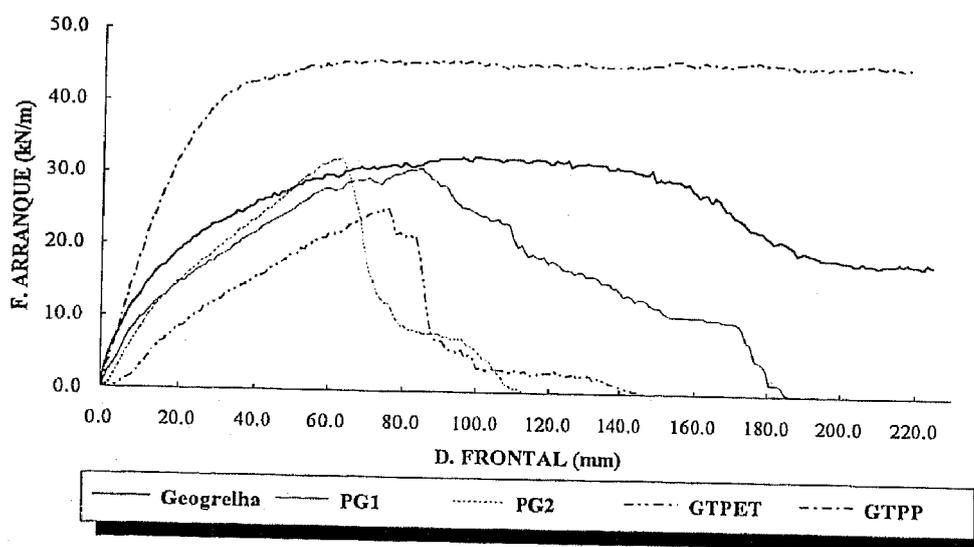


Figura 5.13 - Resposta ao arranque de cinco geossintéticos de três tipos diferentes.

O arranque das inclusões inicia-se para valores do deslocamento frontal bastante distintos conforme o tipo de geossintético ensaiado. De facto, enquanto na geogrelha o arranque tem início quando o deslocamento frontal é igual a 37.4mm, nas duas pararelhas esse deslocamento é de cerca de 25.7mm, sendo no geotêxtil tecido em polipropileno (GTPP)

de 17.8mm (é interessante notar que este último material é, de todos os ensaiados, o que apresenta maior resistência à tracção (ver 4.3.2)). No geotêxtil tecido em poliéster (GTPET) a rotura por falta de resistência à tracção ocorre antes do início do arranque da inclusão. Refira-se que, os valores máximos da força medidos nos casos em que o geossintético rompe por falta de resistência à tracção, são inferiores aos catalogados pelos respectivos fornecedores quanto à força de tracção máxima. Esta constatação poderá ser justificada, pelo menos em parte, pelas características do equipamento e condições de ensaio utilizadas, nomeadamente, o tipo de pega e a velocidade de ensaio.

É de realçar que, a realização de ensaios de arranque com geotêxteis e produtos relacionados com o presente equipamento é um domínio que se iniciou neste trabalho e que poderá e deverá ser aprofundado, procurando, adaptar, se necessário, quer o equipamento, quer os procedimentos de ensaio aos distintos materiais.

5.5 - CONCLUSÕES

Neste capítulo realizou-se um estudo paramétrico sobre a interacção solo-geossintético utilizando para tal a caixa de arranque desenvolvida. Procurou-se estudar a influência no fenómeno da interacção solo-geossintético do maior número de parâmetros possível, resultando contudo, abordagens mais profundas nuns casos do que noutros, e, daí que a análise de alguns desses parâmetros possa vir a ser no futuro retomada. Devido a este ser o primeiro trabalho experimental realizado em Portugal com um equipamento de ensaio de arranque pretendeu-se obter alguma sensibilidade em relação aos resultados conseguidos com esse equipamento.

A análise paramétrica foi subdividida em três partes, uma relativa aos parâmetros mecânicos, outra aos parâmetros geométricos e físicos e uma terceira relativa a outro tipo de parâmetros. Nesta última incluíram-se a análise da influência das barras transversais e da estrutura do geossintético.

