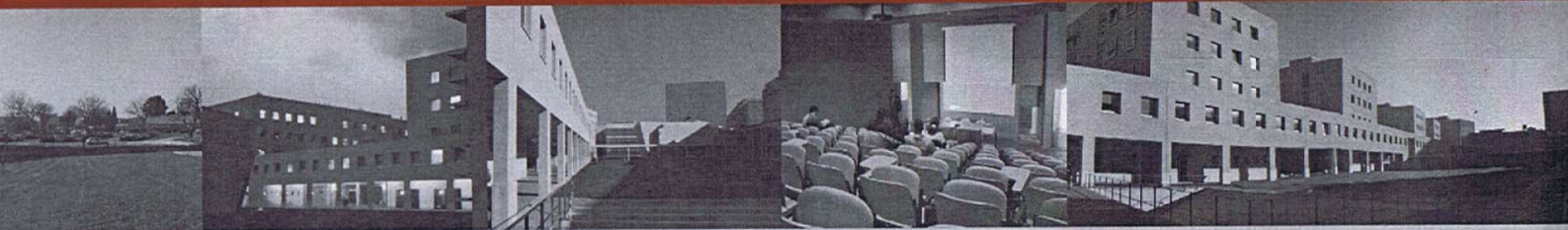




Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP



David Alexandre de Brito Pereira

Modelação Numérica de Ensaios de Arranque de Geossintéticos

Estudos Paramétricos

David Alexandre de Brito Pereira

**Modelação Numérica de Ensaios de Arranque de Geossintéticos
Estudos Paramétricos**

**Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto para a obtenção do Grau de Mestre
em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**

MMSEG

Porto, 2003

Aos meus pais,
Eduardo e Lucília

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
RÉSUMÉ	xi
AGRADECIMENTOS.....	xiii
ÍNDICE DE TEXTO	xv
ÍNDICE DE FIGURAS	xxi
ÍNDICE DE QUADROS	xxv
SIMBOLOGIA	xxvii
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1.1
2. GEOTÊXTEIS, GEOTÊXTEIS E GEOTÊXTEIS DE REFORÇO	2.1
3. INTERACÇÃO SOLO-GEOTÊXTEIS	3.1
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	4.1
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA - ESTUDOS PARAMÉTRICOS.....	5.1
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	6.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	

RESUMO

O contínuo aumento do uso de geossintéticos em obras geotécnicas, nomeadamente no reforço de solos, em que a interacção solo-geossintético é da mais elevada importância, impõe o recurso a ensaios que permitam, de um modo consistente, obter parâmetros caracterizadores fiáveis para utilização no dimensionamento de tais obras.

O ensaio de arranque de geossintéticos tem sido estudado e desenvolvido por vários investigadores em todo o mundo, com o objectivo de promover a definição de um método normalizado para a caracterização da interacção solo-geossintético. Na Europa, o procedimento associado a este ensaio já atingiu o estatuto de pré-norma (prEN 13738), sendo de registar a significativa contribuição da FEUP em todo esse processo.

A modelação numérica do ensaio de arranque levada a cabo no presente trabalho tem como finalidade investigar em pormenor a evolução do comportamento do solo, do geossintético e das interfaces no decorrer do mesmo, de forma a compreender a importância relativa dos vários parâmetros físicos intervenientes com o fim de quantificar com rigor a respectiva influência.

A vasta informação experimental disponível desempenhou um importante papel na calibração do modelo numérico, conferindo-lhe a capacidade de esclarecer alguns aspectos menos bem compreendidos, o que permitiu a formulação de algumas sugestões práticas de aperfeiçoamento dos procedimentos de ensaio utilizados.

ABSTRACT

The increasing use of geosynthetics in geotechnical works, namely in soil reinforcement applications, where soil-geosynthetics interaction plays a major role, has generated a heavier demand for well established testing procedures that provide a consistent evaluation of the parameters required for safe and economical design.

The pull-out test has been developed and perfected by a number of researchers in several countries, in a joint effort to promote the definition of a normalized method for characterizing the soil-geosynthetics interaction. In Europe the procedure associated with the pull-out test has already reached pre-norm status (prEN 13738), with the help of a very significant contribution from FEUP.

The numerical modelling of the pull-out test of geosynthetics carried out in this study, attempts to closely follow the evolution of soil, geosynthetics and interface responses during pull-out, with the objective of assessing the relative importance of the intervening physical parameters so as to accurately determine their influence.

The vast experimental database available has been instrumental to the calibration of the numerical model, enabling it to help clarify some phenomena, already perceived but not yet fully understood. This has led to the formulation of a number of practical hints for improvement of the testing procedure used so far.

RÉSUMÉ

L'usage toujours plus répandu des géosynthétiques dans les ouvrages géotechniques, notamment pour le renforcement de sol, où l'interaction sol-géosynthétique joue un rôle crucial, demande l'établissement des procédés d'essai capables d'obtenir de façon consistante des valeurs fiables pour les paramètres de calcul de ces ouvrages.

L'essai d'arrachement de géosynthétiques a été étudié et développé par des nombreux experts en plusieurs pays avec le but de contribuer pour l'établissement d'une méthode normalisée pour la caractérisation de l'interaction sol-géosynthétique. En Europe le procédé associé à cet essai a déjà atteint le statut de pré-norme (prEN 13738), avec un très significatif apport de la FEUP.

La modélisation numérique de l'essai d'arrachement présentée dans ce travail a pour objectif analyser en détail l'évolution du comportement du sol, du géosynthétique et des interfaces au cours de l'essai, pour mieux comprendre l'importance relative des paramètres physiques en jeu et ainsi déterminer de façon rigoureuse leur influence.

La vaste base de données expérimentales disponible a été utilisée dans le calibrage du modèle numérique, qui l'a rendu capable d'élucider quelques aspects encore un peu obscurs et ensuite nous a conduit à la formulation de quelques suggestions pratiques pour le perfectionnement des procédés d'essai utilisés.

AGRADECIMENTOS

Ao escrever estas palavras revejo-me desde o primeiro dia que iniciei esta dissertação.

Em primeiro gostaria de expressar o meu profundo agradecimento ao Professor José Couto Marques pela sua amizade, suas orientações, esclarecimentos, disponibilidade, dedicação e sua capacidade de trabalho, que foram, sem dúvida, fundamentais para a realização desta dissertação. A sua juventude e boa disposição ao longo destes meses de dissertação foram simplesmente espetaculares.

Não poderei esquecer o contributo e disponibilidade da Professora Maria de Lurdes Lopes, pelas suas ideias, sugestões e esclarecimento de dúvidas na área dos geossintéticos.

Também importante foi a amizade estabelecida entre os vários colegas de mestrado que foram fantásticos durante este o curso. O meu especial agradecimento ao André Ernesto e à Cristiana Ferreira, e aos colegas Miguel, Mafalda, Rita e Pedro.

Não posso deixar de agradecer ao Rui Silvano em me ter mantido informado sobre os desenvolvimentos dos ensaios de arranque e pela sua simpatia.

Finalmente, agradeço aos meus pais o apoio prestado e à Teresa pela paciência e apoio durante este tempo de dissertação.

A todos um grande obrigado.

ÍNDICE DE TEXTO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1.1
1.1	Âmbito do trabalho.....	1.1
1.2	Organização da dissertação.....	1.1
2	GEOTÊXTEIS, GEOGRELHAS E GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO	2.1
2.1	Introdução	2.1
2.2	Geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço.....	2.2
2.2.1	Preâmbulo.....	2.2
2.3	Materiais constituintes	2.4
2.3.1	Considerações iniciais	2.4
2.3.2	Polímeros de base.....	2.5
2.3.3	Aditivos em geossintéticos.....	2.6
2.3.4	Comparação entre propriedades dos polímeros base	2.7
2.4	Processos de fabrico	2.8
2.4.1	Considerações iniciais	2.8
2.4.2	Fases de fabrico	2.8
2.4.3	Geotêxteis.....	2.9
2.4.4	Geogrelhas	2.10
2.4.5	Geocompósitos de reforço	2.11
2.5	Propriedades dos geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço.....	2.11
2.5.1	Considerações iniciais	2.11
2.5.2	Propriedades físicas.....	2.14
2.5.3	Propriedades hidráulicas	2.14

2.5.4	Propriedades mecânicas	2.16
2.5.5	Durabilidade	2.19
2.6	Funções dos geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço	2.22
2.6.1	Considerações iniciais	2.22
2.6.2	Filtragem, drenagem e separação.....	2.22
2.6.3	Reforço e protecção	2.24
2.7	Aplicações e colocação em obra.....	2.25
2.7.1	Aplicações em obras geotécnicas.....	2.25
2.7.2	Colocação em obra.....	2.27
2.8	Considerações finais	2.29
3	INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO.....	3.1
3.1	Introdução.....	3.1
3.2	Comportamento dos solos granulares	3.1
3.3	Mecanismos de interacção solo-geossintético	3.3
3.4	Resistência da interface solo-geossintético	3.3
3.5	Factores que influenciam a interacção solo-geossintético.....	3.9
3.5.1	Influência da dimensão das partículas do solo na interacção solo-geossintético	3.9
3.5.2	Influência da tensão de confinamento e da compactidade do solo na interacção solo-geossintético.....	3.14
3.5.2.1	Tensão de confinamento	3.14
3.5.2.2	Compactidade do solo	3.15
3.5.3	Influência da estrutura do geossintético na interacção solo-geossintético	3.15
3.6	Ensaio laboratoriais para avaliação das características da interacção solo-geossintético.	3.19
3.6.1	Ensaio de corte directo	3.20
3.6.2	Ensaio de corte directo em plano inclinado	3.21
3.6.3	Ensaio de arranque.....	3.22
3.7	Considerações finais	3.25

4	MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	4.1
4.1	Introdução.....	4.1
4.2	Descrição sumária dos programas utilizados.....	4.1
4.2.1	Programas de pré-processamento	4.1
4.2.2	Programa de análise não linear	4.2
4.2.3	Programas de pós-processamento	4.3
4.3	Conceitos básicos de Mecânica dos Sólidos.....	4.4
4.3.1	O tensor das tensões.....	4.4
4.3.2	Invariantes do tensor das tensões	4.5
4.4	Método dos Elementos Finitos	4.8
4.4.1	Introdução	4.8
4.4.2	Princípio dos Trabalhos Virtuais	4.9
4.4.3	Elementos finitos utilizados	4.10
4.4.3.1	Elementos bidimensionais	4.10
4.4.3.2	Elementos de junta	4.11
4.4.4	Métodos de integração numérica	4.16
4.4.4.1	Lei de integração de Gauss-Legendre.....	4.17
4.4.4.2	Lei de integração de Gauss-Lobatto	4.17
4.4.5	Exemplo de validação	4.17
4.4.5.1	Bloco Elástico Longo.....	4.17
4.5	Modelação dos materiais utilizados	4.20
4.5.1	Material elástico isotrópico.....	4.20
4.5.2	Material transverso isotrópico.....	4.20
4.5.3	Material elastoplástico	4.20
4.6	Modelos constitutivos elastoplásticos	4.21
4.6.1	Introdução	4.21
4.6.2	Modelo de Tresca.....	4.23
4.6.3	Modelo de Von Mises	4.24
4.6.4	Modelo de Mohr-Coulomb	4.26

4.6.5	Modelo de Drucker-Prager	4.29
4.7	Métodos de solução não linear	4.31
4.8	Critérios de convergência.....	4.34
4.8.1	Forças residuais	4.35
4.8.2	Energia.....	4.35
4.9	Considerações finais	4.35
5	MODELAÇÃO NUMÉRICA - ESTUDOS PARAMÉTRICOS	5.1
5.1	Introdução.....	5.1
5.2	Equipamento utilizado no ensaio de arranque de geossintéticos	5.1
5.3	Características gerais da modelação numérica.....	5.3
5.3.1	Interfaces.....	5.3
5.3.2	Geometria das malhas.....	5.4
5.3.3	Modelos constitutivos.....	5.7
5.3.4	Tipo e sequência de carregamento.....	5.7
5.3.5	Visualização de resultados.....	5.7
5.4	Validação do modelo numérico	5.8
5.4.1	Considerações iniciais	5.8
5.4.2	Caso 1 - Ensaio de arranque de um geotêxtil não tecido	5.8
5.4.3	Caso 2 - Ensaio de arranque de um geocompósito de reforço não tecido.....	5.13
5.5	Estudo paramétrico	5.14
5.5.1	Programação do estudo	5.14
5.5.2	Solo.....	5.15
5.5.2.1	Ângulo de atrito interno.....	5.15
5.5.2.2	Módulo de elasticidade	5.16
5.5.3	Geossintético	5.17
5.5.3.1	Módulo de elasticidade	5.17
5.5.4	Interface solo/geossintético.....	5.17
5.5.4.1	Resistência da interface solo/geossintético	5.17

ÍNDICE DE FIGURAS

5.5.4.2	Resistência residual.....	5.19
5.5.5	Tensão de confinamento.....	5.19
5.5.6	Influência da manga e localização da pega.....	5.20
5.5.7	Considerações finais.....	5.23
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	6.1
6.1	Principais conclusões extraídas do trabalho.....	6.1
6.2	Sugestões para desenvolvimentos futuros.....	6.2
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1: Geotêxtil tecido com filamentos constituintes semelhantes	2.2
Figura 2.2: Geotêxtil tecido com filamentos constituintes diferentes (adaptado de Ingold, T. S. (1994))	2.3
Figura 2.3: Geotêxtil não tecido (adaptado de Ingold, T. S. (1994))	2.3
Figura 2.4: Geotêxtil tricotado (adaptado de Ingold, T. S. (1994)).....	2.3
Figura 2.5: Geogrelha: (adaptado de Ingold, T. S. (1994)).....	2.4
Figura 2.6: Geocompósitos de reforço:.....	2.4
Figura 2.7: Poliéster (PET) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))	2.5
Figura 2.8: Poliamida 6 (PA6 ou Nylon 6) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))	2.6
Figura 2.9: Poliamida 6.6 (PA6.6 ou Nylon 6.6) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))....	2.6
Figura 2.10: Polipropileno (PP) (adaptado de Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))	2.6
Figura 2.11: Polietileno (PE) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))	2.6
Figura 2.12: Classificação dos geotêxteis consoante o processo de fabrico e os componentes utilizados	2.9
Figura 2.13: Processo de fabrico de geogrelhas extrudidas uniaxiais e biaxiais (adaptado de Ingold, T. S. (1994)).....	2.11
Figura 2.14 Propriedades dos geossintéticos	2.13
Figura 2.15: Definição do módulo de rigidez (adaptado de Paulson (1987))	2.17
Figura 2.16: Função de drenagem.....	2.22
Figura 2.17: Função de filtração.....	2.23
Figura 2.18: Função de separação.....	2.23
Figura 2.19: Função de reforço	2.24
Figura 2.20: Função de protecção.....	2.25
Figura 2.21: Aplicação de geossintéticos em Aterros de Resíduos	2.26
Figura 2.22: Aplicação de geossintéticos em aterros reforçados.....	2.26
Figura 2.23: Aplicação de geossintéticos em aterros reforçados.....	2.27
Figura 2.24: Aplicação de geossintéticos na base de aterros sobre solos moles.....	2.27
Figura 2.25: Procedimentos para a colocação de geossintéticos em obra (Tensar® (1996))	2.28

Capítulo 3

Figura 3.1: Resultados típicos de ensaios de corte directo em areias (Cardoso (1987)).....	3.2
Figura 3.2: Distribuição das forças ao longo do geossintético (adaptado de Jewell et al. (1984))	3.4

Figura 3.3: Mecanismos de interacção solo-geogrelha - movimento relativo de corte directo (adaptado de Jewell <i>et al.</i> (1984)).....	3.4
Figura 3.4: Mecanismos de interacção solo-geogrelha - mecanismo relativo de arranque (adaptado de Jewell <i>et al.</i> (1984)).....	3.5
Figura 3.5: Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell (1996)).....	3.6
Figura 3.6: Resistência passiva nas geogrelhas (adaptado de Jewell (1996)).....	3.9
Figura 3.7: Influência da relação B/D_{50} na resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell (1996)).....	3.10
Figura 3.8: Curvas granulométricas dos solos utilizados Pinho Lopes (1998).....	3.12
Figura 3.9: Influência da dimensão dos grãos de solo (Pinho Lopes (1998)).....	3.14
Figura 3.10: Influência da geometria do reforço no coeficiente da interface (adaptado de Jewell <i>et al.</i> (1990)).....	3.16
Figura 3.11: Influência da estrutura do geossintético no comportamento ao arranque (Pinho Lopes (1998)).....	3.19
Figura 3.12: Mecanismos de interacção num talude reforçado (adaptado de Palmeira e Milligan (1989)).....	3.20
Figura 3.13: Representação esquemática:.....	3.21
 Capítulo 4	
Figura 4.1: Componentes do tensor das tensões.....	4.5
Figura 4.2: Significado geométrico dos invariantes p' e J no espaço das tensões principais.....	4.7
Figura 4.3: Significado geométrico do invariante θ no plano π	4.8
Figura 4.4: Elementos bidimensionais de quatro e oito nós.....	4.11
Figura 4.5: Elementos de junta de 4 e 6 nós.....	4.12
Figura 4.6: Representação dos eixos globais e locais utilizados no elemento de junta.....	4.12
Figura 4.7: Bloco Elástico Longo - Malha e condições-fronteira utilizadas.....	4.18
Figura 4.8: Distribuição das tensões tangenciais na interface (Lei de integração: Gauss-Legendre) ..	4.19
Figura 4.9: Distribuição das tensões tangenciais na interface (Lei de integração: Gauss-Lobatto) ..	4.19
Figura 4.10: Anisotropia transversa.....	4.20
Figura 4.11: Idealização do comportamento elastoplástico perfeito.....	4.21
Figura 4.12: Curvas de endurecimento simuláveis pela expressão (4.47).....	4.23
Figura 4.13: Superfície de cedência do modelo de Tresca.....	4.24
Figura 4.14: Comparação das superfícies de cedência do modelo de Tresca e de Von Mises no plano π	4.25
Figura 4.15: Superfície de cedência do modelo de Von Mises.....	4.26
Figura 4.16: Representação de Mohr de um estado de tensão tridimensional.....	4.26
Figura 4.17: Superfície de cedência do modelo de Mohr-Coulomb.....	4.27
Figura 4.18: Relação entre a função de cedência e a de potencial plástico no modelo de Mohr- Coulomb.....	4.28
Figura 4.19: Superfície de cedência do modelo de Drucker-Prager.....	4.30

Figura 4.20: Relação entre a função de cedência e a de potencial plástico	4.31
Figura 4.21: Métodos de solução não linear	4.34

Capítulo 5

Figura 5.1: Máquina de arranque de geossintéticos - vista de conjunto	5.1
Figura 5.2: Máquina de arranque de geossintéticos - vista lateral.....	5.2
Figura 5.3: Sistema de aplicação da pressão de confinamento.....	5.2
Figura 5.4: Pormenor da manga no interior da caixa de arranque.....	5.2
Figura 5.5: Sistema de transmissão da força de arranque ao geossintético	5.3
Figura 5.6: Pegas utilizadas no equipamento de arranque	5.3
Figura 5.7: Pormenorização da zona terminal do geossintético no interior da caixa	5.4
Figura 5.8: Pormenor-tipo da discretização na zona da manga	5.4
Figura 5.9: Malha M1	5.5
Figura 5.10: Malha M1C	5.5
Figura 5.11: Malha M2.....	5.6
Figura 5.12: Curva de arranque de um geotêxtil não tecido.....	5.8
Figura 5.13: Comparação das malhas M1 e M2	5.9
Figura 5.14: Campo de tensões principais de compressão da malha M1 no final do ensaio.....	5.9
Figura 5.15: Campo de tensões principais de compressão da malha M2 no final do ensaio.....	5.10
Figura 5.16: Tensões tangenciais na interface solo/geossintético para as malhas M1 e M2	5.10
Figura 5.17: Evolução da força axial no geossintético durante o arranque.....	5.11
Figura 5.18: Comparação da força de arranque das malhas M1 e M1C	5.11
Figura 5.19: Campo de tensões principais de compressão na malha M1C	5.12
Figura 5.20: Comparação da lei de integração numérica nos elementos de junta	5.12
Figura 5.21: Comparação do critério de cedência do solo	5.13
Figura 5.22: Ensaio de arranque de um geocompósito de reforço não tecido	5.13
Figura 5.23: Influência do ângulo de atrito interno do solo.....	5.16
Figura 5.24: Influência do módulo de elasticidade do solo	5.16
Figura 5.25: Influência do módulo de elasticidade do geossintético	5.17
Figura 5.26: Influência da resistência da interface solo/geossintético	5.18
Figura 5.27: Influência da resistência da interface solo/geossintético com resistência residual constante	5.18
Figura 5.28: Influência da resistência residual.....	5.19
Figura 5.29: Influência da tensão de confinamento.....	5.20
Figura 5.30: Influência da manga e da localização da pega	5.20
Figura 5.31: Campo de tensões de compressão na simulação S1 (incremento 201).....	5.21
Figura 5.32: Campo de tensões de compressão na simulação S16 (incremento 201)	5.21
Figura 5.33: Campo de tensões de compressão na simulação S17 (incremento 201)	5.22

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 2

Quadro 2.1 Propriedades do polímero base (adaptado de Ladeira, 1995)	2.7
Quadro 2.2: Normas de ensaio para geotêxteis e produtos afins	2.12

Capítulo 3

Quadro 3.1: Mecanismos de interação solo-geossintético consoante o tipo de geossintético e o movimento relativo na interface solo-geossintético	3.5
Quadro 3.2: - Características dos solos	3.12
Quadro 3.3: Geogrelhas ensaiadas ⁽¹⁾	3.13
Quadro 3.4: Razão (B/D ₅₀) e factor de escala F ₁	3.13
Quadro 3.5: Geogrelha ⁽¹⁾	3.18
Quadro 3.6: Geotêxtil ⁽¹⁾	3.18

Capítulo 4

Quadro 4.1: Pontos de integração e pesos na lei de integração de Gauss-Legendre	4.17
Quadro 4.2: Pontos de integração e pesos na lei de integração de Gauss-Lobatto	4.17
Quadro 4.3: Características da malha utilizada	4.18
Quadro 4.4: Vantagens e desvantagens dos modelos constitutivos descritos	4.31

Capítulo 5

Quadro 5.1: Características das malhas utilizadas	5.6
Quadro 5.2: Propriedades materiais do solo e provete	5.7
Quadro 5.3: Características das interfaces	5.7
Quadro 5.4: Plano do estudo paramétrico	5.15
Quadro 5.5: Resumo dos valores da força de arranque máxima e aos 0,20m de deslocamento	5.22

SIMBOLOGIA

SIGLAS

ASTM	- American Society for Testing and Materials
BS	- British Standard
CEN	- Comissão Europeia de Normalização
DDI	- Danificação Durante a Instalação
DIN	- Deutsches Institut für Normung e.V.
EN	- European Norm
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ISO	- International Organization for Standardization
MEF	- Método dos Elementos Finitos
NF	- Norme Française
PA	- Poliamida
PA6	- Poliamida 6 ou Nylon 6
PA6.6	- Poliamida 6.6 ou Nylon 6.6
PE	- Polietileno
PEAD	- Polietileno de Alta Densidade
PET	- Poliésteres
PP	- Polipropileno
PrEN	- Pre European Norm
PVC	- Policloreto de Vinilo
TC	- Comissões Técnicas
UV	- Radiação Ultravioleta

LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

B	- espessura das barras transversais da geogrelha
E	- módulo de elasticidade longitudinal
E_u	- módulo de elasticidade não drenado
F_1	- factor de escala relacionado com a dimensão média das partículas do solo (D_{50})
F_2	- factor de forma
G	- módulo de elasticidade transversal
G_{EP}	- razão entre a tensão de corte e os incrementos de deformação
L	- comprimento do reforço
M_{JJ}^{PP}	- declive da recta da função potencial plástico (Drucker-Prager)
M_{JP}	- constante do material (independente de θ) (Drucker-Prager)
N_i	- função de forma
S	- distância entre barras transversais da geogrelha
T	- resistência ao corte da interface
T_1	- mecanismo de atrito lateral
T_p	- mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas
$T_{s/s}$	- mecanismo de atrito solo-solo
W	- largura do reforço
Y(h)	- função de endurecimento

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

a_b	- fracção da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva
a_s	- fracção sólida da área superficial da geogrelha
b	- base
c	- coesão
c_u	- resistência não drenada
c'	- coesão efectiva. (Mohr-Coulomb)
c_1	- coeficiente definidor da lei de endurecimento
c_2	- coeficiente definidor da lei de endurecimento
c_3	- coeficiente definidor da lei de endurecimento
c_4	- coeficiente definidor da lei de endurecimento
c_5	- coeficiente definidor da lei de endurecimento

f	- coeficiente de resistência da interface
f_a	- coeficiente de resistência da interface para o caso de movimento na interface solo-reforço ser de arranque
f_{cd}	- coeficiente de resistência da interface para o caso de movimento na interface solo-reforço ser de corte directo
g	- potencial plástico
k	- valor da tensão de cedência em corte puro (depende do tipo de material)
t	- topo
w	- espessura do elemento de junta
x,y	- referencial global

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ	- deslocamento relativo
----------	-------------------------

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α	- ângulo que o referencial local de um elemento faz com o referencial global - parâmetro do material que representa a resistência ao corte do solo (modelo de von Mises)
δ	- ângulo de atrito na interface solo-reforço
ϕ	- ângulo de atrito
ν	- coeficiente de Poisson
τ	- tensão de corte (Mohr-Coulomb)
Δ	- deslocamento relativo
ϕ'	- ângulo de atrito efectivo (Mohr-Coulomb) - ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (de pico ou a volume constante, dependendo da densidade do solo)
(ξ,η)	- referencial local
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- tensão principal máxima, intermédia e mínima
σ'_n	- tensão normal efectiva
σ'_p	- tensão passiva mobilizada em termos de tensões efectivas
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	- componentes normais da tensão num sistema de coordenadas cartesianas

MATRIZES, VECTORES E ESCALARES

\mathbf{B}	- matriz de deformação
\mathbf{D}_{EP}	- matriz elasto-plástica

$[D^{ep}]$	- matriz constitutiva elasto-plástica
D	- matriz constitutiva elástica
$\{I\}$	- invariantes do tensor das tensões
I_2	- matriz identidade de 2×2
$\{J\}$	- invariantes do tensor das tensões de desvio
K	- matriz de rigidez
K	- matriz de rigidez global
K_T	- matriz de rigidez tangente
$T(\xi)$	- matriz de transformação de coordenadas do referencial global para o local
d	- vector de deslocamentos nodais
d_i	- campo de deslocamentos na iteração l
d_i'	- deslocamento do nó i no referencial local
$d\lambda$	- multiplicador plástico
$\{d\epsilon_p\}$	- incremento de deformação plástica
f	- vector das forças nodais - forças nodais aplicadas
f_i	- vector da força nodal interna - vector das forças totais externas
f_e	- vector da força nodal externa
$f_e^{(e)}$	- forças nodais externas aplicadas no elemento
$f_i^{(e)}$	- vector das forças nodais internas
$\{k\}$	- parâmetro assumido constante (Mohr-Coulomb)
p_i	- vector das forças nodais equivalentes
$r^{(e)}$	- vector das forças residuais
s_i	- escalar definido pelo procedimento de <i>line search</i>
$\delta u^{(e)}$	- deslocamentos nodais virtuais
$\delta \epsilon$	- extensões virtuais
ϵ	- matriz das deformações
ϵ^0	- matriz das deformações iniciais
σ	- vector de tensões
σ^0	- vector de tensão inicial
σ_i	- campo interno de tensões

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 ÂMBITO DO TRABALHO

Desde que em 1926 se realizou a primeira tentativa de aplicação de geotêxteis no reforço de um pavimento rodoviário nos Estados Unidos da América, tem-se vindo a registar um extraordinário desenvolvimento científico e tecnológico no campo hoje em dia designado dos geossintéticos, com enormes progressos na área industrial dos processos de fabrico, na área tecnológica e de projecto das cada vez mais diversificadas aplicações em obra, na área da investigação científica das respectivas propriedades e comportamento, na área legislativa com adopção de normas de ensaio cada vez mais objectivas e exigentes, sendo extremamente significativo e continuamente crescente o volume dos investimentos na fileira dos geossintéticos a nível nacional, europeu e mundial.

Na FEUP há cerca de uma dúzia de anos que começaram a ser concentrados esforços nesta área, sendo já substancial o número e qualidade das teses de mestrado e doutoramento concluídas, notável a produção de artigos, aceites nas melhores revistas e congressos da especialidade e intensa a intervenção em grupos de trabalho internacionais, nos quais tem sido unanimemente reconhecida a liderança da FEUP, particularmente no desenvolvimento de procedimentos laboratoriais de caracterização, em que foi pioneira nomeadamente com a caixa para o ensaio de arranque de geossintéticos.

O presente trabalho integra-se nesta dinâmica de investigação, visando contribuir, com a utilização de métodos numéricos de análise, para um conhecimento mais profundo e um domínio mais completo dos fenómenos físicos presentes no ensaio de arranque de geossintéticos, para assim melhor compreender o papel dos mesmos, a sua interdependência e a sua influência nos resultados, na perspectiva do aperfeiçoamento dos procedimentos de ensaio.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação divide-se em duas partes, organizadas em seis capítulos. A primeira parte apresenta uma panorâmica geral sobre os geossintéticos, com referência aos respectivos materiais constituintes, processos de fabrico, funções e propriedades, sendo dada particular atenção aos geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço. São ainda discutidos em pormenor os aspectos relacionados com a interacção solo-geossintético. A segunda parte descreve as ferramentas utilizadas na modelação numérica do ensaio de arranque de geossintéticos, bem como os resultados de um conjunto de análises e estudos paramétricos.

No presente capítulo de carácter introdutório descrevem-se os objectivos do trabalho e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2, após uma breve resenha histórica da fulgurante entrada em cena dos geossintéticos no mundo da Engenharia Civil, são apresentados em pormenor três dos mais importantes tipos: os geotêxteis, as geogrelhas e os geocompósitos de reforço. É feita referência às suas matérias primas e às diversas fases dos seus processos de fabrico. São passadas em revista as respectivas propriedades físicas, mecânicas, hidráulicas e de durabilidade e listadas as correspondentes normas de ensaio. É posta em destaque a sua versatilidade, sendo descritas as diversas funções que podem desempenhar, como sejam, a filtragem, a drenagem, a separação, a protecção e o reforço, salientando-se em cada caso quais as propriedades mais relevantes a ter em conta. Finalmente descrevem-se os principais cuidados a ter na colocação em obra e referem-se vários tipos de aplicação em obras geotécnicas.

O Capítulo 3 discute em pormenor os mecanismos de interacção solo-geossintético e os factores que a condicionam, bem como os ensaios laboratoriais correntemente utilizados na quantificação das suas características.

O Capítulo 4 apresenta os programas utilizados na modelação numérica do ensaio de arranque de geossintéticos, descrevendo a respectiva fundamentação teórica bem como as principais estratégias algorítmicas adoptadas.

O Capítulo 5 descreve os estudos paramétricos realizados sobre o ensaio de arranque de geossintéticos, discutindo e comentando os resultados obtidos e formulando algumas sugestões práticas para o aperfeiçoamento dos procedimentos laboratoriais de ensaio.

O Capítulo 6 resume as principais conclusões do trabalho e propõe linhas de desenvolvimento futuro.

2 GEOTÊXTEIS, GEOGRELHAS E GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO

2.1 INTRODUÇÃO

A primeira tentativa de aplicação de geotêxteis remonta ao ano de 1926 nos Estados Unidos da América e destinava-se ao reforço de pavimentos e estradas. A utilização sistemática deste tipo de material inicia-se na década de 40, vindo a beneficiar do grande desenvolvimento das suas técnicas de fabrico (produtos tecidos na década de 50 e não tecidos na década de 60).

A partir da década de 70, principalmente após a introdução dos geotêxteis não tecidos agulhados, ocorreu um elevado incremento da sua utilização devido às substanciais vantagens técnicas e económicas decorrentes da sua aplicação.

No início dos anos 80 surgem as geogrelhas, entre outras novidades. A expansão do mercado e o constante desenvolvimento de novos produtos estão relacionados com a boa aceitação por parte dos donos de obra, dos empreiteiros e dos projectistas.

Em 1983 J.E. Fluet Jr. introduziu o termo "geossintético" para designar indiferenciadamente todos os novos produtos deste tipo com aplicação em obras de carácter geotécnico. O termo poderá não ser o mais adequado, visto existirem produtos que não têm origem sintética, tendo mesmo a certa altura sido substituído pela designação de "Geotêxteis, Geomembranas e Produtos Afins". Todavia, no Congresso de Singapura de 1994, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universal e definitivamente o termo "geossintético", ao adoptar para si própria a nova designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos.

Como estes materiais são recentes, ainda se assiste a um certo desfasamento entre a respectiva aplicação prática e o conhecimento técnico-científico dos mesmos. Ao longo do tempo tem-se verificado um aumento no interesse pelos geossintéticos na comunidade técnica internacional, com a realização de diversos congressos e conferências internacionais dedicados ao tema (Paris, 1977; Las Vegas, 1982; Viena, 1986; Haia, 1990; Singapura, 1994; Maastricht, 1996; Atlanta, 1998; Bolonha, 2000; Nice, 2002). Estão já em preparação os próximos Congressos Europeu (Munique, 2004) e Mundial (Yokohama, 2006).

Uma importante contribuição para o avanço e difusão dos geossintéticos é dada através da publicação de revista técnicas da especialidade, como, por exemplo, "International Journal of Geotextiles and Geomembranes", "Geosynthetics International", "Geotechnical Fabrics Report", entre outros.

Finalmente, é importante referir que vários fabricantes de geossintéticos, através dos seus "sites" na internet[[14](#),[15](#) e [16](#)], disponibilizam um grande volume de informação sobre os seus produtos, suas

características e desenvolvimentos tecnológicos, bem como documentos técnicos e relatórios de casos de obra.

2.2 GEOTÊXTEIS, GEOGRELHAS E GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO

2.2.1 PREÂMBULO

Os geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço são elementos que, ao serem utilizados como componentes de obras de terra, têm a função de melhorar o comportamento global do conjunto. A sua utilização já provou possuir um enorme potencial e versatilidade, tendo em conta as diversas funções que estes materiais podem desempenhar.

A classificação de um geossintético baseia-se fundamentalmente nas diferenças estruturais existentes entre eles, devido quer ao(s) tipo(s) de polímero(s), quer aos processos utilizados no seu fabrico.

Dos diferentes tipos de geossintéticos que existem actualmente, será dada neste capítulo especial atenção a três: os **geotêxteis**, as **geogrelhas** e os **geocompósitos de reforço**.

Apresentam-se em seguida alguns exemplos dos três tipos referidos (Figuras 2.1 a 2.6).

a) **Geotêxteis** tecidos com filamentos constituintes semelhantes:

- monofilamento em monofilamento;
- multifilamento em multifilamento;
- tira em tira;
- fibrilado em fibrilado.

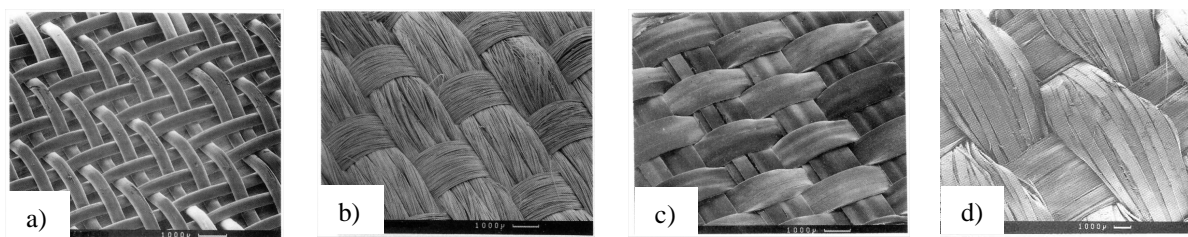


Figura 2.1: Geotêxtil tecido com filamentos constituintes semelhantes

- a) monofilamento em monofilamento
- b) multifilamento em multifilamento
- c) tira em tira
- d) fibrilado em fibrilado

b) **Geotêxteis** tecidos com filamentos constituintes diferentes:

- tira em monofilamento;
- multifilamento em monofilamento;
- tira em tira coberto com filamentos dispostos aleatoriamente.

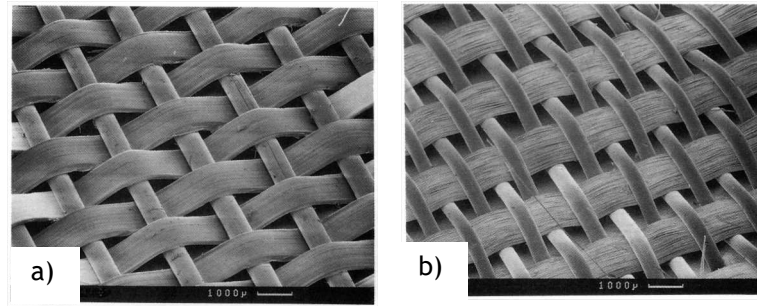


Figura 2.2: Geotêxtil tecido com filamentos constituintes diferentes (adaptado de Ingold, T. S. (1994))

- a) tira em monofilamento
- b) multifilamento em monofilamento

c) **Geotêxteis não tecidos:**

- mecanicamente ligado (agulhados);
- quimicamente ligados;
- termicamente ligados.

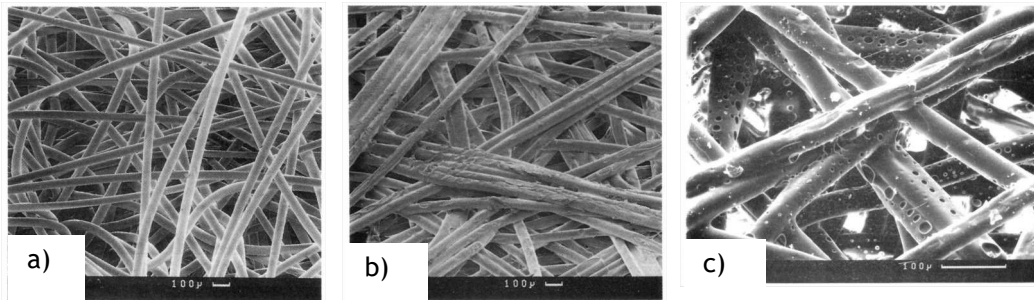


Figura 2.3: Geotêxtil não tecido (adaptado de Ingold, T. S. (1994))

- a) mecanicamente ligado (agulhado)
- b) termicamente ligado
- c) termicamente ligado

d) **Geotêxteis tricotados.**

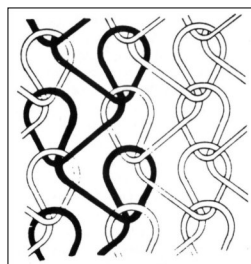


Figura 2.4: Geotêxtil tricotado (adaptado de Ingold, T. S. (1994))

e) **Geogrelhas:**

- uniões integrais - uniaxial;
- uniões integrais - biaxial;
- uniões tecidas;
- uniões fundidas;
- uniões a laser.

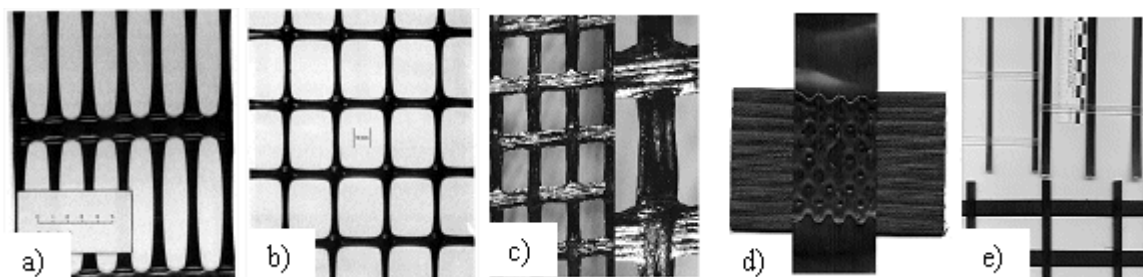


Figura 2.5: Geogrelha: (adaptado de Ingold, T. S. (1994))

- a) união integral - uniaxial
- b) união integral - biaxial
- c) união tecida
- d) união fundida
- e) união a laser

f) **Geocompósitos de reforço:**

- geotêxtil não tecido reforçado numa ou várias direcções com filamentos de poliéster;
- associação de geotêxteis com geogrelhas.

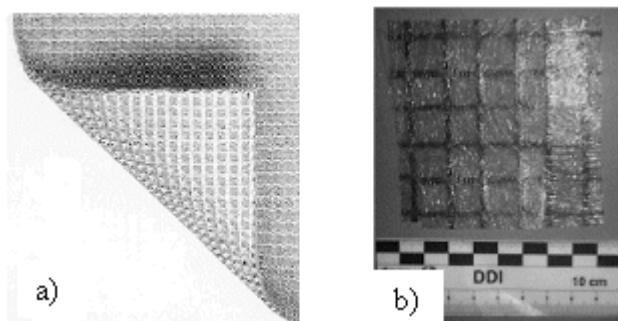


Figura 2.6: Geocompósitos de reforço:

- a) geotêxtil não tecido reforçado com filamentos de poliéster
- b) associação de geotêxtil não tecido com geogrelha tecida

2.3 MATERIAIS CONSTITUINTES

2.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Existem dois grandes grupos de geossintéticos relativamente à matéria prima utilizada no fabrico: os naturais e os de origem química. A matéria prima natural pode ser: vegetal (algodão, linho, juta e cânhamo), mineral (amianto) e animal (lã e seda); a de origem química, pode ser orgânica (polímeros naturais transformados - viscosa e acetato; polímeros sintéticos) ou inorgânica (minerais, tais como vidro, carbono e metais).

As fibras naturais são raramente utilizadas devido ao seu carácter biodegradável e ao facto de não possuírem propriedades adequadas a grande número de aplicações.

Hoje em dia os termoplásticos são os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos. Estes materiais são obtidos a partir do petróleo e, ao contrário de outros plásticos, têm a propriedade de amolecer e endurecer por acção do calor e do frio, respectivamente.

Trata-se de compostos poliméricos, cujo monómero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogénio. Através de processos químicos os monómeros podem juntar-se formando longas cadeias moleculares, sendo este mecanismo designado por polimerização. A presença de diversos tipos de aditivos químicos no processo de polimerização, permite que um mesmo monómero dê origem a plásticos com propriedades diferentes.

O peso molecular de um polímero é uma característica das mais importantes, com grande influência no seu comportamento. Assim, o aumento do peso molecular conduz ao aumento da rigidez, bem como da resistência à tracção, ao impacto, à fendilhação e ao calor, conduzindo à diminuição da fluência e da trabalhabilidade do material. (Lopes, M. L. (2000a))

A cristalinidade é outra propriedade determinante no comportamento dos polímeros. À medida que a cristalinidade de um polímero aumenta, aumenta a rigidez, a resistência ao calor, a resistência à tracção e a resistência química, diminuindo a permeabilidade, a deformação na rotura, a flexibilidade, a resistência ao impacto e à fendilhação. Os polímeros, quanto à cristalinidade, podem ser classificados em amorfos e semicristalinos. A título de exemplo, a percentagem de cristalinidade nos geossintéticos varia entre 30% para os fabricados com Policloreto de Vinilo (PVCs) e 75% para os constituídos por Polietileno de Alta Densidade (PEAD). (Lopes, M. L. (2000a))

2.3.2 POLÍMEROS DE BASE

No fabrico de geotêxteis e geogrelhas podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, sendo os mais comuns os poliésteres (PET), as poliamidas (PA), os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE). Destes quatro polímeros o menos utilizado é a poliamida.

No fabrico de geocompósitos de reforço os polímeros mais utilizados são os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE), sendo os filamentos de reforço em poliéster (PET).

Apresentam-se em seguida as estruturas moleculares dos polímeros base (Figuras 2.7 a 2.11):

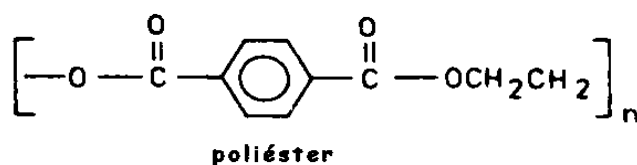


Figura 2.7: Poliéster (PET) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))

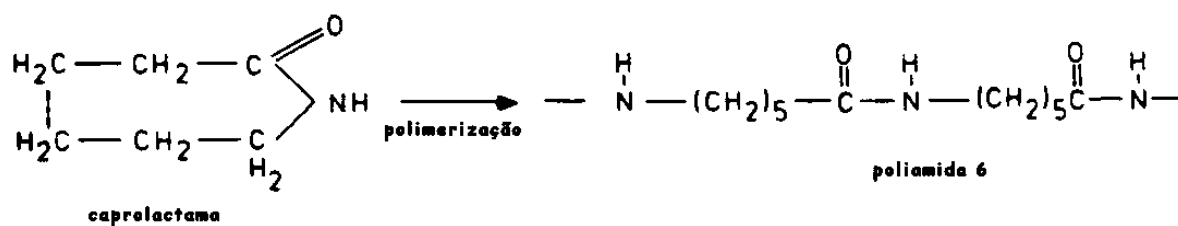


Figura 2.8: Poliamida 6 (PA6 ou Nylon 6) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))

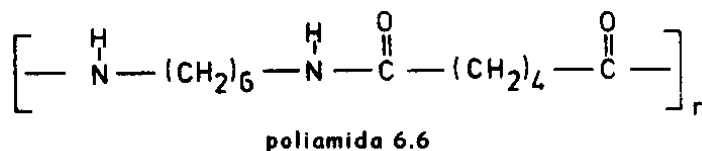


Figura 2.9: Poliamida 6.6 (PA6.6 ou Nylon 6.6) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))

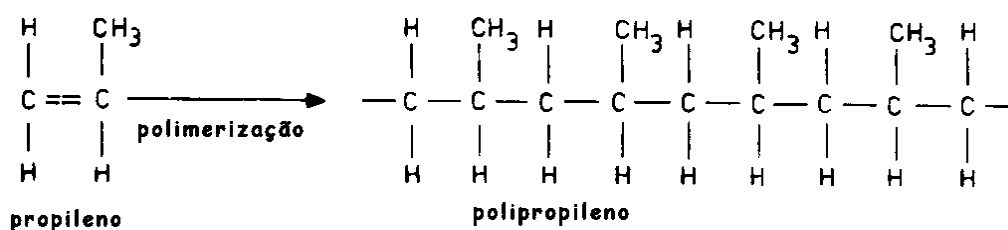


Figura 2.10: Polipropileno (PP) (adaptado de Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))

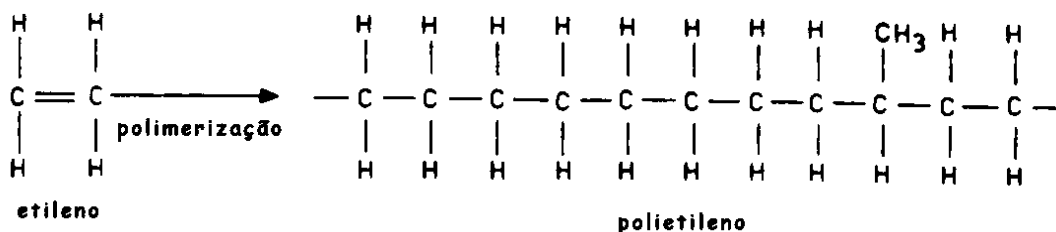


Figura 2.11: Polietileno (PE) (adaptado de (Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986))

2.3.3 ADITIVOS EM GEOSSINTÉTICOS

A utilização de aditivos na produção de um termoplástico tem como principal função a melhoria das suas propriedades, quer durante a fase de fabrico, quer durante a fase de utilização.