Os resultados obtidos permitem formular as seguintes conclusões:

- a força de arranque aumenta continuamente com o aumento da pressão de confinamento, sendo esse aumento conseguido à custa do aumento desta pressão e não do aumento da resistência na interface;

- o aumento da velocidade de ensaio conduz a um acréscimo da força de arranque e do coeficiente de resistência, esse acréscimo resulta do aumento da rigidez solo-reforço e da diminuição da capacidade de rearranjo das partículas do solo com o aumento daquela velocidade;
- quando a densidade do solo aumenta é incrementada a sua resistência ao corte conduzindo a uma redução do comprimento de aderência do reforço necessário ao equilíbrio;
- para a caixa de arranque desenvolvida, e utilizando solos mais soltos, o comprimento da amostra inicialmente envolvido por solo deve ser cerca de 1.0m;
- utilizando solos mais densos consegue-se uma mais efectiva ancoragem do reforço ocorrendo a rotura daquele, na sua parte não confinada, por falta de resistência à tracção, nesta situação é mais notória a influência da parede frontal rígida do equipamento;
- ensaios de arranque conduzidos com relações largura da amostra/largura do equipamento de ensaio elevadas conduzem a resultados conservativos do ponto de vista da capacidade de aderência do material de reforço ensaiado;
- nos ensaios de arranque, quanto maior é a altura do solo que envolve o reforço menor a influência das fronteiras rígidas horizontais, principalmente a inferior, devido à diminuição das forças atríticas desenvolvidas entre estas e o solo;
- no tipo de caixa de arranque utilizada existe a necessidade de recorrer a uma manga com um comprimento, no interior daquela, igual ou superior a 0.20m, de maneira a minimizar a influência da parede frontal rígida do equipamento;
- a ausência das barras transversais conduz a uma diminuição considerável da força de arranque, atingindo, no caso da geogrelha estudada, valores na ordem dos 50%;
- o tipo de geossintético, logo a sua estrutura, influencia sobremaneira a resposta ao arranque obtido.

Estes resultados, sendo os primeiros obtidos no nosso País com um equipamento de ensaio de arranque, constituem uma base para futuros estudos e melhoramentos a executar tanto ao nível do equipamento como também ao nível dos procedimentos de ensaio. Com os

resultados apresentados ao longo deste trabalho pode-se considerar provada a fiabilidade deste tipo de equipamento, podendo resultar da execução destes ensaios grandes proveitos técnicos e, em casos reais de estruturas reforçadas com geossintéticos, grandes proveitos económicos.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o trabalho que agora se finaliza, no qual se estudou a interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque, pretende-se:

- contribuir para o esclarecimento dos fenómenos envolvidos no comportamento das interfaces solo-inclusões durante o arranque e da influência neste de factores geométricos, físicos e mecânicos;
- contribuir para a divulgação em Portugal deste tipo de materiais (geossintéticos) e em particular dos ensaios de arranque como sendo um ensaio possível para a caracterização da interacção solo-geossintético, e único fiável no caso da interacção solo-grelhas, com as vantagens que da sua execução advêm em relação a ser possível efectuar o projecto de obras reforçadas com maior segurança e economia;
- contribuir para a normalização a nível Europeu deste ensaio, a qual se encontra em fase inicial.

Deu-se especial importância aos fenómenos da interacção solo-geogrelhas visto que a sua utilização no reforço de solos tem vindo a suscitar interesse crescente e por ser um tipo de geossintético particularmente adequado a tal função.

A escolha do equipamento desenvolvido, caixa de arranque, baseou-se no facto de os outros métodos possíveis para avaliação dos fenómenos da interacção solo-inclusão, e em particular solo-geogrelhas, apresentarem maiores limitações. Aliado a este facto, encontrou-se uma grande dispersão nos resultados publicados de ensaios de arranque, resultante da utilização de diferentes tipos de equipamento, e consequentemente, dos efeitos das fronteiras associadas a cada um, de diferentes procedimentos de ensaio, de diferentes esquemas de colocação e compactação do solo, etc., vindo assim reforçar a necessidade cada vez maior de se proceder à normalização deste ensaio.

A caixa de arranque desenvolvida teve como base a análise e comparação dos resultados obtidos com diferentes equipamentos de ensaio publicados, na bibliografia disponível. Assim, sendo o primeiro equipamento deste tipo a operar em Portugal em algumas

alturas do trabalho sentiu-se o que realmente é a investigação, com tudo aquilo que possui de interessante e por outro lado, a necessidade de prática e fundamentação que dela advém. No entanto, pensa-se que, as expectativas inicialmente existentes sobre as potencialidades e interesse deste campo de investigação foram confirmadas com o trabalho desenvolvido.

Durante este trabalho, e na referida caixa de arranque, realizou-se um programa de ensaios que se procurou fosse tão extenso quanto possível atendendo aos limites de tempo e de equipamento presentes neste trabalho.

Desde o início do trabalho existia a noção que o estudo possível sobre esta matéria, atendendo às características inovadoras da mesma, no âmbito de uma dissertação de Mestrado, teria forçosamente que ser algo limitado. Apesar deste carácter limitativo, pensa-se que, dos resultados obtidos se retiraram importantes conclusões sobre este tipo de equipamento, sobre os procedimentos de ensaio e sobre o comportamento dos geossintéticos estudados durante o arranque.

Acerca do prosseguimento dos estudos, entende-se que devem ser dirigidos esforços nas direcções a seguir apontadas:

- aproveitando as potencialidades do equipamento desenvolvido crê-se ser conveniente aprofundar as análises efectuadas de dois dos parâmetros considerados, nomeadamente, o comprimento da manga e a estrutura do geossintético;
- sendo a velocidade de ensaio um dos procedimentos que poderá ser mais controverso, será de todo o interesse realizar um estudo mais aprofundado da sua influência, agora com vários tipos de materiais;
- a definição da influência do tipo de solo na resistência da interface é outro estudo de maior importância, já que, hoje em dia a disponibilidade de materiais de qualidade para aterro é cada vez menor;
- neste trabalho só se realizaram ensaios com geossintéticos, no entanto, o equipamento desenvolvido tem potencialidades para ensaiar outro tipo de materiais (como por exemplo, grelhas metálicas), o que teria todo o interesse particularmente para comparação do comportamento ao arranque de materiais extensíveis e inextensíveis;
- um estudo extremamente interessante, e que poderá permitir a definição de intervalos para os coeficientes de segurança dos materiais, é o da análise da influência da danificação da inclusão na resposta ao arranque;

- quanto ao equipamento em si, existe todo o interesse em tornar possível a medição dos deslocamentos em toda a extensão da amostra que se encontra confinada pelo solo e de analisar a influência da utilização de diferentes tipos de pega;
- a redução do comprimento não confinado do reforço é outro aspecto a ter em conta no futuro, estando em certa medida associada à utilização de outros tipos de pega;
- a modelação numérica deste tipo de ensaio é um procedimento que poderá contribuir para o aumento dos conhecimentos sobre o comportamento das interfaces;
- finalmente, considera-se do máximo interesse a realização de um estudo comparativo entre os resultados obtidos com a caixa de arranque e os resultados da observação de uma obra, com vista à aferição e melhor definição dos parâmetros que controlam a interacção solo-inclusão e à identificação das circunstâncias que afectam as suas grandezas.

BIBLIOGRAFIA

- ALIMI, I.; BACOT, J.; LARÉAL, P.; LONG, N.T. e SCHLOSSER, F.* (1977). "Étude de l'adhérence sol-armatures en place et en laboratoire". Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 1, pp. 11-14.
- ANDERSON, L.R. e NIELSEN, M.R.* (1984). "Pull-out resistance of wire mats embedded in soil". Report for the Hilfiker Company, Eureka.
- ANDRAWES, K.Z. e McGOWN, A.* (1977). "Alteration of soil behaviour by inclusion of materials with different properties". Proc. Symp. on Reinforced Earth, TRRL/Heriot-Watt University, Edinburgh, pp. 88-108.
- ANDRAWES, K.Z.; McGOWN, A.; MASHHOUR, M.M. e WILSON-FAHMY, R.F.* (1980). "Tension resistant inclusions in soils". Journal of the Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 106, GT12, pp. 1313-1326.
- ANDRAWES, K.Z.; McGOWN, A. e AHMAD, A.* (1990a). "Influence of lateral boundary movements on earth pressure". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 359-364.
- ANDRAWES, K.Z.; YEO, K.C. e MURRAY, R.T.* (1990b). "Application of boundary yielding concept to full scale reinforced and unreinforced soil walls". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 79-83.
- ATHANASOPOULOS, G.A.; ATMATZIDIS, D.K. e BOUSIAS, P.Z.* (1990). "Sand-geotextiles interaction by direct shear testing". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp.-795.