O uso de estabilizadores de viscosidade (por exemplo aminas), no processo de polimerização, permite controlar o grau de polimerização do polímero em fabrico.

Os aditivos mais utilizados são os anti-oxidantes, anti-ultravioleta, anti-envelhecimento e estabilizadores térmicos. Por exemplo, no caso do polietileno, a temperatura utilizada para o seu fabrico está compreendida entre os 180°C e 280°C. A estas temperaturas ocorre uma grande degradação do material, ficando as cadeias poliméricas mais curtas, o que conduz a uma menor

viscosidade e peso molecular. Como consequência, o termoplástico obtido terá uma perda significativa de propriedades, o que se pode obviar pela utilização de um aditivo anti-oxidante.

Com a finalidade de garantir uma maior durabilidade e resistência às radiações solares destes materiais poliméricos ao longo da sua vida útil, são utilizados aditivos anti-envelhecimento, como, por exemplo, catião de manganês (II), compostos de cobre e aminas aromáticas.

O negro de carbono é um aditivo bastante utilizado, já que o uso de uma pequena percentagem (aproximadamente 2% em peso) permite um aumento da ordem de 30% na resistência à radiação ultravioleta (UV).

Como os geossintéticos estão normalmente em contacto com o solo, constituindo este um meio muito agressivo, são utilizados aditivos para melhoria da resistência à acção de microorganismos.

A natureza dos aditivos e estabilizadores utilizados depende, obviamente, do tipo de polímero base.

2.3.4 COMPARAÇÃO ENTRE PROPRIEDADES DOS POLÍMEROS BASE

O Quadro 2.1 caracteriza de forma qualitativa cada uma das quatro famílias de polímeros mais utilizadas no fabrico de geossintéticos, em termos das suas propriedades mais relevantes, da sua resistência à acção de diversos agentes, bem como do seu custo.

Quadro 2.1 Propriedades do polímero base (adaptado de Ladeira, 1995)

		Famílias de polímeros				
		Poliéster (PET)	Poliamida (PA)	Polietileno (PE)	Polipropileno (PP)	
Propriedades	<i>Resistência à tracção</i>	3	2	1	1	
	<i>Rigidez</i>	3	2	1	1	
	<i>Deformação na rotura</i>	2	2	3	3	
	<i>Fluência</i>	1	2	3	3	
	<i>Densidade relativa</i>	3	2	1	1	
Resistência a	<i>Radiações UV</i>	<i>estabilizado</i>	3	2	3	3
		<i>não estabilizado</i>	3	2	2	1
	<i>Bases</i>	1	3	3	3	
	<i>Fungos, vermes e insectos</i>	2	2	2	3	
	<i>Óleo</i>	2	2	1	1	
	<i>Detergentes</i>	3	3	3	3	
	Custo	3	2	1	1	

Escala utilizada: 1 - Baixo; 2 - Médio; 3 - Elevado

2.4 PROCESSOS DE FABRICO

2.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O processo de fabrico do geossintético desempenha um papel muito importante na definição da sua estrutura, das suas características (mecânicas, hidráulicas, entre outras) e do seu comportamento em obra, entre outros aspectos.

O fabrico do geossintético consiste, normalmente, em três fases: (i) **produção do polímero** (incluindo os aditivos); (ii) **produção dos componentes**; (iii) **combinação dos componentes**.

2.4.2 FASES DE FABRICO

A **produção do polímero** constituinte é realizada por processos químicos e com a utilização de aditivos. O material resultante apresenta-se sob a forma granular ou esférica.

A **produção dos componentes** pode recorrer à extrusão ou à fiação líquida do polímero, daí resultando formas muito variadas, das quais se destacam:

- filamento contínuo circular, com diâmetro médio de uma fracção de milímetro e comprimento indefinido;
- tira plana com vários milímetros de largura, uma fracção de milímetro de espessura e comprimento indefinido;
- folha ou película, com vários metros de largura e espessura variando entre uma fracção de milímetro (película) e vários milímetros (folha).

Nos processos de extrusão ou fiação líquida, o polímero é introduzido num recipiente juntamente com os aditivos, ficando sujeito a pressão e temperatura controladas. O objectivo deste procedimento é provocar a fusão dos constituintes sólidos, assim como a sua mistura e expulsão do oxigénio. Posteriormente, a massa fluída é forçada a atravessar um sistema de bombas rotativas, que controla a quantidade de polímero que passa, expelindo-o através de uma placa perfurada. As fibras ou filamentos são arrefecidos ao ar ou em água. (Pinho Lopes(1998))

A produção de tiras e películas é semelhante. Neste caso, o polímero é forçado a sair através de fendas. As tiras podem ser obtidas directamente ou por corte de películas. (Pinho Lopes(1998))

Depois dos procedimentos descritos, as tiras e os filamentos são sujeitos a estiramento e solidificação, sendo necessários dois ou mais tratamentos por aquecimento. Estes destinam-se a melhorar as propriedades do material (por exemplo, a resistência à tracção, o módulo de rigidez, a deformação na rotura, a fluência, entre outros). A cadeia molecular é progressivamente orientada na direcção do estiramento, resultando numa estrutura final mais cristalina. (Pinho Lopes(1998))

A **combinação dos componentes** básicos conduz à estrutura final do geossintético. Nos três pontos seguintes são descritos vários tipos de combinação para o caso dos geotêxteis, das geogrelhas e dos geocompósitos de reforço.

2.4.3 GEOTÊXTEIS

Devido à sua estrutura, os **geotêxteis** são produtos permeáveis podendo ser: **tecidos**, **tricotados** e **não tecidos**. A Figura 2.12 apresenta a classificação dos geotêxteis consoante o seu processo de fabrico e os componentes utilizados.

Os **geotêxteis tecidos** são compostos por dois conjuntos de componentes paralelos entrelaçados, habitualmente na perpendicular, formando uma estrutura plana, com poucos milímetros de espessura e uma distribuição de poros relativamente regular. (Pinho Lopes(1998))

Os componentes utilizados no seu fabrico são os monofilamentos, os multifilamentos e as tiras. Quando são utilizados monofilamentos e multifilamentos ou uma combinação de ambos, a espessura varia entre 1 e 2 mm. No caso de serem obtidos a partir de tiras, a espessura é inferior a 0,5mm.

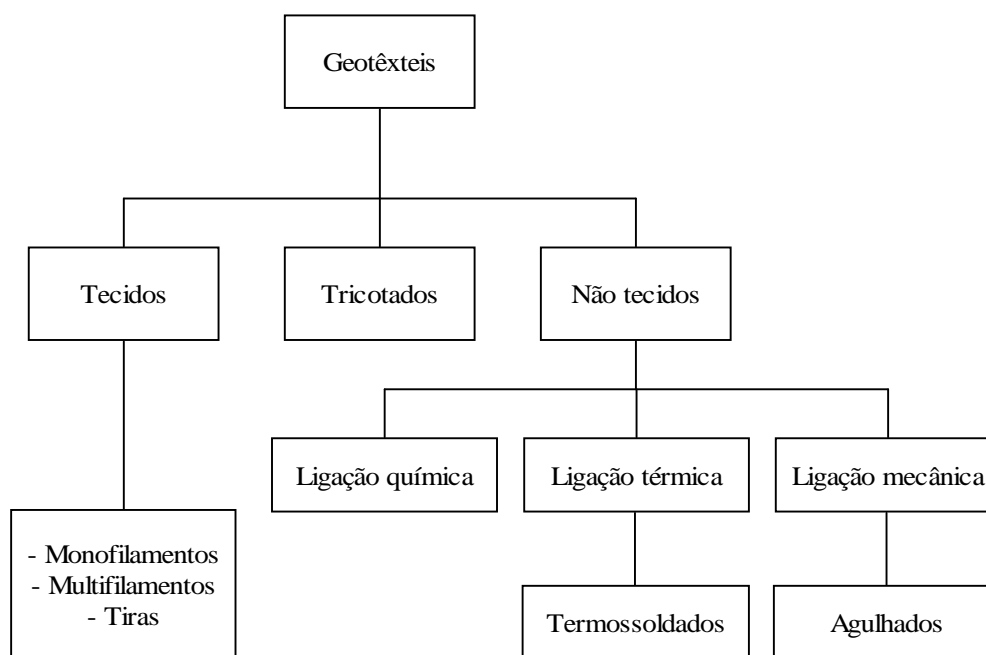


Figura 2.12: Classificação dos geotêxteis consoante o processo de fabrico e os componentes utilizados

Nos **geotêxteis tricotados**, como a designação indica, os monofilamentos ou multifilamentos são ligados por tricotagem, formando-se uma estrutura estável mas muito extensível.

O fabrico dos **geotêxteis não tecidos** inicia-se pela disposição dos componentes aleatoriamente numa trama solta, ligeiramente mais espessa que o produto final. Em seguida, através de *processos mecânicos, térmicos ou químicos*, os componentes são ligados entre si, obtendo-se uma estrutura plana com uma distribuição aleatória de poros.

O *processo mecânico* consiste em fazer passar a trama solta sob milhares de agulhas, que penetram totalmente na trama, arrastando consigo alguns dos filamentos e entrelaçando-os. A espessura obtida por este processo está compreendida entre 0,5 e 5mm.

O *processo térmico* é realizado por aquecimento, que provoca a fusão parcial dos componentes e sua ligação nos pontos de contacto. Estes geotêxteis apresentam espessuras compreendidas entre 0,5 e 1mm.

No *processo químico* é utilizado um ligante, uma resina sintética, para estabelecer uma ligação química entre os filamentos nos pontos de contacto. Os geotêxteis assim obtidos tendem a ser mais rígidos. Este processo é relativamente dispendioso, sendo por esse motivo menos frequentemente utilizado.

2.4.4 GEOGRELHAS

Uma geogrelha é um geossintético em forma de grelha. Para obter esta configuração podem ser utilizados dois processos de fabrico. O primeiro consiste na união ou ligação dos pontos de cruzamento das barras perpendiculares de um polímero, por tecelagem, por fusão ou por recurso a raios laser. O segundo envolve a perfuração de uma folha de um polímero, seguida ou não de estiramento, obtendo-se as designadas geogrelhas extrudidas de ligação integral (ver Figura 2.13).

Neste segundo processo a folha de polímero é inicialmente perfurada de acordo com um padrão regular. Em seguida, a folha perfurada é aquecida e estirada numa máquina direccionada. Como consequência, os orifícios alongam-se e as moléculas do polímero orientam-se na direcção da distensão. Esta reorientação, não obstante ser de grau variável ao longo do comprimento da geogrelha, traduz-se num aumento global da rigidez e da resistência à tracção.

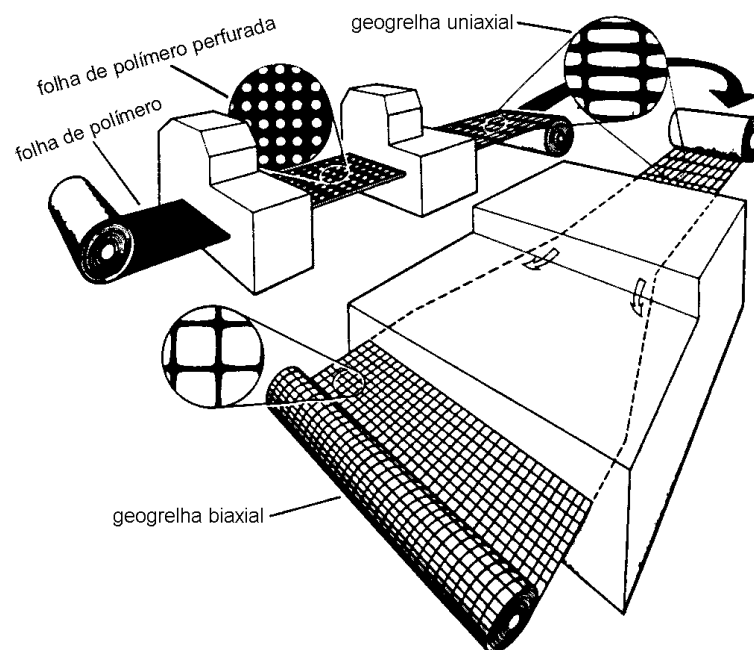


Figura 2.13: Processo de fabrico de geogrelhas extrudidas uniaxiais e biaxiais (adaptado de Ingold, T. S. (1994))

Se o processo de fabrico terminar nesta fase, obtém-se uma geogrelha orientada uniaxialmente. No caso de a grelha ser novamente aquecida e estirada na direcção transversal, obtém-se uma geogrelha orientada biaxialmente.

2.4.5 GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO

Os geocompósitos de reforço são compostos por dois ou mais geossintéticos. Os dois tipos mais comuns são os constituídos por geotêxteis não tecidos agulhados, em polipropileno ou polietileno, reforçados por filamentos em poliéster e os formados por associação de geotêxteis com geogrelhas.

A produção dos geotêxteis reforçados inicia-se pelo fabrico do geotêxtil não tecido base, tal como foi descrito em 2.4.3. Em seguida os filamentos de reforço em poliéster são dispostos sobre o geotêxtil em direcções pré-definidas, sendo ligados a este por costura.

Os geotêxteis e as geogrelhas constituintes de geocompósitos de reforço são, normalmente, não tecidos, no caso dos primeiros e tecidas, no caso das segundas. A ligação entre os dois materiais é feita quimicamente através da aplicação de resinas.

2.5 PROPRIEDADES DOS GEOTÊXTEIS, GEOGRELHAS E GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO

2.5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os geossintéticos devem apresentar determinadas características para poderem desempenhar eficazmente uma determinada função. As propriedades a considerar devem estar de acordo com a operatividade do geossintético ao longo da vida útil da obra, sem no entanto esquecer as acções a que estará sujeito durante as operações de manuseamento, armazenamento e colocação em obra.

A rápida generalização a inúmeros países da utilização de geossintéticos e a necessidade de determinar diversas propriedades conduziu ao desenvolvimento de vários ensaios, com procedimentos diferentes, mas com o mesmo objectivo. Por essa razão a Comissão Europeia de Normalização (CEN) criou, no domínio dos geossintéticos, as Comissões Técnicas (TC) TC189 e JWG TC189/TC254. As atribuições destas comissões técnicas consistem na definição dos requisitos gerais destes materiais para as diferentes utilizações e no desenvolvimento de Normas Europeias (EN) de ensaio de geossintéticos para avaliação desses requisitos.

A necessidade de normalização dos ensaios de geossintéticos tem a ver com o facto de estes materiais exibirem um comportamento altamente dependente das condições e dos procedimentos de ensaio, conduzindo, muitas vezes, à situação de ser impossível a comparação de resultados de ensaios realizados em diferentes laboratórios com o mesmo objectivo, mas seguindo procedimentos diferentes.

O Quadro 2.2 indica normas de ensaios de geossintéticos para definição de diversas propriedades, desenvolvidas pelo CEN TC189.

É de notar que, sendo Portugal membro do CEN, a existência de normas de ensaio, EN, aprovadas para definição de uma dada propriedade dos geossintéticos, obriga a que nos cadernos de encargos das obras sejam essas normas as exigidas e não outras.

Quadro 2.2: Normas de ensaio para geotêxteis e produtos afins

Propriedades		Normas Europeias (EN) (Janeiro 2002)	
Físicas	<i>Espessura</i>	EN 964 - 1/2	
	<i>Massa por unidade de área</i>	EN 965	
Hidráulicas	<i>Dimensão característica dos poros (porometria)</i>	EN ISO 12956	
	<i>Permissividade (sem carga)</i>	EN ISO 11058	
	<i>Transmissividade</i>	EN ISO 12858	
Durabilidade	<i>Resistência aos agentes atmosféricos</i>	ENV 12224	
	<i>Resistência à oxidação</i>	ENV ISO 13438	
	<i>Resistência à degradação química</i>	ENV ISO 12960	
	<i>Resistência à degradação microbiológica</i>	ENV 12225	
	<i>Resistência à hidrólise</i>	ENV 12447	
	<i>Resistência à danificação durante a instalação</i>	ENV 10722-1	
	<i>Resistência à abrasão</i>	EN ISO 13427	
	<i>Avaliação da degradação</i>	ENV 12226	
	<i>Guia de durabilidade</i>	CR ISO 13434	
	<i>Fluência e rotura em fluência</i>	EN ISO 13431	
<i>Fluência em compressão</i>	ENV 1897		
Mecânicas	<i>Resistência à tracção-extensão</i>	EN ISO 10319	
	<i>Resistência à tracção das juntas</i>	EN ISO 10321	
	<i>Resistência ao punçoamento</i>	<i>estático</i>	EN ISO 12236
		<i>dinâmico</i>	EN 918
	<i>Resistência das juntas estruturais internas</i>	<i>geocélulas</i>	prEN ISO 13426-1
		<i>geogrelhas</i>	prEN ISO 13426-3
	<i>Resistência ao corte directo</i>	prEN ISO 12957-1	
	<i>Resistência ao corte em plano inclinado</i>	prEN ISO 12957-2	
<i>Resistência ao arranque</i>	prEN 13738		
<i>Amostragem e preparação de provetes</i>	EN 963		
<i>Identificação in situ</i>	EN ISO 10320		
<i>Exumação e colocação de amostras</i>	EN ISO 13437		

As propriedades dos geossintéticos dividem-se em físicas, hidráulicas, mecânicas e de durabilidade. A Figura 2.14 apresenta um resumo das principais propriedades dos geossintéticos.

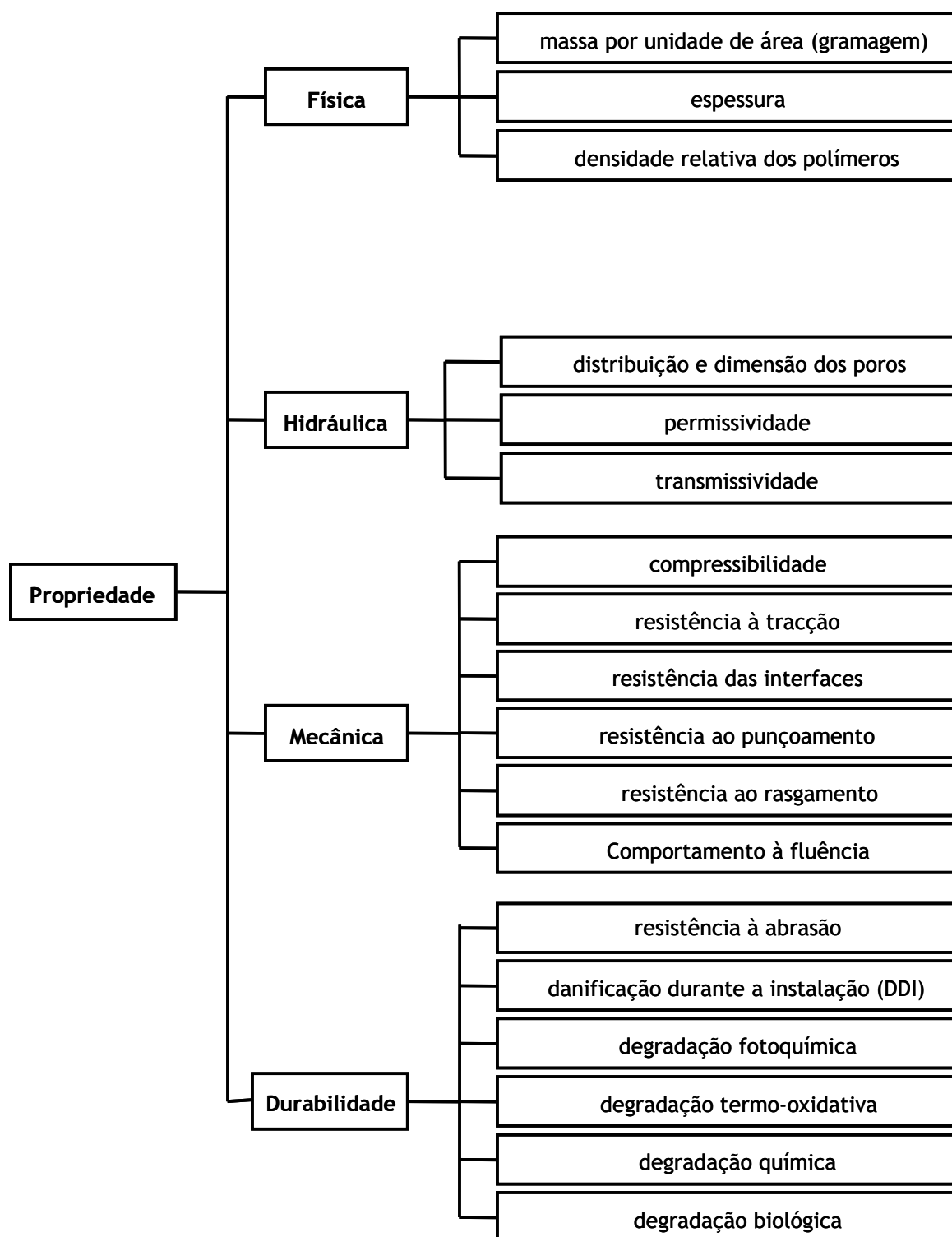


Figura 2.14 Propriedades dos geossintéticos

2.5.2 PROPRIEDADES FÍSICAS

As propriedades físicas mais importantes 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, indicada em g/m^2 , é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético. Esta propriedade pode ser utilizada para confirmar a identidade de um produto, verificando se está de acordo com as especificações do fabricante.

A título de exemplo, a massa por unidade de área para os geotêxteis tecidos situa-se entre os 100 e 300 g/m^2 e para os não tecidos assume valores entre os 100 e os 400 g/m^2 . Alguns geotêxteis tecidos e não tecidos especiais podem ter gramagens superiores a 1000 g/m^2 . As geogrelhas apresentam valores entre 200 e 1000 g/m^2 .

Espessura

A espessura, indicada em mm, é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior, medida para uma dada pressão. É designada por espessura nominal quando a pressão utilizada é de 2 kPa.

A relação entre a espessura e a pressão aplicada permite avaliar a compressibilidade do geossintético. Outro aspecto importante é relativo à influência directa da espessura no comportamento mecânico e hidráulico.

Os geotêxteis e produtos relacionados podem ser classificados em duas categorias (Ladeira, 1995):

- os relativamente finos e incompressíveis, que inclui a maioria dos geotêxteis tecidos, não tecidos termicamente ligados e a maioria das geogrelhas;
- os relativamente espessos, mais ou menos compressíveis, como sejam as georredes, os tapetes e os geotêxteis não tecidos mecanicamente ligados.

Densidade relativa dos polímeros

A densidade relativa dos polímeros é definida como a razão entre o peso volúmico dos elementos que constituem o geossintético e o peso volúmico da água a 4°C.

Os valores típicos para os polímeros utilizados nos geossintéticos são: 0,91 para o polipropileno; 1,22 a 1,38 para o poliéster; 1,05 a 1,14 para a poliamida e 0,91 a 0,95 para o polietileno.

2.5.3 PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

As principais propriedades hidráulicas que os geossintéticos apresentam são: **dimensão característica das aberturas**, **permissividade** e **transmissividade**. Outras propriedades são a permeabilidade ao ar e a capacidade de filtragem dos solos.

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

Dimensão característica das aberturas

No dimensionamento dos geossintéticos como filtros, a dimensão característica das aberturas é uma propriedade fundamental.

Alguns geossintéticos, como por exemplo as geogrelhas e as georredes, apresentam aberturas uniformes, bastando, por isso, medir o tamanho de uma delas para caracterizar a dimensão das aberturas do geossintético. No caso dos geotêxteis a dimensão das aberturas é variável (normalmente entre 0,06 a 0,15mm para geotêxteis não tecidos e 0,05 a 1,5mm para os geotêxteis tecidos). Para estes geossintéticos é necessário avaliar a gama de dimensões das aberturas, através de um método idêntico ao da avaliação da granulometria dos solos; em seguida define-se a dimensão característica das aberturas, O_n , como a dimensão que é maior do que $n\%$ das aberturas do geotêxtil. De acordo com a EN ISO 12956 n é 90%.

Na utilização de geotêxteis espessos com a função de filtro é necessário conhecer a porosidade (n), isto é, a razão entre o volume de vazios e o volume total da amostra. Este parâmetro está relacionado com a capacidade da água atravessar o geotêxtil e raramente é medido directamente, porque pode ser determinado a partir de outras características do geotêxtil. A fórmula seguinte permite a sua determinação em função da massa por unidade de área (μ), da espessura (t) e da densidade do geotêxtil (e).

$$n = 1 - \frac{\mu}{e \cdot t} \quad (2.1)$$

Como se pode constatar da análise da equação anterior, a porosidade é muito sensível às variações de espessura e , conseqüentemente, às pressões actantes. (Ladeira, 1995)

Permissividade

Tal como a dimensão característica das aberturas, a permissividade é uma propriedade fundamental quando o geotêxtil é utilizado com a função de filtragem. A permissividade (Ψ) define-se pela razão entre a permeabilidade normal (k_n) ao plano e a espessura do geotêxtil (t). Esta grandeza é expressa, geralmente, em s^{-1} .

$$\Psi = \frac{k_n}{t} \quad (2.2)$$

Esta propriedade depende da distribuição e dimensão das aberturas, apresentando usualmente valores compreendidos entre 0,05 e 0,5 s^{-1} para geotêxteis tecidos e de 0,2 a 2,5 s^{-1} para geotêxteis não tecidos.

Transmissividade

A transmissividade é a propriedade mais importante quando o geossintético é utilizado com a função de dreno. A transmissividade (θ) define-se como o produto da condutividade hidráulica no plano do geossintético (k_p), numa determinada direcção, pela espessura (t) do mesmo. Esta grandeza é expressa em m^2/s , sendo dada por

$$\theta = k_p \times t \quad (2.3)$$

O caudal conduzido através do(s) plano(s) do geossintético, sob uma dada carga hidráulica, é proporcional à transmissividade hidráulica do mesmo. A transmissividade depende da espessura e da distribuição e dimensão das aberturas.

Os geotêxteis mais utilizados com a função de dreno são os não tecidos agulhados porque a sua transmissividade é elevada. Os geotêxteis tecidos e não tecidos termicamente ligados podem apresentar uma transmissividade baixa, pelo que a sua utilização em drenos deve ser cuidadosamente avaliada.

2.5.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS

As solicitações mecânicas estão presentes durante a construção e a vida útil do geossintético. Estas solicitações podem ser devidas a: esforços de tracção ou compressão (esforços distribuídos); esforços de punçoamento (esforços concentrados) e de rasgamento (esforços concentrados e distribuídos).

As acções acima indicadas podem ser transmitidas ao geossintético de forma dinâmica ou de forma estática. Geralmente, as primeiras estão associadas à colocação em obra do geossintético, enquanto as segundas ocorrem durante o funcionamento do geossintético em obra.

A resposta dos geossintéticos a estas solicitações resulta das propriedades mecânicas que estes materiais apresentam, das quais se destacam: **o comportamento à tracção, resistência ao punçoamento, resistência ao rasgamento e o atrito nas interfaces.**

Comportamento à tracção

O comportamento à tracção dos geossintéticos depende de vários factores, como sejam o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação. Destes factores os dois primeiros são os que mais influenciam o comportamento à tracção dos geossintéticos.

Pode-se considerar, simplificada, que a deformação total de um geossintético é composta por duas parcelas: uma relativa à deformação dos componentes e outra devida à deformação estrutural.

Para o caso de geotêxteis tecidos e para as geogrelhas, verifica-se que o material constituinte é determinante para as suas propriedades, sendo a sua deformação controlada pela primeira parcela atrás referida (deformação dos componentes). No caso de geotêxteis não tecidos, é a estrutura do material (deformação estrutural) que controla o seu comportamento.

Quando os geossintéticos são sujeitos à tracção, a sua resposta é caracterizada por uma curva que relaciona a força por unidade de largura (expressa em kN/m) com as deformações (adimensionais, expressas normalmente em percentagem). Um aspecto a ter em conta consiste no facto de a espessura destes materiais variar muito com a carga aplicada e durante o processo de extensão, sendo, por estas razões, pouco frequente utilizar tensões na resposta à tracção dos geossintéticos.

A curva de resposta à tracção de um geossintético permite obter: a resistência à tracção, que corresponde à força por unidade de largura na rotura; a deformação na rotura e o módulo de rigidez, definido como a razão entre a força por unidade de largura e a deformação correspondente.

Em seguida indicam-se vários valores da deformação na rotura para diversos geotêxteis. Nos geotêxteis tecidos a deformação na rotura está compreendida entre 10 e 35%, nos geotêxteis não tecidos, de poliéster, mecanicamente ligados, varia entre 50 a 100%. Para o caso de geotêxteis não tecidos, de polipropileno e polietileno, ligados térmica ou quimicamente, a deformação na rotura varia entre 20 e 70% e nos geotêxteis tricotados esse valor é superior a 100%, o que condiciona o uso destes últimos em obras geotécnicas.

Da análise das curvas força de tracção/deformação dos geossintéticos, constata-se a sua não linearidade. Assim sendo, o módulo de rigidez destes materiais pode ser avaliado das seguintes formas (ver Figura 2.15):

- *Módulo tangente inicial* (J_i), aplicável quando o trecho inicial da curva força/deformação é quase linear, podendo obter-se um valor bastante preciso (utilizado em geotêxteis tecidos e alguns não tecidos).
- *Módulo tangente compensado* (J_{te}), aplicável quando o trecho inicial da curva força/deformação é muito abatido (comum para os geotêxteis não tecidos agulhados); determina-se desprezando o trecho inicial da curva e deslocando para a intersecção deste com o trecho ascendente a origem dos eixos.
- *Módulo secante* ($J_{sec\epsilon}$), correspondente a uma deformação de 10%. Esta é a forma mais utilizada para a definição do módulo de rigidez, que mais não é do que a inclinação da recta que passa pela origem e pelo ponto da curva correspondente a 10% de deformação.

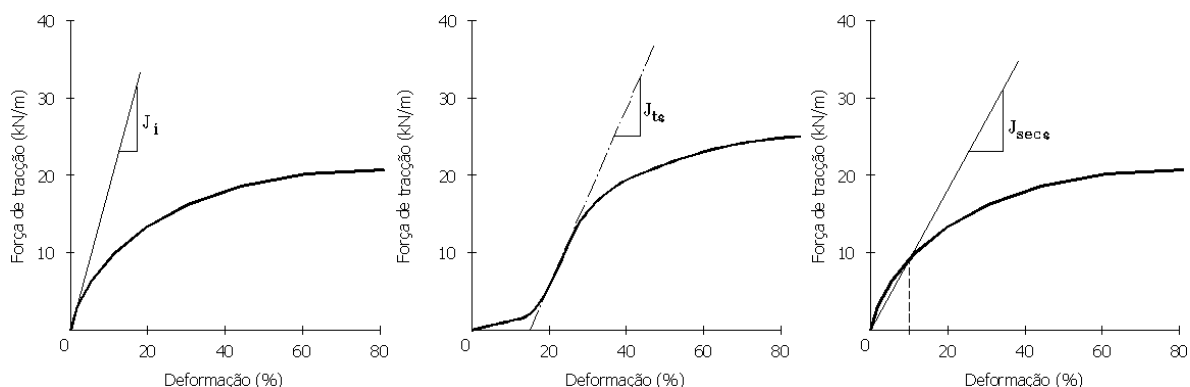


Figura 2.15: Definição do módulo de rigidez (adaptado de Paulson (1987))

No caso dos geotêxteis agulhados, o módulo de rigidez tangente inicial é baixo, visto que uma deformação imposta provoca, a curto prazo, o deslizamento das ligações. Para os geotêxteis termicamente ligados, o módulo de rigidez tangente inicial é elevado porque as ligações rígidas são imediatamente solicitadas quando os materiais são traccionados.

Resistência ao punçoamento

A resistência ao punçoamento é definida com base na medição da vulnerabilidade do geossintético às compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de objectos. Assim, podem surgir descontinuidades num geossintético tendo como origem um dos seguintes mecanismos: perfuração (golpe); punçoamento (efeito de compressão) ou rebentamento.

A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica. Face ao mecanismo que lhe dá origem, a resistência ao punçoamento pode ser medida por um comprimento, uma força ou uma pressão.

Resistência ao rasgamento

Durante a instalação de um geossintético é frequente este estar sujeito a tensões de rasgamento pelo que é necessária a avaliação da resistência a este fenómeno. Assim, define-se rasgamento como a rotura progressiva resultante de duas acções: uma localizada, do tipo "perfuração", e outra distribuída, do tipo "tracção". A força de rasgamento, expressa em kN, quantifica a resistência do geossintético à propagação de rasgões locais.

Atrito nas interfaces

Esta propriedade mecânica é uma das mais importantes do geossintético quando este é utilizado com a função de reforço. Como se sabe, a transferência de tensões do solo para o geossintético é realizada através da interacção entre ambos. A caracterização dessa interacção é realizada com base na resistência ao corte da interface entre o geossintético e o material de contacto, a qual é em geral expressa em kN/m^2 , podendo ser representada por uma lei idêntica à de Coulomb, isto é, caracterizada por uma adesão e por um ângulo de atrito.

Consoante o geossintético utilizado, são três os mecanismos que se podem desenvolver:

- atrito lateral entre o solo e o geossintético ao longo do comprimento deste;
- mobilização do impulso passivo nos elementos transversais do geossintético quando este apresenta aberturas de dimensão superior às dos grãos de solo (como, por exemplo, no caso das geogrelhas);
- atrito solo-solo no interior dessas mesmas aberturas.

Estes mecanismos dependem de um grande número de parâmetros, de entre os quais se destacam os seguintes: as propriedades mecânicas dos solos e dos geossintéticos; a dimensão dos grãos do solo; a geometria do sistema de reforço; o processo construtivo.

Como se sabe, a resistência ao corte na interface solo-geossintético será sempre menor ou igual à do solo, sendo função da rugosidade do geossintético (relacionada com o atrito e a adesão), da dimensão das suas aberturas, da dimensão dos grãos do solo e da capacidade de deformação do material.

Posteriormente, no Capítulo 3, este assunto será mais desenvolvido, visto que este trabalho está centrado na modelação de ensaios de arranque em que a interacção solo-geossintético é um dos aspectos mais importantes.

2.5.5 DURABILIDADE

Um dos aspectos que mais preocupa os donos de obra e os projectistas, está relacionado com a durabilidade do geossintético. A questão fundamental consiste em saber se durante a vida útil da obra o geossintético mantém determinados valores mínimos das suas propriedades em determinado ambiente, de modo a desempenhar cabalmente as funções para as quais foi projectado. Torna-se portanto necessário conhecer as causas que provocam a degradação de um geossintético a fim de poder avaliar a sua durabilidade.

A alteração das propriedades de um geossintético podem resultar de diversos aspectos, dos quais se destacam: deterioração durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra; acção interna (evolução da matéria prima); acção externa, de origem mecânica (fluência e relaxação), física, química ou bacteriológica.

No que se refere às acções externas mecânicas, a fluência e a relaxação são muito importantes para o comportamento dos geossintéticos a longo prazo.

Como se sabe, a fluência é um fenómeno que conduz ao aumento de deformação sob tensão constante, dependendo muito, no caso dos geossintéticos, do tipo de polímero.

Relativamente à relaxação, a rotura pode ocorrer por acção de solicitações repetitivas (por exemplo, o tráfego numa via de circulação), sabendo-se que, no caso dos geossintéticos, a estrutura destes é muito sensível à relaxação.

Actualmente, as principais causas apontadas para a degradação são: **danificação durante a instalação (DDI), degradação fotoquímica, degradação química, degradação biológica e envelhecimento.**

Danificação durante a instalação (DDI)

A danificação durante a instalação resulta, principalmente, do manuseamento dos geossintéticos e das operações de colocação e compactação do material de aterro, tendo como consequência a criação de defeitos locais, com alteração das propriedades mecânicas. Como exemplos de defeitos locais temos: abrasão; punçoamento; corte de fibras; diminuição local da espessura; aberturas; desintegração total numa determinada área, entre outros. No caso de alteração das propriedades mecânicas e nas aplicações de reforço, as consequências podem ser as seguintes: a curto prazo, a diminuição da resistência à tracção e a longo prazo, a deformação e eventualmente a rotura por fluência.

Bräu (1998) salienta que é durante a instalação do geossintético que este é sujeito às acções mais violentas, das quais podem resultar a degradação das suas propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas e, na pior das hipóteses, a desintegração total do geossintético.

Segundo Greenwood (1998), as operações de preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintético, espalhamento e compactação dos solos sobre os geossintéticos são, na maioria dos casos, realizadas por trabalhadores muito pouco sensíveis à delicadeza destas operações, provocando a danificação do geossintético mesmo antes de este iniciar a função para a qual foi dimensionado.

Embora se saiba que durante a instalação de um geossintético existe sempre um certo grau de danificação, é possível minorar a DDI bastando, para tal, realizar de forma cuidada e adequada todas as operações de transporte, manuseamento e colocação do geossintético. Outra solução, segundo Bräu (1998), consiste em escolher um geossintético que seja menos susceptível de sofrer danos, ou seja, que apresente características superiores às requeridas em projecto, em vez de adequar o processo construtivo. Este modo de proceder conduz, obviamente, a um aumento de custos.

Por último, é de referir que, relativamente à DDI, têm sido realizadas várias campanhas de ensaios (Pinho Lopes *et al.* (2000)) de modo a quantificar e comparar a danificação do geossintético ocorrida num aterro controlado e em ensaios de danificação em laboratório.

Degradação fotoquímica

As radiações ultravioletas do espectro solar que atingem a superfície terrestre possuem energia suficiente para quebrar a maior parte das ligações químicas presentes nas macromoléculas dos polímeros. Os factores preponderantes da degradação fotoquímica são a intensidade e a duração dessas radiações. As acções adicionais do oxigénio, da temperatura elevada e da humidade facilitam essa degradação do polímero.

A título de exemplo, Monteiro (1998) constatou, para períodos de exposição aos agentes atmosféricos da ordem dos sete meses e meio, reduções de aproximadamente 55% na resistência à tracção de geotêxteis não tecidos, agulhados de filamento contínuo, em polipropileno e sem aditivos anti-UV. O mesmo autor, também constatou que a redução obtida era praticamente independente da massa por unidade de área do geotêxtil.

Face ao exposto anteriormente, é de boa prática evitar que os geossintéticos fiquem sujeitos à luz solar, devendo por isso ser armazenados em estaleiro ao abrigo da luz, envolvidos por revestimentos opacos (muito importante durante o seu transporte) e ser aplicados o mais rapidamente possível.

Degradação química

Este tipo de degradação pode ser causada pela acção do oxigénio, dos iões metálicos, das bases, dos solventes, dos ácidos e da água.

Da acção destes factores, resulta uma degradação das propriedades mecânicas do polímero causada por profundas alterações nas suas cadeias moleculares constituintes, tais como: quebras de ligações

químicas conduzindo a uma diminuição do comprimento das cadeias moleculares; alteração química das cadeias; incorporação de iões estranhos nas cadeias; formação de espécies quimicamente activas; rotura das cadeias moleculares.

A maior ou menor degradação também depende do tipo de polímero, apresentando uns maior resistência para as mesmas condições.

Monteiro (1998) verificou que a acção degradativa de ácidos e bases era significativamente menos importante do que as resultantes dos agentes atmosféricos e da temperatura.

Deste modo, é perfeitamente compreensível a necessidade de juntar aditivos (estabilizadores químicos, anti-UV e anti-oxidantes, entre outros) aos polímeros base, com o intuito de promover uma maior protecção do produto final em relação a este tipo de degradação.

Degradação térmica

Como se sabe, o aumento da temperatura acelera a velocidade das reacções químicas e consequentemente a degradação do polímero por fenómenos químicos.

Neste tipo de reacções ocorre a acção conjugada da temperatura com o oxigénio, desenvolvendo-se uma degradação termo-oxidativa.

Degradação biológica

Outro modo de degradação a que os geossintéticos estão sujeitos é a degradação biológica. Este tipo de degradação ocorre devido à acção de microorganismos que estão presentes nos maciços terrosos. Esta acção pode ser dividida em: acção directa sobre os polímeros de base; acção destrutiva sobre determinados aditivos presentes na constituição dos geossintéticos e desenvolvimento de produtos agressivos para os geossintéticos.

Actualmente, os estudos efectuados apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros normalmente utilizados no fabrico de geossintéticos. A justificação para tal conclusão é baseada no facto de os microorganismos consumirem apenas as fracções poliméricas de muito baixo peso molecular.

Envelhecimento

Relativamente ao envelhecimento causado por acções internas sabe-se que os polímeros sintéticos, devido ao seu processo de fabrico, têm modificações estruturais que podem, com o decorrer o tempo, conduzir a alterações (por exemplo, cristalizações) sem que tal implique, *a priori*, a degradação do geossintético.

Por último, é de referir que as geogrelhas apresentam, em geral, melhores características de durabilidade, comparativamente aos geotêxteis.

2.6 FUNÇÕES DOS GEOTÊXTEIS, GEOGRELHAS E GEOCOMPÓSITOS DE REFORÇO

2.6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Por função de um geossintético entende-se a acção que este vai desempenhar, de modo a que sejam satisfeitos os objectivos da sua aplicação.

Os geotêxteis são os geossintéticos mais versáteis visto poderem desempenhar cinco funções, nomeadamente: drenagem, filtragem, separação, protecção e reforço. Relativamente às geogrelhas, a sua função principal é a de reforço. Os geocompósitos de reforço, tal como o nome indica, são utilizados com a função de reforço mas também podem desempenhar a generalidade das funções indicadas para o caso dos geotêxteis.

Seguidamente é realizada uma breve descrição de cada uma das funções mencionadas.

2.6.2 FILTRAGEM, DRENAGEM E SEPARAÇÃO

Os geossintéticos quando são utilizados como drenos (Figura 2.16), colectam os fluídos e transportam-nos, ao longo dos seus planos, para um colector ou uma saída.

De modo a desempenhar esta função, é necessário ter em consideração duas condições: a primeira é relativa à evacuação do fluído no plano do geossintético com uma pequena perda de carga (transmissividade); a segunda consiste em assegurar que o geossintético evite a entrada de partículas sólidas para o seu interior, estando relacionada com as seguintes propriedades: permissividade e distribuição de poros.

Um aspecto importante está relacionado com o comportamento do geossintético ao longo da vida útil da obra, pelo que deverá apresentar compressibilidade e espessura apropriadas de modo a evitar uma redução significativa da transmissividade ao longo do tempo.

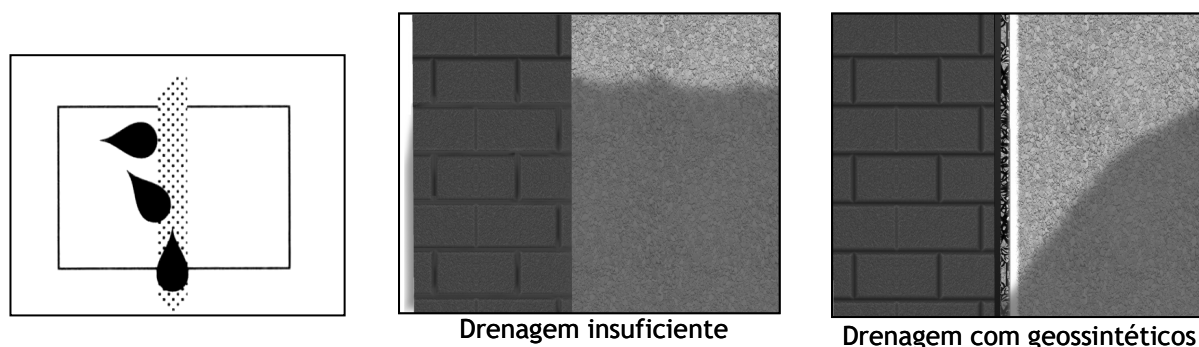


Figura 2.16: Função de drenagem

Os geossintéticos utilizados como filtros (Figura 2.17) permitem a passagem dos fluídos normalmente ao seu plano, evitando que ocorra o arrastamento das partículas sólidas em simultâneo. 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 de partículas sólidas.

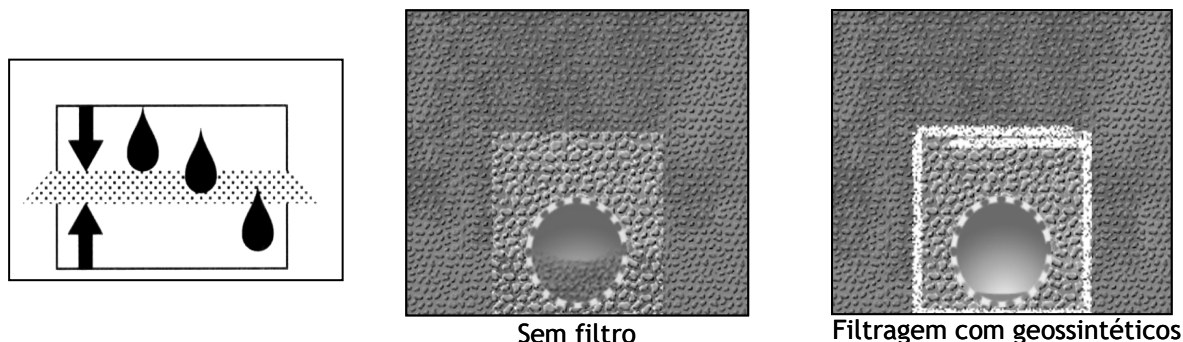


Figura 2.17: Função de filtração

As propriedades mais importantes para um geossintético desempenhar esta função são a permissividade e a porometria. Além disso é necessário que possua flexibilidade suficiente para se conseguir um bom ajustamento entre o geossintético e a superfície por ele protegida, evitando a migração de partículas para os vazios que de outro modo seriam criados.