- BACOT, J.; ILTIS, M.; LARÉAL, P.; PAUMIER, T. e SANGLERAT, G. (1978). "Study of the soil reinforcement friction coefficient". Proc. Symp. Earth Reinf., ASCE Annual Convention, Pittsburgh, pp. 157-185.
- BALZER, E.; DELMAS, P.; MATICHARD, Y.; SERE, A. e THAMM, B.R. (1990). Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 47-52.
- BAUER, G.E. e MOWAFY, Y.M. (1990). "The effect of grid geometry and aggregate size on the stress transfer mechanism". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 801.
- BAUER, G.E. e ZHAO, Y. (1993). "Shear strength tests for coarse granular backfill and reinforced soils". Geotechnical Testing Journal, GTJODV, Vol. 16, n° 1, pp. 115-121.
- BERG, R.R. e SWAN, R.H. (1990). "Investigation into geogrid pullout mechanisms". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 353-357.
- BERGADO, D.T.; CHAI, J. C.; ABIERA, H.O.; ALFARO, M.C. e BALASUBRAMANIAM, A.S. (1993a). "Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements". Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, n° 4, pp. 327-349.
- BERGADO, D.T.; MACATOL, K.C.; AMIN, N.U.; CHAI, J.C. e ALFARO, M.C. (1993b). "Interaction of lateritic soil and steel grid reinforcement". Canadian Geot. Journal, Vol. 30, n° 2, pp. 376-384.
- BERGADO, D.T.; SHIVASHANKAR, R.; ALFARO, M.C.; JIN-CHUN CHAI e BALASUBRAMANIAM, A. S. (1993c). "Interaction behaviour of steel grid reinforcement in a clayey sand". Geotechnique, Vol. 43, n° 4, pp. 589-603.
- BONAPARTE, R.; KAMEL, 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.

- BOURDEAU, Y.; GOURC, J.P.; GOTTELAND, Ph. PERRIER, H.* (1990). Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 800.
- BRAND, S.R. e DUFFY, D.M.* (1987). "Strength and pullout testing of geogrids". Geosynthetics Conference, New Orleans, Vol. 1, pp. 226-236.
- BROMS, B.B.* (1977a). "Polyester fabric as reinforcement in soil". Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 129-135.
- BROMS, B.B.* (1977b). "Triaxial tests with fabric-reinforced soil". Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 3, pp. 129-133.
- CARDOSO, A.S.* (1987). "A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações - métodos de análise e dimensionamento". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.
- CARDOSO, A.S.* (1988). "Nota sobre os métodos de avaliação das características das interfaces em sistemas de reforço unidimensionais". Geotécnico, Boletim da Secção Autónoma de Geotécnica da U.N.L., nº 4, pp. 257-268.
- CARTIER, G. e CIGAN, J.P.* (1983). "Experiments and observations on soil railing structures". Speciality Session 5, Proc. of the 8th European Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Helsinki.
- CHANG, J.C.; HANNON, J.B. e FORSYTH, R.A.* (1977). "Pull resistance and interaction of earth work reinforcement soil". Transportation Research Record 640, Washington D.C..
- CHEN, R.H. e LEE, R.G.* (1990). "The mechanical effect of inclination of geotextiles in sands". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 797.
- CHRISTOPHER, B.R.* (1976). "Tensar SS2 geogrid evaluation". Evaluation report to Tensar corporation.

- CHRISTOPHER, B.R.; HOLTZ, R.D. e ALLEN, T.M.* (1990). "Instrumentation for a 12.6m high geotextile-reinforced wall". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 73-78.
- CHRISTOPHER, B.R. e BERG, R.R.* (1990). "Pullout evaluation of geosynthetics in cohesive soils". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 731-736.
- COLLIOS, A.; DELMAS, P.; GOURC, J.P. e GIROUD, J.P.* (1980). "Experiments on soil reinforcement with geotextiles". Proc. Symp. on the Use of Geotextiles for Soil Improvement, ASCE National Convention, Portland, pp. 53-73.
- COOKE, T.F. e REBENFELD, L.* (1988). "Effect of chemical composition and physical structure of geotextiles on their durability". Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 7, n° 1 e 2, pp. 7-22.
- COSTALONGA, M.A.R.* (1990). "Geogrid pull-out in clay". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 802.
- DELMAS, P.; GOURC, J.P. e GIROUD, J.P.* (1979). "Analyse expérimentale de l'interaction mécanique sol-géotextile". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 1, pp. 29-34.
- DEMBICKI, E. e JERMOLOWICZ, P.* (1991). "Soil-Geotextile Interaction". Int. Journal of Geotextiles an Geomembranes, Vol. 10, n° 3, pp. 249-268.
- DYER, M.R. e MILLIGAN, G.W.E.* (1984). "A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement places at different orientations". Proc. Int. Conf. on *in situ* Soil and Rock Reinforcement, Paris, Vol. 2, pp. 257-262.
- DYER, M.R.* (1986). "Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement. Ph. D. Thesis, University of Oxford.

- EIGENBROAD, K.D. e LOCKER, J.G.* (1987). "Determination of friction values for the design of sides slopes lined of protected with geosynthetics". *Canadian Geot. Journal*, Vol. 24, nº 4, pp. 509-519.
- ELIAS, V.* (1979). "Friction in reinforced earth utilizing fine grained backfills". *International Conference, New Orleans*, Vol. 1, pp. 226-236.
- FABIAN, K.J. e FOURIE, A.B.* (1988). "Clay-geotextile interaction in large retaining wall models". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 7, nº 3, pp. 179-201.
- FARRAG, K.; ACAR, Y.B. e JURAN, I.* (1993). "Pull-out resistance of geogrid reinforcements". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, nº 2, pp. 133-159.
- FÉLIX, C.M.* (1991). "Comportamento dos muros de terra armada". *Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.*
- FOLQUE, J.* (1976). "Introdução à Mecânica dos Solos". *Universidade Nova de Lisboa.*
- FORSMAN, J. e SLUNGA, E.* (1994). "The interface friction an anchor capacity of synthetic goreinforcements". *Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore*, Vol. 1, pp. 405-410.
- FORSYTH, R.A. e BIEBER, D.A.* (1984). "La Honda slope repair with geogrid reinforcement". *Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London*, pp. 54-57.
- FOURIE, A.B. e FABIAN, K.J.* (1987). "Laboratory determination of clay-geotextile interaction". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 6, nº 4, pp. 275-294.
- FOURIE, A.B.; BENTLEY, G.; FABIAN, K.J.* (1990). "Improving design through the use of in-soil testing". *Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague*, Vol. 2, pp. 753-758.

- GIROUD, J.P.* (1986). "From geotextiles to geosynthetics: a revolution in geotechnical engineering". Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vienna, Vol. 1, pp. 1-18.
- GIROUD, J.P.; ARMAN, A.; BELL, J.R.; KOERNER, R.M. e MILLIGAN, V.* (1985). "Geotextiles in geotechnical engineering practice and research". Report of the ISSMFE Technical Committee on Geotextiles, Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, n° 3, pp. 179-242.
- GOURC, J.P.* (1982). "Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols". Tese de Doutorado, I. R. I. G. M., Universidade de Grenoble, França.
- 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.
- GUILLOUX, A.; SCHLOSSER, F. e LONG, N.T.* (1979). "Étude du frottement sable-armature en laboratoire". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 1, pp. 35-40.
- HANDEL, E.; SCHWEIGER, H.F. e YEO, K.C.* (1990). "A simple thin-layer element to model soil-geotextile interaction". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 317-321.
- HAUSMANN, M.R.* (1976). "Strength of reinforced soil". Proc. 8th Aust. Road Resh Conf., Vol. 8, Section 13, pp. 1-8.
- HAUSMANN, M.R. e LEE, K.L.* (1978). "Rigid model wall with soil reinforcement". Proc. Symp. Earth Reinf., ASCE Annual Convention, Pittsburg, pp. 400-428.
- HAUSMANN, M.R. e RING, G. J.* (1980). "Measurement of soil-reinforcement interaction". Proc. 3th Australian-New Zealand Conf. in Geomechanics, Wellington.
- HAUSMANN, M.R. e CLARKE, J.* (1994). "Fly Ash-Geosynthetic interaction". Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 433-436.