Na função de separação (Figura 2.18), o geossintético é colocado entre dois materiais de granulometria distinta, de modo a impedir que se misturem ou interpenetrem, permitindo o funcionamento e a integridade de ambos os materiais.

Quando se coloca um solo grosseiro sobre um solo fino tendem a ocorrer dois mecanismos no tempo: o primeiro consiste na entrada do solo fino nos vazios do solo mais grosseiro, diminuindo a capacidade de drenagem deste; o segundo consiste na penetração das partículas do solo mais grosseiro no material subjacente, alterando a sua capacidade resistente. A utilização de um geossintético na separação de tais materiais, evita a ocorrência destes fenômenos, mantendo-se intactas as propriedades de cada um deles.

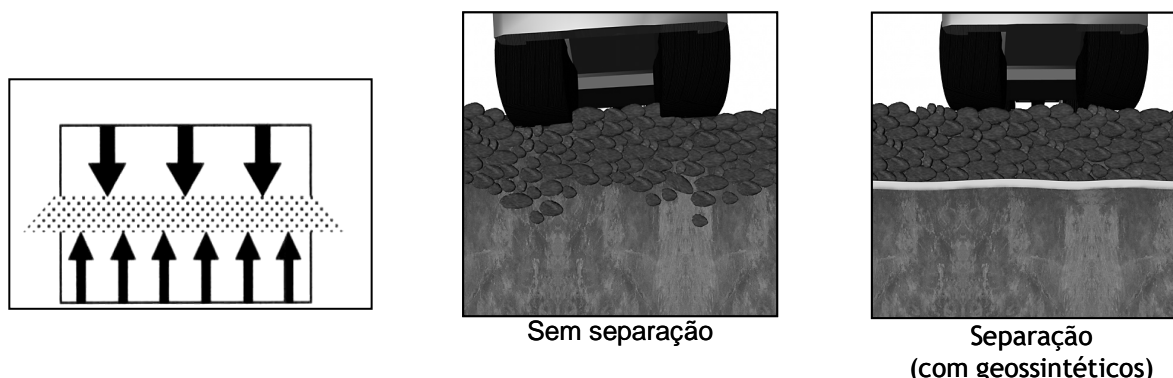


Figura 2.18: Função de separação

De modo a exercer esta função, o geossintético necessita de ter características mecânicas (deformabilidade no seu plano, resistência ao punçoamento e rasgamento) e distribuição característica de poros apropriadas aos solos a separar.

2.6.3 REFORÇO E PROTECÇÃO

Os geossintéticos, por serem materiais que resistem a esforços de tracção, podem ser utilizados de modo a complementar materiais que não possuam essa capacidade.

A *função de reforço* (Figura 2.19) é exercida em duas situações: quando são colocados no interior de maciços com o objectivo de suportar tensões de tracção, obviando assim a sua incapacidade de resistir a esforços deste tipo; quando exercem acção mecânica de membrana, como no caso de um geossintético colocado entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes, estabelecendo com essa acção o equilíbrio entre as duas pressões, conduzindo assim ao reforço global.

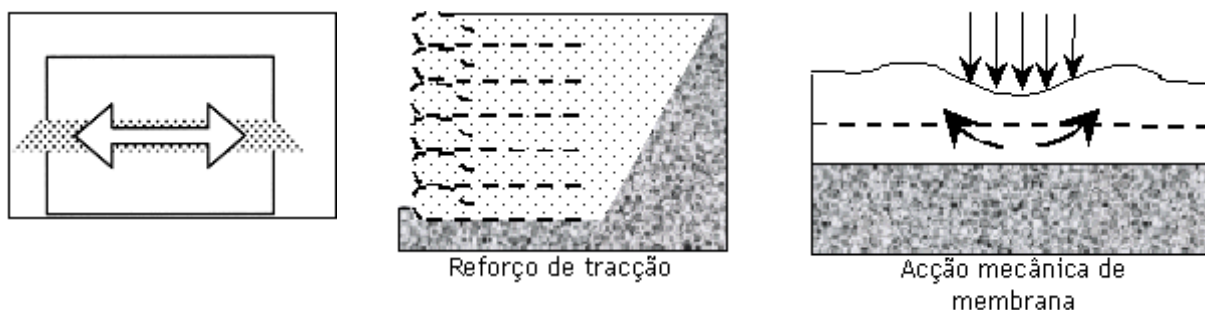


Figura 2.19: Função de reforço

O reforço de solos com geossintéticos leva a um melhoramento das características mecânicas, com aumento da resistência ao corte.

Quando um geossintético é utilizado como reforço é indispensável que este exiba resistência à tracção, deformabilidade e flexibilidade apropriadas, bem como um bom comportamento à fluência e à relaxação.

Outro aspecto muito importante diz respeito à resistência da interface solo-geossintético. Esta deve ser adequada, consoante as características do solo e do geossintético, pois é através dessa interface que se desenvolvem as interacções necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita.

A *função de protecção* (Figura 2.20) é desempenhada pelo geossintético quando se pretende a redistribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido. Podem ser consideradas duas situações: na protecção superficial, os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da acção de agentes atmosféricos ou do tráfego, entre outros; 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 (por exemplo, o tapete ou a geomembrana), seja danificado pela acção das cargas concentradas ou deformações impostas pelo solo.

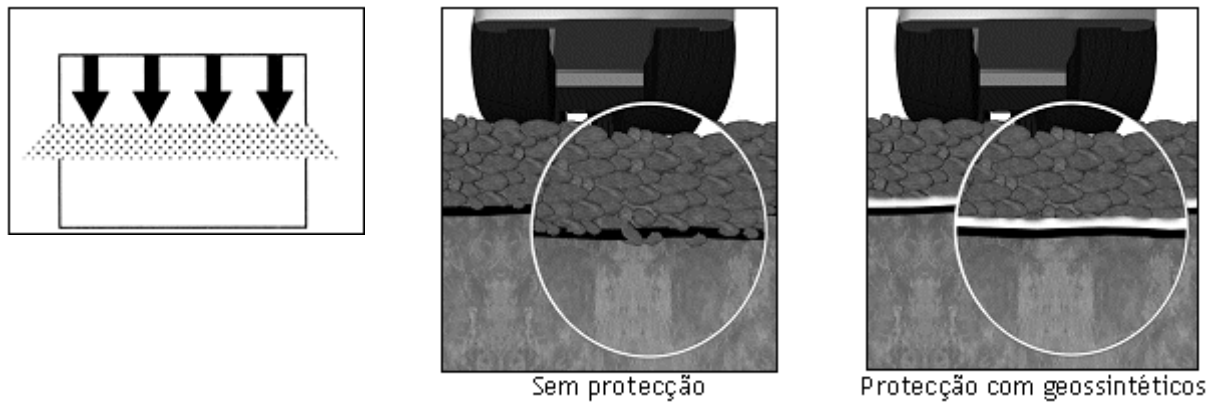


Figura 2.20: Função de protecção

Para este tipo de função os geossintéticos devem apresentar as propriedades exigidas para exercer a função de reforço, sendo importante assegurar uma espessura adequada e a continuidade do material.

2.7 APLICAÇÕES E COLOCAÇÃO EM OBRA

2.7.1 APLICAÇÕES EM OBRAS GEOTÉCNICAS

Actualmente são inúmeras as aplicações de geossintéticos em Engenharia Civil, e principalmente em obras de carácter geotécnico, estando constantemente a surgir na literatura referências a novos campos de aplicação.

Ultimamente, devido à crescente consciencialização sobre a necessidade de protecção do meio ambiente e minimização dos impactes ambientais causados pela construção de algumas obras, os geossintéticos têm vindo a desempenhar um papel importante em várias áreas, nomeadamente:

- *aterros sanitários* (Figura 2.21), onde se recorre a uma grande variedade de geossintéticos com diversas funções das quais se destacam as seguintes:
 - Utilização de geotêxteis como separadores na interface entre os resíduos e a camada drenante, e também na protecção da geomembrana, evitando assim a danificação da mesma.
 - Utilização de geogrelhas, em substituição das manilhas de betão perfurado, nos sistemas de extracção de biogás. A sua utilização tem como vantagem a redução da rigidez relativa entre o sistema de extracção e os resíduos, conduzindo a uma redução das forças de atrito negativo que se desenvolvem nas interfaces, forças essas que poderão ser causadoras de roturas no sistema de impermeabilização. Outro aspecto positivo consiste na possibilidade de realizar trabalhos de reparação em torno da parte superior dos poços de extracção de biogás e evitar fugas de gases.
 - Utilização de geogrelhas no sistema de cobertura de aterros de resíduos, de modo a possibilitar a sua expansão vertical e continuação da exploração.

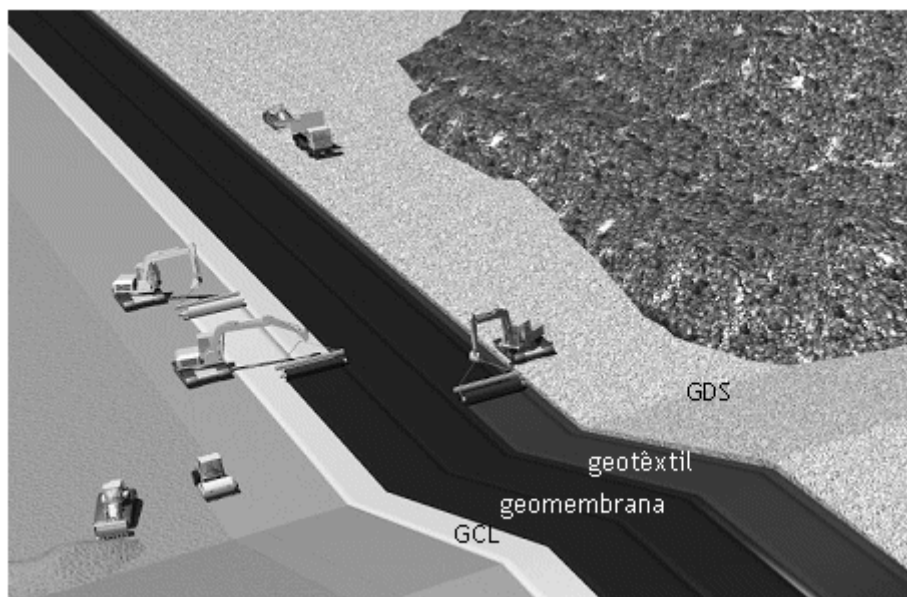


Figura 2.21: Aplicação de geossintéticos em Aterros de Resíduos

- *aterros reforçados*, onde a utilização de geogrelhas, tem a vantagem de aumentar a inclinação dos taludes, reduzindo o volume de solo granular (Figura 2.22).

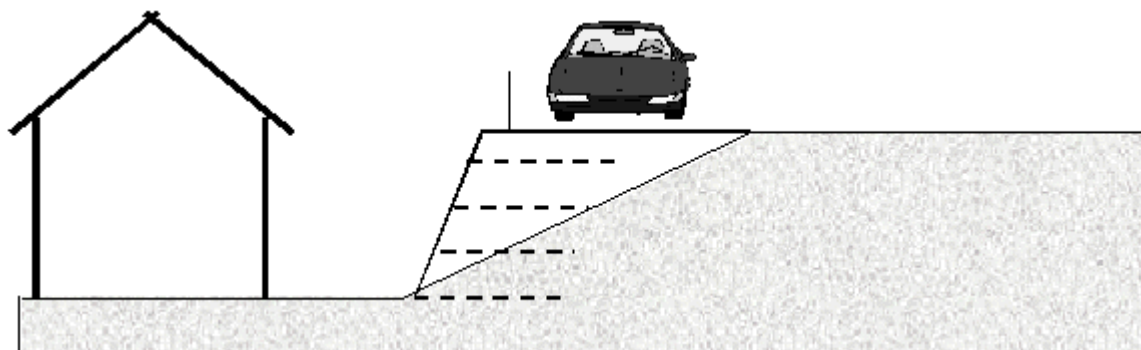


Figura 2.22: Aplicação de geossintéticos em aterros reforçados

- *vias de comunicação*, onde os geossintéticos podem desempenhar as seguintes funções: separação; protecção; filtragem e reforço (Figura 2.23).

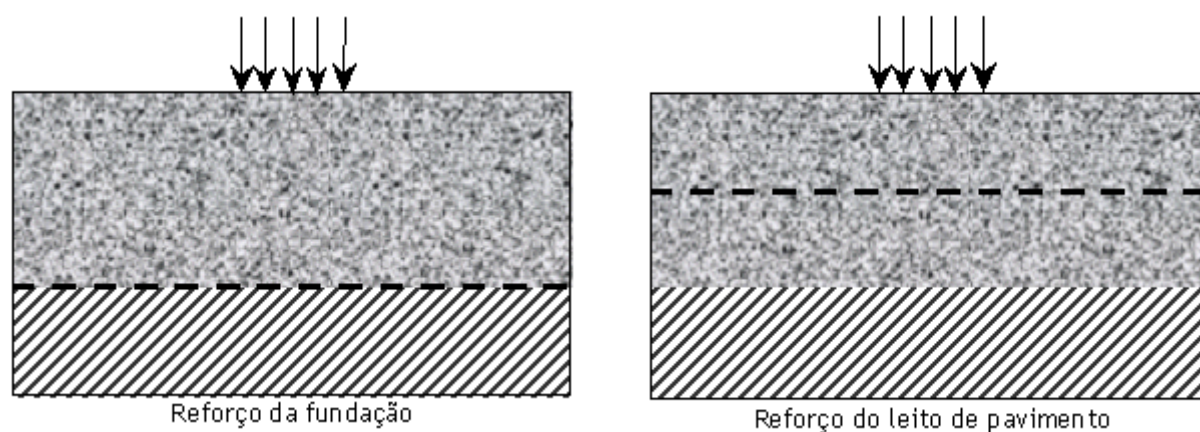


Figura 2.23: Aplicação de geossintéticos em aterros reforçados

— aterros sobre solos moles (Figura 2.24).

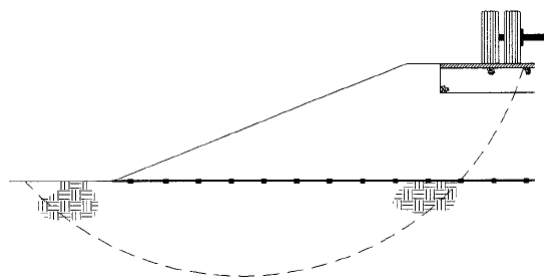


Figura 2.24: Aplicação de geossintéticos na base de aterros sobre solos moles

2.7.2 COLOCAÇÃO EM OBRA

Os aspectos a ter em atenção na colocação dos geossintéticos em obra dependem do tipo de geossintético e do tipo de aplicação.

De um modo geral, o procedimento de colocação das geogrelhas é o seguinte (ver Figura 2.25):

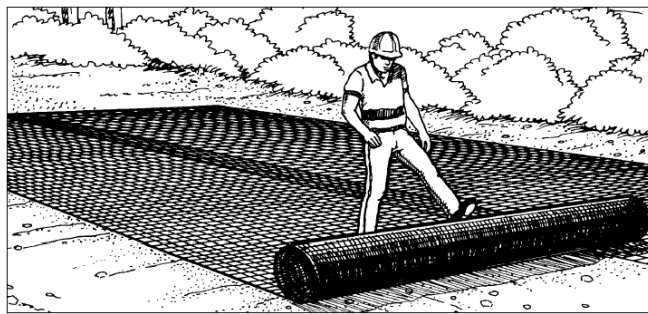
- preparação do terreno;
- colocação dos geossintéticos;
- colocação do material granular;
- compactação.

A preparação do terreno tem como objectivo uniformizar a superfície onde o geossintético é colocado. São retirados quaisquer objectos contundentes e, se necessário, procede-se à colocação de solo arenoso de modo a preencher buracos ou depressões de forma a que a fundação dos aterros seja plana.

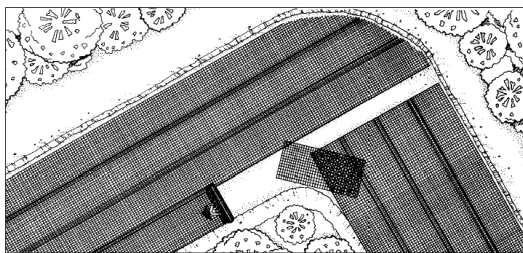
Após esta operação, o geossintético é aplicado sobre o terreno. As faixas devem ser colocadas na direcção de maiores esforços, realizando-se a sobreposição mínima de 0.30m.



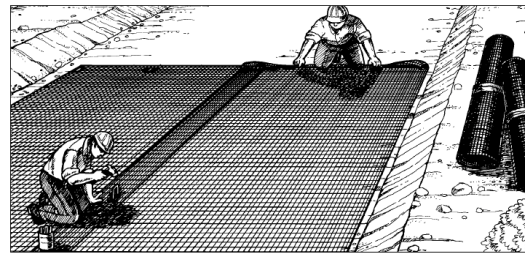
a) limpeza e preparação do terreno



b) colocação dos geossintéticos



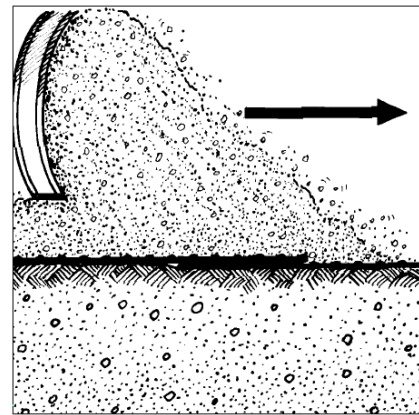
c) pormenor da execução de curvas



d) sobreposição e ligação dos geossintéticos



e) colocação e espalhamento do material de aterro



f) pormenor do espalhamento do material de aterro

Figura 2.25: Procedimentos para a colocação de geossintéticos em obra (Tensar®(1996))

A ligação entre as faixas pode ser realizada por sobreposição directa, grampeamento, costura ou colagem. A escolha do tipo de ligação a utilizar depende do tipo de geossintético e do tipo de aplicação.

A ligação com a utilização de grampos em "U" é rápida embora não garanta eficazmente a manutenção de algumas propriedades do geotêxtil nas zonas de ligação, especialmente as propriedades hidráulicas e de resistência. Os grampos devem apresentar resistência adequada à corrosão de modo a garantirem a sua acção durante a vida útil da obra. Normalmente este tipo de ligação é utilizado quando descontinuidades físicas ou eventuais rasgamentos não são prejudiciais ao comportamento do geotêxtil.

A ligação por costura é a mais eficaz e é aplicável em qualquer função que seja desempenhada pelo geotêxtil. É utilizada uma máquina de coser apropriada, tendo-se uma sobreposição mínima de 0,10 a 0,20m. O ponto e o fio utilizados devem garantir a manutenção das propriedades hidráulicas e mecânicas na zona de costura.

Relativamente à ligação por colagem, esta consiste na utilização de aditivos ou colas termofusíveis, ou ainda, na solidarização resultante da fusão parcial do geotêxtil. Estes processos são menos utilizados, porque é necessário proceder a testes de modo a comprovar a manutenção das propriedades dos materiais.

Para as geogrelhas a ligação pode ser realizada por sobreposição directa, unindo com fio entrelaçado as barras sobrepostas ou entrelaçando varões ou barras nas aberturas do material sobreposto. Este último tipo de ligação é o mais eficaz, embora o mais utilizado seja a ligação com fio entrelaçado, visto apresentar uma eficiência adequada à generalidade das geogrelhas.

Na deposição do material granular sobre o geossintético devem ter-se os seguintes cuidados:

- evitar uma elevada altura de queda do material granular sobre o geossintético;
- não permitir a circulação de veículos directamente sobre o geossintético antes que este esteja coberto com uma camada de material granular com, pelo menos, 0,15m de espessura.

Relativamente à compactação, devem ser utilizados meios de compactação adequados para o geossintético utilizado, para o tipo de obra em causa e tendo em atenção o local em que se procede a compactação. É sabido que, num aterro reforçado, nas zonas da face de um talude, apenas pode ser utilizada compactação leve, caso contrário irá conduzir a deformações na mesma.

2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A selecção do geossintético a utilizar numa obra geotécnica reveste-se de grande importância, devendo ter em atenção, principalmente, os seguintes aspectos: o tipo de obra; o tipo de solo; as propriedades, as características e o modo de aplicação do geossintético.

Normalmente a sequência utilizada no dimensionamento, é a seguinte:

1. identificação das funções primárias, secundárias e terciárias a desempenhar pelo geossintético;
2. identificação das propriedades mais importantes;
3. determinação dos valores requeridos para as propriedades do geossintético através da realização dos ensaios apropriados;
4. selecção do método de instalação e determinação das propriedades do geossintético necessárias ao suporte das tensões de instalação;
5. especificação do geossintético seleccionado a partir das propriedades definidas em 3 e 4.

É necessário que as propriedades definidas para o geossintético permitam que este sobreviva à instalação e seja suficientemente durável para desempenhar adequadamente, durante a vida útil da obra, as funções para as quais foi dimensionado.

Outro aspecto importante reside na realização de ensaios de quantificação, que permitem avaliar as propriedades dos geossintéticos nas mesmas condições a que vão estar sujeitos em obra. Um dos

problemas na realização destes ensaios reside nos elevados custos, no tempo de ensaio e na complexidade. Este tipo de ensaios é, em regra, reduzido, sendo necessário recorrer a laboratórios especializados.

De modo a garantir que as propriedades relevantes estejam dentro dos parâmetros definidos em projecto, é necessário proceder regularmente a ensaios de identificação e de controlo de qualidade. Estes ensaios têm como função verificar se os geossintéticos apresentam, após o transporte, armazenamento e manuseamento as propriedades definidas em projecto.

Este capítulo pretendeu dar uma panorâmica geral relativamente aos geotêxteis, geogrelhas e geocompósitos de reforço, relativamente a: materiais constituintes; processos de fabrico; propriedades; funções; aplicações em obra e colocação em obra.

3 INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende apresentar os mecanismos de interacção solo-geossintético, os factores que influenciam essa mesma interacção e os ensaios utilizados para a determinação das características da interacção solo-geossintético.

O conhecimento da interacção solo-geossintético é de vital importância nas situações em que os geossintéticos são utilizados com a função principal de reforço. O seu conhecimento também é importante quando o geossintético é utilizado em sistemas de protecção contra a erosão e em sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos, entre outros.

A problemática da interacção solo-geossintético tem sido abordada pela comunidade científica principalmente na vertente do reforço de solos com geossintéticos, por essa problemática neste tipo de obras incluir a observada nas restantes obras de engenharia civil onde a interacção solo-geossintético é importante.

O principal objectivo do reforço de solos consiste na inibição de deformações por tracção nestes materiais e, conseqüentemente, na absorção das tensões de tracção geradas no interior do solo. Assim, as propriedades mecânicas do solo são melhoradas devido ao reforço, dispondo o material compósito de uma maior resistência ao corte. A eficácia do reforço depende da sua orientação, sendo mais eficaz quando é posicionado segundo a direcção das deformações de tracção no solo (McGown *et al.* (1978)).

A maior mobilização de resistência nos reforços dá-se quando estes intersectam o plano de rotura com um ângulo de 60° , o que acontece quando estes são colocados na horizontal, como é habitual (Sayão *et al.* (2002)).

3.2 COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRANULARES

A utilização de solos granulares em obras geotécnicas de reforço é fundamental porque as suas propriedades são determinantes na eficácia da interacção solo-geossintético.

Como se sabe, o comportamento dos solos granulares relativamente ao corte pode ser balizado por dois cenários limite (Figura 3.1).

Nos solos densos observamos as seguintes características:

- Maior imbricamento entre os grãos do solo.
- No início do processo de corte, o índice de vazios é inferior ao crítico.
- O solo ao ser sujeito a tensões de corte tende a aumentar de volume e de resistência.

- Para pequenas deformações a curva tensão/deformação do solo apresenta um valor de pico, que depende da compacidade relativa inicial e do aumento de volume.
- Para grandes deformações, ou seja, quando o imbricamento dos grãos é anulado, o índice de vazios do solo tende para o respectivo valor crítico, enquanto que a resistência do mesmo decresce para o patamar dito da resistência a volume constante.

Os solos soltos apresentam o seguinte comportamento:

- Menor imbricamento entre os grãos do solo.
- No início do processo de corte, o índice de vazios é superior ao crítico.
- O solo ao ser sujeito a tensões de corte tende a diminuir de volume e a aumentar de resistência.
- A curva tensão/deformação do solo não apresenta nenhum valor de pico, sendo a resistência máxima igual à obtida para os solos densos a volume constante, e mobilizada apenas após grandes deformações, ou seja, quando o índice de vazios do solo se torna igual ao índice de vazios crítico.

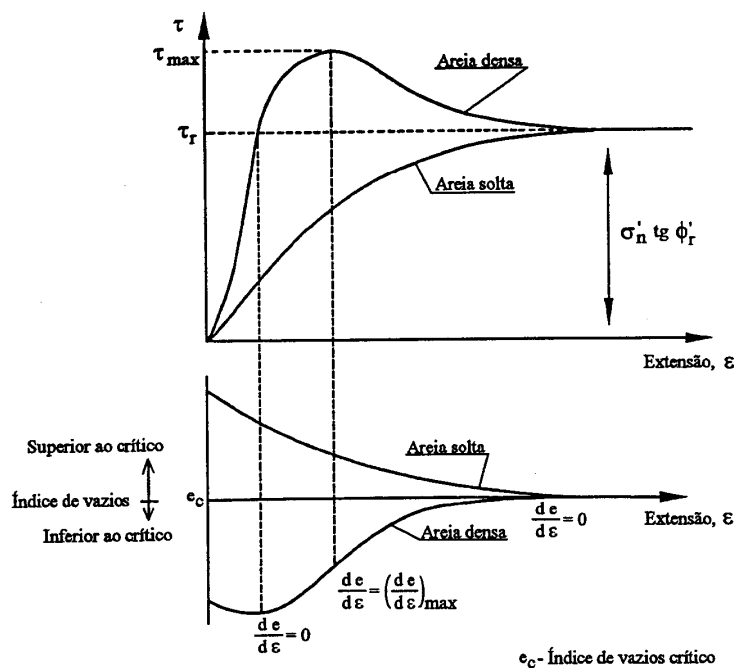


Figura 3.1: Resultados típicos de ensaios de corte directo em areias (Cardoso (1987))

Além da compacidade relativa, o comportamento dos solos granulares pode ser influenciado por: **tensão de confinamento, forma dos grãos e distribuição granulométrica.**

O aumento da **tensão de confinamento** conduz à redução do índice de vazios crítico do solo, fazendo com que este tenha um comportamento menos dilatante, com aproximação dos valores de resistência de pico e a volume constante.

Relativamente à **forma dos grãos** e à **distribuição granulométrica**, estas influenciam a compacidade relativa do solo, visto que arranjos mais densos ou mais soltos são função destes dois parâmetros. Um aspecto importante está relacionado com a dimensão dos grãos, principalmente quando a inclusão é uma geogrelha, já que um dos mecanismos de interacção solo-geossintético é dependente deste factor.

3.3 MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Nas interfaces solo-geossintético podem ser identificados três mecanismos de interacção: atrito lateral ao longo do geossintético; atrito solo-solo e mobilização de impulso passivo nas barras transversais do geossintético (geogrelhas).

Nos geotêxteis e nos geocompósitos de reforço o atrito lateral é o único mecanismo presente. Nas geogrelhas deve ainda ser considerada a mobilização do impulso passivo nas barras transversais do reforço, bem como o atrito solo-solo no caso de ocorrência de movimento relativo no solo ao longo das aberturas da geogrelha.

De modo a compreender os complexos mecanismos que ocorrem nos solos reforçados com geossintéticos, é importante reflectir sobre os seguintes aspectos:

- A mobilização da resistência ao corte entre solos granulares e os geossintéticos.
- A dilatância ser livre ou impedida.
- A ocorrência de fenómenos bidimensionais ou tridimensionais.

As três questões acima referidas estão relacionadas entre si. Como se sabe, a mobilização da resistência ao corte entre o solo e o geotêxtil é um fenómeno bidimensional muito influenciado pela extensibilidade do geotêxtil e onde a dilatância é livre. No caso das geogrelhas o fenómeno é tridimensional, mobilizando-se o atrito lateral para pequenos deslocamentos e sendo progressivamente mobilizado o impulso passivo nas barras transversais, à medida que o deslocamento aumenta.

Para a utilização como elemento de reforço é preferível a utilização das geogrelhas aos geotêxteis, porque as primeiras são menos extensíveis e conduzem a um maior aumento da resistência do solo e da resistência mobilizada na interface solo-geossintético.

3.4 RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

A estabilidade do solo reforçado está intimamente relacionada com a eficácia da transferência de tensões do solo para o geossintético, a qual depende do comprimento de geossintético disponível para a mobilização de tensões de corte.

Com efeito, como se pode observar no talude reforçado da Figura 3.2, o comprimento de geossintético atrás da linha de cedência deve ser suficiente para mobilizar as tensões de corte necessárias ao equilíbrio da força de tracção máxima instalada no geossintético. A razão de mobilização de tensões depende da resistência da interface solo-geossintético.

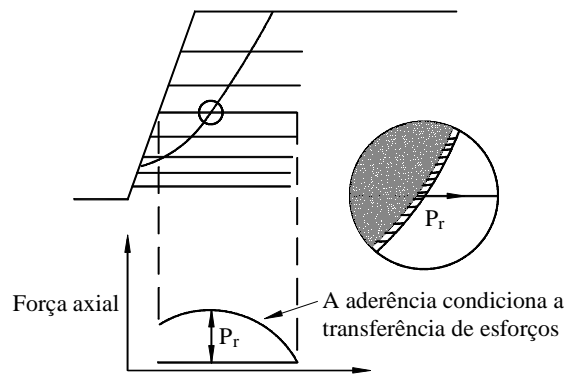


Figura 3.2: Distribuição das forças ao longo do geossintético (adaptado de Jewell *et al.* (1984))

A resistência da interface solo-geossintético é função de dois factores: (1) o tipo de geossintético utilizado (geotêxtil, geocompósito de reforço ou geogrelha); (2) o tipo de movimento relativo que ocorre (corte directo ou arranque).

Relativamente ao ponto 1, quando são utilizados geotêxteis ou geocompósitos de reforço, a resistência da interface solo-geossintético é apenas devida ao atrito lateral. No caso de serem utilizadas geogrelhas, além do atrito lateral, intervêm dois mecanismos adicionais: a mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha e o atrito solo-solo.

Relativamente ao ponto 2, entende-se por corte directo a situação na qual o geossintético permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa do solo em relação ao geossintético (Figura 3.3), e por arranque quando o geossintético se move em relação ao solo envolvente (Figura 3.4). No primeiro caso, quando a resistência ao corte da interface solo-geossintético é ultrapassada a rotura dá-se por corte directo, e, no segundo caso, por arranque. Para cada um dos casos o coeficiente de resistência da interface solo-geossintético, f , tem uma definição diferente, tal como se verá adiante.

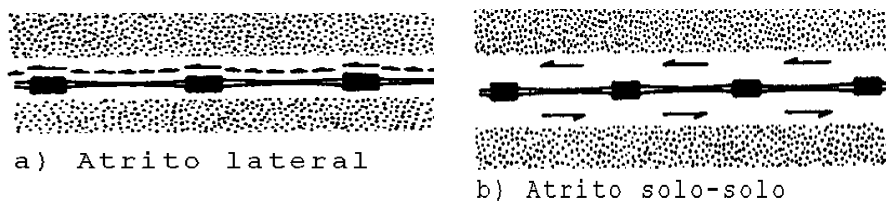


Figura 3.3: Mecanismos de interacção solo-geogrelha - movimento relativo de corte directo (adaptado de Jewell *et al.* (1984))

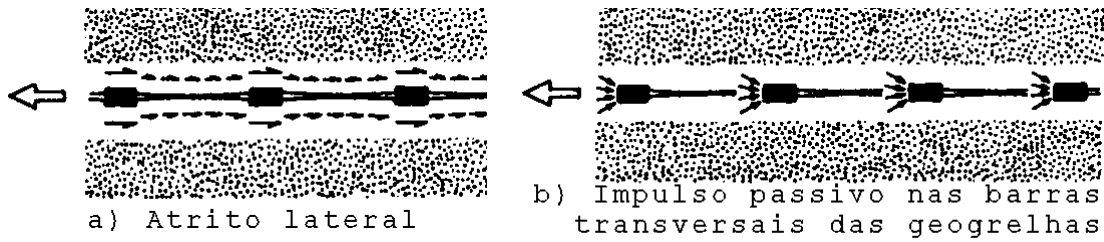


Figura 3.4: Mecanismos de interacção solo-geogrelha - mecanismo relativo de arranque (adaptado de Jewell *et al.* (1984))

O Quadro 3.1 indica os mecanismos de interacção solo-geossintético intervenientes na determinação da resistência da interface, dados em função do tipo de geossintético utilizado e do tipo de movimento relativo na interface solo-geossintético.

Quadro 3.1: Mecanismos de interacção solo-geossintético consoante o tipo de geossintético e o movimento relativo na interface solo-geossintético

Geossintético	Mecanismo de interacção solo-geossintético	
	Movimento relativo	
	Corte directo	Arranque
<i>Geotêxtil</i>	Atrito lateral	Atrito lateral
<i>Geocompósito de Reforço</i>	Atrito lateral	Atrito lateral
<i>Geogrelhas</i>	Atrito lateral Atrito solo-solo	Atrito lateral Mobilização de impulso passivo nas barras transversais

A resistência ao corte da interface solo-reforço durante os movimentos de corte directo e de arranque é definida, respectivamente, pelas Equações (3.1) e (3.2)

$$T = W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \tan \phi' \tag{3.1}$$

$$T = 2 \cdot W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \tan \phi' \tag{3.2}$$

onde

T - resistência ao corte da interface;

W - largura do reforço (Figura 3.5);

L - comprimento do reforço (Figura 3.5);

σ'_n - tensão normal efectiva na interface;

f - coeficiente de resistência da interface ($0 < f < 1$);

ϕ' - ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (de pico ou a volume constante, dependendo da compacidade do solo).

A principal dificuldade na aplicação das Equações (3.1) e (3.2) reside na definição do valor de f . Segundo Jewell (1996) quando o único mecanismo mobilizado for o atrito lateral, como no caso dos geotêxteis, f é próximo, ou mesmo idêntico, para os movimentos de corte directo e de arranque, sendo dado por

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (3.3)$$

em que

f_{cd} - coeficiente de resistência da interface para o caso de movimento de corte directo;

f_a - coeficiente de resistência da interface para o caso de movimento de arranque;

δ - ângulo de atrito na interface solo-reforço;

ϕ' - ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (de pico ou a volume constante, dependendo da compactidade do solo)

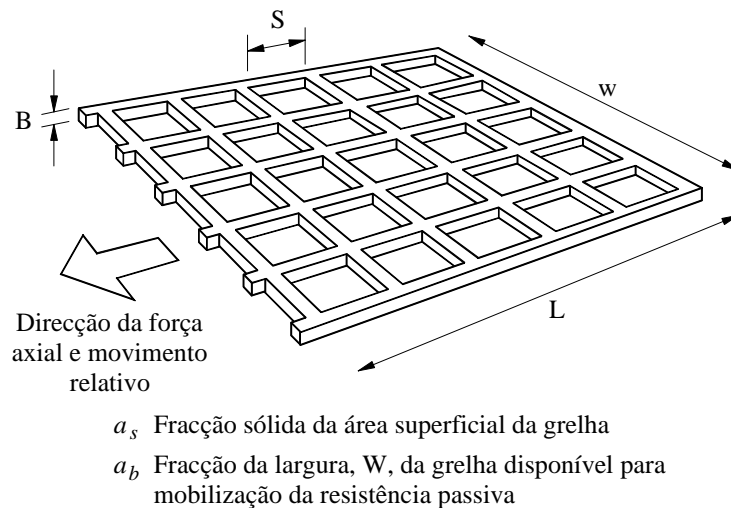


Figura 3.5: Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell (1996))

Para as geogrelhas, a resistência ao corte da interface solo-reforço no caso do movimento de corte directo é dada pela soma de duas parcelas. A primeira (T_1) é referente ao mecanismo de atrito lateral e a segunda ($T_{s/s}$) é referente ao mecanismo de atrito solo-solo. É importante referir que para este tipo de movimento a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas é considerado desprezável. Temos então

$$T = T_1 + T_{s/s} \quad (3.4)$$

com

$$T_1 = a_s \cdot W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot \tan \delta \quad (3.5)$$

$$T_{s/s} = (1 - a_s) \cdot W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad (3.6)$$

em que

a_s - fracção sólida da área superficial da geogrelha.

Conjugando as Equações (3.1), (3.4), (3.5) e (3.6), o coeficiente da interface em corte directo é igual a:

$$f = f_{cd} = a_s \cdot \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) + (1 - a_s) \quad (3.7)$$

Para o caso de o movimento ser de arranque pode considerar-se nula a contribuição do mecanismo de interacção solo-solo para a resistência da interface solo-geossintético, sendo a resistência da interface devida a dois mecanismos: atrito lateral (T_l) e mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas (T_p), ou seja,

$$T = T_l + T_p \quad (3.8)$$

em que T_l é dado por

$$T_l = 2 \cdot a_s \cdot W \cdot L \cdot \sigma'_n \cdot \tan \delta \quad (3.9)$$

e T_p é igual a

$$T_p = \left(\frac{L}{S} \right) \cdot a_b \cdot W \cdot B \cdot \sigma'_p \quad (3.10)$$

sendo

S - distância entre barras transversais da geogrelha;

B - espessura das barras transversais da geogrelha;

a_b - fracção da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva;

σ'_p - tensão passiva mobilizada em termos de tensões efectivas.

Finalmente, utilizando as Equações (3.2), (3.8), (3.9) e (3.10), o coeficiente de resistência da interface (coeficiente de arranque) vem dado por

$$f = f_a = a_s \cdot \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{a_b \cdot B}{S} \right) \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (3.11)$$

Se na interface solo-reforço ocorrerem ambos os movimentos, isto é, de corte directo e de arranque, o coeficiente de resistência da interface considerado será igual ao menor dos valores de f_{cd} e f_a . No entanto, na definição do coeficiente de resistência da interface há que ter em atenção qual dos

movimentos, corte directo ou arranque, é o que primeiro se inicia, principalmente no caso de solos densos.

As equações anteriormente apresentadas são aplicáveis no caso de solos soltos, considerando a resistência do solo a volume constante.

Para solos densos e quando o movimento inicial é de corte directo, pode considerar-se a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de corte directo. Contudo, na definição do coeficiente de arranque, a resistência do solo a considerar em cada face do geossintético é diferente, aplicando-se a correspondente à resistência a volume constante do lado em que ocorreu movimento de corte directo e a de pico do outro lado. Quando o primeiro movimento que ocorre é o de arranque pode considerar-se a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de arranque, mas apenas a resistência correspondente a volume constante na definição do coeficiente de corte directo.

Na equação (3.11) todos os parâmetros são facilmente obtidos, excepto a relação σ'_p/σ'_n . Segundo Jewell *et al.* (1984) a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas é limitada pelos valores teóricos calculados através das seguintes equações:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'} \quad (3.12)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{(\pi/2 + \phi') \cdot \tan \phi'} \quad (3.13)$$

A Equação (3.12) tem como origem a teoria geral da capacidade de carga, considerando as barras transversais das geogrelhas como sapatas corridas rodadas de 90°.

A Equação (3.13) tem como base a proposta de Jewell *et al.* (1984) que sugerem a adopção do mecanismo de rotura ao corte por punçoamento em fundações profundas.

Ensaio realizados por Jewell *et al.* (1984) e Palmeira e Milligan (1989) (Figura 3.6) mostram que a Equação (3.12) estabelece um limite superior, enquanto a Equação (3.13) estabelece um limite inferior, sendo este último o valor recomendado para dimensionamento.

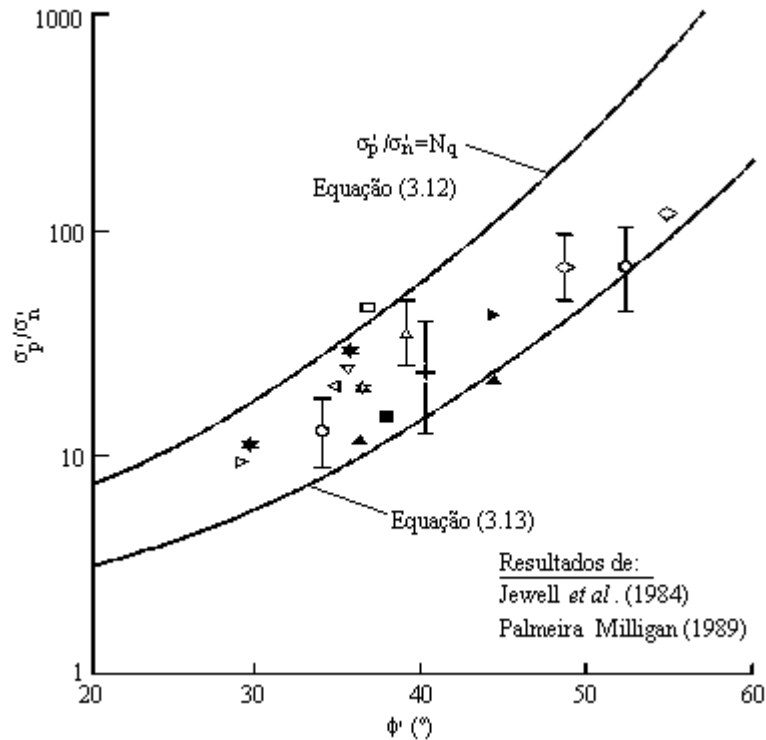


Figura 3.6: Resistência passiva nas geogrelhas (adaptado de Jewell (1996))

Outros estudos conduzidos por Ospina (1988) constataram que em areia seca e sob tensões de confinamento baixas, a rotura se dava segundo o mecanismo correspondente ao limite inferior (Equação (3.13)). Mas no caso de a mesma areia estar sob tensões de confinamento mais elevadas, a rotura dava-se segundo o mecanismo associado ao limite superior (equação (3.12)).

3.5 FACTORES QUE INFLUENCIAM A INTERACÇÃO SOLO-GEOSINTÉTICO

Diversos autores têm realizado inúmeros ensaios para identificar os factores que influenciam a interacção solo-geossintético, tendo-se concluído serem de destacar os seguintes:

- Dimensão das partículas.
- Tensão de confinamento e compactidade do solo.
- Estrutura do geossintético.

3.5.1 INFLUÊNCIA DA DIMENSÃO DAS PARTÍCULAS DO SOLO NA INTERACÇÃO SOLO-GEOSINTÉTICO

A dimensão das partículas desempenha um importante papel na interacção solo-geossintético, em especial quando o geossintético é uma geogrelha.

Jewell *et al.* (1984) ao estudarem a influência das dimensões das partículas na interacção solo-geogrelha quando o movimento que ocorre na interface é de corte directo concluíram que o

coeficiente de corte directo aumenta com a dimensão das partículas, sendo máximo quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas das geogrelhas.

Com efeito, quando as partículas do solo têm dimensão de silte ou areia fina a superfície de rotura adapta-se à superfície lateral da grelha. Quando a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se inferior às dimensões das aberturas da geogrelha, a superfície de rotura é tangente às barras transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo encaixam-se de encontro às barras transversais do reforço, sobressaindo de ambos os lados deste, dando-se a rotura no interior da massa de solo, sendo neste caso máximo o coeficiente de resistência da interface. O menor valor do coeficiente da interface ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha, sendo a resistência da interface mobilizada apenas nos pontos de contacto entre o solo e a grelha.

Os autores citados recomendam que

$$\frac{\text{Menor Dimensão da Abertura}}{\text{Dimensão Média dos Grãos de Solo}} \geq 3 \tag{3.14}$$

para geogrelhas usadas como reforço de solos.

Palmeira e Milligan (1989), com base em ensaios de arranque de grelhas metálicas em areia Leighton Buzzard, mostraram a influência da dimensão média das partículas na resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas (Figura 3.7).

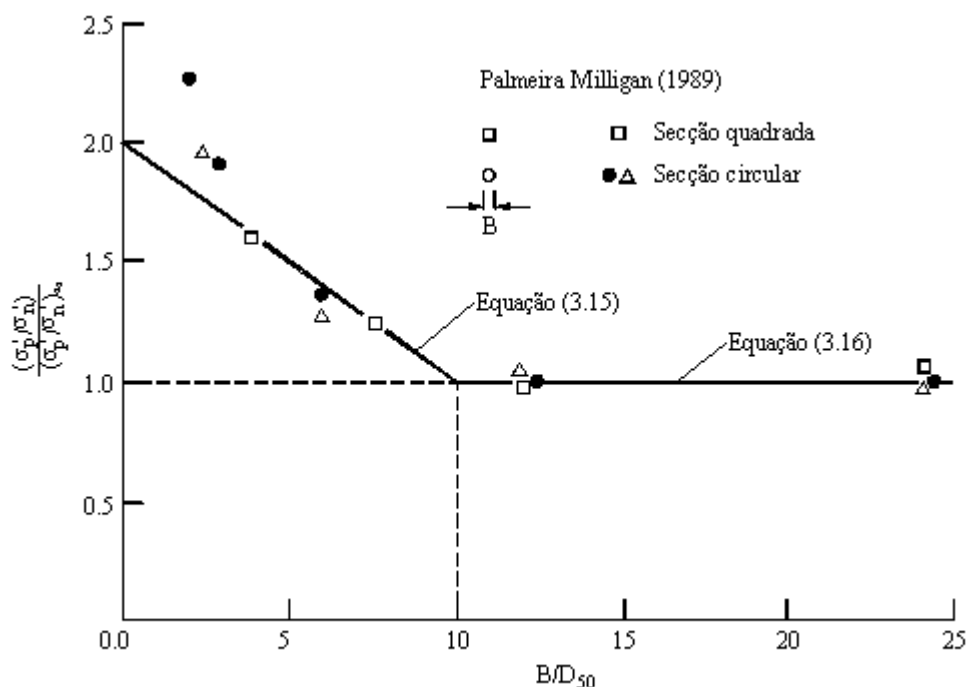


Figura 3.7: Influência da relação B/D₅₀ na resistência passiva mobilizada (adaptado de Jewell (1996))

Pode verificar-se que quando a razão B/D_{50} , entre a espessura das barras transversais das grelhas e a dimensão média das partículas de solo, é menor do que 10 a resistência passiva mobilizada pode ser aumentada para cerca do dobro, dependendo da geometria da secção recta das referidas barras.

Jewell (1990), com base em resultados de Palmeira e Milligan (1989), sugeriu a consideração da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência passiva mobilizada em termos da relação B/D_{50} , como:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left(2 - \frac{B}{10D_{50}} \right) \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} < 10 \quad (3.15)$$

e

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty, \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} > 10 \quad (3.16)$$

Nas Equações (3.15) e (3.16) e na Figura 3.7, $(\sigma'_p/\sigma'_n)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada quando a influência da dimensão dos grãos de solo é desprezável, assumindo-se que, para um meio contínuo, é dada pela Equação (3.13) no caso de grelhas com barras transversais de secção circular.

Quando as barras transversais das grelhas têm secção rectangular o aumento da resistência passiva é cerca de 20% maior do que no caso circular.

Jewell (1996) sugeriu que a Equação (3.11) fosse rescrita do seguinte modo:

$$f = f_a = a_s \left(\frac{tg \delta}{tg \phi'} \right) + F_1 F_2 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2tg \phi'} \right) \quad (3.17)$$

onde F_1 representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo, D_{50} , e F_2 é o factor de forma, tendo-se

$$F_1 = \left(2 - \frac{B}{10D_{50}} \right), \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} < 10 \quad (3.18)$$

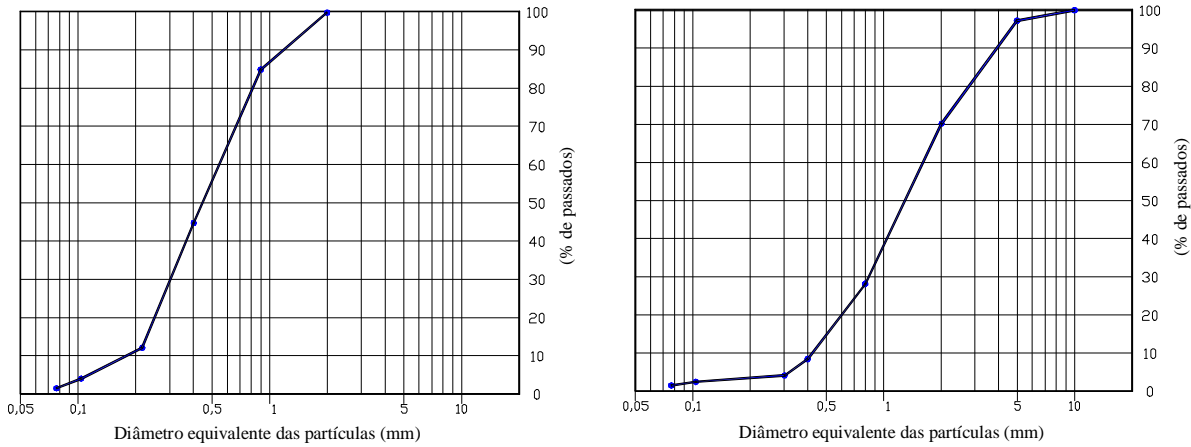
e

$$F_1 = 1,00, \quad \text{quando } \frac{B}{D_{50}} > 10 \quad (3.19)$$

Para barras de secção circular, $F_2 = 1,0$, tomando-se $F_2 = 1,2$ para as de secção rectangular.

Pinho Lopes (1998) estudou a influência da dimensão dos grãos de solo na interacção solo-geogrelha através da realização de ensaios de arranque de geogrelhas em areia. Os procedimentos e condições de ensaio foram os mesmos ao longo de todo o programa experimental, tendo-se usado, no entanto, diferentes solos e geogrelhas.

A Figura 3.8 mostra a granulometria dos solos usados no estudo (solo 1 e solo 2) e no Quadro 3.2 apresentam-se as suas propriedades mais relevantes.



a) Solo 1 b) Solo 2
 Figura 3.8: Curvas granulométricas dos solos utilizados Pinho Lopes (1998)

Quadro 3.2: - Características dos solos

Solo	D _{min}	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{máx}	C _u	C _c	γ _{min}	γ _{máx}	γ _(I_D=50%)	φ (°)
	(mm)						—		(kN/m ³)			
Solo 1	0,074	0,18	0,30	0,43	0,53	2,00	2,94	0,94	15,00	17,90	16,32	36,2
Solo 2	0,074	0,44	0,84	1,30	1,60	9,54	3,64	1,00	15,60	18,70	17,01	49,5

Quadro 3.2 temos:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3.20}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \tag{3.21}$$

$$I_D = \left(\frac{\gamma_{máx}}{\gamma} \frac{\gamma_{min} - \gamma}{\gamma_{min} - \gamma_{máx}} \right) \times 100\% \tag{3.22}$$

onde D₁₀, D₃₀ e D₆₀ é a dimensão das partículas correspondentes a 10%, 30% e 60% de passados (ver Figura 3.8), γ_{min}, γ_{máx} são os pesos volúmcos mínimo e máximo, sendo γ o peso volúmcos do solo para o índice de compacidade, I_D= 50%.

As características das duas geogrelhas uniaxiais em PEAD (GG1 e GG2) ensaiadas são apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3: Geogrelhas ensaiadas⁽¹⁾

		L	W	B	S	Resistência à tracção
Geogrelha	Material	(mm)				kN/m
GG1	PEAD	960	330	3,55	16	80
GG2	PEAD	960	330	5,70	16	120

(1) Dimensões do equipamento de arranque - 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura.

A Figura 3.9 mostra a variação da força de arranque com o deslocamento frontal e os deslocamentos por deformação ao longo da geogrelha GG1 ensaiada com o solo 1 e o solo 2. Para a geogrelha GG2 foi observado comportamento idêntico ao da GG1.

A autora observou, com ambas as geogrelhas, um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando o solo utilizado era o solo 2, isto é, quando a dimensão dos grãos de solo aumentava e a razão B/D_{50} diminuía. O Quadro 3.4 mostra, para as geogrelhas GG1 e GG2, com ambos os solos, a razão B/D_{50} e o factor de escala F_1 definido pelas Equações (3.18) e (3.19).

Quadro 3.4: Razão (B/D_{50}) e factor de escala F_1

GEOGRELHAS	SOLO 1		SOLO 2	
	B/D_{50}	F_1	B/D_{50}	F_1
GG1	8,26	1,17	2,73	1,73
GG2	13,26	1,00	4,38	1,56

Pinho Lopes (1998) determinou um aumento na resistência global da interface solo-geogrelha de cerca de 24% e 27%, respectivamente, para as geogrelhas GG1 e GG2, o qual corresponde a cerca de metade dos valores sugeridos pelo factor de escala (devido ao efeito da dimensão média das partículas) proposto por Jewell (1990, 1996) com base em resultados de Palmeira e Milligan (1989) para o aumento da resistência passiva mobilizada na interface (respectivamente, 48% e 56%, para as geogrelhas GG1 e GG2).

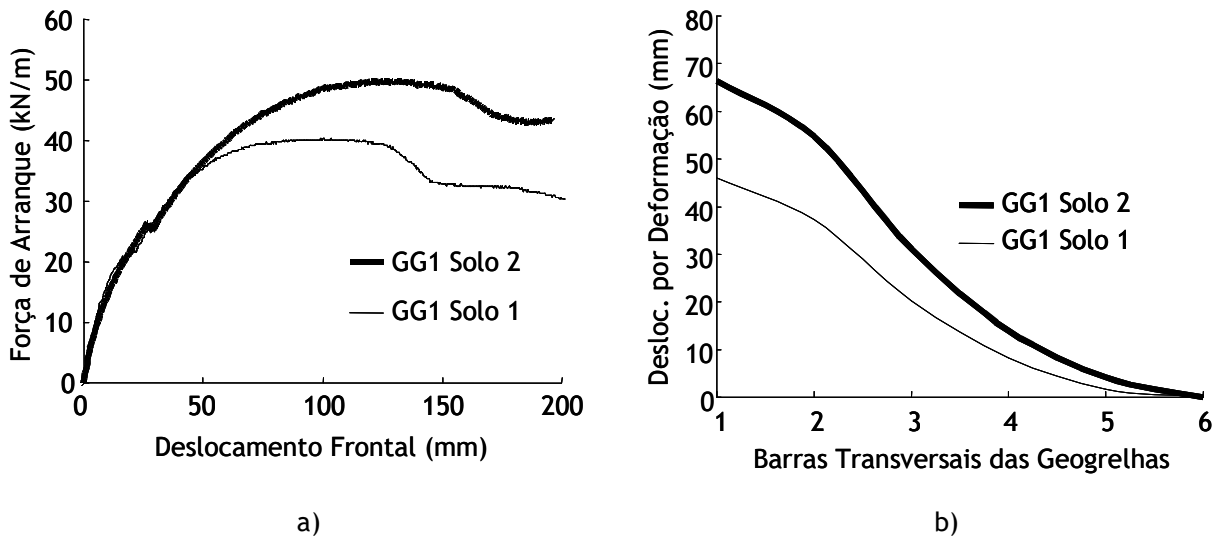


Figura 3.9: Influência da dimensão dos grãos de solo (Pinho Lopes (1998)):
 a) força de arranque versus deslocamento frontal
 b) deslocamentos por deformação ao longo da geogrelha

De entre outras razões, como a utilização de diferentes condições e procedimentos de ensaio, pode referir-se que a diferença nos resultados obtidos se deve muito provavelmente ao seguinte:

1. As geogrelhas ensaiadas por Pinho Lopes (1998) eram em PEAD e as ensaiadas por Palmeira e Milligan (1989) eram em aço macio galvanizado.
2. Os materiais inextensíveis, como as grelhas metálicas, movem-se em relação ao solo envolvente durante o arranque, sendo a resistência mobilizada simultaneamente ao longo do reforço e em todas as barras transversais da grelha.
3. Os materiais extensíveis, como as geogrelhas em PEAD, deformam-se ao mesmo tempo que se movem em relação ao solo envolvente durante o arranque, provocando diferentes graus de mobilização da resistência ao longo do reforço e nas barras transversais das geogrelhas.
4. Com materiais extensíveis o aumento da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas devido à dimensão dos grãos de solo pode ser responsável pelo aumento da deformação do material durante o arranque.
5. Pelas razões apontadas em 3. e 4., os materiais extensíveis mobilizam menor resistência na interface com o solo do que materiais inextensíveis.

Os resultados obtidos por Pinho Lopes (1998) sugerem a adopção de factores de escala F_1 inferiores aos propostos por Jewell (1996) quando as grelhas são constituídas por materiais extensíveis.

3.5.2 INFLUÊNCIA DA TENSÃO DE CONFINAMENTO E DA COMPACIDADE DO SOLO NA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

3.5.2.1 Tensão de confinamento

A tensão de confinamento é um parâmetro a ter em consideração na resistência da interface solo-geossintético porque influencia o valor do ângulo de atrito interno do solo. Esta influência é ainda mais significativa quando a mobilização da resistência na interface é um fenómeno tridimensional, como é o caso das geogrelhas. Nestas situações o aumento da tensão de confinamento inibe mais eficazmente a dilatação que tende a ocorrer na interface com solos densos conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético.

Pinho Lopes (1998) estudou a influência da tensão de confinamento na interacção solo-geossintético através da realização de ensaios de arranque. Este estudo consistiu basicamente em utilizar um mesmo tipo de solo e de geogrelha, fazendo variar a tensão de confinamento. Os resultados obtidos indicaram que um aumento de 55% na tensão de confinamento provocou um aumento da resistência ao corte mobilizada na interface e, aproximadamente, um acréscimo de 11% na resistência da interface solo-geogrelha. Estes valores foram obtidos para uma compacidade relativa do solo (I_D) de 50%, sendo de esperar um acréscimo mais significativo na resistência da interface para o caso de o solo se encontrar num estado mais denso.

3.5.2.2 Compacidade do solo

A compacidade do solo é outro parâmetro importante na resistência da interface solo-geossintético. Isso deve-se ao facto de os solos densos serem mais resistentes e rígidos do que os solos soltos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento maiores.

De modo a averiguar o grau de influência deste parâmetro, Lopes e Ladeira (1996) realizaram ensaios de arranque em que apenas alteraram o índice de compacidade do solo (considerando para I_D os valores de 50% e 86%). Dos ensaios realizados chegaram às seguintes constatações:

- Quando a areia se apresenta no estado mais solto, a geogrelha rompe por falta de aderência e apresenta um menor valor da força de arranque máxima.
- No caso da areia mais densa, a geogrelha rompe por falta de resistência à tracção do próprio material e apresenta um maior valor da força de arranque.
- Para o caso do solo mais denso ($I_D=86\%$), observou-se um menor deslocamento da geogrelha e um aumento do módulo de rigidez da interface.
- Observou-se um aumento superior a 40% na resistência da interface solo-geogrelha quando o índice de compacidade do solo passou de 50% para 86%, devido às maiores resistências do solo e da interface solo-geogrelha no caso do solo mais denso.
- À medida que o índice de compacidade do solo aumenta, diminui o comprimento de aderência do reforço, tendo-se verificado nestes ensaios que para o solo com $I_D=86\%$, somente um terço do comprimento do reforço contribuiu para a resistência.

3.5.3 INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA DO GEOSSINTÉTICO NA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

A distância (S) entre as barras transversais das grelhas é um parâmetro importante na interacção solo-grelhas. Com efeito, se essa distância for menor do que um valor óptimo há interferência entre barras, tornando-se cada uma delas menos eficaz.

Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990), tomando o caso limite correspondente à resistência da interface solo-grelha resultar apenas do impulso passivo mobilizado nas barras transversais do reforço e admitindo como limite superior para a resistência da interface o correspondente a um reforço perfeitamente rugoso ($\delta = \phi'$), consideraram que a resistência máxima na interface solo-grelha é conseguida para uma geometria óptima da grelha $(S / (a_b B))_{\phi'}$. Considerando estas hipóteses, da Equação geral (3.11) vem:

$$f_a = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'} \right) \quad (3.23)$$

e, sendo $(f_a)_{\text{máx}} = 1,00$

$$\left(\frac{S}{a_b B} \right)_{\phi'} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'} \right) \quad (3.24)$$

A partir das Equações (3.23) e (3.24) o coeficiente de resistência da interface pode ser expresso como

$$f_a = \frac{\left(\frac{S}{a_b B} \right)_{\phi'}}{\left(\frac{S}{a_b B} \right)} \quad (3.25)$$

Os autores concluíram que quando a geometria da grelha é inferior à óptima a resistência passiva mobilizada em cada uma das barras transversais é proporcionalmente menor, uma vez que o coeficiente da interface não pode ultrapassar $(f_a)_{\text{máx}} = 1,00$ (Figura 3.10).

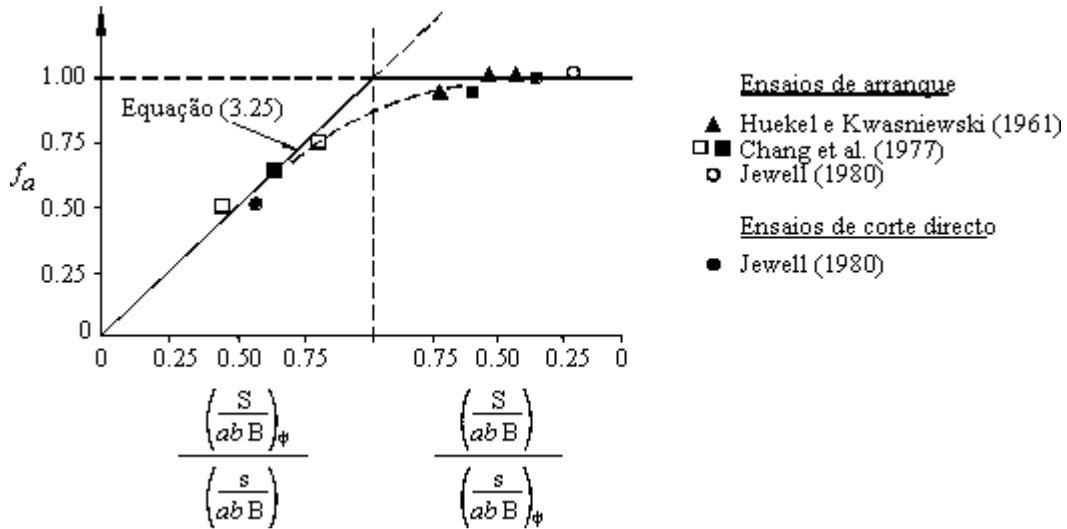


Figura 3.10: Influência da geometria do reforço no coeficiente da interface (adaptado de Jewell *et al.* (1990))

Palmeira e Milligan (1989) estudaram a influência da distância entre barras transversais das grelhas na resistência da interface solo-grelha através da realização de ensaios de arranque em areia de grelhas metálicas com diferentes distâncias entre barras transversais.

Os autores concluíram que à medida que a distância entre barras diminui, diminui também a resistência da interface, denotando um aumento do grau de interferência entre barras com a redução da distância entre elas. Os autores sugeriram que o conceito de interferência entre barras da grelha, definido através da razão entre a resistência passiva efectivamente mobilizada e a máxima possível, deveria ser introduzido nas análises através de um factor DI não negativo dado por

$$DI = 1 - \frac{\left(\frac{S}{a_b B}\right)}{\left(\frac{S}{a_b B}\right)_{\phi'}} \quad (3.26)$$

Nesse caso tem-se

$$f_a = (1 - DI) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \left(\frac{a_b B}{S}\right) \left(\frac{1}{2tg\phi'}\right) \quad (3.27)$$

Considerando $(f_a)_{máx} = 1,00$ e, portanto, $DI = 0$, chega-se a

$$\left(\frac{S}{a_b B}\right)_{\phi'} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \left(\frac{1}{2tg\phi'}\right) \quad (3.28)$$

Com base nas Equações (3.27) e (3.28) o coeficiente de interface pode ser expresso do seguinte modo

$$f_a = (1 - DI) \frac{\left(\frac{S}{a_b B} \right)_{\phi'}}{\left(\frac{S}{a_b B} \right)} \quad (3.29)$$

que não é mais do que a Equação (3.25) com outro aspecto.

Palmeira e Milligan (1989) fazem notar que as propriedades do solo (incluindo a forma das partículas e as características da superfície) e o diâmetro, espaçamento e número de barras transversais são os parâmetros fundamentais que controlam a interferência entre barras. Apesar dos resultados obtidos obedecerem a um padrão geral de variação, os autores referem que é de esperar desvios em relação a esse padrão quando há tangência entre barras, quando os reforços são muito compridos, quando os reforços são extensíveis e quando a mobilização de resistência por atrito lateral corresponde a uma parcela importante da resistência da interface solo-reforço.

Pinho Lopes (1998) estudou a influência da estrutura do geossintético na resistência da interface solo-geossintético através da realização de ensaios de arranque com o solo 1 (ver

Quadro 3.2). As condições e procedimentos de ensaio foram idênticos, sendo os geossintéticos usados uma geogrelha uniaxial e um geotêxtil não tecido agulhado, cujas principais características são apresentadas, respectivamente no Quadro 3.5 e no

Quadro 3.6.

Quadro 3.5: Geogrelha⁽¹⁾

		L	W	B	S	Resistência à tracção	Deformação de pico
Geogrelha	Material	(mm)				(kN/m)	(%)
GG3	PEAD	960	330	2,6	16	55	11,5

⁽¹⁾ Dimensões do equipamento de arranque - 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura.

Quadro 3.6: Geotêxtil⁽¹⁾

			L	W	Espessura	Massa/ unidade de área	Resistência à tracção	Deformação de pico
Geotêxtil	Tipo	Material	(mm)			(g/m ²)	(kN/m)	(%)
GT1	Não tecido	PP	960	330	6	800	50	65

⁽¹⁾ Dimensões do equipamento de arranque - 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura.

A Figura 3.11 representa a variação da força de arranque com o deslocamento frontal para os dois materiais. Pode-se observar que, apesar de as resistências à tracção de ambos os geossintéticos serem semelhantes (50kN/m para o geotêxtil não tecido e 55 kN/m para a geogrelha uniaxial), a resistência

mobilizada na interface solo-geogrelha é cerca de 2,6 vezes superior à mobilizada na interface solo-geotêxtil, sendo a primeira obtida para deslocamentos frontais de cerca de 1/4 da segunda.

A estrutura e extensibilidade dos geossintéticos têm uma grande influência no comportamento observado. A estrutura do geotêxtil não tecido agulhado é muito mais extensível do que a da geogrelha (11,5% de deformação de pico para a geogrelha - Quadro 3.5; 65% de deformação de pico para o geotêxtil -

Quadro 3.6). A deformação do geotêxtil durante o arranque é muito maior do que a da geogrelha, sendo o primeiro menos eficaz na mobilização da resistência na sua interface com o solo.

Por outro lado, os mecanismos de interacção mobilizados por ambos os geossintéticos são diferentes. No caso do geotêxtil é mobilizado apenas o atrito lateral, ao passo que com a geogrelha para além deste mecanismo é também mobilizado o impulso passivo nas barras transversais do material, circunstância que certamente contribui para a maior eficácia na mobilização da resistência na interface quando são usadas geogrelhas como elementos de reforço.

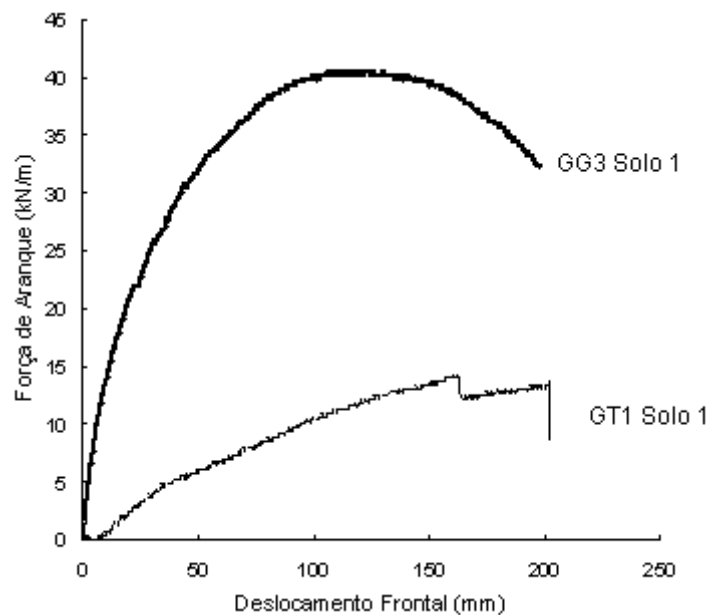


Figura 3.11: Influência da estrutura do geossintético no comportamento ao arranque (Pinho Lopes (1998))

3.6 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Os ensaios laboratoriais mais utilizados para a quantificação da resistência da interface solo-geossintético são os seguintes: ensaio de corte directo; ensaio de corte directo em plano inclinado e ensaio de arranque.

De entre os ensaios acima indicados deverá ser escolhido aquele mais em concordância com o movimento relativo que com maior probabilidade ocorrerá na interface solo-geossintético. Só assim os valores obtidos nos ensaios poderão ser credíveis e utilizáveis em dimensionamento.

Assim, para o movimento de corte directo, o ensaio de corte directo é o mais indicado. Quando o geossintético for colocado num plano inclinado, como por exemplo num sistema de impermeabilização lateral de um talude de um aterro de resíduos, o ensaio adequado é o de corte directo em plano inclinado. Para o movimento de arranque, o ensaio de arranque deverá ser o adoptado.

A Figura 3.12 representa um talude reforçado com a indicação de uma superfície de rotura potencial onde é possível distinguir três zonas distintas, devendo-se adoptar:

- na zona A, o ensaio de corte directo.
- na zona B, o ensaio de arranque.
- na zona C, o ensaio de corte directo em plano inclinado.

Mesmo adequando cada ensaio ao caso a analisar, há outras limitações na simulação de um problema real, tais como questões de escala e de condições de fronteira (McGown *et al.* (1998)).

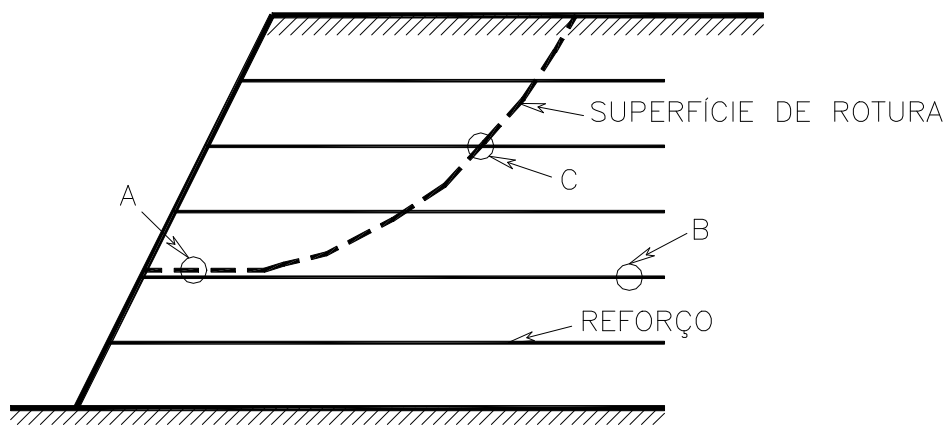


Figura 3.12: Mecanismos de interacção num talude reforçado (adaptado de Palmeira e Milligan (1989))

3.6.1 ENSAIO DE CORTE DIRECTO

Este ensaio permite definir com relativa precisão o coeficiente de corte directo para geotêxteis, geocompósitos de reforço e geogrelhas. Gourc *et al.* (1996) recomendam a utilização de um equipamento de corte directo com dimensões iguais ou superiores a 300 x 300 mm.

Na Figura 3.13a) está representado esquematicamente o ensaio de corte directo mais frequentemente realizado em geotêxteis e geocompósitos de reforço, onde estes materiais são fixos a um suporte rígido plano existente na parte inferior do equipamento. Deste modo, este procedimento modela com precisão suficiente o mecanismo de interacção que ocorre na interface solo-geossintético durante o movimento de corte directo. Para este tipo de geossintético também pode ser utilizado o procedimento esquematizado na Figura 3.13b) em que na parte inferior é colocado solo.

Para o caso de geogrelhas o procedimento esquematizado na Figura 3.13b) é o mais aconselhado porque para este geossintético, com grandes aberturas e elevada percentagem de área aberta, a

resistência da interface solo-geogrelha em movimento de corte directo é mobilizada por dois mecanismos (ver Quadro 3.1): atrito lateral ao longo da superfície lateral da geogrelha e atrito solo-solo ao longo das aberturas das geogrelhas.

Uma das vantagens deste ensaio reside na facilidade de interpretação dos resultados obtidos, embora estes possam ser influenciados por alguns factores, nomeadamente: espessura da camada de solo; posição relativa solo-geossintético; métodos usados para controlo da pressão normal e rugosidade do plano rígido, sendo este último especialmente importante no caso de se estar a ensaiar uma geogrelha (Gourc *et al.* (1996)).

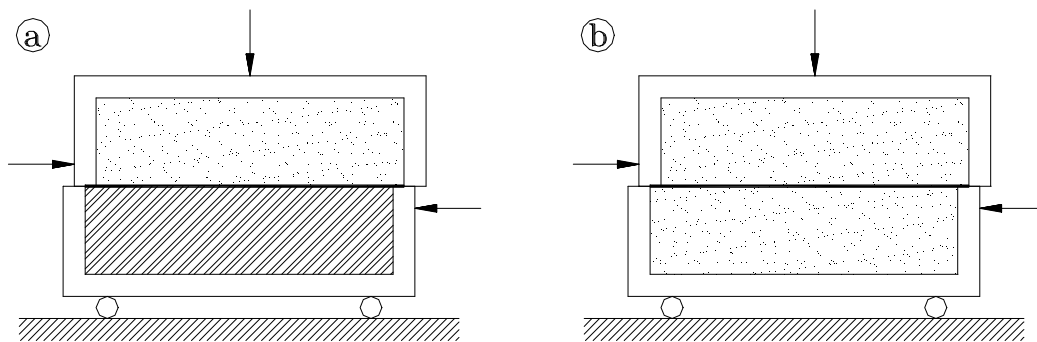


Figura 3.13: Representação esquemática:
 a) ensaio de corte directo com bloco rígido na parte inferior do equipamento
 b) ensaio de corte directo com solo na parte inferior do equipamento

3.6.2 ENSAIO DE CORTE DIRECTO EM PLANO INCLINADO

Este ensaio apareceu devido à necessidade de ultrapassar algumas limitações dos ensaios de corte directo (Pinho Lopes (1998)) e para possibilitar a simulação em laboratório das condições em obra de forma mais realista. É caracterizado por ser um ensaio rápido e simples que permite a determinação do comportamento ao corte nas fases de construção, sob tensões normais reduzidas. É especialmente importante nos casos em que os geossintéticos são utilizados como constituintes, por exemplo, de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos ou de sistemas de protecção de taludes contra a erosão. Nestes casos é frequente a rotura dar-se por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais que compõem os sistemas (Lopes e Patrícia Lopes (2001)).

Ensaio de corte em plano inclinado realizados por Giroud *et al.* (1990) e Koutsourais *et al.* (1991), para diversos geossintéticos, sob tensões normais baixas, conduziram, em algumas situações, a ângulos de atrito da interface inferiores aos determinados em ensaios de corte directo, sendo estes muito provavelmente mais realistas.

Uma vez que o mecanismo de deslizamento no ensaio de corte em plano inclinado surge como mais realista no caso dos geossintéticos serem aplicados em taludes, o uso do ensaio de corte directo pode, muito provavelmente, levar nestes casos a uma sobreestimação da resistência na interface (Patrícia Lopes (2001)).

De modo a possibilitar o estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) desenvolveu um equipamento de ensaio de corte em plano inclinado.

Os procedimentos deste tipo de ensaio são descritos na prEN ISO 12957-2 (Geotextiles and geotextile-related products - Determination of friction characteristics - Part 2: inclined plane method). É de realçar a existência de dois tipos de ensaio. Os ensaios do tipo 1 utilizam uma base rígida e lisa onde se coloca o geossintético, enquanto os ensaios do tipo 2 utilizam uma caixa inferior onde é colocado o solo e por cima deste o geossintético a ensaiar.

O equipamento desenvolvido na FEUP é basicamente uma estrutura desmontável constituída por (Patrícia Lopes (2001)):

- Uma base rígida e lisa com 0,620m de comprimento, 0,430m de largura e 0,010m de espessura, onde se coloca o geossintético no caso do ensaio tipo 1.
- Uma caixa inferior rígida com dimensões interiores de 0,510m de comprimento, 0,350m de largura e 0,080m de altura, que se enche com solo onde se assenta o geossintético, no caso do ensaio do tipo 2.
- Uma caixa superior rígida com dimensões interiores de 0,300m de comprimento, 0,300m de largura e 0,080m de altura, que se enche com solo que durante o ensaio desliza sobre o geossintético.
- Um mecanismo que permite inclinar a base rígida a duas velocidades distintas: 0,5°/min., que corresponde à velocidade do ensaio e 20°/min., sendo esta última unicamente utilizada no final do ensaio para colocar a base na posição inicial (horizontal).
- Um dispositivo para medição do deslocamento da caixa superior, parando o ensaio quando este exceder 0,05m.
- Um dispositivo para medição, durante o ensaio, da inclinação da superfície em relação à horizontal.
- Um dispositivo para medição da força aplicada pelo sistema de pesos no solo que enche a caixa superior.

3.6.3 ENSAIO DE ARRANQUE

Os ensaios de arranque são actualmente o meio mais apropriado para se proceder à determinação da resistência da interface solo-geossintético quando o movimento relativo que ocorre é de arranque. O coeficiente de arranque pode ser definido através da realização deste tipo de ensaios, embora, contrariamente ao que acontece com os ensaios de corte directo, sejam de difícil interpretação, sendo os resultados muito afectados pelas condições de fronteira, procedimentos e condições de ensaio (Lopes e Ladeira (1996)).

Basicamente estes ensaios consistem em puxar um geossintético que se encontra no interior de uma caixa cheia de solo, estando o material submetido à acção de uma tensão vertical uniformemente distribuída (Palmeira e Milligan (1989); Farrag *et al.* (1993); Ladeira (1995); Pinho Lopes (1998)).

Como se sabe, os mecanismos de interacção mobilizados durante o arranque são significativamente diferentes daqueles mobilizados durante o corte directo, isto porque ocorre a mobilização de impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas e do atrito lateral ao longo da superfície lateral destas. Para o caso das geogrelhas o coeficiente de arranque apenas pode ser definido recorrendo a ensaios de arranque.

No caso dos geotêxteis e geocompósitos de reforço, Jewell (1996) sugere que não é necessário recorrer ao ensaio de arranque para definir o coeficiente de arranque visto que o mecanismo de interacção durante o arranque é idêntico, em ambos os lados do geossintético, ao que ocorre no corte directo (atrito lateral), sendo este semelhante ao coeficiente de corte directo e sendo o ensaio para definir este último muito mais simples.

É de salientar que é necessário ter cuidados especiais, quer na execução dos ensaios, quer na interpretação dos resultados obtidos, uma vez que estes podem ser significativamente afectados pelo uso de diferentes equipamentos, aos quais estão associadas condições de fronteira distintas, diferentes procedimentos de ensaio, diferentes esquemas de colocação e compactação do solo, entre outros (Juran *et al.* (1988)).

Estudos conduzidos por Lopes e Ladeira (1996) relativamente à influência da **velocidade de ensaio**, **dimensão do provete**, **altura de solo** e **comprimento da manga** permitiram chegar às seguintes conclusões:

- **Velocidade do ensaio**

- A força máxima de arranque da geogrelha aumenta com a velocidade do ensaio, diminuindo o deslocamento frontal necessário para mobilizar igual valor de força de arranque.
- Os deslocamentos por deformação do geossintético evidenciam uma tendência para diminuir à medida que a velocidade de ensaio aumenta.
- O aumento da força de arranque com a velocidade de ensaio é resultante, pelo menos em parte, do aumento da rigidez do geossintético com essa velocidade e não do aumento das tensões tangenciais mobilizadas na interface solo-geossintético. Outra razão prende-se com a redução da capacidade de rearranjo das partículas de solo com o aumento da velocidade do ensaio.

- **Dimensão do provete**

- Os resultados obtidos mostram que a influência do comprimento do provete tende a diminuir quando este ultrapassa um certo valor. A força máxima de arranque aumenta de 15,3 kN/m para 32,3 kN/m (aproximadamente 105%) quando o comprimento do provete passa de 0,80m para 0,96m. No entanto foi apenas registado um aumento da 10,6%, na força máxima de arranque, quando o comprimento do provete passou de 0,96m para 1,12m. (comprimentos utilizados: 0,80m, 0,96m e 1,12m.)
- Relativamente à largura do provete, constatou-se uma pequena influência na força máxima de arranque embora se tenha observado uma tendência para a diminuição da resistência da

interface solo-geossintético à medida que a distância entre as paredes laterais do equipamento e a amostra diminuam. (larguras utilizadas: 0,33m, 0,47m e 0,60m).

- **Altura de solo**

- Dos ensaios realizados, com alturas de solo abaixo e acima do geossintético de 0,20m e 0,30m, conclui-se que com o aumento da altura se verifica uma menor influência nos resultados obtidos, sendo aconselhável realizar ensaios de arranque com uma altura total de solo maior ou igual a 0,60m.

- **Influência da manga**

- A inexistência de manga conduz a um aumento de aproximadamente de 10% da força máxima de tracção, em consequência da influência da rugosidade da parede frontal.
- As pressões laterais que se desenvolvem na parede frontal são maiores nos ensaios sem manga, provocando maior restrição ao movimento da geogrelha e uma maior mobilização das tensões de corte na interface solo-geogrelha, próximo do ponto de aplicação da força de arranque, e uma menor mobilização dessas tensões na parte de trás do geossintético.

É importante não esquecer que é fundamental a medição dos deslocamentos ao longo das barras das geogrelhas, visto que este material é extensível. Por essa razão, os deslocamentos obtidos durante o arranque são devidos a duas parcelas: uma é relativa ao movimento relativo entre as geogrelhas e o solo, e a segunda é devido à elongação das geogrelhas, sendo esta mais significativa na parte da frente do geossintético (onde está a ser aplicada a força de arranque). Assim, a possibilidade de conhecer isoladamente cada uma das componentes, permite um melhor conhecimento da interacção solo-geogrelha.

Em 1994 a FEUP desenvolveu um protótipo de uma caixa de arranque para realizar os correspondentes ensaios em geossintéticos. Este equipamento possui as seguintes características:

- Dimensão interiores da caixa: 1,53m de comprimento; 1,00m de largura e 0,80m de altura.
- Placa de neoprene macio com uma espessura de 0,025m, para uniformização da distribuição das pressões verticais aplicadas.
- Manga metálica em aço inoxidável, junto à parede frontal, com 0,20m de comprimento para o interior da caixa, com o intuito de diminuir o efeito da proximidade da parede frontal.
- Possibilidade de arrancar reforços até uma largura de 0,75m.
- Colocação de arames inextensíveis ao longo de vários pontos nos geossintéticos, para medição dos deslocamentos após ligação aos potenciómetros lineares.
- Utilização de dez cilindros de pequena dimensão, colocados na parte superior da caixa, para a aplicação das pressões de confinamento desejadas.
- Utilização de uma célula de carga de compressão para determinar a pressão de confinamento.
- Uso de uma célula de carga de tracção para a medição da força de arranque.
- Pega para fixação do geossintético e onde é transmitida a força de arranque à amostra.
- Sistema de aquisição automática de dados.

Antes de iniciar qualquer ensaio é necessário proceder à calibração de todos os dispositivos utilizados, nomeadamente: potenciómetros lineares para medição dos deslocamentos, células de carga de compressão e de tracção.

Os procedimentos de ensaio são os seguintes:

- a) Enchimento da parte inferior da caixa fazendo a colocação de camadas sucessivas de 0,15m de espessura após compactação. O volume de solo utilizado em cada camada é vertido de um balde de uma grua colocada a uma distância constante de 0,40m relativamente à camada anterior.
- b) Cada camada é nivelada e compactada com um martelo vibratório eléctrico até à densidade desejada do solo, comprovada com um gamadensímetro.
- c) Ao atingir o nível da manga coloca-se o geossintético sobre o solo compactado, introduzindo-o na manga colocada na parede frontal.
- d) Colocação dos arames inextensíveis para medição dos deslocamentos ao longo do reforço ligando-os aos potenciómetros lineares.
- e) Posicionamento do potenciómetro linear, situado no exterior da parte anterior da caixa, para medir o deslocamento frontal da amostra.
- f) Colocação de mais duas camadas de solo com 0,15m de espessura, devidamente compactadas.
- g) Colocação da placa de neoprene macio e de uma de contraplacado, sendo posteriormente colocadas as barras com os cilindros calcadores e feitas as respectivas ligações a estes.
- h) Finalmente selecciona-se a velocidade de ensaio e a tensão de confinamento a utilizar, levando-se a zero todos os dispositivos antes de iniciar o ensaio.

3.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como foi discutido neste capítulo, a interacção solo-geossintético é um fenómeno complexo e fundamental para o correcto dimensionamento das estruturas nas quais estes materiais são utilizados, especialmente quando desempenham a função de reforço.

É de extrema importância identificar qual o movimento relativo inicial, escolhendo então o tipo mais adequado de ensaio ou ensaios a realizar, de modo a estimar correctamente os parâmetros necessários para um dimensionamento seguro e eficaz.

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais devem ser analisados, tendo em atenção as características do equipamento e dos procedimentos utilizados.

É fundamental proceder à instrumentação e monitorização do comportamento de obras reais a fim de fazer progredir os conhecimentos científicos nesta área, bem como o desenvolvimento de novos procedimentos de cálculo e/ou ensaio que permitam, de forma mais rigorosa, obter economia e segurança nas soluções adoptadas.

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma breve descrição das ferramentas numéricas utilizadas na modelação bidimensional do ensaio de arranque de geossintéticos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e na realização e interpretação de um conjunto de estudos paramétricos, referindo em traços largos as questões teóricas e algorítmicas subjacentes (Zienkiewicz *et al.*(2000)).

4.2 DESCRIÇÃO SUMÁRIA DOS PROGRAMAS UTILIZADOS

No estudo numérico levado a cabo foram utilizados três tipos de programa:

- programas de pré-processamento
- um programa de análise bidimensional não linear por elementos finitos
- programas de pós-processamento.

4.2.1 PROGRAMAS DE PRÉ-PROCESSAMENTO

Os programas de pré-processamento auxiliam na geração, modificação, optimização, visualização e validação das malhas de elementos finitos.

O programa GEN2D (Marques (2002b)) permite a geração de malhas estruturadas contendo elementos planos triangulares de 3 ou 6 nós, quadrangulares de 4, 8 ou 9 nós, elementos de junta de 4 ou 6 nós, elementos planos simplesmente infinitos de 5 ou 6 nós, ou duplamente infinitos de 3 nós (Marques e Owen (1984)), bem como elementos infinitos de junta de 4 nós.

Parte-se de uma malha de macroblocos, constituída por elementos isoparamétricos de 8 nós, que são automaticamente subdivididos de acordo com as instruções do utilizador relativas ao ritmo da subdivisão, o qual pode ser distinto em cada par de lados de cada macrobloco. A uma subdivisão de peso zero é feita corresponder uma fiada de elementos de junta de espessura nula. A definição das coordenadas dos nós a gerar é efectuada recorrendo às funções de interpolação dos elementos isoparamétricos de 8 nós constituintes da malha inicial de macroblocos.

O programa GEN2D aplica ao contorno da malha resultante do processo de subdivisão as condições de fronteira especificadas para a malha inicial, sendo nesta fase que ocorre a eventual geração de elementos infinitos, os quais podem ser planos ou de junta.

O programa **JUNTA2D** (Marques (2002z)) realiza a introdução de elementos de junta ao longo de uma poligonal constituída por pontos nodais de uma malha de elementos planos. Consegue-se assim definir com facilidade juntas de geometria complexa entre duas zonas duma mesma malha. Importa ainda referir que o programa JUNTA2D procede à renumeração dos elementos da malha final de modo a minimizar a largura da "front".

O programa **RENUM** (Marques (2002d)) otimiza a numeração dos elementos e/ou dos nós da malha gerada, de modo a minimizar a largura da "front" e/ou da semibanda, reduzindo assim os requisitos de espaço de memória e de tempo de processamento durante a solução por elementos finitos.

O programa **SUPERCUT** (Marques (2002e)) permite a remoção de elementos e/ou nós da malha, o que por vezes simplifica grandemente a definição da melhor estratégia a seguir para geração de uma malha complexa, constituindo também uma ferramenta valiosa na preparação de malhas para a análise de seqüências de escavação e/ou construção.

O programa **DRAWMESH** (Azevedo (2000)) é utilizado na visualização das malhas iniciais, geradas, renumeradas ou modificadas pelos programas de pré-processamento acima referidos, desempenhando um papel fundamental na validação das mesmas.

4.2.2 PROGRAMA DE ANÁLISE NÃO LINEAR

O programa **PLAST2D** (Marques (2002a)) realiza a análise estática não linear de problemas elastoplásticos planos pelo MEF, possuindo as seguintes características gerais:

- baseia-se numa formulação de elementos finitos em termos de deslocamentos
- permite a solução de problemas bidimensionais (estado plano de tensão, estado plano de deformação ou axissimetria)
- possui elementos planos isoparamétricos de 4, 8 ou 9 nós, para a discretização das camadas de solo; elementos de junta isoparamétricos de 4 ou 6 nós de espessura nula, para a simulação das interfaces solo-geossintético, solo-caixa de arranque ou solo-solo
- dispõe ainda de elementos infinitos planos de 3, 5 ou 6 nós, para a modelação de fronteiras remotas, bem como de elementos infinitos de junta de 4 nós, aos quais não foi necessário recorrer no presente trabalho por razões óbvias
- admite para os elementos planos três tipos de material: elástico isotrópico, transverso-isotrópico e elastoplástico (com as leis de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, em plasticidade associada ou não associada)
- os elementos de junta podem ser elásticos ou regidos por uma lei de Mohr-Coulomb, com degradação do valor de pico do ângulo de atrito pela deformação de corte acumulada
- possibilita a utilização de duas leis alternativas de integração numérica, Gauss-Legendre e Gauss-Lobatto, quer para os elementos planos, quer para os elementos de junta

- admite apoios inclinados nas ligações ao exterior
- realiza a solução do sistema de equações, com matriz dos coeficientes simétrica ou não simétrica, recorrendo a uma versão altamente otimizada do método frontal
- admite os seguintes tipos de acção: tensões iniciais, cargas concentradas nodais, cargas distribuídas aplicadas em lados de elementos, cargas gravíticas, variações de temperatura e assentamentos de apoio ou deslocamentos impostos
- permite programas de carregamento não proporcional, existindo completa independência entre a incrementação das forças exteriores e a dos deslocamentos impostos
- recorre a um procedimento incremental-iterativo para a solução do problema não-linear, dispondo de uma ampla gama de técnicas para melhoramento da eficiência algorítmica, como sejam, os métodos de Newton-Raphson e suas variantes, "line search", BFGS e Newton-secante, os quais podem ser combinados entre si
- as tensões são actualizadas tomando sempre como referência o estado correspondente à convergência do incremento anterior
- a convergência do ciclo iterativo é controlada em simultâneo através de dois critérios, envolvendo um deles a norma das forças residuais e o outro o trabalho interno de deformação, sendo ainda possível monitorizar a evolução do processo incremental-iterativo através de um parâmetro de rigidez corrente, com uma formulação distinta conforme o carregamento seja por incrementação de forças aplicadas ou de deslocamentos impostos
- a saída de resultados é extremamente flexível, dispondo o utilizador de variadas opções, como sejam, saída completa ou selectiva (de deslocamentos e/ou reacções e/ou tensões e/ou deformações, em todas as iterações ou só após convergência em qualquer dos incrementos), saída formatada para impressão, saída para interface com o programa gráfico, saída para interface com folha de cálculo
- o programa dispõe de uma opção de "restart", que comanda a actualização periódica de um ficheiro que guarda toda a informação relevante após convergência no incremento, o que permite retomar a análise, dando ao utilizador a oportunidade de introduzir eventuais alterações nos parâmetros de controle do algoritmo, do incremento, dos critérios de convergência, dos requisitos de saída de resultados, ou outros.

4.2.3 PROGRAMAS DE PÓS-PROCESSAMENTO

Os programas de pós-processamento permitem o tratamento, visualização e interpretação dos resultados da análise.

O programa **GPTONOD** (Marques (2002c)) extrapola dos pontos de Gauss-Legendre para os nós os valores das componentes da tensão e da deformação nos elementos planos, calculando a média das contribuições provenientes dos vários elementos que partilham cada nó. Quando se opta pela lei de Gauss-

Lobatto não é necessário proceder a qualquer extrapolação já que os pontos de integração numérica coincidem com os nós do elemento.