- HAYASHI, S.; MAKIUCHI, K. e OCHIAI, H.* (1994). "Testing methods for soil-geosynthetic fictional behaviour - Japanese Standard". Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1, pp. 411-414.
- HOLTZ, R.D.* (1975). "Recent developments in reinforced earth". Proc. of the 7th Scandinavian Geotechnical Meeting, Polyteknisk Forlag, Copenhagen, pp. 281-300.
- HOLTZ, R.D.* (1977). "Laboratory studies of reinforced earth using a woven polyester fabrics". Proc. Int. Conf. on the use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 3, pp. 149-154.
- HOLTZ, R.D.; TOBIN, W.R. e BURKE, W.W.* (1982). "Creep characteristics and stress-strain behaviour of a geotextile-reinforced sand". Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Las Vegas, Vol. 3, pp. 805-809.
- HOSHIYA, M.* (1978). "Strength of reinforced earth retaining walls". Proc. Symp. on Earth Reinf., ASCE Annual Convention, Pittsburgh, pp. 458-472.
- INGOLD, T.S.* (1979). "Reinforced clay - a preliminar study using the triaxial apparatus". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 1, pp. 59-64.
- INGOLD, T.S. e MILLER, K.S.* (1982a). "Analytical and laboratory investigations of reinforced clay". Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 587-592.
- INGOLD, T.S. e MILLER, K.S.* (1982b). "The behaviour of geotextile reinforced clay subject to undrained loading". Proc.. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 593-597.
- IWASAKI, K. e WATANABE, S.* (1978). "Reinforcement of railway embankments in Japan". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp. 473-500.
- JENNER, C.G.* (1990). "A study of the influence of soil on the reinforcement load in polymer grid reinforced soil structures". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 21-24.

- JEWELL, R.A.* (1980). "Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils". Ph. D. Thesis, University of Cambridge.
- JEWELL, R.A. e JONES, C.J.F.P.* (1981). "Reinforcement of clay soils and waste materials using grids". Proc. of the 10th Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, Vol. 3, pp. 701-706.
- 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". *Geotechnique*, Vol. 37, n° 1, pp. 53-68.
- JEWELL, R.A.* (1990). "Reinforced bond capacity". *Geotechnique*, Vol. 40, n° 3, pp. 513-518.
- JURAN, I.; GUERMAZI, A.; CHEN, G.L. & IDER, M.H.* (1988). "Modelling and simulation of load transfer in reinforced soil: Part 1". *Int. Journal Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 12, pp. 141-155.
- KERN, F.* (1977). "Realisation d'un barrage en terre avec parement aval vertical au moyen des poches en textile". Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 91-94.
- KHARCHAFI, M. e DYSLI, M.* (1993). "Study of soil-geotextile interaction by a X-ray method". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, n° 4, pp. 307-325.
- KOERNER, R.M.* (1986). "Designing with geosynthetics". Prentice - Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 424 páginas.
- KOERNER, R.M.* (1990). "Designing with geosynthetics". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2nd ed., 652 páginas.

- LADEIRA, M.A. e LOPES, M.L.* (1995). "Interacção solo-geogrelhas - uma análise experimental através de um ensaio de arranque". Proc. do 5º Encontro Nacional de Geotecnia, Coimbra, Vol. 2, pp. 43-52.
- LONG, N.T.; GUEGAN, Y. e LEGEAY, G.* (1972). "Étude de la terre armée à l'appareil triaxial". Report de Recherche n° 17 du Lab. Central de Ponts et Chaussées, Paris.
- LOPES, M.L.C.* (1992). "Muros reforçados com geossintéticos". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na *F.E.U.P.*, Porto.
- MAGYARNE, J.M.; RADNOTI, G.; SCHARLE, P. e SZALATKAY, I.* (1979). "Numerical and experimental examination of the reinforced earth retaining wall in fenyéslitke". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 2, pp. 563-567.
- MARCZAL, L.* (1983). "Measurements on reinforced soil structures". Speciality Session 5, Proc. of the 8th European Conf. on Soil Mech. Found. Eng. (Preprint), Helsinki, pp. 525-526.
- MARQUES, A.C.M.* (1991). "Taludes de aterro reforçados com geotêxteis". Dissertação para Mestre em Mecânica dos Solos, Universidade Nova de Lisboa.
- MATICHARD, Y.; LECLERQ, B. e SEGOUIN, M.* (1990). "Creep of geotextiles: soil reinforcement applications". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 661-665.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z. e AL-HASANI, M.M.* (1978). "Effect of inclusion properties on the behaviour of sand". Geotechnique, Vol. 28, n° 3, pp. 327-346.
- McGOWN, A.* (1979). "Reinforced Earth". Discussion to Session 8, Proc. 7th European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, Vol. 4, pp. 284-287.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; WILSON-FAHMY, R.F. e BRADY, K.C.* (1981). "Strength testing of geotechnical fabrics". Suppl. Report 703, Transport and Road Research Laboratory, U.K..