O programa **DRAWMESH** (Azevedo (2000)) auxilia na visualização de malhas deformadas, dos vectores de deslocamento nodal, de cruzetas de tensões ou deformações principais, permitindo ainda o traçado de isocurvas e colorações de campos de valores nodais das componentes de deslocamento, de tensão e de deformação, sobrepostos quer à malha inicial, quer à malha deformada.

O programa **UTIL_PLAST2D** (Pereira (2002a)) tem como finalidade o tratamento das informações contidas nos ficheiros de resultados criados pelo programas **PLAST2D** (*.RES, *.RXL) e **GPTONOD** (*.PVA). Este programa permite o desenho em formato DXF (Drawing Interchange Format) da malha inicial, da localização dos apoios utilizados e seu tipo, aplica colorações diferentes consoante o tipo de material utilizado, desenha cruzetas de tensões ou deformações. Extrai informação relativa ao parâmetro CSP ("Current Stiffness Parameter") e ao número de iterações utilizadas em cada incremento. Permite extrair informação ao nível dos pontos de Gauss, quer se trate de pontos isolados, quer de sequências de pontos.

4.3 CONCEITOS BÁSICOS DE MECÂNICA DOS SÓLIDOS

4.3.1 O TENSOR DAS TENSÕES

O estado de tensão num ponto dum corpo é completamente definido pelas componentes do tensor das tensões σ , dado por:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

A interpretação física das componentes do tensor é facilitada pela observação das componentes da tensão nas faces de um elemento de volume centrado no ponto em causa e paralelas aos planos coordenados (ver Figura 4.1).

Na ausência de momentos distribuídos no volume (como por exemplo os que se fazem sentir sobre um corpo metálico num campo electromagnético) prova-se que $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ e $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, sendo o tensor σ simétrico.

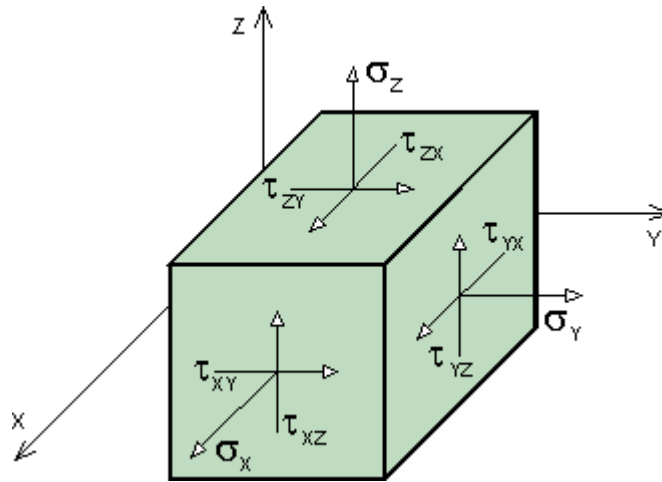


Figura 4.1: Componentes do tensor das tensões

Neste caso e no contexto da programação do MEF, é habitual dispor as seis componentes independentes sob a forma de um pseudo-vetor:

$$\boldsymbol{\sigma}^T = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{xz} \quad \tau_{yz}] \quad (4.2)$$

Por vezes é conveniente decompor o tensor das tensões em duas parcelas: (1) tensor das tensões hidrostáticas $p \delta_{ij}$; (2) tensor das tensões de desvio s_{ij} , tendo-se

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + p \delta_{ij} \quad (4.3)$$

onde p , a tensão média, é dada por:

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{kk} = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (4.4)$$

O tensor das tensões de desvio s é portanto determinado como:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \therefore s = \begin{bmatrix} \sigma_x - p & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - p & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & s_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & s_z \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

(note-se que $\delta_{ij} = 0$ e $s_{ij} = \sigma_{ij}$ para $i \neq j$).

4.3.2 INVARIANTES DO TENSOR DAS TENSÕES

Os invariantes de um tensor são conjuntos de combinações algébricas das suas componentes cujo valor não é alterado pela mudança de sistema de referência.

Os chamados invariantes fundamentais do tensor das tensões são dados por:

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\
 I_2 &= -(\sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \\
 I_3 &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2 \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

Os invariantes fundamentais do tensor das tensões de desvio são dados por:

$$\begin{aligned}
 J_1 &= 0 \\
 J_2 &= -(s_x s_y + s_x s_z + s_y s_z) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \\
 &= \frac{1}{2} (s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \\
 &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \\
 J_3 &= s_x s_y s_z + 2 \tau_{yz} \tau_{zx} \tau_{xy} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{xz}^2 - s_z \tau_{xy}^2
 \end{aligned} \tag{4.7}$$

Em alternativa pode utilizar-se o conjunto de invariantes composto por (p, J, θ) , com $J = (J_2)^{1/2}$ e onde θ , designado por ângulo de similaridade ou de Lode, é dado por:

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{3 \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right] = \tan^{-1} \left[-\frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\sigma_1 - 2 \sigma_2 + \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \right] \tag{4.8}$$

O ângulo de Lode pode assumir valores compreendidos entre -30° e 30° . No caso de as tensões principais estarem ordenadas na forma $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, temos:

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \sigma_2 & \Rightarrow \theta &= +30^\circ \\
 \sigma_2 &= \sigma_3 & \Rightarrow \theta &= -30^\circ \\
 \sigma_2 &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} & \Rightarrow \theta &= 0^\circ
 \end{aligned}$$

A formulação das leis de cedência dos materiais elastoplásticos será feita com base no conjunto de invariantes (p, J, θ) , expressos em termos de tensões efectivas, ou seja:

Tensão média efectiva:
$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \tag{4.9}$$

Tensão de desvio:
$$J = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \tag{4.10}$$

Ângulo de Lode:
$$\theta = \tan^{-1} \left[-\frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\sigma'_1 - 2 \sigma'_2 + \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \right] \tag{4.11}$$

Considerando um estado de tensão genérico e o correspondente ponto representativo P no espaço das tensões efectivas principais, estes três invariantes têm o seguinte significado geométrico:

- o valor de $\sqrt{3} \cdot p'$ mede a distância de P ao plano π (plano perpendicular ao eixo hidrostático e passando pela origem do referencial) (ver Figura 4.2)
- o valor de $\sqrt{2} \cdot J$ mede a distância do ponto P ao eixo hidrostático (ver Figura 4.2)
- o ângulo θ situa a projecção do ponto P no plano π em relação à bissetriz do sextante $(\sigma'_1, -\sigma'_3)$, a chamada linha de corte puro (ver Figura 4.3)

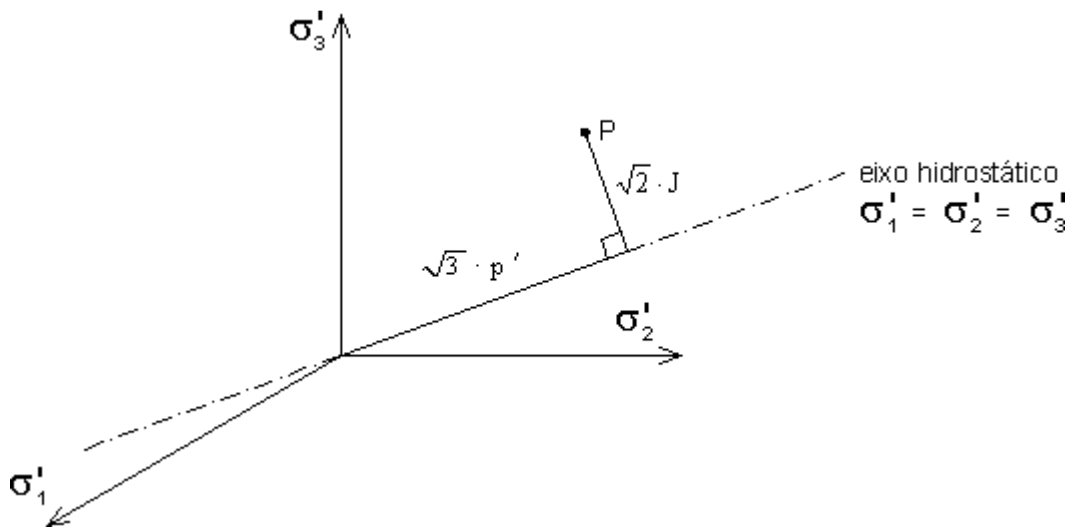


Figura 4.2: Significado geométrico dos invariantes p' e J no espaço das tensões principais

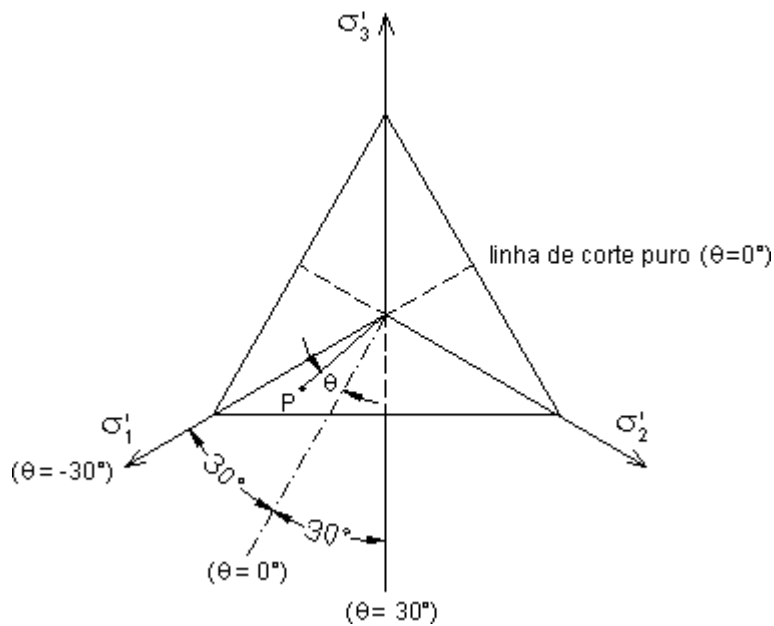


Figura 4.3: Significado geométrico do invariante θ no plano π

Utilizando os invariantes (p', J, θ) as tensões principais podem ser facilmente calculadas como

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \\ \sigma'_3 \end{Bmatrix} = p' \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} + \frac{2}{\sqrt{3}} \mathbf{J} \begin{Bmatrix} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) \\ \sin\theta \\ \sin\left(\theta - \frac{2\pi}{3}\right) \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

Como nota final importa referir que no presente trabalho se adoptou a convenção de sinais da Mecânica dos Sólidos (ou seja, as compressões são negativas).

4.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.4.1 INTRODUÇÃO

O MEF é muito utilizado nas mais variadas áreas científicas e em diversos ramos de engenharia. No que se refere à Engenharia Geotécnica o MEF é reconhecido como uma valiosa ferramenta de análise e aplicado na solução de uma larga e complexa gama de problemas, tais como percolação em maciços, consolidação, análise de estabilidade de taludes, estruturas de suporte, interação solo-estrutura, estruturas subterrâneas, entre outros.

O MEF é um poderoso método numérico que permite obter soluções aproximadas de problemas físicos, os quais são normalmente regidos por um sistema de equações de derivadas parciais, associado a um conjunto de condições de fronteira (e ainda a outro de condições iniciais, nos problemas dependentes do tempo).

Tomando como exemplo um problema quase-estático de determinação de deslocamentos e tensões, como todos aqueles que são objecto do presente trabalho, a sua solução pelo MEF começa pela divisão do domínio de análise em pequenos subdomínios, os chamados *elementos finitos*, ligados entre si em pontos designados por nós. Se se adoptar uma formulação em termos de deslocamentos, a relação entre as forças e deslocamentos nodais de cada elemento exprime-se recorrendo à respectiva matriz de rigidez e vector de solicitação. A combinação numa matriz e vector globais das contribuições provenientes de cada elemento e a introdução das condições de fronteira permite traduzir o equilíbrio da estrutura, conduzindo a um sistema de equações algébricas tendo por incógnitas os deslocamentos nodais e as reacções de apoio. Uma vez resolvido este sistema pode calcular-se o estado de deformação e de tensão no interior de cada elemento.

A resolução de um problema prático deste tipo pelo MEF traduz-se, normalmente, em 4 passos:

- Criação de uma malha de elementos finitos, escolhendo o(s) tipo(s) de elemento(s) mais adequados ao problema em análise.
- Definição dos parâmetros a utilizar na modelação:
 - propriedades dos materiais a simular

- acções sobre os elementos finitos (pontuais, distribuídas, variações de temperatura, entre outras)
- condições de fronteira (nós livres ou nós restringidos)
- Solução do sistema de equações algébricas resultantes da discretização pelo MEF.
- Análise e discussão dos resultados obtidos.

4.4.2 PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS

Um corpo ou, particularizando, um elemento finito, está em equilíbrio se, dado um campo de deslocamentos virtuais, o trabalho virtual realizado pelas forças exteriores igualar o trabalho virtual interno de deformação.

Considerando que este último é dado pelo produto entre as componentes conjugadas em termos de trabalho da tensão e da deformação virtuais, o princípio dos trabalhos virtuais pode ser escrito do seguinte modo para um elemento finito genérico de volume $\Omega^{(e)}$:

$$V = \int_{\Omega^{(e)}} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV - (\delta \mathbf{u}^{(e)})^T \mathbf{f}_e^{(e)} = 0 \quad (4.13)$$

onde o vector $\delta \mathbf{u}^{(e)}$ congrega os deslocamentos virtuais nodais, o vector $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$ contém as deformações internas virtuais, $\boldsymbol{\sigma}$ é o vector de tensões e todas as forças nodais externas aplicadas no elemento (incluindo as forças de reacção dos elementos vizinhos) correspondem ao vector $\mathbf{f}_e^{(e)}$.

Utilizando a notação habitual do MEF a equação (4.13) é rescrita do seguinte modo:

$$V = \int_{\Omega^{(e)}} (\delta \mathbf{u}^{(e)})^T \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV - (\delta \mathbf{u}^{(e)})^T \mathbf{f}_e^{(e)} = (\delta \mathbf{u}^{(e)})^T \left\{ \int_{\Omega^{(e)}} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV - \mathbf{f}_e^{(e)} \right\} = 0 \quad (4.14)$$

para qualquer $\delta \mathbf{u}^{(e)}$. Assim, a equação ((4.14) pode ser simplificada e a equação de equilíbrio final é finalmente dada por:

$$\int_{\Omega^{(e)}} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV - \mathbf{f}_e^{(e)} = \mathbf{f}_i^{(e)} - \mathbf{f}_e^{(e)} = \mathbf{r}^{(e)} = \mathbf{0} \quad (4.15)$$

em que, \mathbf{B} é a matriz de deformação, $\mathbf{f}_i^{(e)}$ o vector das forças nodais internas, representando $\mathbf{r}^{(e)}$ consequentemente a diferença entre as forças nodais internas e as forças nodais externas, ambas associadas ao elemento genérico (e) .

Combinando todas as contribuições da forma (4.15) provenientes dos vários elementos, obtemos a equação que traduz o equilíbrio global, que apresenta o seguinte aspecto:

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV - \mathbf{f}_e = \mathbf{f}_i - \mathbf{f}_e = \mathbf{r} = \mathbf{0} \quad (4.16)$$

onde \mathbf{f}_i e \mathbf{f}_e são, respectivamente, os vectores globais de forças nodais internas e externas, representando Ω o domínio completo de análise.

4.4.3 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

No presente trabalho são utilizados elementos finitos planos para a discretização do solo e do geossintético, bem como elementos de junta de espessura nula para a modelação das várias interfaces em presença no ensaio de arranque.

4.4.3.1 Elementos bidimensionais

A Figura 4.4 representa os elementos bidimensionais isoparamétricos de quatro e oito nós, bem como os respectivos referenciais global (x,y) e local (ξ,η).

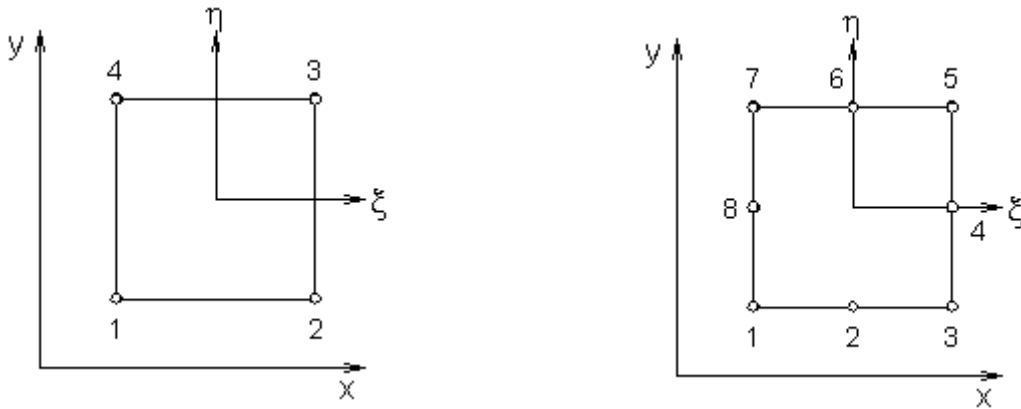


Figura 4.4: Elementos bidimensionais de quatro e oito nós

As funções de forma (N_i) utilizadas para a interpolação, quer da geometria, quer do deslocamento, no interior do elemento isoparamétrico de quatro nós são dadas por:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{4} (1-\xi) (1-\eta) & N_2 &= \frac{1}{4} (1+\xi) (1-\eta) \\
 N_3 &= \frac{1}{4} (1+\xi) (1+\eta) & N_4 &= \frac{1}{4} (1-\xi) (1+\eta)
 \end{aligned}
 \tag{4.17}$$

As funções de forma do elemento isoparamétrico de oito nós são as seguintes:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -\frac{1}{4} (1+\xi+\eta) (1-\xi) (1-\eta) & N_2 &= \frac{1}{2} (1-\xi^2) (1-\eta) \\
 N_3 &= -\frac{1}{4} (1-\xi+\eta) (1+\xi) (1-\eta) & N_4 &= \frac{1}{2} (1+\xi) (1-\eta^2) \\
 N_5 &= -\frac{1}{4} (1-\xi-\eta) (1+\xi) (1+\eta) & N_6 &= \frac{1}{2} (1-\xi^2) (1+\eta) \\
 N_7 &= -\frac{1}{4} (1+\xi-\eta) (1-\xi) (1+\eta) & N_8 &= \frac{1}{2} (1-\xi) (1-\eta^2)
 \end{aligned}
 \tag{4.18}$$

4.4.3.2 Elementos de junta

Os elementos de junta têm como objectivo simular, de forma realista, as condições prevaletentes na interface entre dois materiais, já que pela sua formulação permitem o deslocamento relativo entre ambos, seja na direcção tangencial, com a mobilização de forças de atrito, seja na direcção normal, podendo mesmo ocorrer uma eventual separação com perda de contacto. No presente trabalho estes elementos são utilizados na modelação das interfaces solo-geossintético, solo-caixa de arranque e solo-solo.

O programa PLAST2D possui elementos de junta de 4 e de 6 nós (Figura 4.5), para utilização em conjunto com elementos finitos possuindo, respectivamente, 2 ou 3 nós por lado. Trata-se de elementos ditos de espessura nula, sendo idênticas as coordenadas de cada par de nós.

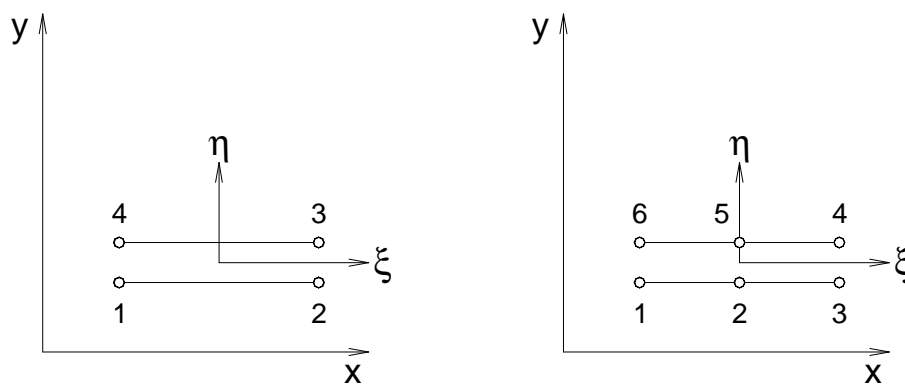


Figura 4.5: Elementos de junta de 4 e 6 nós

◆ Definição dos deslocamentos

O deslocamento relativo, em qualquer ponto do elemento, é dado pela diferença entre os deslocamentos da base e do topo do elemento:

$$\Delta = \begin{Bmatrix} \Delta_{x'} \\ \Delta_{y'} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} t_{x'} - b_{x'} \\ t_{y'} - b_{y'} \end{Bmatrix} \quad (4.19)$$

onde x' e y' indicam o referencial local utilizado e t , b indicam respectivamente topo e base.

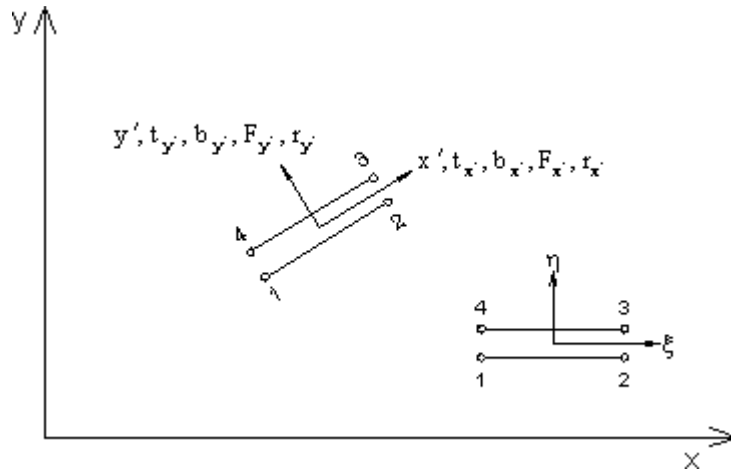


Figura 4.6: Representação dos eixos globais e locais utilizados no elemento de junta

Tomando como referência o elemento de junta de 4 nós os deslocamentos absolutos do topo e da base podem ser obtidos por interpolação dos valores nodais:

$$\mathbf{t}(\xi) = \begin{Bmatrix} t_{x'} \\ t_{y'} \end{Bmatrix} = \sum_{i=3}^4 N_i(\xi) \mathbf{d}'_i \quad (4.20)$$

$$\mathbf{b}(\xi) = \begin{Bmatrix} b_{x'} \\ b_{y'} \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^2 N_i(\xi) \mathbf{d}'_i \quad (4.21)$$

em que \mathbf{d}'_i corresponde ao deslocamento do nó i no referencial local.

As funções de forma destes elementos são dadas pelas seguintes expressões:

- Elemento linear de 4 nós

$$N_i = (1 + \xi \xi_i) / 2 \quad (4.22)$$

- Elemento quadrático de 6 nós

nós extremos:
$$N_i = \xi \xi_i (1 + \xi \xi_i) / 2 \quad (4.23)$$

nós centrais:
$$N_i = 1 - \xi^2 \quad (4.24)$$

O deslocamento relativo Δ da equação (4.19) é obtido através dos valores nodais por:

$$\Delta = [-N_1 - N_2 + N_3 + N_4] \begin{Bmatrix} \mathbf{d}'_1 \\ \mathbf{d}'_2 \\ \mathbf{d}'_3 \\ \mathbf{d}'_4 \end{Bmatrix} = \mathbf{N}' \mathbf{d}' \quad (4.25)$$

em que $\mathbf{N}_i = N_i \cdot \mathbf{I}_2$, na qual \mathbf{I}_2 corresponde a uma matriz identidade de 2×2 .

O deslocamento do nó i pode ser transformado do referencial global para o local do seguinte modo:

$$\mathbf{d}'_i = \mathbf{T} \mathbf{d}_i \quad (4.26)$$

em que,

$$\mathbf{T} = \mathbf{T}(\xi) = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

e,

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{(\partial y / \partial \xi)}{(\partial x / \partial \xi)} \right] \quad (4.28)$$

A equação (4.25) pode ser rescrita do seguinte modo:

$$\Delta = \mathbf{N} \mathbf{d} \quad (4.29)$$

onde \mathbf{N} apresenta uma estrutura semelhante a \mathbf{N}' mas com $\mathbf{N}_i = \mathbf{N}'_i \mathbf{T}$.

◆ Definição das deformações e tensões

A matriz das deformações ($\boldsymbol{\varepsilon}$) é obtida através da relação entre os deslocamentos relativos e a deformação. Essa relação é traduzida por:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \gamma'_s \\ \varepsilon'_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{w} \begin{Bmatrix} \Delta'_x \\ \Delta'_y \end{Bmatrix} = \Delta/w \quad (4.30)$$

em que w representa a espessura do elemento.

A matriz de deformações ($\boldsymbol{\varepsilon}$) também pode ser obtida utilizando as equações (4.25) e (4.29),

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{N}/w \cdot \mathbf{d} = \mathbf{B} \mathbf{d} \quad (4.31)$$

Assumindo um comportamento elástico, vem:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau'_s \\ \sigma'_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma'_s \\ \varepsilon'_n \end{Bmatrix} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4.32)$$

onde E e G são respectivamente o módulo de elasticidade longitudinal e o módulo de elasticidade transversal.

Se existirem deformações iniciais ($\boldsymbol{\varepsilon}^0$) e/ou tensões iniciais ($\boldsymbol{\sigma}^0$), as equações (4.31) e (4.32) assumem a forma:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\sigma}^0 \quad (4.33)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \mathbf{d} + \boldsymbol{\varepsilon}^0 \quad (4.34)$$

◆ Definição da matriz de rigidez

Utilizando o princípio dos trabalhos virtuais para traduzir o equilíbrio de um elemento de junta, vem:

$$\delta \mathbf{d}^T \cdot \mathbf{f} = \int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} d\Omega \quad (4.35)$$

em que \mathbf{f} representa as forças nodais aplicadas. Usando as equações (4.31) e (4.32) obtemos, para qualquer deslocamento virtual $\delta \mathbf{d}$,

$$\mathbf{f} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \cdot \mathbf{d} = \mathbf{K} \mathbf{d} \quad (4.36)$$

onde a matriz de rigidez \mathbf{K} é dada por:

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} d\Omega \quad (4.37)$$

ou na formulação isoparamétrica,

$$\mathbf{K} = w \int_{-1}^{+1} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \left[(\partial x / \partial \xi)^2 + (\partial y / \partial \xi)^2 \right]^{1/2} d\xi \quad (4.38)$$

integral este que pode ser calculado numericamente pela regra de Gauss-Legendre ou Gauss-Lobatto.

◆ Estado inicial de deformação e tensão

O estado inicial de deformação e tensão, no referencial local, utilizando a formulação de Mohr, vem:

$$\boldsymbol{\sigma}^0 = \begin{Bmatrix} \tau_{s'}^0 \\ \sigma_{n'}^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (\sigma_y^0 - \sigma_x^0) \sin \alpha \cos \alpha \\ (\sigma_x^0 + \sigma_y^0)/2 + (\sigma_x^0 - \sigma_y^0)(\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha)/2 \end{Bmatrix} \quad (4.39)$$

As deformações iniciais, consideradas elásticas, são dadas por:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^0 = \begin{Bmatrix} \gamma_{s'}^0 \\ \varepsilon_{n'}^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tau_{s'}^0 / G \\ \sigma_{n'}^0 / E \end{Bmatrix} \quad (4.40)$$

As forças interiores correspondentes às tensões iniciais são dadas por:

$$\mathbf{f}_0 = - \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}^0 d\Omega \quad (4.41)$$

sendo este valor somado a \mathbf{f} .

◆ Relação constitutiva

Para o elemento de junta é adoptada uma relação constitutiva elastoplástica baseada na lei de Mohr-Coulomb, que é definida por:

$$\|\boldsymbol{\tau}\| \leq c - \sigma_{n'} \tan \phi = Y \quad (4.42)$$

em que, c representa a coesão, ϕ o ângulo de atrito e sendo as compressões consideradas negativas.

Durante o processo de cálculo iterativo são estimadas as tensões elásticas nos pontos de Gauss,

$$\boldsymbol{\sigma}^E = \begin{Bmatrix} \tau_{s'}^E \\ \sigma_{n'}^E \end{Bmatrix} \quad (4.43)$$

utilizando a equação (4.32).

A ocorrência de abertura da junta é assinalada pelo aparecimento de valor positivo para a extensão normal ε_n . Nesse caso faz-se $\sigma_n = \tau_s = 0$ e anula-se a contribuição desse ponto de Gauss para a matriz de rigidez \mathbf{K} da equação (4.37) ou (4.38) "zerando" \mathbf{D} .

Se $\sigma_n^E < 0$, τ_s^E é verificado utilizando a equação (4.32). No caso da tensão de corte máxima ser ultrapassada ocorre plastificação, fixando-se $\|\tau\| = Y$. Na definição da matriz de rigidez, dada pela equação (4.37) ou (4.38), a matriz \mathbf{D} é substituída por uma matriz elastoplástica \mathbf{D}_{EP} .

$$\mathbf{D}_{EP} = \begin{bmatrix} G_{EP} & 0 \\ 0 & E \end{bmatrix} \tag{4.44}$$

em que G_{EP} representa a razão entre os incrementos de tensão e deformação de corte. O controlo do fecho de uma junta que abriu é realizado através da extensão normal total.

4.4.4 MÉTODOS DE INTEGRAÇÃO NUMÉRICA

O desenvolvimento da formulação isoparamétrica veio possibilitar a utilização do método de integração numérica de Gauss para o cálculo dos integrais associados à matriz de rigidez e vector de cargas dos elementos. Assim sendo o integral da equação (4.37) será calculado numericamente pela soma ponderada de valores da função integranda extraídos em pontos especiais do domínio de integração, sendo quer esses pontos quer os pesos definidos de forma a minimizar o erro.

O programa PLAST2D, como referido anteriormente, permite escolher entre dois métodos de integração: Gauss-Legendre ou Gauss-Lobatto.

4.4.4.1 Lei de integração de Gauss-Legendre

Para esta lei de integração numérica os pontos de integração e pesos utilizados são os seguintes:

Quadro 4.1: Pontos de integração e pesos na lei de integração de Gauss-Legendre

m	ξ_i	w
1	0,00000000000000000000	+ 2,00000000000000000000
2	- 0,57735026918962576451	+ 1,00000000000000000000
	+ 0,57735026918962576451	+ 1,00000000000000000000
3	- 0,77459666924148337704	+ 0,55555555555555555556
	0,00000000000000000000	+ 0,88888888888888888889
	+ 0,77459666924148337704	+ 0,55555555555555555556

4.4.4.2 Lei de integração de Gauss-Lobatto

Nesta lei de integração numérica os pontos de integração e pesos utilizados são os seguintes:

Quadro 4.2: Pontos de integração e pesos na lei de integração de Gauss-Lobatto

m	ξ_i	W
3	- 1,0000000000	+ 0,3333333333
	0,0000000000	+ 1,3333333333
	+ 1,0000000000	+ 0,3333333333
4	- 1,0000000000	+ 0,1666666667
	- 0,4472135955	+ 0,8333333333
	+ 0,4472135955	+ 0,8333333333
	+ 1,0000000000	+ 0,1666666667
5	- 1,0000000000	+ 0,1000000000
	- 0,6546536707	+ 0,5444444444
	0,0000000000	+ 0,7111111111
	+ 0,6546536707	+ 0,5444444444
	+ 1,0000000000	+ 0,1000000000

4.4.5 EXEMPLO DE VALIDAÇÃO

4.4.5.1 Bloco Elástico Longo

Este exemplo tem como objectivo averiguar o comportamento dos elementos de junta utilizando duas leis de integração numérica (Gauss-Legendre e Gauss-Lobatto), comparando os resultados obtidos com a solução analítica aproximada apresentada por Hird e Russell (1990) e utilizada por Ng et al (1997) citados por Pereira, Anderson Resende (2003).

Um bloco elástico longo em estado plano de deformação tem a face esquerda fixa, a face superior com deslocamento vertical impedido e a face inferior colada a uma superfície horizontal rígida. Na extremidade livre é aplicada uma força horizontal de compressão p uniformemente distribuída (ver Figura 4.7).

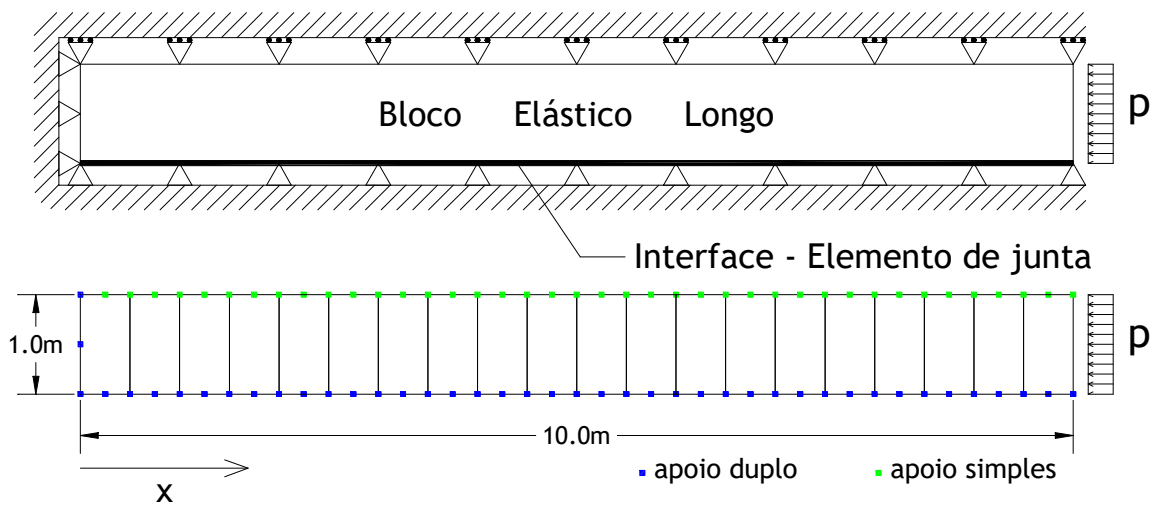


Figura 4.7: Bloco Elástico Longo - Malha e condições-fronteira utilizadas

A malha adoptada neste exemplo é constituída por 20 elementos isoparamétricos de 8 nós, 20 elementos de junta de 6 nós, 40 apoios simples e 44 apoios duplos. As propriedades do bloco e da interface colada são indicadas no Quadro 4.3.

Na Figura 4.8 está apresentado o resultado analítico e numérico utilizando, nos elementos isoparamétricos de junta de 6 nós, a lei de integração numérica de Gauss-Legendre. O resultado obtido utilizando a lei de integração numérica de Gauss-Lobatto está apresentado na Figura 4.9. Em ambas as situações são utilizados quatro níveis de carregamento (100kN/m a 400kN/m).

Quadro 4.3: Características da malha utilizada

Material	Propriedades
Elemento isoparamétrico de 8 nós	$E = 1,0 \times 10^5 \text{ kPa}$; $\nu = 0$
Elemento de junta de 6 nós	$E = 299 \text{ kPa}$; $G = 100 \text{ kPa}$; $c = 30 \text{ kPa}$; $\phi = 0^\circ$

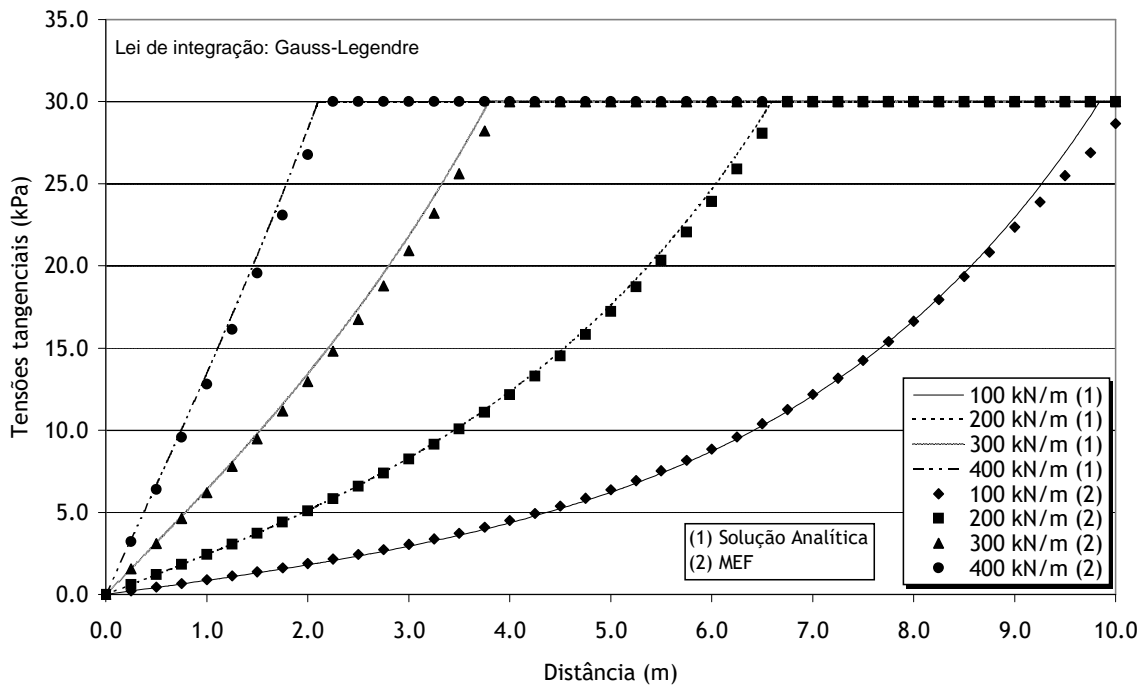


Figura 4.8: Distribuição das tensões tangenciais na interface (Lei de integração: Gauss-Legendre)

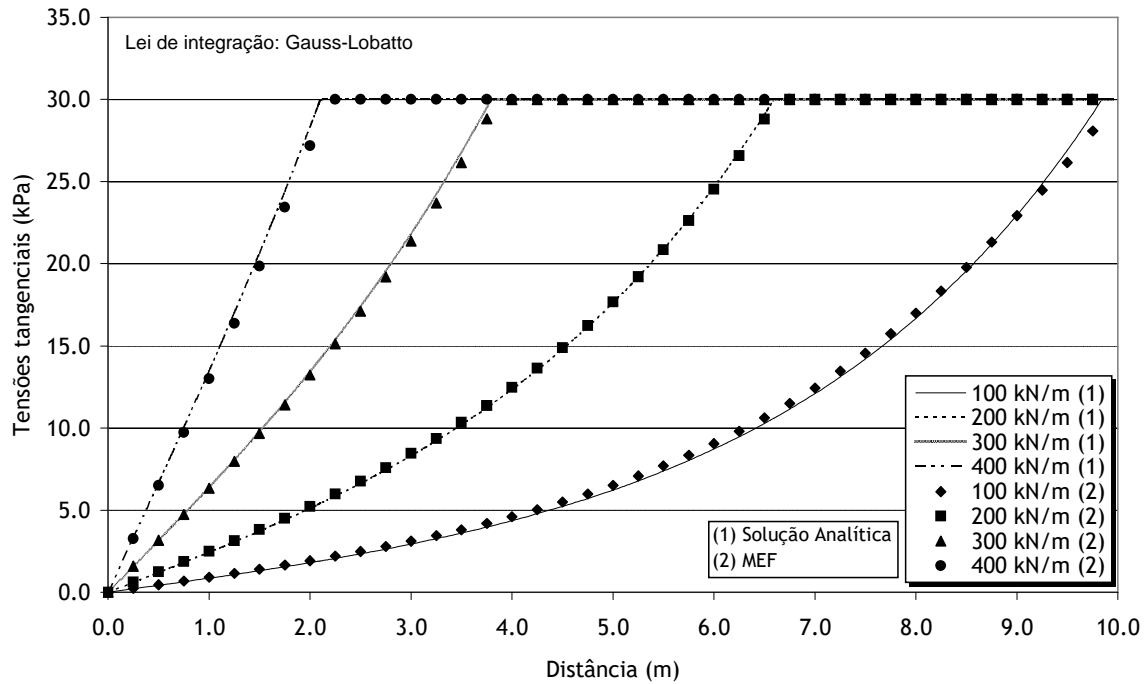


Figura 4.9: Distribuição das tensões tangenciais na interface (Lei de integração: Gauss-Lobatto)

Como se pode constatar, os resultados numéricos e os resultados analíticos apresentam boa concordância, o que permite validar os elementos de junta de 6 nós utilizados no programa PLAST2D. De referir que a lei de integração de Gauss-Lobatto permite uma aproximação melhor do que a de Gauss-Legendre.

4.5 MODELAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

4.5.1 MATERIAL ELÁSTICO ISOTRÓPICO

Um material elástico é aquele que exhibe reversibilidade de deformação, isto é, ao anular-se a força aplicada anula-se a deformação por ela causada. Se além disso houver proporcionalidade entre tensões e deformações o material diz-se elástico linear, caso contrário, tomará a designação de elástico não linear.

Um material isotrópico é aquele cujas propriedades são, em cada ponto, iguais em todas as direcções. No caso dos materiais elásticos isotrópicos são apenas necessárias duas constantes para definir completamente o comportamento. São elas o módulo de elasticidade longitudinal, E , e o coeficiente de Poisson, ν .

4.5.2 MATERIAL TRANSVERSO ISOTRÓPICO

Como se sabe, o comportamento dos solos é raras vezes totalmente isotrópico, apresentando frequentemente anisotropia cujas características podem depender de várias circunstâncias, entre elas o modo de deposição do solo e a "história de tensões" do maciço.

No caso dos solos sedimentares em que a deposição é realizada por camadas é, normalmente, de esperar que se verifique isotropia de propriedades mecânicas no plano de deposição, em forte contraste com o que se passa na direcção perpendicular, dizendo-se o material transverso-isotrópico.

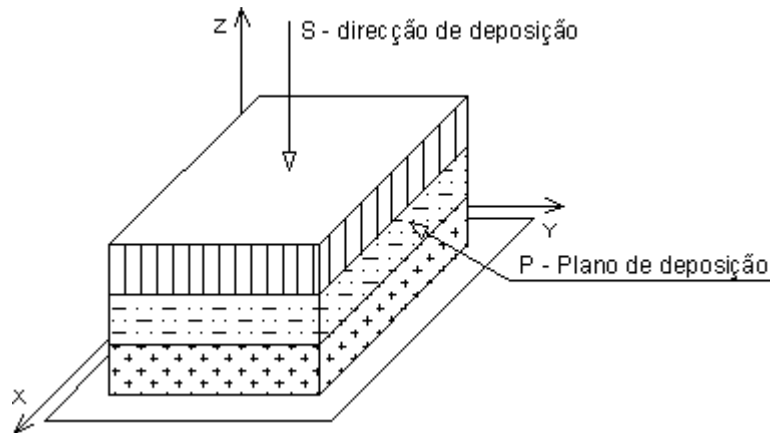


Figura 4.10: Anisotropia transversa

4.5.3 MATERIAL ELASTOPLÁSTICO

Um material elastoplástico é aquele que apresenta deformações reversíveis apenas para valores baixos da carga aplicada, sofrendo a partir desse limiar deformações permanentes. A Figura 4.11 ilustra o caso particular unidimensional do comportamento elastoplástico perfeito, em que ao atingir a cedência o material vai sofrer deformações puramente plásticas sob tensão constante e igual à tensão de cedência. A deformação do material é composta por duas componentes: (1) componente elástica (ϵ^e) e (2) componente plástica (ϵ^p). A primeira corresponde à parcela da deformação que é recuperável e a segunda à deformação permanente.

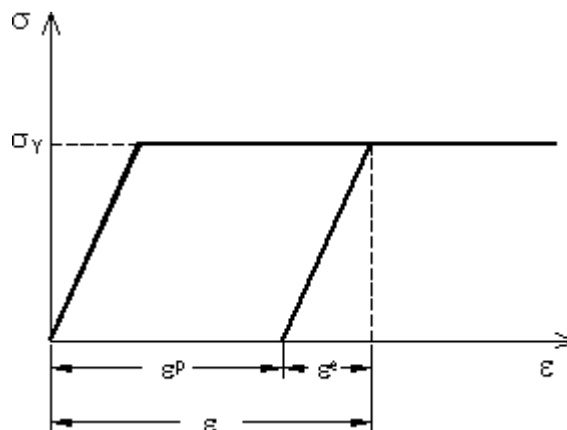


Figura 4.11: Idealização do comportamento elastoplástico perfeito

4.6 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS

4.6.1 INTRODUÇÃO

O comportamento real de qualquer solo é, normalmente, demasiado complexo, sendo muito difícil incorporar num único modelo todas as suas características físicas e geotécnicas. Assim, para a modelação de solos são utilizados modelos simplificados que permitem representar aqueles aspectos fundamentais do seu comportamento que assumem maior relevância para a análise em causa.

Os conceitos da elastoplasticidade unidimensional podem ser generalizados a estados de tensão tridimensionais, sendo antes de mais necessário identificar quais deles correspondem ao início da plastificação, o que se consegue através do recurso a um critério de cedência. Existe uma grande variedade de critérios ou leis de cedência, geralmente desenvolvidos após pormenorizado estudo experimental e laboratorial.

Os modelos implementados no programa PLAST2D são quatro: Tresca; Von Mises; Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.

Um critério de cedência representa, num espaço de tensões, uma superfície f , que envolve todos os pontos representativos de estados de tensão possíveis. Para um material isotrópico pode escrever-se:

$$f(\{I\}, \{J\}) = 0 \quad (4.45)$$

em que:

$\{I\}$ - representa os invariantes do tensor das tensões.

$\{J\}$ - representa os invariantes do tensor das tensões de desvio.

Na teoria da plasticidade é ainda considerada a existência de uma lei, a lei de fluxo, que relaciona os incrementos de deformação plástica com as tensões. Baseando-se no princípio da normalidade, a lei de fluxo utiliza, em geral, o conceito de potencial plástico, ou seja, os incrementos de deformação plástica num determinado ponto sujeito a uma dada variação de tensão são normais à superfície definida pelo potencial plástico:

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (4.46)$$

em que $d\lambda$ é o chamado multiplicador plástico, um factor não negativo de proporcionalidade de cujo valor depende a grandeza das componentes de deformação plástica, sendo o potencial plástico g , função escalar das componentes do tensor das tensões no ponto.

Quando a lei de fluxo é associada o potencial plástico é escolhido coincidente com a superfície de cedência ($g=f$). Se a lei de fluxo é não associada, a expressão utilizada difere do critério de cedência ($g \neq f$).

Na teoria da plasticidade, a variação da forma e posição da superfície de cedência é controlada pela lei de endurecimento.

Por vezes é utilizada uma lei de endurecimento isotrópico, em que a superfície de cedência expande (ou contrai) uniformemente com a deformação plástica, mantendo sempre a mesma forma e o mesmo eixo. A sua utilização é frequente visto ser de fácil aplicação e permitir simular vários tipos de situações. A expressão (4.47) representa uma lei de endurecimento genérica.

$$Y(h) = c_1 + \frac{c_2 \cdot h + c_3 \cdot h^2}{1 + c_4 \cdot h + c_5 \cdot h^2} \quad (4.47)$$

A expressão (4.47) permite simular as seguintes situações (ver Figura 4.12): plasticidade perfeita; endurecimento; amolecimento; endurecimento não linear; amolecimento não linear; endurecimento seguido de amolecimento.

Os parâmetros (constantes) c_1 , c_2 , c_3 , c_4 e c_5 utilizados na expressão (4.47) são definidos em função do endurecimento exibido experimentalmente pelo material (Prévost e Hoeg, 1975; Owen e Hinton, 1980; Thomas, 1984).

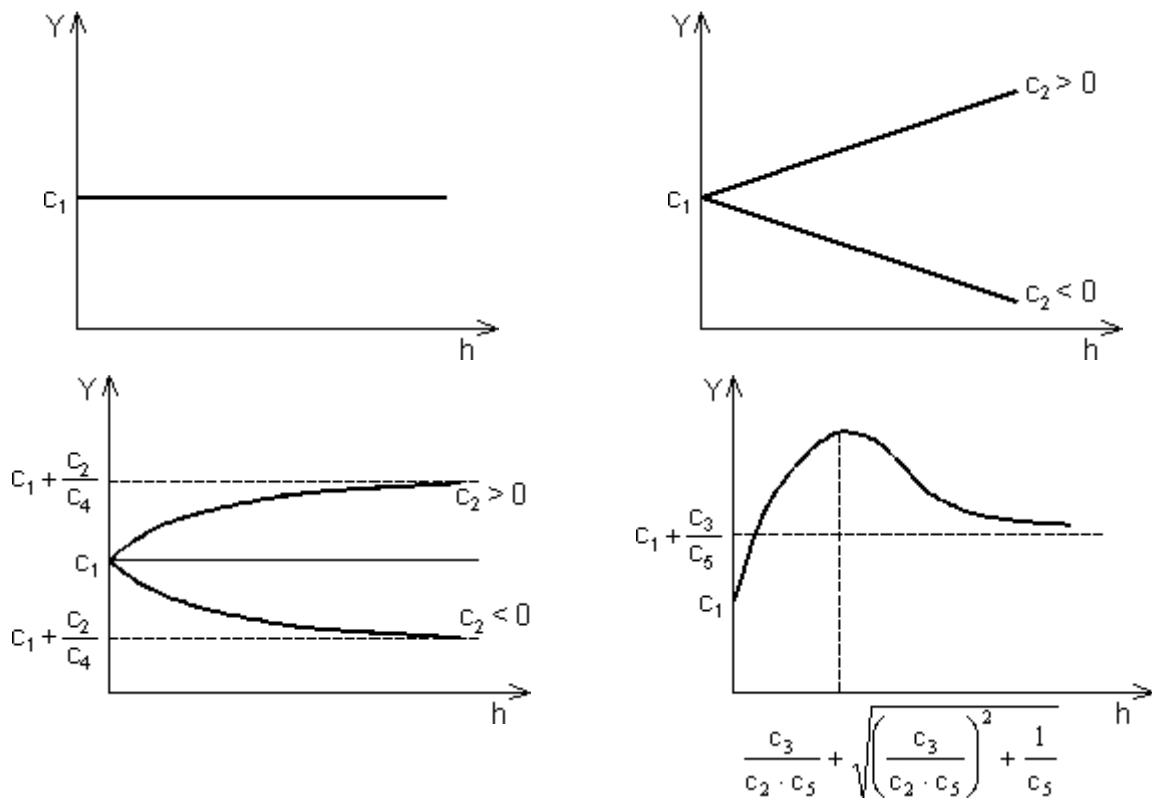


Figura 4.12: Curvas de endurecimento simuláveis pela expressão (4.47)

4.6.2 MODELO DE TRESCA

Este modelo é bastante utilizado na modelação de metais, embora também seja utilizado na modelação de solos, nomeadamente no comportamento não drenado de argilas saturadas.

Com base neste modelo, ocorre cedência num ponto sempre que em alguma ou algumas facetas, a tensão tangencial igualar a tensão de cedência em corte puro (para $\theta=0^\circ$). Isso acontece quando as tensões principais verificam a seguinte equação:

$$\max(|\sigma_1 - \sigma_2|; |\sigma_2 - \sigma_3|; |\sigma_1 - \sigma_3|) = 2 \cdot k \quad (4.48)$$

em que:

k - valor obtido experimentalmente que depende do tipo de material.

A representação desta equação no espaço das tensões principais corresponde a uma superfície prismática de secção hexagonal, centrada no eixo hidrostático ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

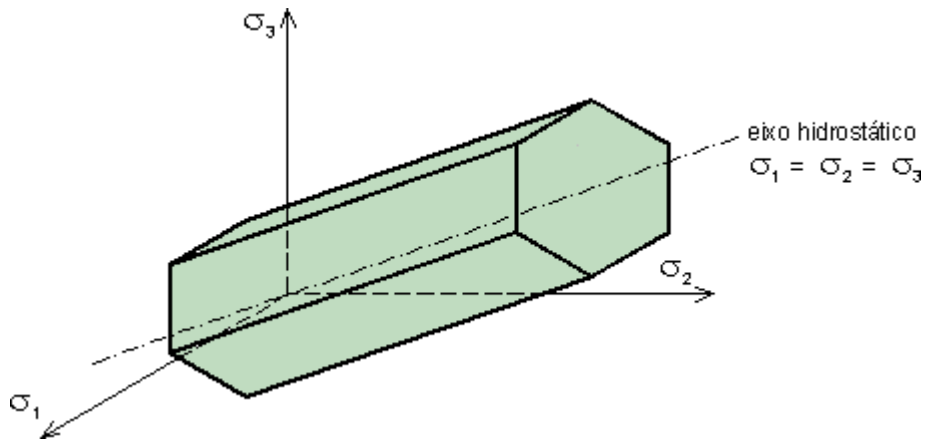


Figura 4.13: Superfície de cedência do modelo de Tresca

O comportamento do material é elástico quando o estado de tensão de um elemento do material é representado por um ponto situado no interior desta superfície. No caso do ponto estar sobre a superfície, significa que o material entrou em cedência.

Neste modelo a superfície de cedência é dada por:

$$F(\{\sigma\}; \{k\}) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 c_u = 0 \quad (4.49)$$

Como este modelo é perfeitamente plástico não necessita de nenhuma lei para controlar o endurecimento/amolecimento do material. O parâmetro $\{k\} = c_u$ é assumido como constante, isto é, independente das deformações plásticas e/ou do trabalho plástico.

Para a implementação num programa de elementos finitos é preferível utilizar invariantes de tensão e assim a equação (4.49) é reescrita como:

$$F(\{\boldsymbol{\sigma}\}; \{\mathbf{k}\}) = J \cos\theta - c_u = 0 \tag{4.50}$$

Este modelo pode ser utilizado na análise do comportamento não drenado de argilas saturadas, sendo apenas necessário definir dois parâmetros: (1) a resistência não drenada (c_u) e (2) o módulo de elasticidade não drenado (E_u). O valor do coeficiente de Poisson a utilizar será igual a 0,5 visto não ocorrerem alterações de volume.

4.6.3 MODELO DE VON MISES

Este modelo vem permitir ultrapassar algumas dificuldades analíticas na utilização do modelo de Tresca. Isto porque nesse modelo a superfície de cedência é um prisma hexagonal regular (ver Figura 4.13) e a existência de arestas causa dificuldade na análise numérica. Essa dificuldade é ultrapassada rescrevendo a equação (4.50) do seguinte modo:

$$F(\{\boldsymbol{\sigma}\}, \{\mathbf{k}\}) = J - \alpha = 0 \tag{4.51}$$

onde α é o parâmetro que representa a resistência ao corte do solo. A representação desta função de cedência, no plano π , tem a forma de um círculo, que pode estar circunscrito ou inscrito no hexágono de Tresca.

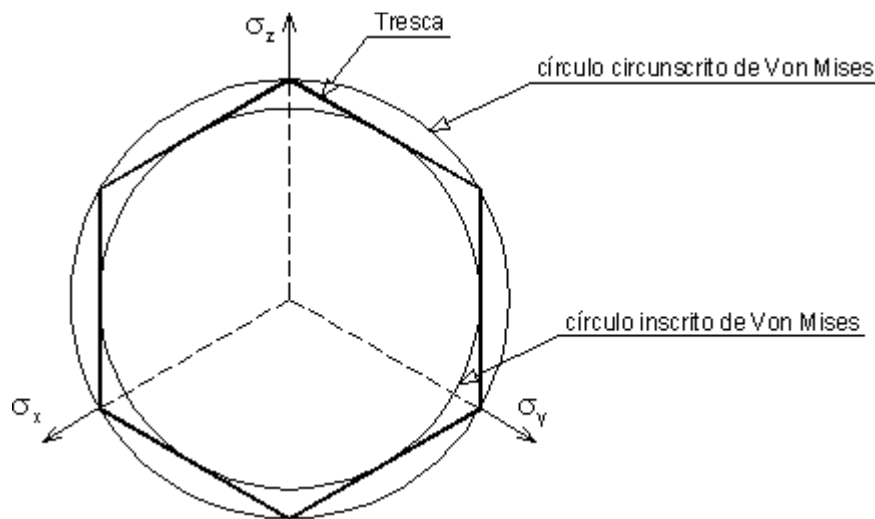


Figura 4.14: Comparação das superfícies de cedência do modelo de Tresca e de Von Mises no plano π

Comparando as equações (4.50) e (4.51), é obtida a seguinte relação:

$$\alpha = \frac{c_u}{\cos\theta} \tag{4.52}$$

A equação (4.52) permite comparar este modelo com o modelo de Tresca, para determinados valores do ângulo θ , nomeadamente:

$\theta = \pm 30^\circ$	círculo circunscrito	$\alpha = 1,155 c_u$
-------------------------	----------------------	----------------------

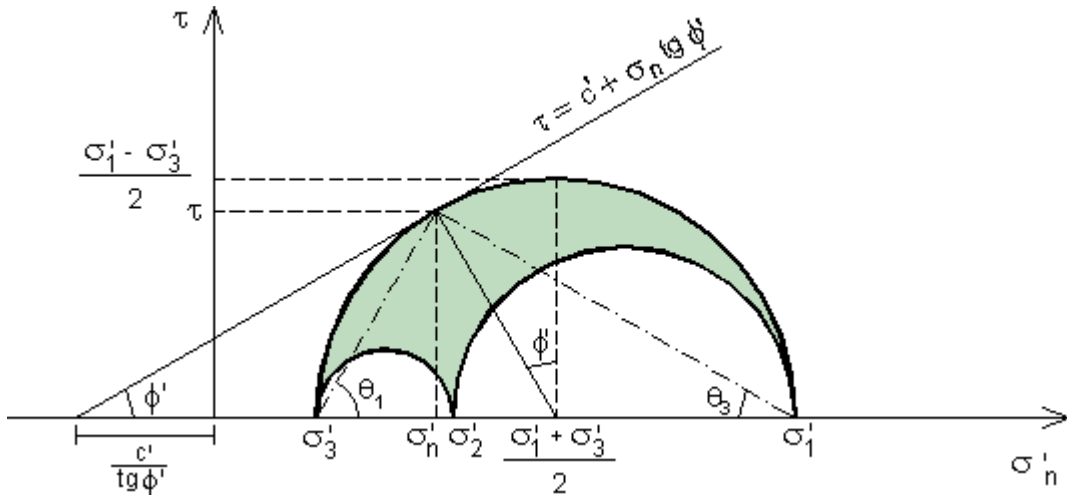


Figura 4.16: Representação de Mohr de um estado de tensão tridimensional

Com base na Figura 4.16, a equação (4.51) pode ser rescrita do seguinte modo:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \phi' \quad (4.54)$$

A equação (4.53) é a expressão normalmente utilizada como a função de cedência no modelo de Mohr-Coulomb, ou seja:

$$F(\{\sigma'_j\}, \{\mathbf{k}\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2 \cdot c' \cdot \cos \phi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \phi' \quad (4.55)$$

Tal como anteriormente e recorrendo ao uso de invariantes de tensão, a equação (4.55) pode ser expressa como:

$$F(\{\sigma'_j\}, \{\mathbf{k}\}) = J - \left(\frac{c'}{\tan \phi'} + p' \right) \cdot g(\theta) = 0 \quad (4.56)$$

em que:

$$g(\theta) = \frac{\sin \phi'}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \cdot \sin \phi'}{\sqrt{3}}} \quad (4.57)$$

A representação da equação (4.56) no espaço das tensões principais (ver Figura 4.17), corresponde a uma pirâmide hexagonal irregular, centrada no eixo hidrostático ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

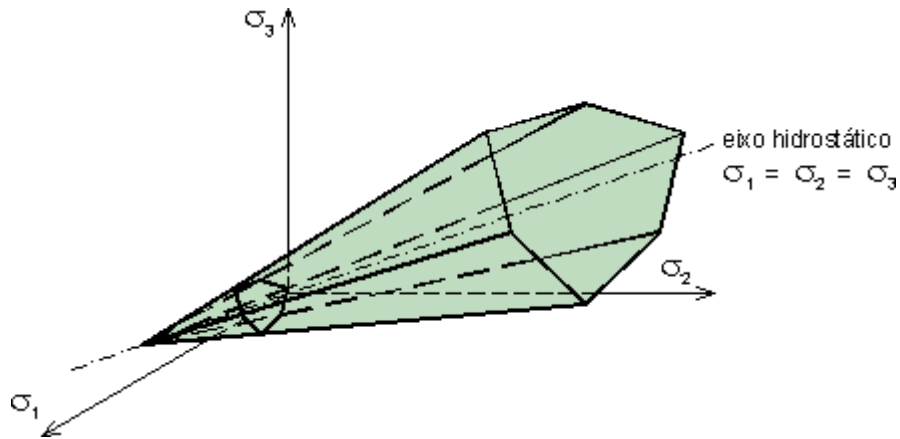


Figura 4.17: Superfície de cedência do modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb como perfeitamente plástico, não necessita de nenhuma lei de endurecimento/amolecimento. O parâmetro $\{\mathbf{k}\} = \{c', \phi'\}^T$ é assumido constante, independente da deformação plástica ou do trabalho plástico.

Para completar a componente plástica do modelo é necessário uma lei de fluxo. É possível utilizar, tal como no modelo de Tresca, plasticidade associada. Tal utilização apresenta dois pontos desfavoráveis: (1) a dilatância obtida é muito superior à observada no comportamento real dos solos e (2) após o solo entrar em cedência, a dilatância permanece constante, o que não representa o comportamento real do solo. Como se sabe, um solo que entre em cedência e evidencie comportamento de dilatância, tende a atingir uma situação de volume constante para grandes deformações, apresentando, nestas condições, deformações plásticas nulas.

O primeira desvantagem pode ser parcialmente controlada se se utilizar uma lei de fluxo não associada, onde a função de potencial plástico é dada por:

$$P(\{\sigma'\}, \{\mathbf{m}\}) = J - \left[\left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p'_c \right) \frac{g(\theta_c)}{g_{pp}(\theta_c)} - p'_c + p' \right] \cdot g_{pp}(\theta) = 0 \quad (4.58)$$

onde,

$$g_{pp}(\theta) = \frac{\sin \psi}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \cdot \sin \nu}{\sqrt{3}}} \quad (4.59)$$

e em que ψ representa o ângulo de dilatância. Na equação (4.58), p'_c , J e θ_c são os invariantes calculados para o estado de tensão actual e assume-se que estejam sobre a superfície de cedência.

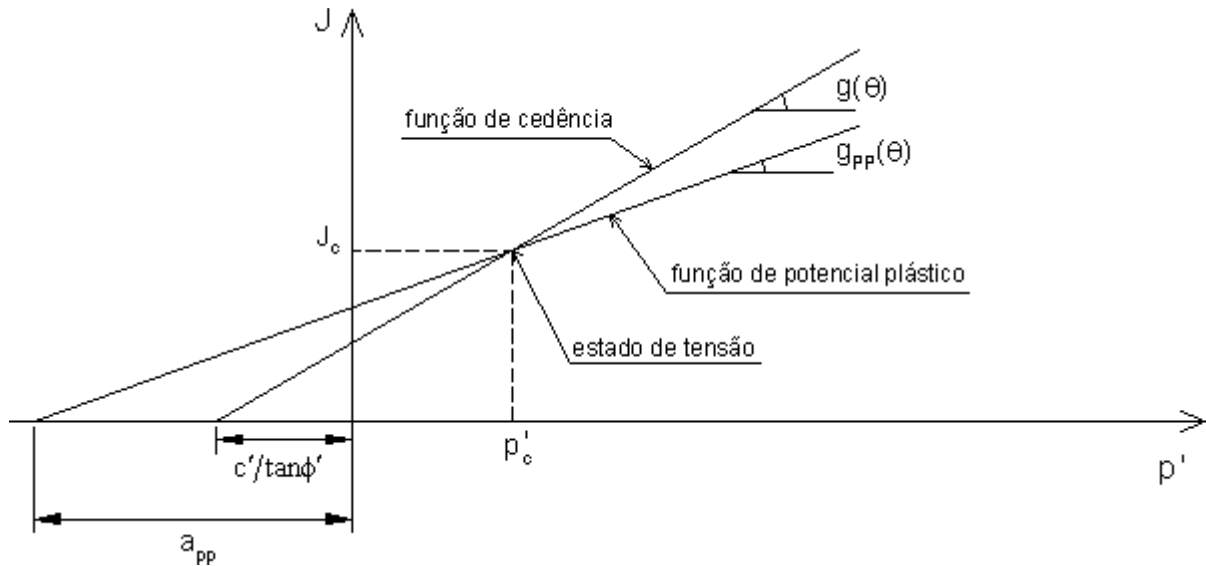


Figura 4.18: Relação entre a função de cedência e a de potencial plástico no modelo de Mohr-Coulomb

Neste modelo, embora seja possível controlar o incremento volumétrico plástico, este vai sempre aumentando independentemente do nível de deformação do solo. Esta previsão não é real e pode causar resultados irrealistas. Um modo de contornar este problema consiste em variar o ângulo de dilatância consoante o nível de deformação do solo.

Para a aplicação deste modelo são necessários cinco parâmetros. Para definir o comportamento elástico é necessário conhecer o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Relativamente ao comportamento plástico é necessário conhecer o ângulo de atrito e a coesão em termos de tensões efectivas e o ângulo de dilatância. No caso de o ângulo de dilatância ser igual ao ângulo de atrito, o número de parâmetros é reduzido a quatro.

4.6.5 MODELO DE DRUCKER-PRAGER

Tal como no critério de Tresca, a função de cedência do critério de Mohr-Coulomb apresenta arestas quando representada no espaço das tensões principais. Estas arestas correspondem a singularidades na função de cedência. As derivadas parciais que são necessárias para a definir a matriz constitutiva elastoplástica $[D^{ep}]$, não são contínuas nesses pontos. É possível ultrapassar estas dificuldades embora seja necessário utilizar algoritmos avançados e maior consumo de recursos informáticos.

Um dos modos de tornar este tipo de problema consistiu na alteração da função de cedência de modo a que quando representada no espaço das tensões principais, não existam arestas. No modelo de Drucker-Prager a expressão (4.56) foi substituída pela constante M_{JP} que é independente de θ .

A função de cedência do modelo de Drucker-Prager é dada por:

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = J - \left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p' \right) \cdot M_{JP} = 0 \quad (4.60)$$

em que:

M_{JP} - constante do material.

Comparando as expressões (4.56) e (4.60) vem:

$$M_{JP} = g(\theta) = \frac{\sin\phi'}{\cos\theta + \frac{\sin\theta \cdot \sin\phi'}{\sqrt{3}}} \quad (4.61)$$

A expressão (4.61) permite obter duas superfícies de cedência que são coincidentes com a superfície de cedência de Mohr-Coulomb para valores particulares do ângulo θ .

Substituindo na expressão (4.61), θ por -30° (compressão triaxial), o valor de M_{JP} é igual:

$$M_{JP}^{\theta=-30^\circ} = \frac{2\sqrt{3} \cdot \sin\phi'}{3 - \sin\phi'} \quad (4.62)$$

Para o caso de $\theta = +30^\circ$ (extensão triaxial), o valor de M_{JP} é igual a:

$$M_{JP}^{\theta=+30^\circ} = \frac{2\sqrt{3} \cdot \sin\phi'}{3 + \sin\phi'} \quad (4.63)$$

A Figura 4.19 representa a função de cedência no espaço das tensões principais.

Este modelo fica completo com a utilização de uma lei de fluxo. Neste caso a função de potencial plástico é diferente da função de cedência. Assim é utilizada uma teoria de plasticidade não associada.

$$P(\{\sigma'\}, \{\mathbf{m}\}) = J - \left[\left(\frac{c'}{\tan\phi'} + p'_c \right) \cdot \frac{M_{JP}}{M_{JP}^{pp}} - p'_c + p' \right] \cdot M_{JP}^{pp} = 0 \quad (4.64)$$

em que, M_{JJ}^{pp} é o declive da recta da função potencial plástico, representado no referencial $J - p'$. No caso de $M_{JP}^{pp} = M_{JP}$ a função de cedência e a de potencial plástico são iguais e o modelo é de plasticidade associada. M_{JP}^{pp} pode ser relacionado com o ângulo de dilatância através da equação $M_{JP}^{pp} = g_{pp}(\theta)$, em que $g_{pp}(\theta)$ é dado pela equação (4.59).

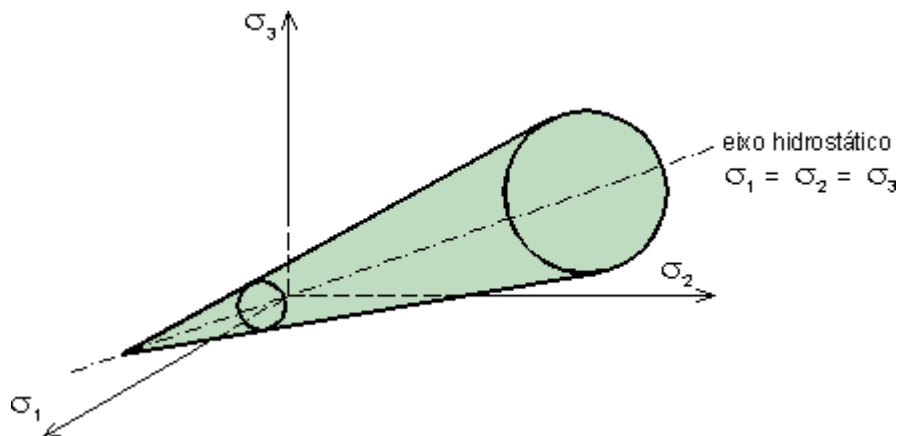


Figura 4.19: Superfície de cedência do modelo de Drucker-Prager

Tal como no modelo de Mohr-Coulomb o comportamento elástico é controlado pelo módulo de Young (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν'). O comportamento plástico é controlado pelo ângulo de atrito e a coesão em termos de tensões efectivas e , obviamente, pelo ângulo de dilatância.

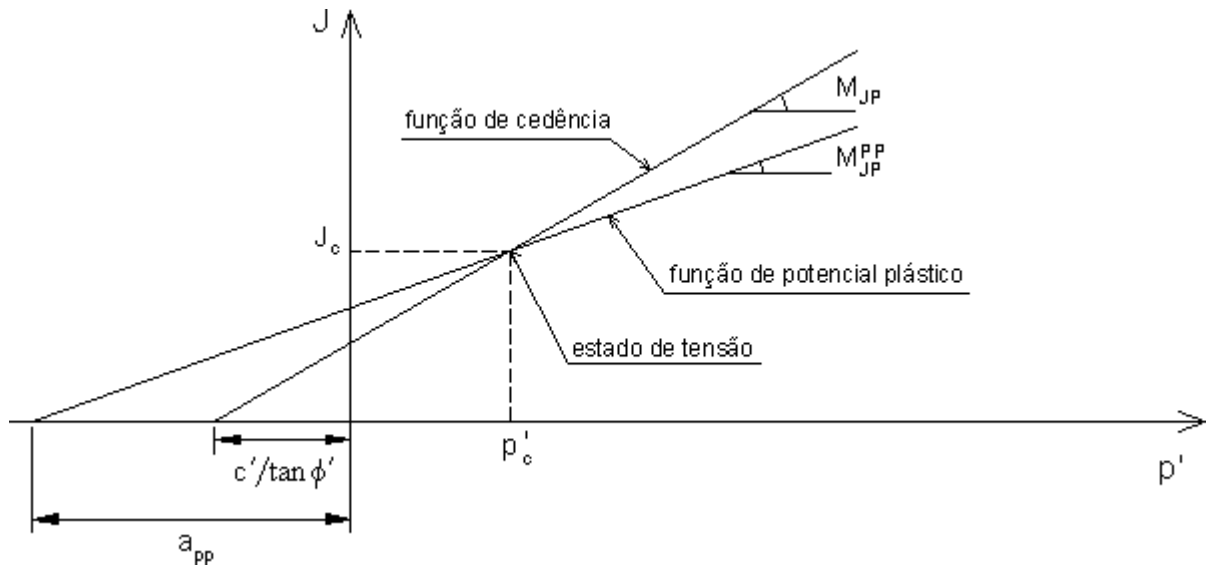


Figura 4.20: Relação entre a função de cedência e a de potencial plástico

O Quadro 4.4 apresenta, sumariamente, as vantagens e limitações dos quatro modelos referidos.

Quadro 4.4: Vantagens e desvantagens dos modelos constitutivos descritos

Modelo	Vantagens	Limitações
Von Mises	- simples - superfície de cedência sem arestas	- apenas para solos saturados não drenados (tensão total)
Tresca	- simples	- apenas para solos saturados não drenados (tensão total) - existência de arestas na superfície de cedência
Mohr-Coulomb	- simples - a sua validade está testada para um variado número de solos	- existência de arestas na superfície de cedência - não considera o efeito da tensão principal intermédia
Drucker-Prager	- simples - superfície de cedência sem arestas - pode ser igual ao critério de Mohr-Coulomb com uma escolha apropriada das constantes utilizadas	- no plano π , a forma circular da superfície de cedência é contraditória com a obtida experimentalmente em solos não coesivos (forma mais próxima da elíptica)

4.7 MÉTODOS DE SOLUÇÃO NÃO LINEAR

Quando são utilizados modelos elastoplásticos para representar o comportamento dos solos, a matriz constitutiva (\mathbf{D}) deixa de ser constante ao longo da análise, e varia em função da tensão e/ou das deformações. Para ter em atenção esta situação, que resulta da variação da rigidez do solo, é necessário utilizar métodos que permitam actualizar a matriz constitutiva do elemento consoante o seu estado de tensão e de deformação. Essa actualização vai ser utilizada para recalculer a matriz de rigidez desse elemento.

No presente trabalho, o programa PLAST2D utilizado permite utilizar os seguintes métodos de solução não linear: KO; KT; KT1 e KT2.

A análise da interacção entre o solo e o geossintético envolve comportamentos não lineares, sendo necessário utilizar técnicas incrementais e iterativas para possibilitar uma modelação mais próxima da realidade. A conjugação destas duas técnicas é fundamental neste tipo de análises.

Numa análise por elementos finitos, as equações de equilíbrio podem ser formuladas em termos de deslocamentos, sendo dadas por:

$$\mathbf{K} \mathbf{d} = \mathbf{f} \quad (4.65)$$

em que:

\mathbf{K} - matriz de rigidez global.

\mathbf{d} - vector de deslocamentos nodais (desconhecidos).

\mathbf{f} - vector das forças nodais.

Na resolução de problemas lineares, o vector de deslocamentos nodais é obtido pela resolução directa da equação (4.65), ou seja,

$$\mathbf{d} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{f} \quad (4.66)$$

No entanto, se existir alguma fonte de não linearidade, a dependência da matriz de rigidez ou do vector das forças (ou de ambos) dos deslocamentos ou das suas derivadas, não permite, normalmente, obter uma solução directa, sendo, por isso, necessário recorrer a processos incrementais-iterativos até que se atinja uma situação de equilíbrio.

Seja, por exemplo, \mathbf{d}_i o campo de deslocamentos na iteração i , num determinado incremento (de tempo ou carga). O equilíbrio entre as forças internas e externas não será, geralmente, satisfeito. Nessa situação \mathbf{d}_i apresenta-se como uma solução aproximada da equação (4.65), sendo os respectivos resíduos dados por:

$$\mathbf{r}_i(\mathbf{d}_i) = \mathbf{p}_i(\mathbf{d}_i) - \mathbf{f}_i(\mathbf{d}_i) \neq \mathbf{0} \quad (4.67)$$

em que \mathbf{p}_i representa o vector das forças nodais equivalentes ao campo interno de tensões $\boldsymbol{\sigma}_i$, dado por:

$$\mathbf{p} = \int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} \, dv \quad (4.68)$$

Se existir uma solução em $\mathbf{d}_i + \Delta\mathbf{d}_i$ então,

$$\mathbf{r}(\mathbf{d}_i + \Delta\mathbf{d}_i) = \mathbf{r}_i(\mathbf{d}_i) + \left. \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{d}_i} \right| \Delta\mathbf{d}_i + \dots = 0 \quad (4.69)$$

e a truncatura da expansão em série de Taylor permite obter a correcção iterativa de $\Delta\mathbf{d}_i$, dada por:

$$\Delta\mathbf{d}_i = -\mathbf{K}_{T_i}^{-1} \mathbf{r}_i \quad (4.70)$$

em que

$$\mathbf{K}_{T_i} = \left. \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{d}_i} \right| = \left. \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \mathbf{d}_i} \right| - \left. \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \mathbf{d}_i} \right| \quad (4.71)$$

é a chamada matriz de rigidez tangente.

No caso de aplicação de forças conservativas não existe nenhuma dependência entre \mathbf{f} e \mathbf{d} e o termo $\partial\mathbf{f}/\partial\mathbf{d}$, da equação (4.71), é nulo. Nos casos de cargas dependentes da deformação este termo é, normalmente, omitido de modo a preservar a simetria na matriz \mathbf{K}_T .

Em seguida é calculada a estimativa de \mathbf{d}_{i+1} , utilizando a seguinte equação:

$$\mathbf{d}_{i+1} = \mathbf{d}_i + s_i \Delta\mathbf{d}_i \quad (4.72)$$

em que s_i é um escalar definido por um procedimento de *line search* que permite minimizar (idealmente anular) a componente do vector força residual \mathbf{r}_{i+1} relativamente a $\Delta\mathbf{d}_i$.

As equações (4.70) a (4.72) constituem o método Newton-Raphson (NR) Standard.

Sumariamente, a matriz de rigidez é recalculada em todas as iterações de todos os incrementos, conduzindo a um menor número total de iterações embora, em termos de tempo de processamento seja bastante dispendioso, porque é necessário, além de recalculer repetidamente a matriz de rigidez global, resolver o sistema de equações e calcular as forças residuais. (ver Figura 4.21 b)).

♦ KO (Rigidez inicial)

A matriz de rigidez elástica é utilizada ao longo de todas as iterações realizadas em cada incremento. Este procedimento é tanto mais moroso quanto maior for a não linearidade do material. (ver Figura 4.21 a))

◆ **KT1 (Newton-Raphson modificado - v.1) (MNR1)**

A matriz de rigidez é recalculada na primeira iteração de cada incremento. Quando ocorre uma redução das cargas aplicadas, é conveniente que a matriz de rigidez corresponda à matriz de rigidez inicial (elástica). (ver Figura 4.21 c))

◆ **KT2 (Newton-Raphson modificado - v.2)(MNR2)**

Neste método, a matriz de rigidez é recalculada na segunda iteração de cada incremento. (ver Figura 4.21 d))

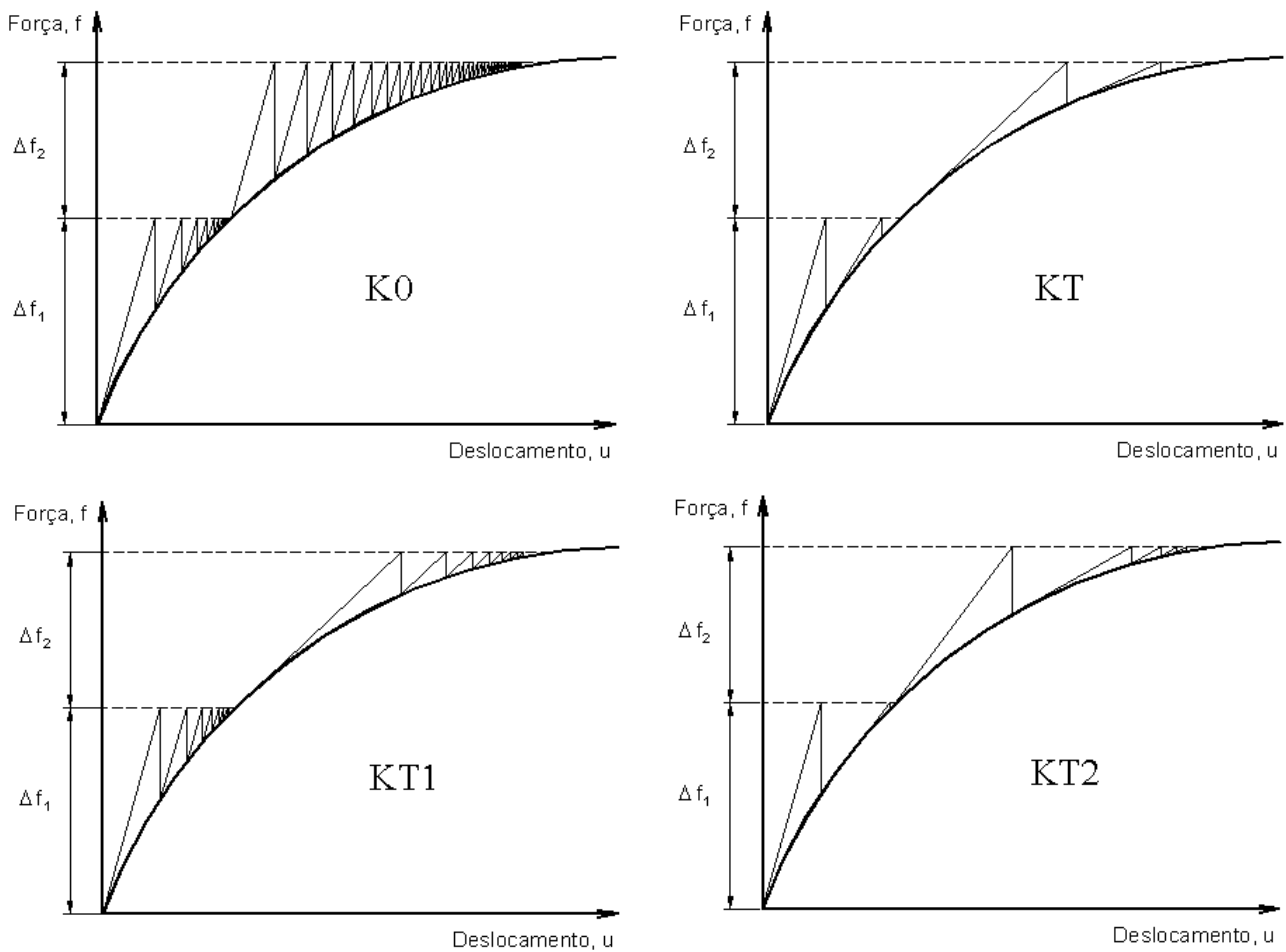


Figura 4.21: Métodos de solução não linear

4.8 CRITÉRIOS DE CONVERGÊNCIA

São dois os critérios de convergência utilizados: forças residuais e energia.

4.8.1 FORÇAS RESIDUAIS

A razão entre a norma das forças residuais \mathbf{r}_i e as forças exteriores (carregamento e reacções) \mathbf{f}_i é comparada com a tolerância TOLRF que normalmente tem um valor compreendido entre 10^{-2} e 10^{-4} .

$$\frac{\|\mathbf{r}_i\|}{\|\mathbf{f}_i\|} \leq \text{TOLRF} \quad (4.73)$$

Em cada iteração, as reacções são calculadas de modo a igualar as forças residuais existentes em cada grau de liberdade restringido. Estes valores, \mathbf{r}_i , são "zerados" e as reacções são adicionadas às cargas aplicadas, formando assim o vector das forças totais externas \mathbf{f}_i , conduzindo a uma diminuição da razão da equação (4.73) e, conseqüentemente, reduzindo o número de iterações até à convergência.

4.8.2 ENERGIA

Bathe propôs um critério de energia baseado no trabalho realizado pelas forças residuais nos deslocamentos incrementais. Este critério consta da avaliação da razão entre a energia actual do sistema e a energia na primeira iteração do incremento.

$$\frac{\mathbf{r}_{i+1}^T \boldsymbol{\delta}_i}{\mathbf{r}_2^T \boldsymbol{\delta}_1} < \text{TOLEN} \quad (4.74)$$

Se a razão da equação (4.74) for menor que 10^{-5} , indica que os deslocamentos e as forças estão próximas do equilíbrio.

4.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os fundamentos teóricos e metodologias que constituem a base do programa PLAST2D, nos quais se destacam:

- os elementos finitos utilizados.
- métodos de integração numérica.
- modelos constitutivos.
- métodos de solução não linear.
- critérios de convergência.

A implementação de um programa que permita a modelação numérica envolve sempre grande complexidade e está sempre em constante desenvolvimento, quer por aperfeiçoamento ou ajustamento do programa a um problema específico, quer pela descoberta de novas metodologias e refinamentos de algoritmos existentes.

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA - ESTUDOS PARAMÉTRICOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se várias simulações numéricas de ensaios de arranque, seguidos de um conjunto de estudos paramétricos com os quais se pretende contribuir para um melhor conhecimento da influência de vários factores neste tipo de ensaio de geossintéticos.

Os parâmetros que serão objecto de investigação estão relacionados com:

- propriedades do solo e do geossintético
- características da interface (solo/geossintético; solo/caixa de arranque)
- tensão de confinamento
- características da caixa de arranque na zona da manga
- modelos constitutivos
- leis de integração numérica.

Neste estudo numérico são utilizados critérios de convergência exigentes, traduzidos pelos baixos valores adoptados para as respectivas tolerâncias.

5.2 EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE ARRANQUE DE GEOSSINTÉTICOS

Os procedimentos a seguir na realização do ensaio de arranque de geossintéticos foram já descritos no Capítulo 3, ponto 3.6.3. As Figuras 5.1 e 5.2 mostram a caixa de arranque e seus acessórios, um equipamento laboratorial desenvolvido na FEUP.

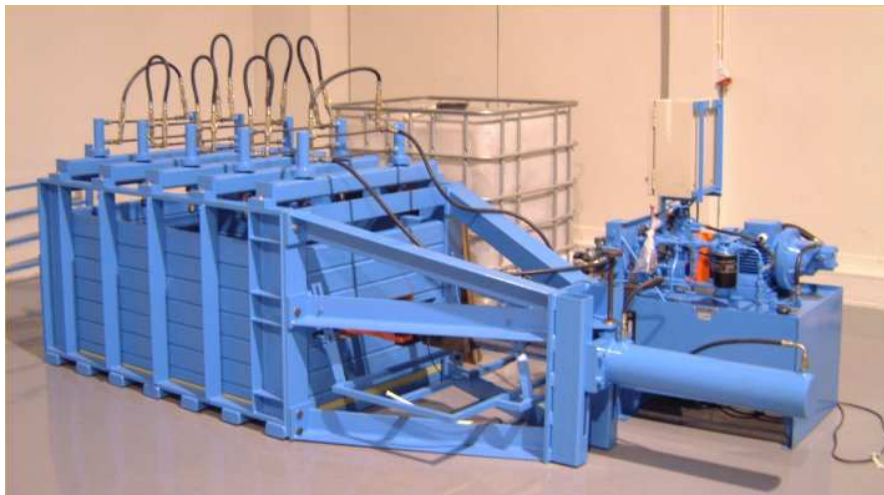


Figura 5.1: Máquina de arranque de geossintéticos - vista de conjunto



Figura 5.2: Máquina de arranque de geossintéticos - vista lateral

Nas Figuras 5.3 a 5.6 podem observar-se pormenores do sistema de aplicação da pressão de confinamento, a configuração da manga, bem como os dispositivos de transmissão da força de arranque ao provete.



Figura 5.3: Sistema de aplicação da pressão de confinamento

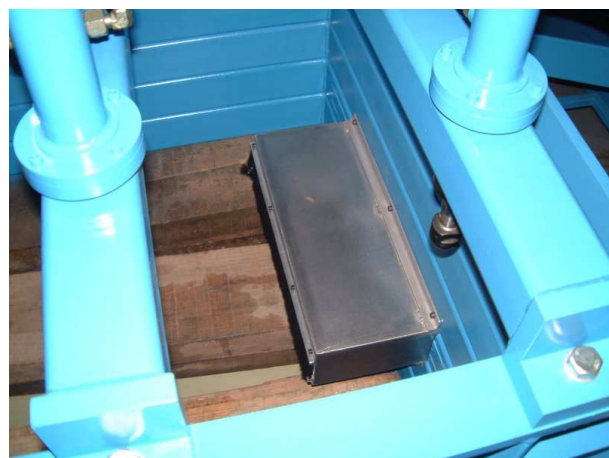


Figura 5.4: Pormenor da manga no interior da caixa de arranque



Figura 5.5: Sistema de transmissão da força de arranque ao geossintético



Figura 5.6: Pegas utilizadas no equipamento de arranque

5.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.3.1 INTERFACES

As Figuras 5.7 e 5.8 ilustram a estratégia adoptada para a modelação da interface entre o geossintético e o solo, respectivamente na extremidade livre do provete e na zona da manga. Note-se que todo o contorno do geossintético que contacta com o solo está envolvido por elementos de junta.

Para a modelação da interface solo-caixa foram exploradas duas alternativas: a utilização de elementos de junta ou o recurso a apoios de roletes (com atrito portanto nulo). Da Figura 5.4 pode depreender-se que a caixa de arranque tem as paredes laterais constituídas pela justaposição em altura de um conjunto de módulos metálicos horizontais, cujas junções correspondem a outras tantas reentrâncias perfeitamente visíveis na sua superfície interior vertical. Esta particularidade geométrica poderá condicionar de forma dificilmente quantificável o atrito solo-caixa. Uma solução simples poderá passar pelo revestimento do interior da caixa com chapa lisa. Em qualquer dos casos seria interessante ponde-

rar a colocação de células de pressão no plano do provete, de forma a quantificar a fracção da pressão vertical aplicada à superfície que é perdida por atrito lateral.



Figura 5.7: Pormenorização da zona terminal do geossintético no interior da caixa

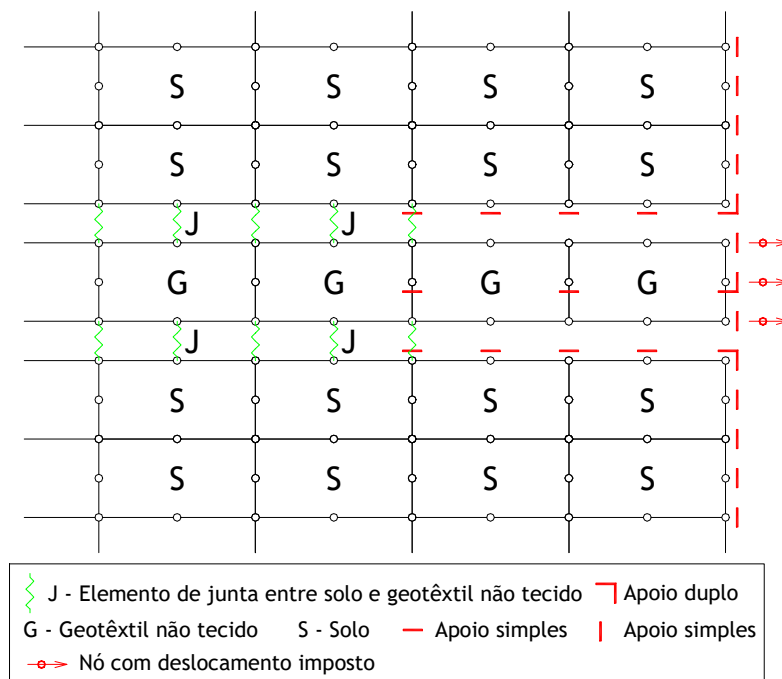


Figura 5.8: Pormenor-tipo da discretização na zona da manga

5.3.2 GEOMETRIA DAS MALHAS

Nos estudos realizados foram utilizados essencialmente três tipos de malhas, a que chamaremos M1, M1C e M2.

A malha M1 foi a malha base utilizada na maior parte das análises, depois de se constatar que os resultados obtidos com a malha mais refinada M2 pouco divergiam dos obtidos através da malha M1, embora acarretando um aumento substancial do tempo de processamento de cada simulação.

A malha M1C é semelhante à malha M1 mas com a introdução de elementos de junta no contorno lateral e inferior do solo, de modo a simular o atrito entre este e a superfície interior da caixa de arranque.

Nas Figuras 5.9 a 5.11 estão representados os três tipos de malha.