- MILLIGAN, G.W.E.; EARL, R.F. e BUSH, D.I.* (1990). "Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 747-751.
- MITCHELL, J.K.* (1981). "Soil Improvement". Proc. 10th ICSMFE, Estocolmo, 1981.
- MIYAMORI, T.; IWAI, S. e MAKIUCHI, K.* (1986). "Frictional characteristics of non-woven fabrics". Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Vol. 3, pp. 701-705.
- MORBOIS, A. e LONG, N.T.* (1984). "Étude du procédé Actimur". Rapport de Recherch, Lab. Central des Ponts et Chaussées.
- MURTHY, B.R.S.; SRIDHARAN, A. e BINDUMADHAVA* (1993). "Evaluation of Interfacial Frictional Resistance". Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, n° 3, pp. 235-253.
- OOSTVEEN, J.P.; MAAS, K.C. e HENDRIKSE, C.S.H.* (1994). Proc. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1, pp. 407-432.
- OSPINA, R.I.* (1988). "An investigation on the fundamental interaction mechanism of non-extensible reinforcement embedded in sand". MS Thesis, Georgia Institute of Technology.
- OVESEN, N.K. e STROMAN, H.* (1972). "Design methods for vertical anchor plates in sand". Proc. of speciality conf. on performance of earth at earth supported structures, ASTM, New York, pp. 1481-1500.
- 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, Vol. 39, n° 3, pp. 511-524.
- PALMEIRA, E.M. e MILLIGAN, G.W.E.* (1990). "Large scale pull-out tests on geotextiles and geogrids". Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 2, pp. 743-746.

PALMEIRA, F.M. e MILLIGAN, G.W.E. (1993). Discussion of "Reinforcement bond capacity". *Geotechnique*, Vol. 43, n° 3, pp. 501.

PAULSON, J.N. (1987). "Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 6, n° 3, pp. 211-223.

PETERSON, L.M. e ANDERSON, L.R. (1980). "Pullout resistance of welded wire mesh embedded in soil". Research report submitted to Hilfiker Pipe Co., Department of Civil Engineering, Utah State University, Logan, UT, USA.

POTYONDY, J.G. (1961). "Skin friction between various soils and construction materials". *Géotechnique*, Vol. 11, n°4.

PUIG, J.; BLIVET, J.C. e PASQUET, P. (1977). "Remblai armé avec un textile synthétique". *Proc. Int. Conf. on the Use of Frabrics in Geotechnics, Paris*, Vol. 1, pp. 85-90.

QUARESMA, M.G.D.A.L. (1992). " Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile". *Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Universidade Joseph Fourier - Grenoble I, França.*

ROWE, P.W.; BARDEN, L. e LEE, I.K. (1964). "Energy components during the triaxial cell and direct shear test". *Geotechnique*, Vol. 14, n° 1.

ROWE, R.K. e DAVIS, E.H. (1982a). "The behaviour of anchor plates in sand". *Geotechnique*, Vol. 32, n° 1, pp.25-41.

ROWE, R.K. e DAVIS, E.H. (1982b). "The behaviour of anchor plates in sand". *Geotechnique*, Vol. 32, n° 1, pp. 9-23.

SAXENA, S.K. e BUDIMAN, J.S. (1985). "Interface response of geotextiles". *Proc. Int. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco*, Vol. 3, pp. 1801-1804.