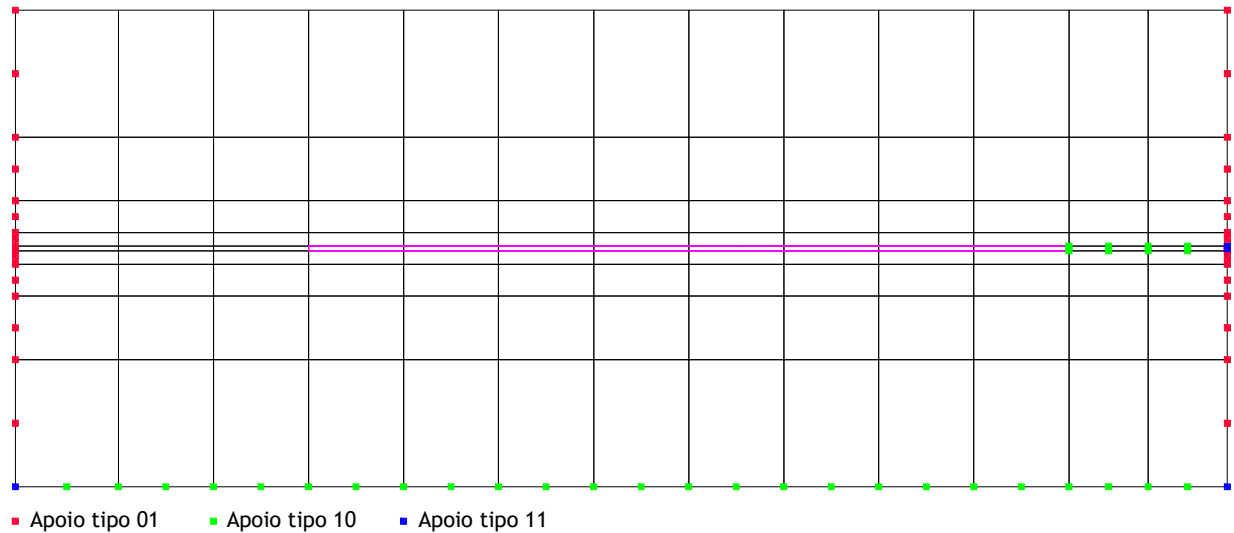


Figura 5.9: Malha M1

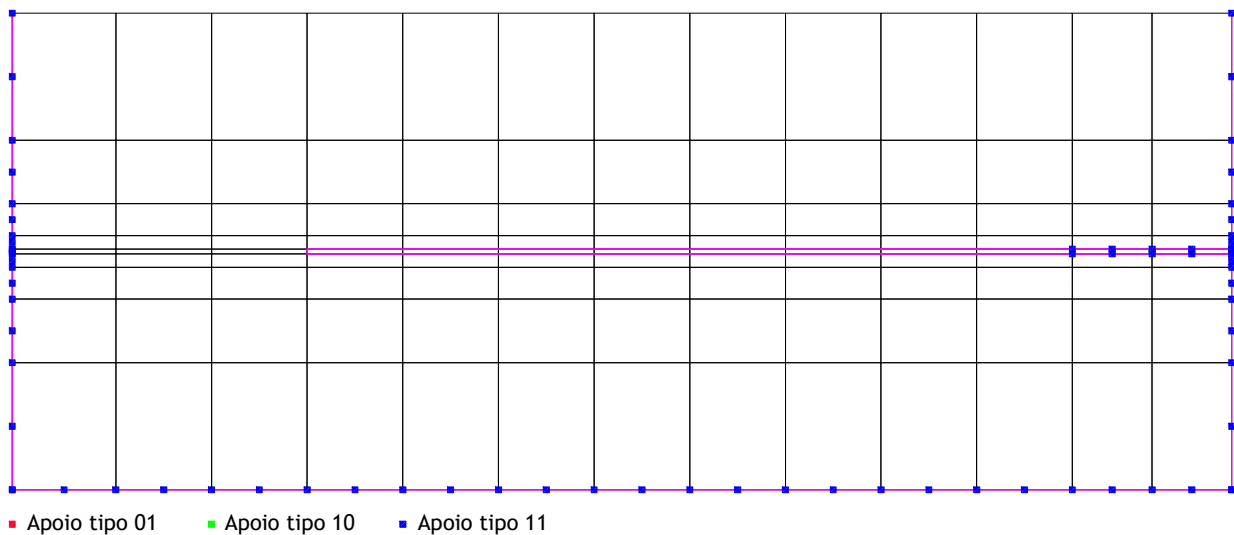


Figura 5.10: Malha M1C

Os quadrados representam as ligações ao exterior e a sua cor o tipo de ligação (01, 10 ou 11). O significado destes códigos de fixação é o seguinte:

- 01 indica que o deslocamento é livre (0) segundo a direcção x e restringido (1) segundo y.
- 10 indica que o deslocamento é restringido (1) segundo a direcção x e livre (0) segundo y.

- 11 indica que ambos as componentes do deslocamento estão restringidas.

A cor magenta assinala a localização dos elementos de junta utilizados.

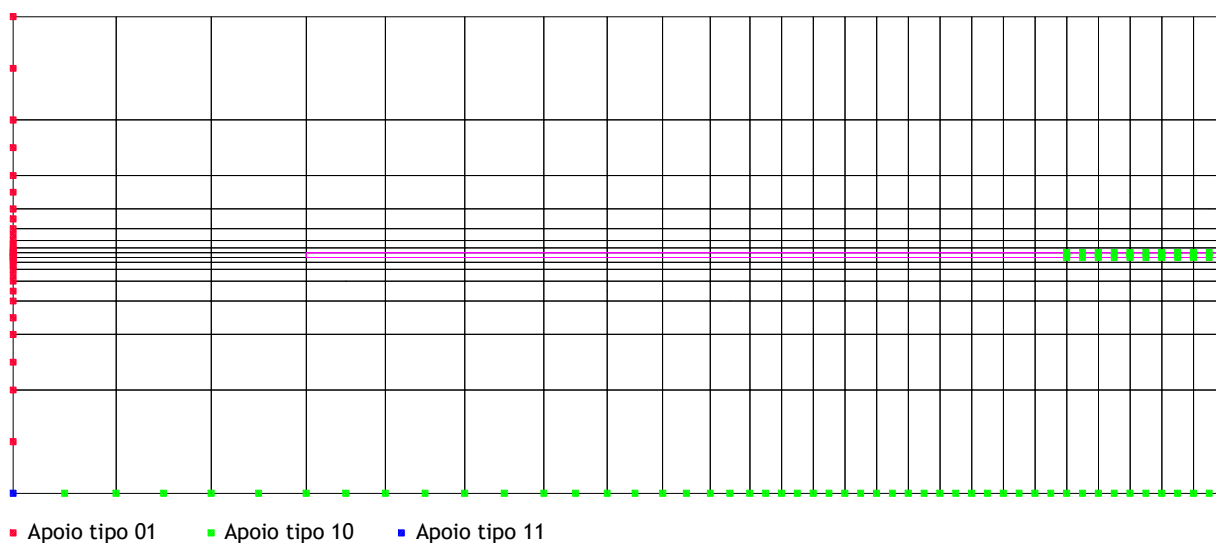


Figura 5.11: Malha M2

O Quadro 5.1 apresenta dados estatísticos relativos aos três tipos de malha referidos.

Quadro 5.1: Características das malhas utilizadas

Malha	M1	M1C	M2
Número de elementos totais	134	174	425
- elementos isoparamétricos de 8 nós	117	117	375
- elementos de junta de 6 nós	17	57	50
Número total de nós	439	529	1308
Nós ligados ao exterior	75	81	140
- apoios simples (tipo 01)	35	2	74
- apoios simples (tipo 10)	35	2	61
- apoios duplos (tipo 11)	5	77	5
Número de pontos de integração numérica			
- elementos planos isoparamétricos de 8 nós	4		
- elementos de junta de 6 nós	Gauss-Legendre	2	
	Gauss-Lobatto	3	

5.3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

Foram ensaiados os modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager para o solo, que conduziram a resultados muito próximos, tendo-se optado generalizadamente pela utilização do primeiro.

Para o geossintético foi previsto o critério de cedência de von Mises, embora nas análises realizadas não se tivesse saído do domínio elástico.

Nas interfaces solo-geossintético e solo-caixa recorreu-se a uma lei de Mohr-Coulomb, com degradação do valor de pico do ângulo de atrito em função da deformação de corte acumulada.

Os Quadros 5.2 e 5.3 dão uma ordem de grandeza dos valores considerados para os parâmetros dos materiais e interfaces.

Quadro 5.2: Propriedades materiais do solo e provete

Material	Malha	E (kPa)	ν	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	Tensão de cedência (kPa)
Solo	M1, M1C, M2	10000	0,30	16,45	35,7	0	—
Geotêxtil não tecido	M1, M1C, M2	10500	0,30	1,3	—	—	8333,3

Quadro 5.3: Características das interfaces

Material	Malha	G (kPa)	E (kPa)	w (m)	c (kPa)	Distorção limite
Junta solo/geotêxtil	M1, M1C, M2	3846	10000	0,01	0	0,1
Junta solo/caixa	M1C	3846	10000	0,01	0	0,1

5.3.4 TIPO E SEQUÊNCIA DE CARREGAMENTO

Nas simulações são tipicamente realizados 201 incrementos, correspondendo o primeiro à aplicação do estado de tensão inicial, em equilíbrio com o peso próprio do conjunto solo/geotêxtil/solo e a pressão de confinamento.

Nos duzentos incrementos subsequentes são impostos deslocamentos horizontais de 1 milímetro na extremidade do geossintético onde se realiza a pega.

5.3.5 VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS

Os programas de pós-processamento permitem traduzir de múltiplas formas os resultados obtidos, de entre as quais se destacam as seguintes:

- gráficos força de arranque /deslocamento

- cruzetas de tensões ou deformações principais
- gráficos da tensão normal ou tangencial ao longo das interfaces solo-geossintético ou solo-caixa
- malhas deformadas
- isocurvas ou colorações relativas às componentes de deslocamento, tensão ou deformação
- animações traduzindo a evolução de qualquer variável de campo no decurso do ensaio

5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

5.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a finalidade de afinar e validar o programa de análise foram simulados numericamente dois ensaios de arranque realizados na FEUP.

5.4.2 CASO 1 - ENSAIO DE ARRANQUE DE UM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO

As curvas força de arranque vs. deslocamento da Figura 5.12 mostram boa aproximação entre os resultados numéricos e os experimentais (Pinho Lopes, 1998).

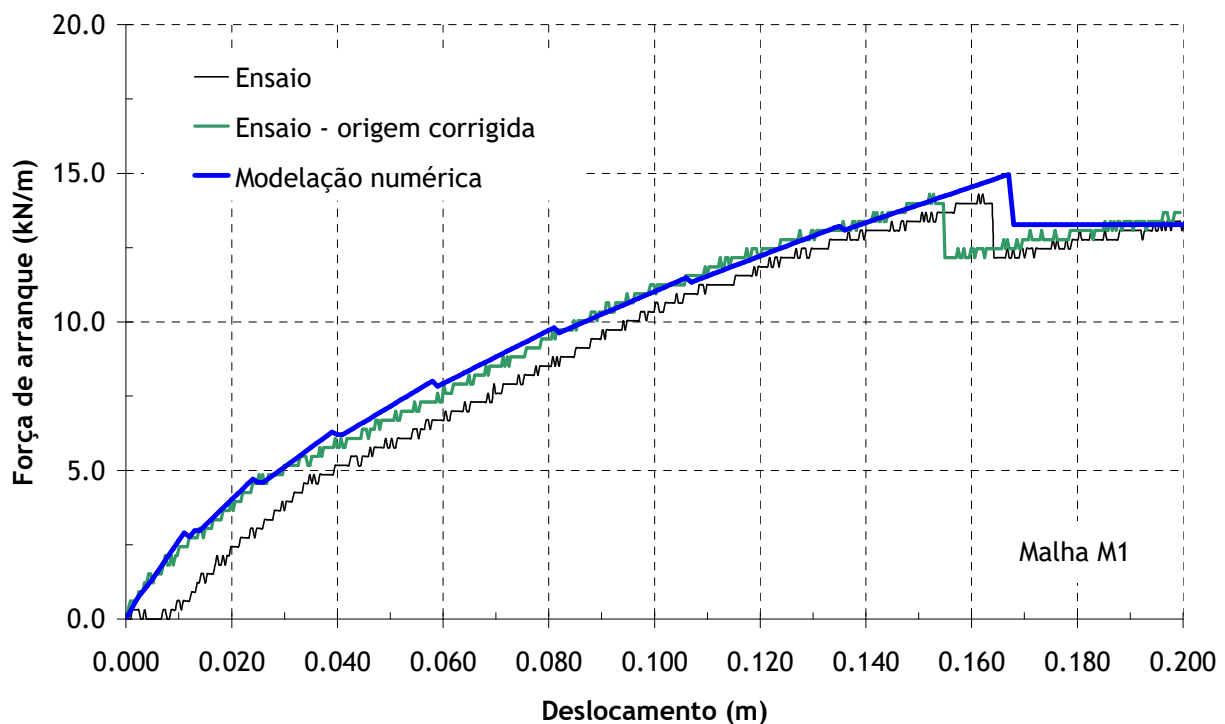


Figura 5.12: Curva de arranque de um geotêxtil não tecido

A curva experimental indica a existência de uma certa folga no início do ensaio, que foi compensada em termos gráficos com uma translação horizontal.

Nas Figuras 5.13 a 5.21 são apresentados os resultados de um estudo comparativo realizado com as malhas M1/M2 e M1/M1C.

A semelhança das curvas de arranque da Figura 5.13 permite concluir que a discretização fornecida pela malha M1 é suficientemente precisa para justificar a sua utilização nos estudos paramétricos apresentados na parte final deste Capítulo.

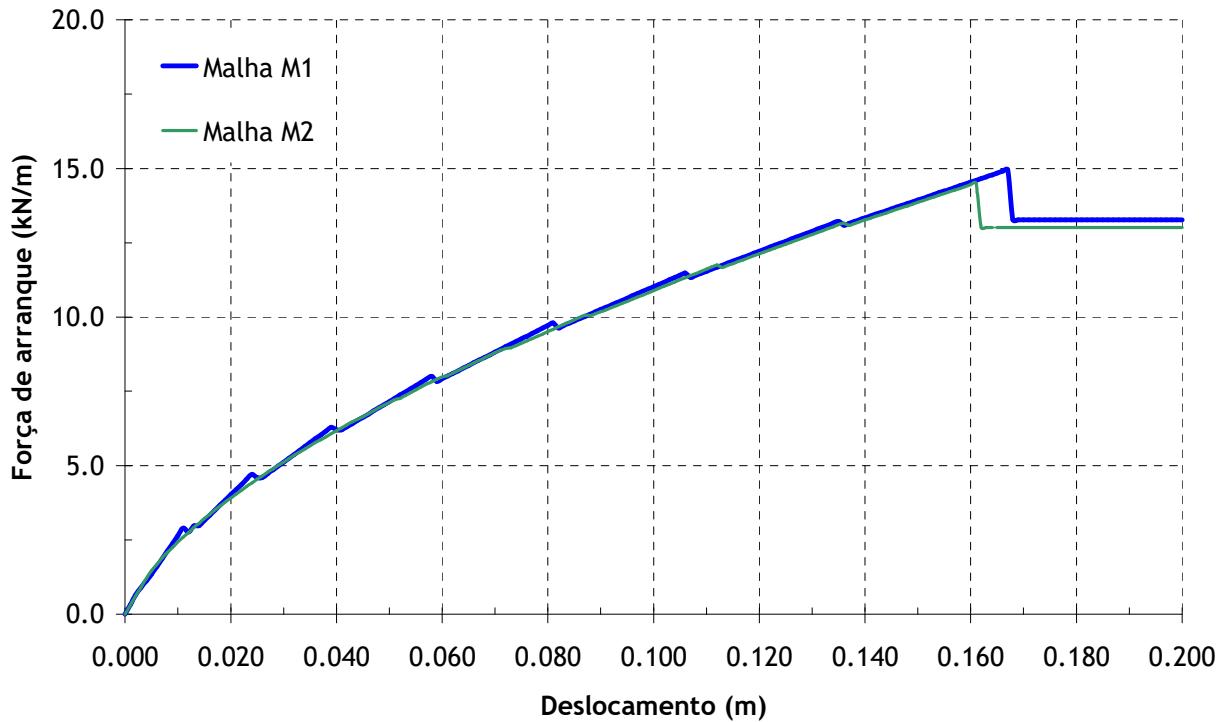
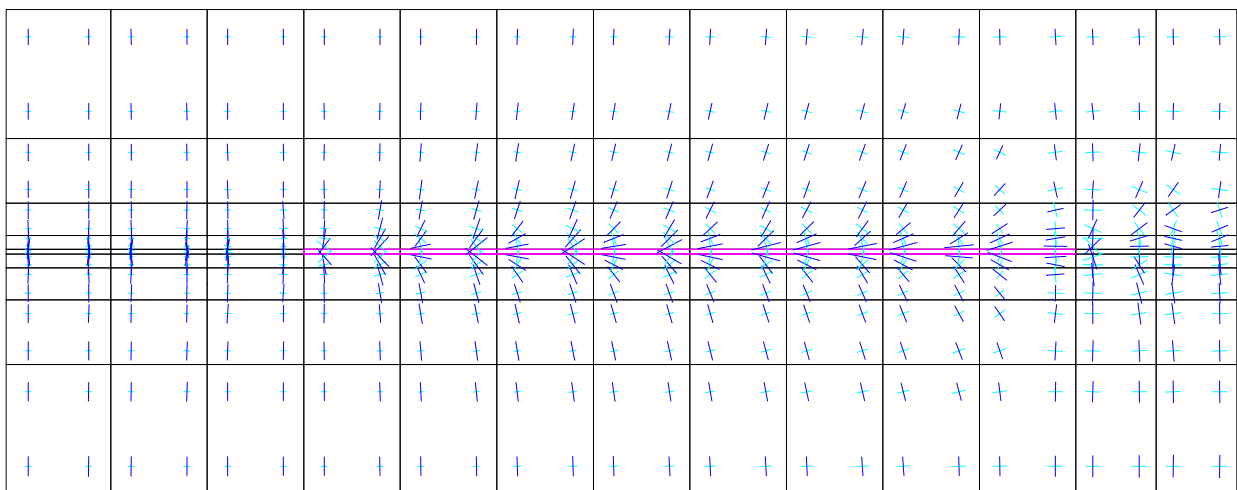


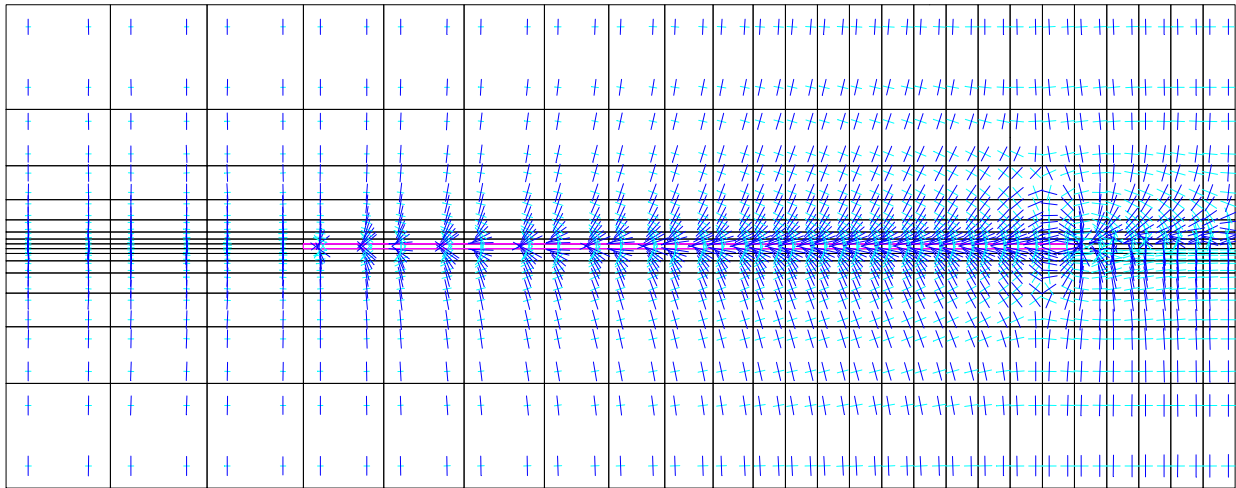
Figura 5.13: Comparação das malhas M1 e M2

Os campos de tensões principais de compressão das Figuras 5.14 e 5.15 foram obtidos respectivamente com as malhas M1 e M2, na situação correspondente ao final do ensaio (0,2 m de arranque). Pese embora a maior riqueza de pormenor da malha mais refinada os resultados são comparáveis.



Escala utilizada: + 50kPa

Figura 5.14: Campo de tensões principais de compressão da malha M1 no final do ensaio



Escala utilizada: + 50kPa

Figura 5.15: Campo de tensões principais de compressão da malha M2 no final do ensaio

A Figura 5.16 traduz a distribuição da tensão tangencial nas faces superior e inferior do geossintético no final do ensaio, mostrando que os resultados das malhas M1 e M2 são muito próximos, apenas diferindo muito ligeiramente perto da extremidade livre do provete.

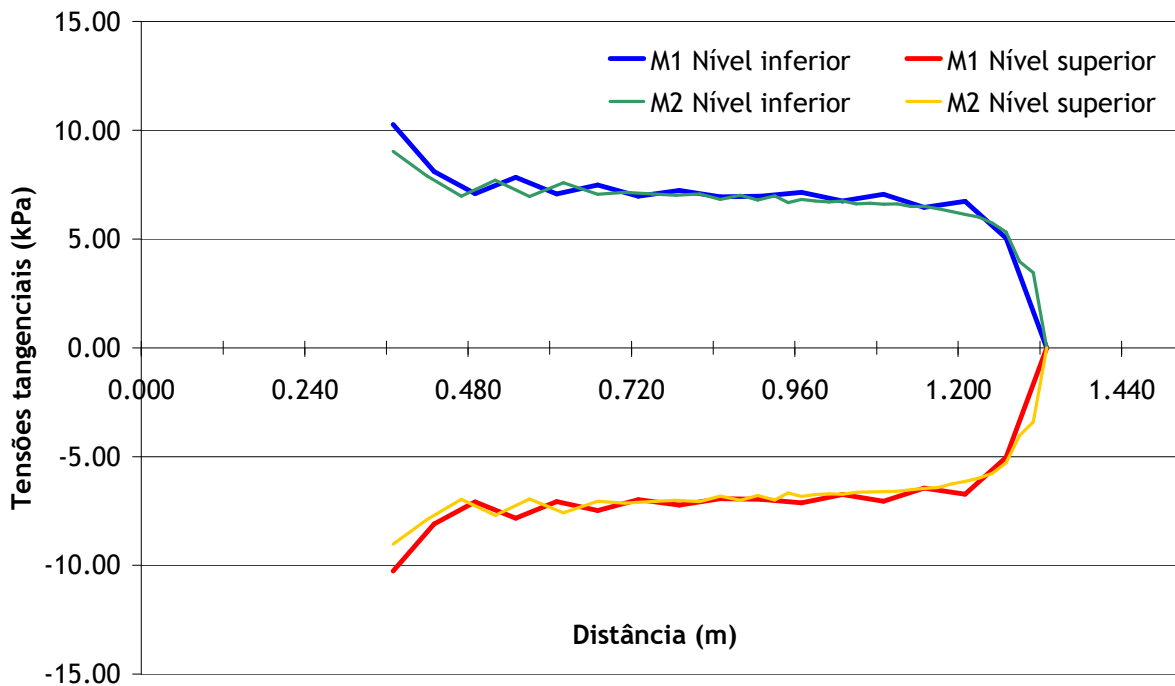


Figura 5.16: Tensões tangenciais na interface solo/geossintético para as malhas M1 e M2

A Figura 5.17 acompanha o crescimento do esforço axial ao longo do comprimento do provete, à medida que o arranque evolui para o seu valor final de 0,2 metros. Os resultados das malhas M1 e M2 são praticamente coincidentes.

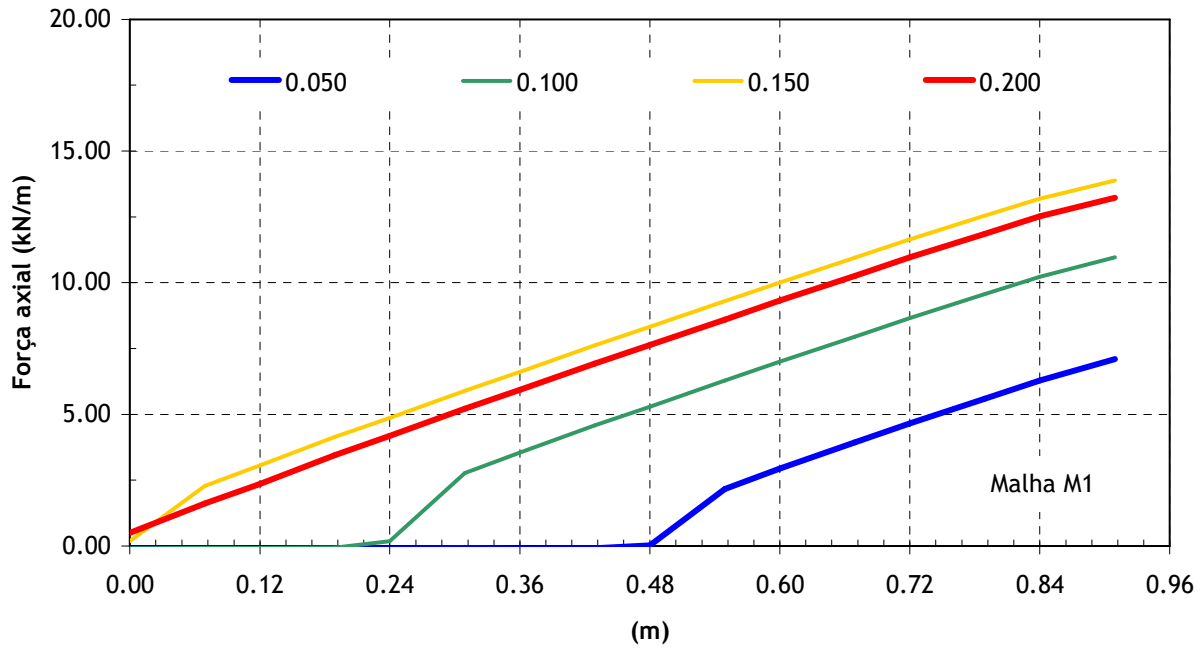


Figura 5.17: Evolução da força axial no geossintético durante o arranque

A Figura 5.18 compara as curvas de arranque obtidas considerando três valores distintos do quociente entre as tangentes dos ângulos de atrito da interface solo-caixa e do solo: 0%, 50% e 100%. O esgotamento mais precoce nestes dois últimos casos da resistência da interface solo-geossintético poderá estar relacionado com a maior rigidez conferida àquele pela consideração do seu atrito com as paredes da caixa de arranque.

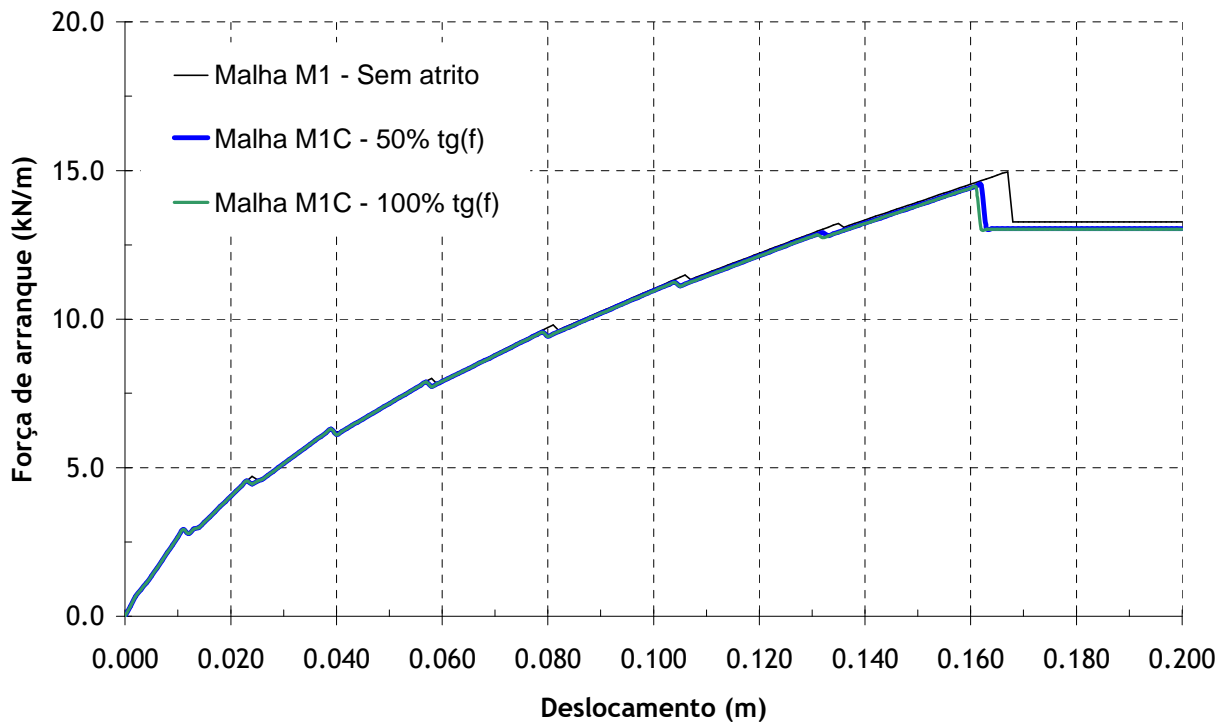


Figura 5.18: Comparação da força de arranque das malhas M1 e M1C

O efeito do atrito solo-caixa sobre a configuração do campo de tensões principais de compressão é posto em relevo comparando as Figuras 5.14 e 5.19.

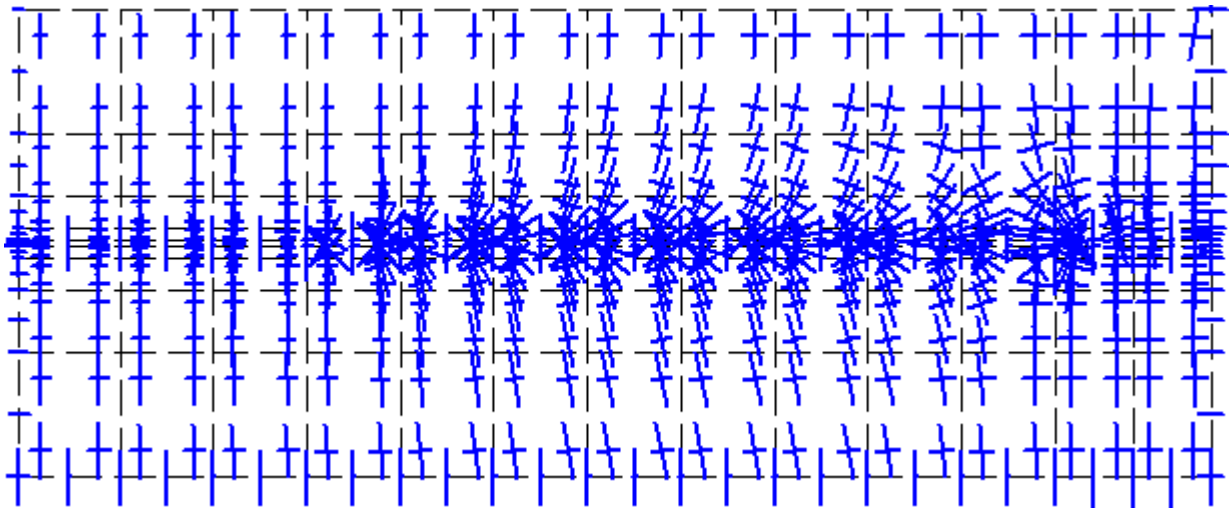


Figura 5.19: Campo de tensões principais de compressão na malha M1C

A Figura 5.20 confirma que a utilização da regra de integração numérica de Gauss-Lobatto nos elementos de junta permite obter um andamento mais suave das tensões tangenciais, sem as oscilações da lei de Gauss-Legendre (Schellekens, 1990).

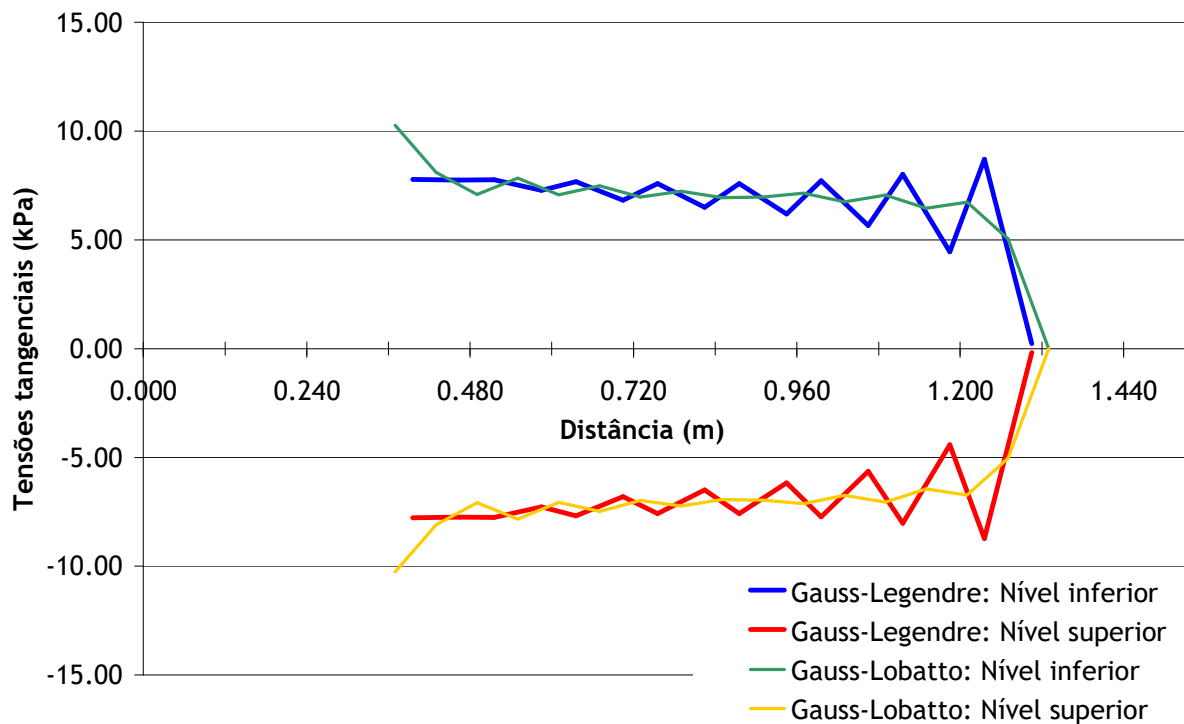


Figura 5.20: Comparação da lei de integração numérica nos elementos de junta

A Figura 5.21 mostra que são muito próximas as curvas de arranque obtidas considerando em alternativa as leis de cedência de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager para o solo, com parâmetros de resistência similares.

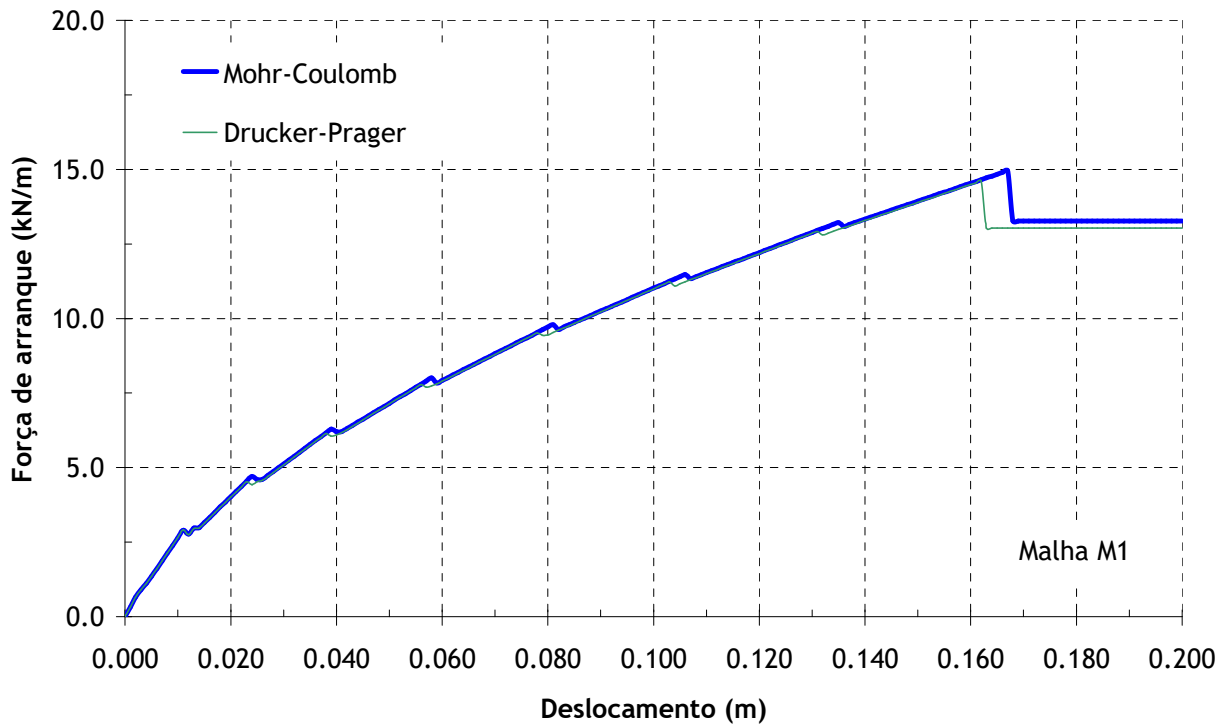


Figura 5.21: Comparação do critério de cedência do solo

5.4.3 CASO 2 - ENSAIO DE ARRANQUE DE UM GEOCOMPÓSITO DE REFORÇO NÃO TECIDO

A Figura 5.22 mostra a boa concordância entre resultados experimentais e numéricos do ensaio de arranque de um geocompósito de reforço não tecido. Foi aplicada uma ligeira translação horizontal à curva da simulação numérica para compensar a folga existente no início do ensaio de arranque.

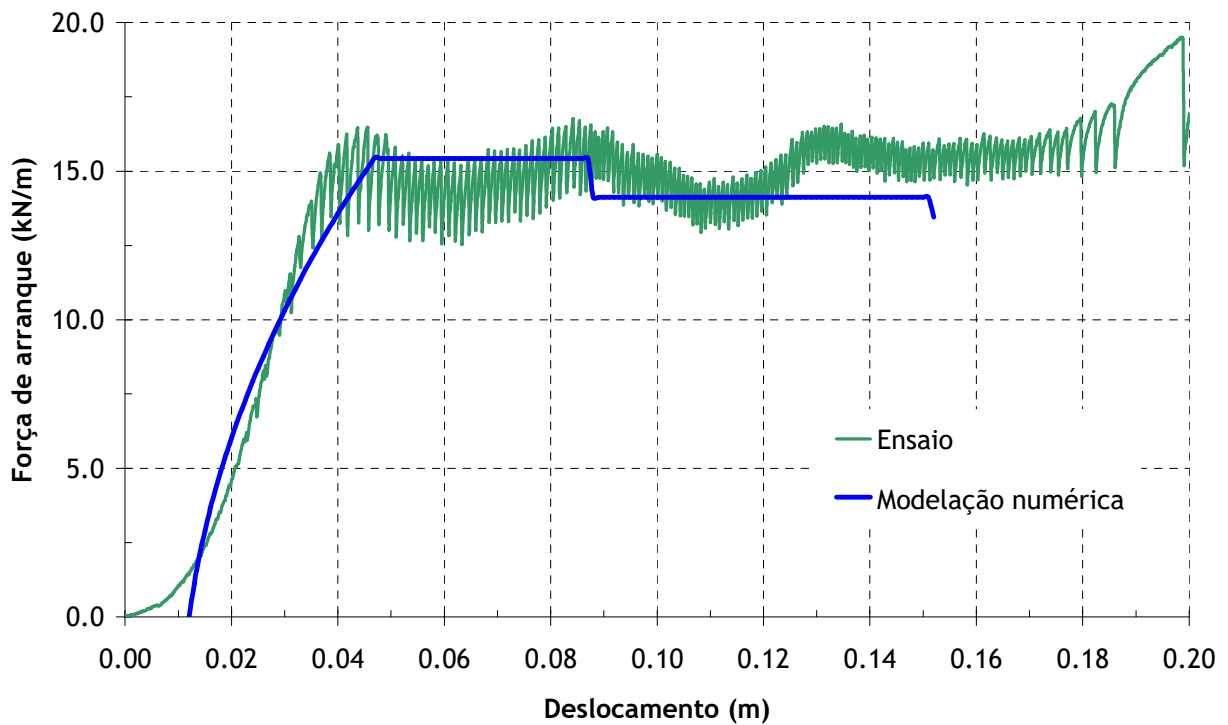


Figura 5.22: Ensaio de arranque de um geocompósito de reforço não tecido

5.5 ESTUDO PARAMÉTRICO

5.5.1 PROGRAMAÇÃO DO ESTUDO

No presente estudo paramétrico a malha M1 serve de base, sendo analisadas as seguintes situações:

- Variação da resistência e deformabilidade do solo

- ângulo de atrito interno: 25°, 35.7° e 40°.
- módulo de elasticidade: 50000kPa, 10000kPa e 5000kPa.

- Variação da deformabilidade do geossintético

- módulo de elasticidade: 50000kPa, 10500kPa e 5000kPa.

- Variação das características da interface solo/geossintético

- valor de pico (f_{sg}) da resistência dado por uma percentagem da tangente do ângulo de atrito do solo.
- valor residual (R) da resistência dado por uma percentagem da tangente do ângulo de atrito de pico solo/geossintético, após uma deformação pré-definida.

- Influência da manga e localização da pega

- existência de manga, sendo a pega do geossintético realizada à face da caixa de arranque
- existência de manga, sendo a pega do geossintético realizada no limite interior da manga
- ausência de manga, sendo a pega do geossintético realizada à face da caixa de arranque

- Variação da tensão de confinamento

- tensão de confinamento: 25kPa, 38kPa e 50kPa.

O Quadro 5.4 apresenta a sequência do estudo paramétrico levado a cabo, indicando os valores utilizados em cada uma das dezassete simulações realizadas.

Quadro 5.4: Plano do estudo paramétrico

Simulação	Solo		Geossintético	Interface Solo/Geossintético		Tensão de confinamento (kPa)
	ϕ	E	E	f_{sg}	R	
	(°)	(kPa)	(kPa)	(%)	(%)	
S1	35,7	10000	10500	65	35	38
S2	40,0					
S3	25,0					
S4	35,7	50000	10500	65	35	38
S5		5000				
S6	35,7	10000	50000	65	35	38
S7			5000			
S8	35,7	10000	10500	80	35	38
S9				50		
S10	35,7	10000	10500	80	9,284°(*)	38
S11				50		
S12	35,7	10000	10500	65	50	38
S13					20	
S14	35,7	10000	10500	65	35	50
S15						25
S16	35,7	10000	10500	65	35	38
	<i>Com manga e a pega na extremidade interior da manga</i>					
S17	35,7	10000	10500	65	35	38
	<i>Sem manga e a pega na extremidade da caixa de arranque</i>					

Nota: (*) Valor residual da interface solo/geossintético da simulação S1

5.5.2 SOLO

5.5.2.1 Ângulo de atrito interno

A Figura 5.23 apresenta os resultados das simulações S1, S2 e S3.

É possível concluir que ao aumentar o ângulo de atrito, aumenta a força necessária para se obter um determinado deslocamento do geossintético, registrando-se o esgotamento da resistência da sua interface com o solo para valores mais elevados do deslocamento.

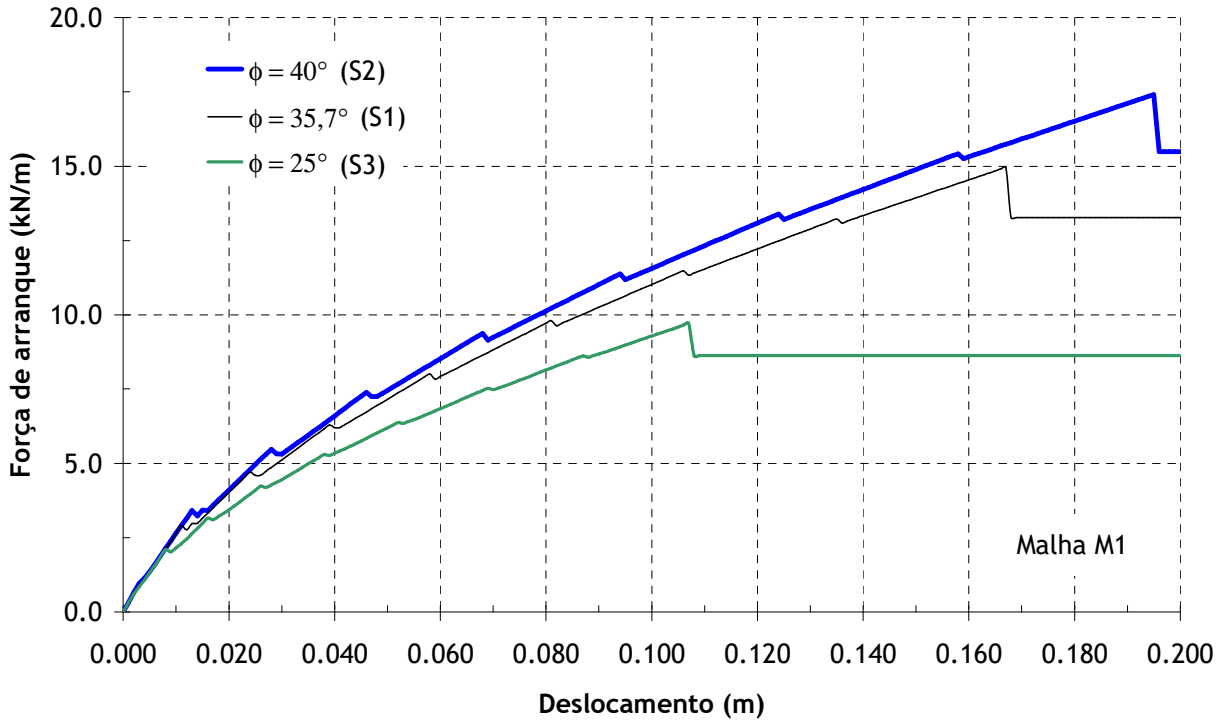


Figura 5.23: Influência do ângulo de atrito interno do solo

5.5.2.2 Módulo de elasticidade

A Figura 5.24 refere-se aos casos S1, S4 e S5, permitindo evidenciar a diminuição da força de arranque e do deslocamento necessário para ocorrer o deslizamento entre o geossintético e o solo quando o módulo de elasticidade deste último aumenta.