- SCHLOSSER, F. e VIDAL, H.* (1969). "Reinforced Earth". Bulletin de Liaison des Laboratoires, Routiers Ponts et Chaussées, n° 41, pp. 44.
- SCHLOSSER, F. e LONG N.T.* (1972). "Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement". Proc. of the 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Madrid, Vol. 1, pp. 299-306.
- SCHLOSSER, F. e LONG N.T.* (1975). "Fonctionnement et comportement de la terre armée". Dimensionnement des ouvrages em Terre Armée, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- SCHLOSSER, F. e ELIAS, V.* (1978). "Friction in reinforced earth". Proc. Earth Reinf., ASCE Annual Convention, Pittsburgh, pp. 735-764.
- SCHLOSSER, F. e GUILLOUX, A.* (1979). "Étude du frottement sable-armature en modele réduit". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 1, pp. 151-156.
- SCHLOSSER, F. e GUILLOUX, A.* (1981). "Le frottement dans le renforcement des sols". Revue Française de Géotechnique, n° 16, pp. 65-77.
- SCHLOSSER, F.; JACOBSEN, H.M. e JURAN, I.* (1983). "Soil reinforcement". General Report of Speciality Session 5, Proc. of 8th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Helsinki, Vol. 3, pp. 1159-1180.
- SCHLOSSER, F.; MAGNAN, J.P. e HOLTZ, R.D.* (1985). "Geotechnical engineered construction". State-of-Art Report of the Session 5, Proc. of the 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., S. Francisco, Vol. 1, pp. 211-254.
- SCHLOSSER, F. e DELAGE, P.* (1987). "Reinforced soil retaining structures and polymeric materials". Proc. of the Nato Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, pp. 409-459.

- SCHWAB, E.F.; PREGI, O. e BROMS, B.B.* (1977). "Deformation behaviour of reinforced sand at model tests measured by the x-ray technique". Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 105-112.
- SHEN, C.K.; MITCHELL, J.F.; DeNATALE, J.S. e ROMSTAD, K.M.* (1979). "Laboratory testing and model studies of friction in reinforced earth". Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, Vol. 1, pp. 169-174.
- SHIVASHANKAR, R.* (1991). "Behaviour of a mechanically stabilized earth (MSE) embankment and wall system with poor quality backfills on soft clay deposits, including a study of the pullout resistances". Ph. D. Thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok.
- TATSUOKA, F. e YAMAUCHI, H.* (1986). "A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile". Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4, n^{OS} 3 e 4, pp. 241-268.
- TATSUOKA, F.; ANDO, H.; IWASAKI, K. e NAKAMURA, K.* (1986). "Performances of clay test embankments reinforced with a non-woven geotextile". Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Vol. 3, pp. 355-360.
- TZONG, W.H. e CHENG-KUANG, S.* (1987). "Soil-geotextile interaction mechanism in pull-out test, Geosynthetics Conference, New Orleans, Vol. 1, pp. 250-259.
- VAUTRAIN, J. e PUIG, J.* (1969). "Remblai expérimental de Caen-Expérimentation Bidim". Bulletin de Liaison des Labo. P. et Ch. n°41, pp. 7-15.
- WATTS, G.R.A. e BRADY, K.C.* (1990). "Pull-out on geogrids". Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp. 65-71.
- WILLIAMS, N.D. e HOULIHAN, M.F.* (1987). "Evaluation of interface friction properties between geosynthetics and soils, Geosynthetics Conference, New Orleans, Vol. 2, pp. 616-627.

- WILSON-FAHMY, R.F. e KOERNER, R.M.* (1993). "Finite element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behaviour of geogrids in a pullout loading condition". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, n° 5, pp. 479-501.
- YAKO, M.A. e CHRISTOPHER, B.R.* (1987). "Polymerically reinforced retaining walls and slopes in North America". *Proc. of the Nato Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*, Kingston, pp. 239-283.
- YAMANOUCHI, T.; MIURA, N.; MATSUBAYASHI, N. e FUKUDA, N.* (1982). "Soil improvement with quicklime and filter fabric". *Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 108, GT17, pp. 953-965.
- YANG, Z.* (1972). "Strength and deformation characteristics of reinforced sand". Ph. D. Thesis, University of California, Los Angeles.
- YEO, K.C.* (1985). "The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement". Ph. D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow.
- YOGARAJAH, I. e YEO, K.C.* (1994). "Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements". *Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, n° 1, pp. 43-54.