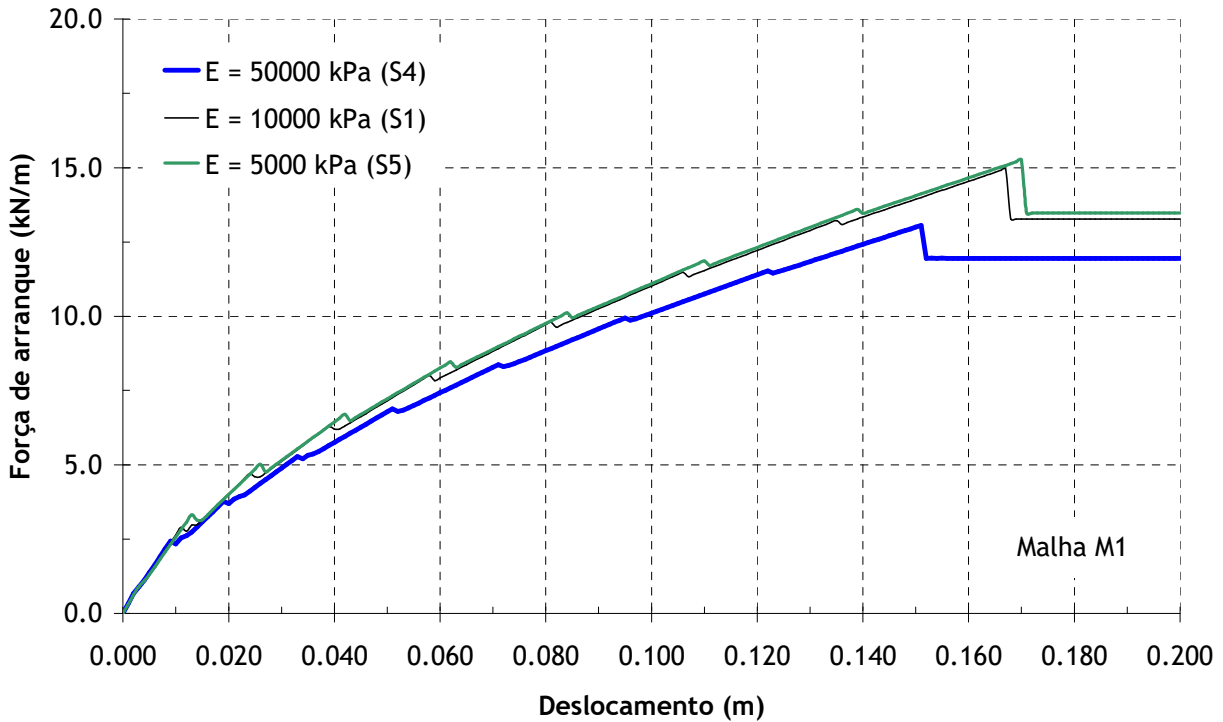


Figura 5.24: Influência do módulo de elasticidade do solo

5.5.3 GEOSSINTÉTICO

5.5.3.1 Módulo de elasticidade

A Figura 5.25 apresenta os resultados obtidos nas simulações S1, S6 e S7.

Os resultados permitem constatar que:

- com o aumento do módulo de elasticidade do geossintético, a força de arranque aumenta e o deslizamento entre o geossintético e o solo ocorre para um menor deslocamento.
- a relação entre os módulos de elasticidade do geossintético e do solo é um parâmetro a ter em consideração. Na simulação S6 essa razão vale 5, constatando-se que o comportamento do conjunto é pouco dúctil. Na simulação S7, a razão é inferior à unidade observando-se um comportamento de conjunto mais homogêneo.

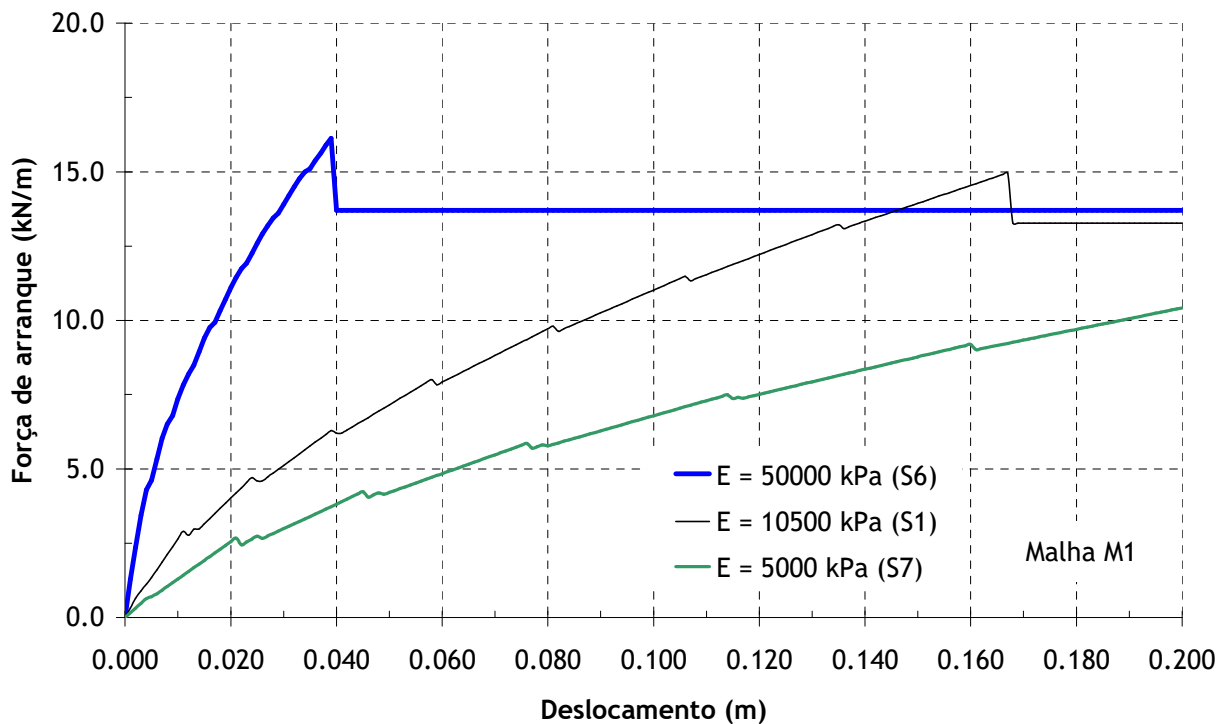


Figura 5.25: Influência do módulo de elasticidade do geossintético

5.5.4 INTERFACE SOLO/GEOSSINTÉTICO

5.5.4.1 Resistência da interface solo/geossintético

No estudo da influência da resistência da interface solo/geossintético são apresentados dois gráficos, Figura 5.26 (simulações S1, S8 e S9) e Figura 5.27 (simulações S1, S10 e S11), dos quais se podem retirar as seguintes conclusões:

- quanto menor é a resistência da interface solo/geossintético menor é a força de arranque necessária para que ocorra o deslizamento entre o geossintético e o solo

- para uma mesma resistência residual, o andamento da curva força/deslocamento é semelhante, sendo a força de arranque e o deslizamento entre o geossintético e o solo condicionado pela resistência da interface solo/geossintético

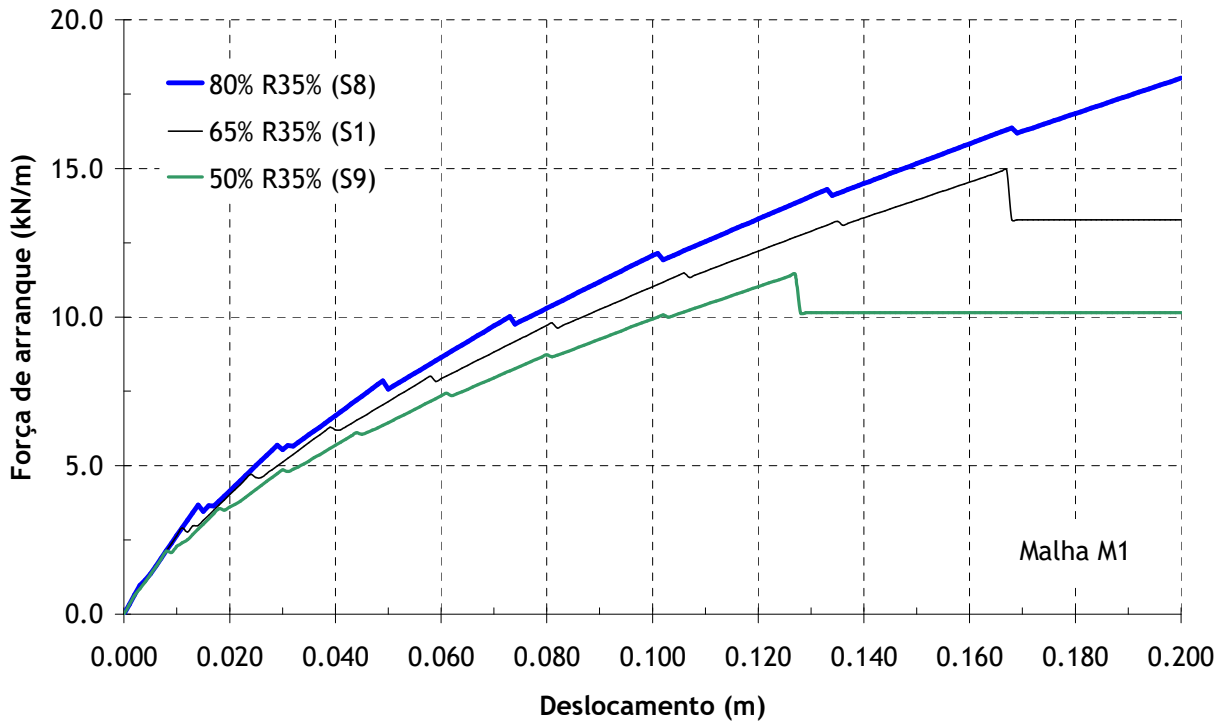


Figura 5.26: Influência da resistência da interface solo/geossintético

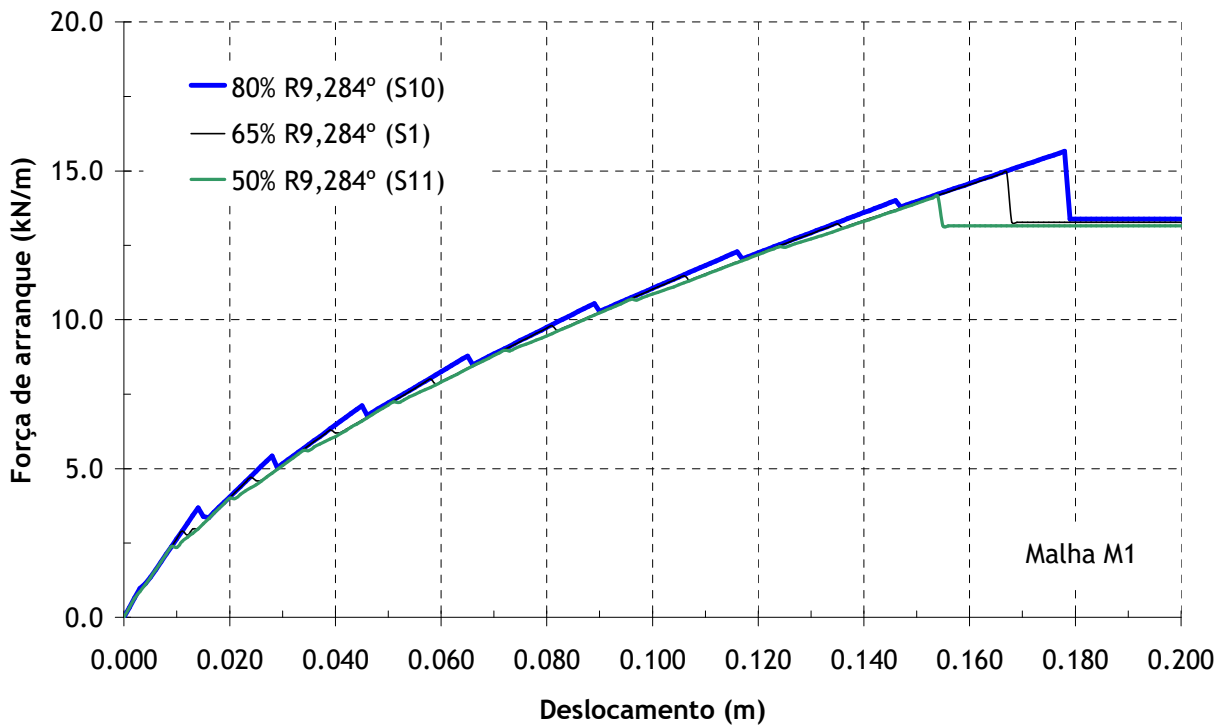


Figura 5.27: Influência da resistência da interface solo/geossintético com resistência residual constante

No conjunto das simulações S1, S8 e S9 é necessário ter em atenção que o valor da resistência residual é diferente nos três casos, porque o cálculo da mesma corresponde a uma percentagem da resistência da interface solo/geossintético, resistência esta que é diferente nas três simulações.

5.5.4.2 Resistência residual

A Figura 5.28 refere-se ao conjunto de simulações S1, S12 e S13.

Neste conjunto o valor de pico da resistência da interface solo/geossintético é igual, sendo diferente o valor da resistência residual. Como seria de prever, à medida que a resistência residual diminui a força de arranque diminui e o deslizamento entre o geossintético e o solo ocorre para menor valor do deslocamento.

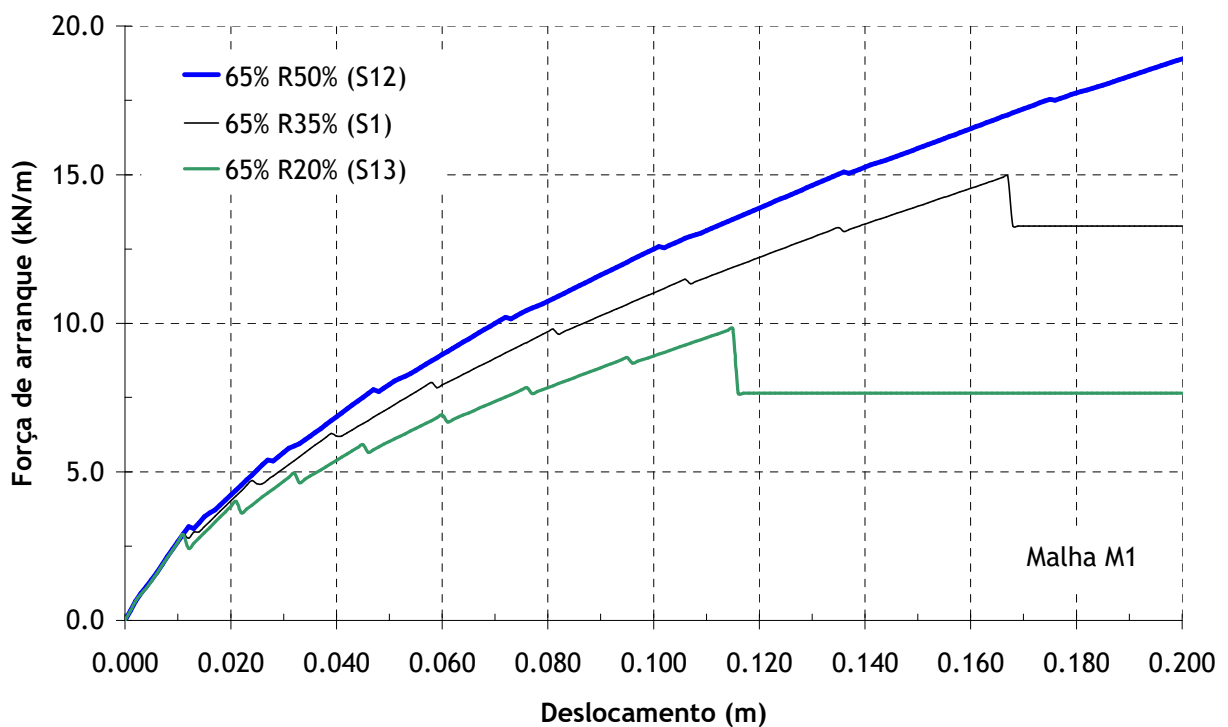


Figura 5.28: Influência da resistência residual

5.5.5 TENSÃO DE CONFINAMENTO

A Figura 5.29 ilustra a influência da tensão de confinamento. O valor de referência de 38kPa corresponde à tensão aplicada no ensaio de arranque descrito no ponto 5.4.2. As simulações S14 e S15 procuram averiguar o comportamento do geossintético para uma tensão de confinamento superior (50kPa) e para outra inferior (25kPa).

Com base nos valores obtidos conclui-se que o aumento da tensão de confinamento conduz a um aumento da força de arranque e do deslocamento necessário para ocorrer o deslizamento entre o geossintético e o solo.

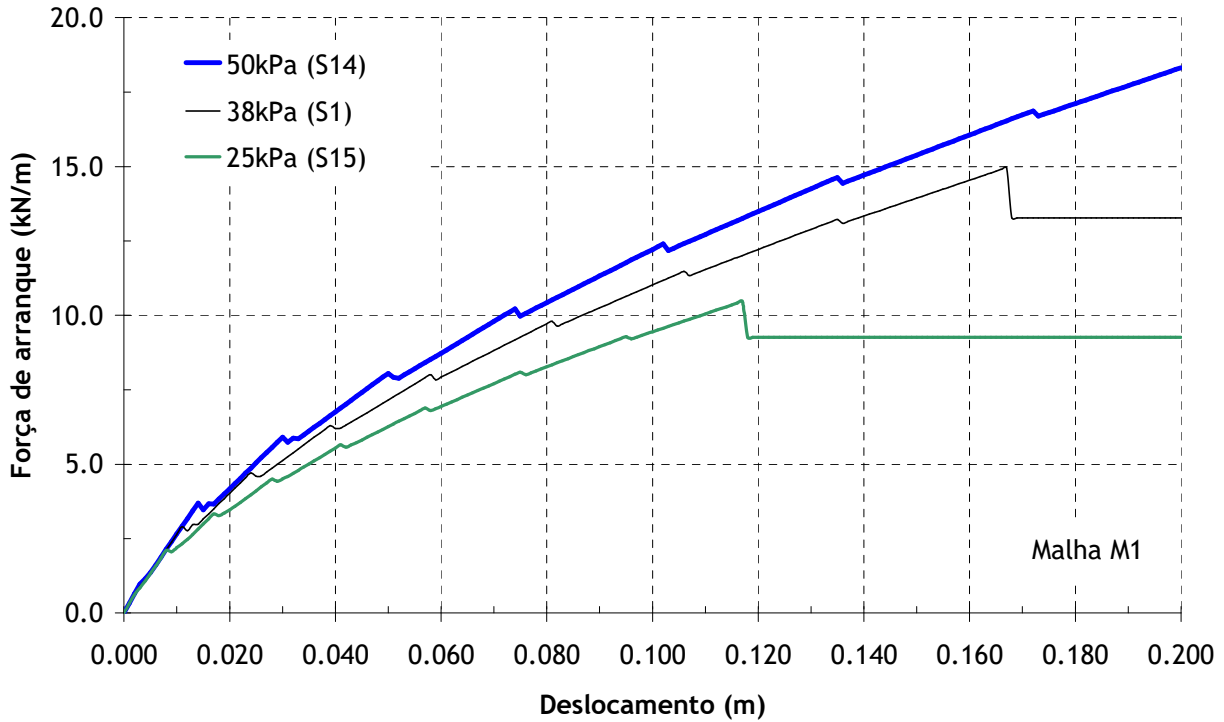


Figura 5.29: Influência da tensão de confinamento

5.5.6 INFLUÊNCIA DA MANGA E LOCALIZAÇÃO DA PEGA

A Figura 5.30 apresenta os resultados das simulações S1, S16 e S17.

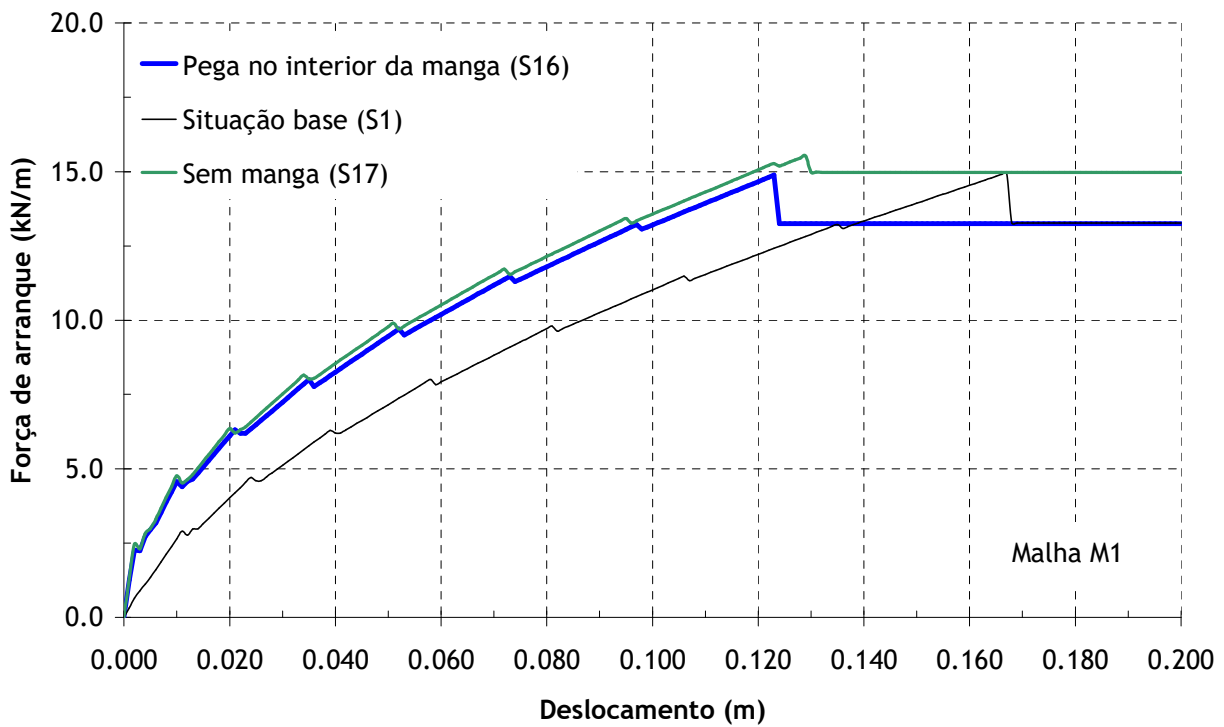


Figura 5.30: Influência da manga e da localização da pega

Em cada uma delas é utilizada uma malha ligeiramente diferente, de modo a investigar a influência, seja da existência ou não da manga, seja do local onde é realizada a pega do geossintético. Para complementar o estudo é apresentado o campo de tensões principais de compressão para as três simulações (S1, S16 e S17) nas Figuras 5.31, 5.32 e 5.33, respectivamente.

Da análise dos resultados obtidos pode-se concluir que:

- a força de arranque é bastante semelhante, sendo apenas diferente o deslocamento necessário para ocorrer o deslizamento entre o geossintético e o solo, que é menor na simulação S16 e S17.
- a ausência de manga (S17) dá origem a valores mais elevados das tensões de compressão na zona frontal da caixa de arranque (ver Figura 5.33).

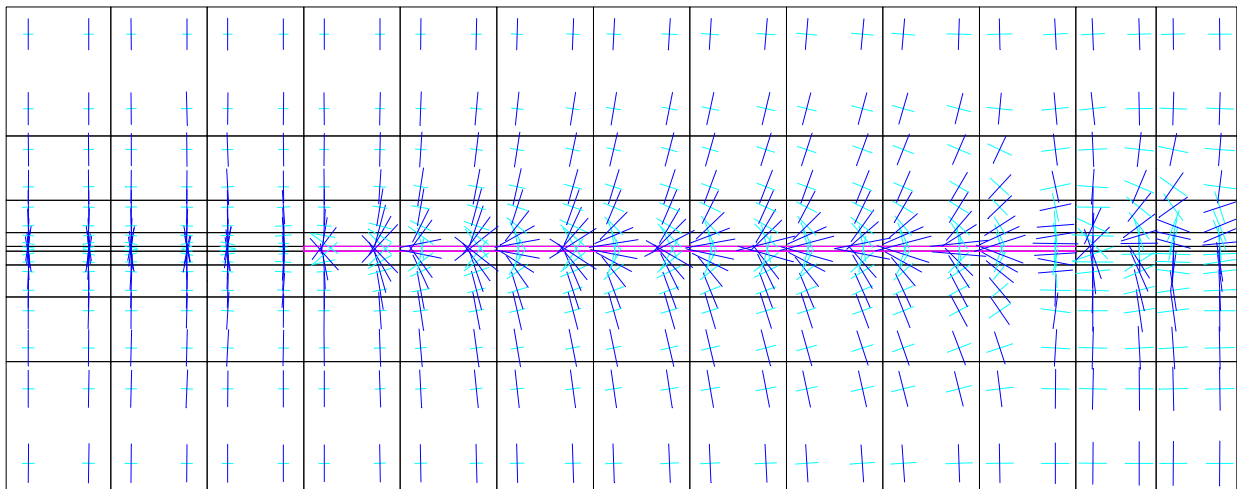


Figura 5.31: Campo de tensões de compressão na simulação S1 (incremento 201)

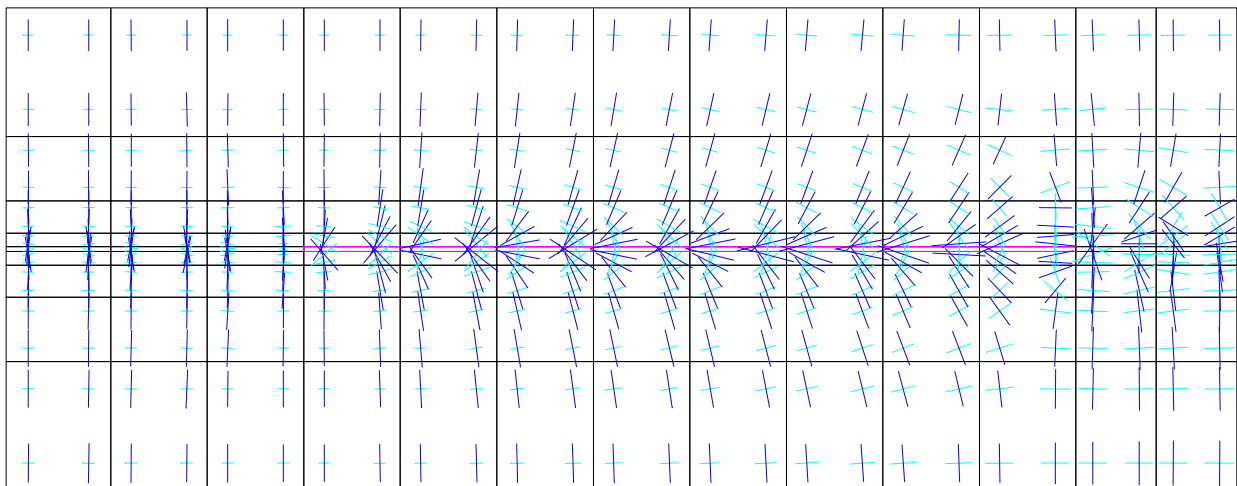


Figura 5.32: Campo de tensões de compressão na simulação S16 (incremento 201)

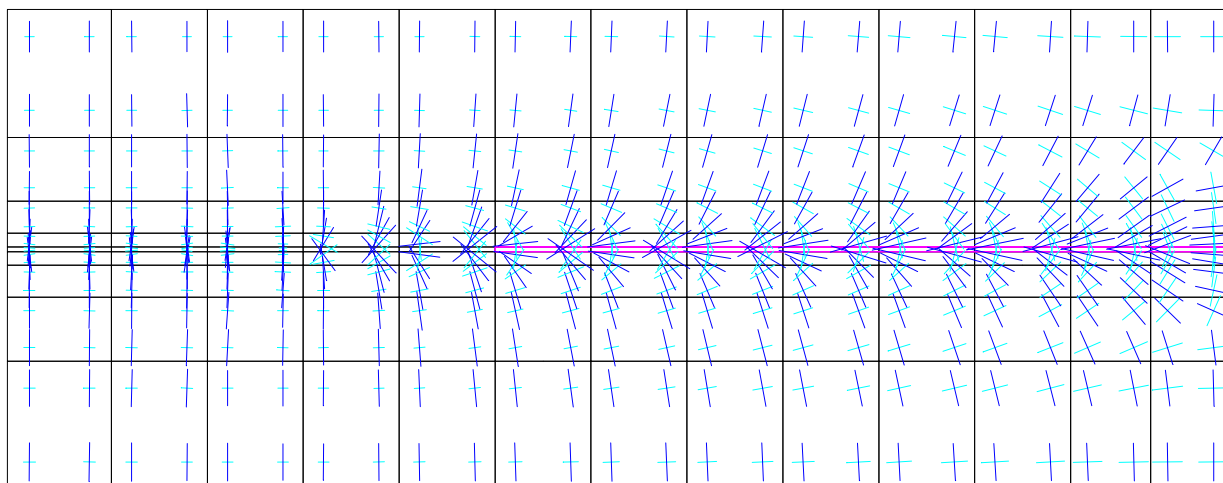


Figura 5.33: Campo de tensões de compressão na simulação S17 (incremento 201)

O Quadro 5.5 regista o valor máximo e o final da força de arranque para cada uma das simulações.

Quadro 5.5: Resumo dos valores da força de arranque máxima e aos 0,20m de deslocamento

Simulação	Força de arranque máxima (kN/m)	Força de arranque final (aos 0,20m) (kN/m)
S1	14,95 (aos 0,167m)	13,27
S2	9,71 (aos 0,107m)	8,63
S3	17,41 (aos 0,195m)	15,49
S4	13,06 (aos 0,151m)	11,95
S5	15,25 (aos 0,170m)	13,47
S6	16,12 (aos 0,039m)	13,70
S7	10,42	10,42
S8	18,04	18,04
S9	11,44 (aos 0,127m)	10,14
S10	15,66 (aos 0,178m)	13,38
S11	14,14 (aos 0,154m)	13,15
S12	18,90	18,90
S13	9,82 (aos 0,115m)	7,64
S14	18,32	18,32
S15	10,47 (aos 0,117m)	9,26
S16	14,88 (aos 0,123m)	13,25
S17	15,52 (aos 0,129m)	14,98

5.5.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este Capítulo descreve a estratégia seguida na investigação numérica do ensaio de arranque, começando por referir os principais condicionamentos decorrentes das características do equipamento e do procedimento experimental. Entre eles salientam-se a existência de interfaces entre os vários materiais em presença, as condições-fronteira em termos de forças aplicadas e deslocamentos impostos ou impedidos, bem como a presença da manga na parte frontal da caixa.

A opção pela modelação bidimensional é natural e justificável como via mais expedita para a aquisição de sensibilidade física e experiência numérica.

É igualmente compreensível que se tenha evitado a complexidade geométrica e mecânica inerente às geogrelhas, procurando afinar em primeira mão o modelo para geotêxteis e geocompósitos de reforço de espessura sensivelmente uniforme.

Tendo-se atingido este objectivo optou-se em seguida pela exploração das capacidades específicas da modelação numérica na realização de um conjunto estruturado de análises, pondo em jogo a variação de certos parâmetros, nalguns casos nem sempre fácil de conseguir em laboratório. Procurou-se com este exercício não apenas pôr à prova a ferramenta numérica desenvolvida, como também chamar a atenção para as potenciais mais valias criadas pela interacção entre a experimentação laboratorial e a numérica.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os geossintéticos providenciam hoje em dia soluções extremamente económicas, eficientes e fiáveis para uma vasta gama de problemas geotécnicos. O seu extraordinário sucesso é devido essencialmente a três factores:

- constante evolução dos processos de fabrico
- multiplicidade das funções que podem desempenhar
- enorme investimento na investigação e desenvolvimento, quer experimental, quer numérica, orientada para a normalização de procedimentos de ensaio e o estabelecimento de métodos de dimensionamento.

São bem conhecidas as capacidades do Método dos Elementos Finitos enquanto ferramenta numérica de análise dos mecanismos físicos subjacentes aos mais complexos fenómenos e processos, presentes em variadíssimas áreas científicas e industriais.

No presente trabalho procurou-se investigar numericamente o ensaio de arranque, que, em conjunto com o ensaio de corte directo e o ensaio de corte em plano inclinado, permite caracterizar o desempenho dos geossintéticos na sua função de reforço. Para o efeito constituiu-se um conjunto de programas específicos, tendo como referência a caixa de arranque desenvolvida na FEUP e o vasto acervo de resultados experimentais com ela obtidos no passado recente.

6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES EXTRAÍDAS DO TRABALHO

A experiência adquirida com o presente trabalho suscita dois tipos de comentários.

Antes de mais ficou claramente demonstrada a valiosa complementaridade entre o procedimento experimental e a respectiva modelação numérica. Após a inevitável fase inicial de afinação da ferramenta computacional, esta permite uma exploração sistemática da influência dos mais variados parâmetros em jogo, o que sendo dificilmente exequível em termos laboratoriais, contribui para um conhecimento mais transparente da física do processo que se desenvolve no interior dessa autêntica "caixa preta" que é a caixa de arranque.

Por outro lado e para que as mais valias sejam maximizadas, é imperioso proceder a uma identificação prévia mais completa das características mecânicas dos materiais envolvidos (geossintético, solo e caixa) e suas interfaces, de forma a disponibilizar toda a informação requerida pelas respectivas relações constitutivas presentes no modelo numérico, o que em princípio possibilitará uma previsão rigorosa do resultado do ensaio.

6.2 SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os principais investimentos a fazer na modelação numérica do ensaio de arranque contemplam os seguintes aspectos:

- investigação sobre o uso de "slidelines" em alternativa aos elementos de junta para a modelação da interface solo-geossintético, dada a significativa não linearidade geométrica, com progressiva e radical alteração das condições-fronteira do geossintético durante o processo de arranque
- desenvolvimento de um modelo numérico tridimensional para identificar os eventuais efeitos de arco e correspondentes redistribuições de tensão no plano normal à direcção de arranque.

No que se refere aos procedimentos de ensaio as principais sugestões passam por:

- melhoramento da técnica de pega e introdução de uma fase prévia no ensaio que permita um ajuste perfeito com anulação das folgas antes de se dar início ao processo de arranque
- colocação de células de pressão no plano do geossintético para registo da tensão vertical realmente mobilizada a esse nível e suas flutuações durante o ensaio
- utilização de sensores de deslocamento e deformação menos intrusivos e cuja fixação ao geossintético não cause danos susceptíveis de influenciar os resultados do ensaio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Azevedo, A. F. M. (2000); Programa DRAWMESH; FEUP; Porto.

B

Bergado, Dennes T.; Chai, Jin-Chun (1994); "Pullout force/displacement relationship of extensible grid reinforcements"; Geotextiles and Geomembranes, N°. 13, pp. 295-316.

Bolt, A. F.; Duszynska, A. (2000); "Pull-out testing of geogrid reinforcements"; Proc. of the Second European Geosynthetics Conference, pp.939-943.

Bolt, A. F.; Duszynska, A. (2002); "Soil-geogrid interaction in pullout test at 2D-deformation conditions"; Proc. of the 7th International Conference on Geosynthetics, vol. 4, pp.1309-1312

Borges, J. M. Leitão (1998); Sebenta de apoio à disciplina de "Mecânica dos Solos dos Estados Críticos" do curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; FEUP; Porto.

Bräu, G. (1998); "Experience with damage during installations in Germany - Field and laboratory testing"; Seminar in Installation Damage in Geosynthetics; November; ERA Technology; U.K.; pp. 2.1.1 - 2.1.15.

C

Chen, R. H.; Lee, Y. S. (1998); "A model for the ultimate pull-out resistance of geogrids"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.721-724.

Chen, W. F.; Baladi, G. Y. (1985); "Soil Plasticity - Theory and Implementation"; Elsevier. (ISBN 04 4442 4555)

D

E

F

Fluet, Joseph E., Jr. (1985); "Geotextiles Testing and the Design Engineer"; ASTM (ISBN 08 0210 9520)

G

Geosynthetics - State of the Art - Recent Developments (2002); Proc. of the 7th International Conference on Geosynthetics - 7 ICG-NICE 2002; 22-27 de Setembro; França; (ISBN 90 5809 5231)

Gonçalves, Miguel J. C. R. (1992); "Análise do Comportamento das Escavações Pregadas na Rotura"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.

Gourc, J. P.; Lalarakotoson, S.; Müller-Rochholtz, H.; Bronstein, Z. (1996); "Friction measurement by direct shearing and tilting process - Development of a European Standard"; Geosynthetics: Applications, Design and Construction, De Groot, Den Hoet e Termaat (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 1039-1046.

Greenwood, J. H. (1998); "The nature of mechanical damage"; Seminar Volume on Instalation Damage in Geosynthetics; Leatherhead; Surrey; U.K..

Gurung, N.; Iwao, Y. (1999a); "Comparative model study of geosynthetic pull-out response"; Geosynthetics International, Vol.6, N°. 1, pp. 53-68.

Gurung, N.; Iwao, Y. (1999b); "Pull-out test analysis for geo-reinforcement"; Geotextiles and Geomembranes, N°. 17, pp. 157-170.

H

Hird, C. C.; Russel, D.(1990); "A benchmark for soil-structure interface elements"; Computers and Geotechnics, Volume 10, Issue 2, pp. 139-147.

I

Ingold, T. S. (1994); "Geotextiles and Geomembranes Manual"; 1st. Edition; Elsevier Advanced Technology.

J

Jewell, R. A. (1990); "Reinforced bond capacity"; Geotechnique, Vol. 40, n.º3, pp. 513-518.

Jewell, R. A. (1996); "Soil Reinforcement with Geotextiles"; CIRIA (ISBN 07 2772 5025)

Jewell, R. A.; Milligan, G. W.; Sarsby, R. W. ;Dubois, D. (1984); "Interaction between soil and geogrids"; Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 18-30.

John, N. W. M. (1987); "Geotextiles"; Blackie

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. Analyt. Meth. Geomech., Vol. 12, pp. 141-155.

K

Karmokar, A. K. ; Kabeya, H. (1998); "An approach to analyse the pull-out resistance of woven geotextiles"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.725-728.

Koerner, R. M. (1990); "Designing with Geosynthetics"; Prentice-Hall, Englewood Cliffs; New Jersey; 2nd ed.

Koutsourais, M.; Sprague, C. J. ; Pucetas, R. C. (1991); "Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design"; Geotextiles and Geomembranes, 10, pp. 531-548.

Koutsourais, M.; Sandri, D. ; Swan, R. (1998); "Soil interaction characteristics of geotextiles and geogrids"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.739-744.

L

- Ladeira, Miguel Â. S. A. (1995)**; "Estudo dos Fenómenos da Interação Solo-geossintético Através de Ensaios de Arranque"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.
- Lopes, Carla Patrícia. F. C. (2001)**; "Estudo da Interação Solo-geossintético Através de Ensaios de Corte em Plano Inclinado"; Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; FEUP; Porto.
- Lopes, Maria de Lurdes (1992)**; "Muros Reforçados com Geossintéticos"; Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil; FEUP; Porto.
- Lopes, Maria de Lurdes (1998)**; "Aplicação de geossintéticos em engenharia"; Curso sobre Projecto de Estruturas de Betão; FEUP; Porto.
- Lopes, Maria de Lurdes (2000a)**; Sebenta de apoio à disciplina de "Geossintéticos, Aplicações e Dimensionamento" do curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; FEUP; Porto.
- Lopes, Maria de Lurdes (2000b)**; Sebenta de apoio à disciplina de "Geotecnia Ambiental II" do curso de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; FEUP; Porto.
- Lopes, Maria de Lurdes (2002)**; "Soil-geosynthetic interaction", Geosynthetics and Their Applications, Chapter 2; Thomas Telford ed.; London; pp. 55-79 (ISBN 07 2773 1173)
- Lopes, M. L. ; Lopes, C. P. F. C. (2001)**; "O ensaio de corte em plano inclinado para estudos de fenómenos de interação solo-geossintético"; Geotecnia n.º 92, p. 69-86.
- Lopes, M. L.; Lopes, P. Costa; Pinho Lopes, M. ; Lopes, M. G. (2002)**; "Evaluation of soil-geosynthetic interface resistance using inclined plane shear tests and pullout tests"; Proc. of the 7th International Conference on Geosynthetics, vol. 4, pp.1317-1320.
- Lopes, M. L. ; Ladeira, M. (1996a)**; "Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrids interaction"; Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, nº10, pp.543-554.
- Lopes, M. L. ; Ladeira, M. (1996b)**; "Role of the specimen geometry, soil height and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids"; Geosynthetics International Journal, Vol. 3, nº6, pp.701-719.
- Lopes, M. L. ; Moutinho, C. (1997)**; "Resistência das interfaces solo-geogrelha: papel da densidade e da granulometria do solo". Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, 1019-1027; Lisboa.

M

- Mallick, S. B. ; Elton, D. J. (1998)**; "A new approach in modelling of soil-geotextile interface behaviour in pullout tests"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.729-732.
- Marques, J. C. ; Owen, D. R. J. (1984)**; "Stress computation in elastoplasticity "; Int. J. Engineering Computations, 1, pp.42-51.
- Marques, J. C. (1985)**; "Desenvolvimento de um Sistema de Elementos Finitos para a Solução de Problemas Dinâmicos Não Lineares e a sua Aplicação à Análise Sísmica de Barragens";FEUP; Porto.
- Marques, J. C. (2002a)**; Programa PLAST2D; FEUP; Porto.
- Marques, J. C. (2002b)**; Programa GEN2D; FEUP; Porto.

- Marques, J. C. (2002c); Programa GPTONOD; FEUP; Porto.
- Marques, J. C. (2002d); Programa RENUM; FEUP; Porto.
- Marques, J. C. (2002e); Programa SUPERCUT; FEUP; Porto.
- Marques, J. C. (2002z); Programa JUNTA2D; FEUP; Porto.
- Matos Fernandes, Manuel (1994a); "Mecânica dos Solos - Volume I"; FEUP; Porto.
- Matos Fernandes, Manuel (1994b); "Mecânica dos Solos - Volume II"; FEUP; Porto.
- McGrown, A; Andrawes, K. Z.; Praghan, S. ; Khan, A. J. (1998); "Limit State design of geosynthetic reinforced soil structures"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp. 143-179.
- Monteiro, A. J. R. V. (1998); "Comportamento dos Geossintéticos Face a Agentes Presentes em Aterros - Uma Contribuição"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.
- Moraci, N.; Gioffre, D.; Romano, G.; Montanelli, F. ; Rimoldi, P. (2002); "Pullout behaviour of geogrid embedded in granular soils"; Proc. of the 7th International Conference on Geosynthetics, vol. 4, pp.1345-1348.

N

- Nejad, F. Moghadas (2002); "A study on pullout behaviour of geogrid"; Proc. of the 7th International Conference on Geosynthetics, vol. 4, pp.1339-1343.

O

- Oliveira, Sérgio; Castro, A. Tavares; Gomes, J. Pereira; "Mecânica dos Materiais III"; Curso de Licenciatura em Engenharia Civil; ISEL; Lisboa.
- Ospina, R. I. (1988); "Investigation on the Fundamental Interaction Mechanism of Nonextensible Reinforcement Embedded in Sand"; MS thesis, Georgia Institute of Technology.

P

- Palmeira, E. M. ; 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.º3, pp. 511-524.
- Paulson, J. N. (1987); "Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications"; Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 6, N.º. 3, pp. 211-223.
- Pereira , D. A. B. (2002a); Programa UTIL_PLAST2D; UAAlg.; Faro.
- Pereira, A. R. (2003); "Modelagem Numérica Não Linear Física Via MEF de Estruturas de Solos Reforçados"; Dissertação de Mestrado; Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil; Ouro Preto; Brasil.
- Perkins, S.W. ; Cuelho, E. V., (1999); "Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pull-out tests"; Geosynthetics International, Vol. 6, N.º. 5, pp. 321-346.
- Perkins, S.W. (2000); "Constitutive modelling of geosynthetics"; Geotextiles and Geomembranes, N.º. 18, pp. 273-292.
- Pinho Lopes, Margarida João F. (1998); "Estudo da Influência da Granulometria do Solo e da Estrutura do Reforço nos Mecanismos de Interação Solo-geossintético"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.

Potts, David M.; Zdravković, Lidija (1999); "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory"; Thomas Telford (ISBN 07 2772 7532).

Póvoas, Rui H. C. F. (1985); "Modelo de Elementos Finitos para Análise de Estruturas Planas de Betão Armado"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.

Q

R

S

Santvoort, Gerard P.T.M. Van (1994); "Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering"; A.A.Balkema (ISBN 90 5410 1725).

Sayão, Alberto S. F. J.; Sieira, Ana Cristina C. F.; Sopeña Mañas, Luís (2002); "Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha"; Actas do 8.º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, L.N.E.C., Lisboa, pp. 1569-1578.

Schellekens, J. C. J. (1990); "Interface elements in finite element analysis"; TU-Delft report nr. 25-2-90-5-17.

Silva, Paulo A. S. C. M. (1999); "Modelação e Análise de Estruturas de Betão Reforçadas com FRP"; Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP; Porto.

T

Tensar® Technical Note BR96 (1996); "TTN:BR96 - Design guideline for flexible pavements with tensar geogrid reinforcement base layers"; Abril.

U

V

Villa, A., Rodriguez-Ferran, A. ; Huerta, A. (1995); "Nonlinear Finite Element Techniques Using an Object-Oriented Code"; CIMNE; Barcelona (ISBN 84 8786 7642).

W

Wilson-Fahmy, Ragui F. ; Koerner, Robert M.(1993); "Finite element modelling of soil-geogrids interaction with application to the behavior of geogrids in a pullout loading condition"; Geotextiles and Geomembranes, N.º. 12, pp. 479-501.

X

Y

Yogarajah, I. ; Yeo, K. C. (1994);"Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements"; Geotextiles and Geomembranes, N.º. 13, pp. 43-54.

Z

- Zanten, R. Veldhuijzen Van (1986); "Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering"; A. A. Balkema (ISBN 90 6191 624 0).
- Zettler, T.; Kasturi, G.; Bhatia, S. K.; Abdel-Rehman, A. H. ; Bakeer, R. (1998); "Influence of grid configuration on interface shear strength soil/geogrids systems"; Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.733-738.
- Zornberg, Jorge G. et al. (1999); "Geosynthetics", The Handbook of Groundwater Engineering; Editor-in-Chief Jacques W. Delleur; CRC Press LLC.

INTERNET

- [1] A. J. Whittle, A. J. ; Ling, H. I. (2002); "Geosynthetics in construction".
<http://www.elsevier.com/mrwclus/15/213/14/index.htm>
- [12] International conference on geosynthetics - Nice, 2002
<http://www.7icg-nice2002.com/>
- [13] International Geosynthetics Society (IGS)
<http://www.geosyntheticssociety.org/>
- [14] MIRAFI®
<http://www.tcmirafi.com/>
- [15] TENAX®
<http://www.tenax.net/>
- [16] TENSAR®
<http://www.tensarcorp.com/>
- [17] The encyclopedia of materials
<http://www.elsevier.com/emsat/show/index.htm>
- [18] DXFortran - Vectorial graphical library in DXF (Drawing Interchange Format) format for FORTRAN90 programmers.
<http://www.ualg.pt/est/adec/csc/dxfortran/index.html>

