FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. COMPORTAMENTO SÍSMICO E METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO

Castorina Fernanda da Silva Vieira

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

Abril de 2008

Ao meu filho Luís

"In research the horizon recedes as we advance and is no nearer at sixty than it was at twenty. As the power of endurance weakens with age, the urgency of the pursuit grows more intense ... and research is always incomplete."

Mark Pattinson
(1813-1884)

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS ---------- ix

RESUMO ---------- xi

ABSTRACT ---------- xiii

RÉSUMÉ ---------- xv

ÍNDICE DO TEXTO ---------- xvii

ÍNDICE DE FIGURAS ---------- xxvii

ÍNDICE DE QUADROS ---------- xlix

SIMBOLOGIA ---------- liii

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO ---------- 1

CAPÍTULO 2 - COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTADO DE ARTE ---------- 9

CAPÍTULO 3 - MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS ---------- 55

CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS COM BASE EM MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE ---------- 151

CAPÍTULO 5 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTUDO PARAMÉTRICO ---------- 209

CAPÍTULO 6 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS -- 265

CAPÍTULO 7 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS ---------- 315

CAPÍTULO 8 - ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS LOCALIZADO NO IP3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA ---------- 369

CAPÍTULO 9 - ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO. DESENVOLVIMENTO DE UM PROTÓTIPO LABORATORIAL ------ 415

CAPÍTULO 10 - COMPORTAMENTO TENSÃO-EXTENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ENVOLVIDOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL ---------- 453

CAPÍTULO 11 - ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS ---------- 497

CAPÍTULO 12 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ---------- 557

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ---------- 563

ANEXO I ---------- 575

AGRADECIMENTOS

Deseja a autora expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a elaboração deste trabalho.

- À Prof. Maria de Lurdes Lopes, orientadora científica deste trabalho, manifesto o meu agradecimento pela sua disponibilidade permanente, pelo seu apoio logístico incondicional e pela orientação. Atribuo-lhe a responsabilidade por me ter conduzido para o domínio das estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

- À Prof. Laura Caldeira, co-orientadora científica deste trabalho, agradeço reconhecidamente o empenho, a ajuda preciosa, as brilhantes sugestões, a disponibilidade que sempre manifestou, a sua amizade e a forma como me acolheu no *LNEC*.

- À Fundação para a Ciência e Tecnologia, através do projecto *POCTI/ECM/42806/2001*, que permitiu a realização do protótipo laboratorial do equipamento de corte directo.

- Aos técnicos de experimentação do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em especial à D. Amélia, ao Sr. Cardoso, ao Sr. Gaspar e ao Sr. Jorge pela realização dos ensaios e pela forma como me acolheram no *LNEC*.

- Ao Eng.º Rui Silvano pela ajuda preciosa nos testes e calibrações do equipamento de corte directo, por ter sido meu companheiro no caminho "tortuoso" do desenvolvimento deste equipamento e pela sua amizade.

- Ao Prof. Francisco Freitas, ao Eng.º Carlos Pinto e ao Eng.º Miguel Silva do Departamento de Engenharia Mecânica da *FEUP*, que projectaram e realizaram o equipamento de corte directo e que sempre estiveram disponíveis para discutir e tentar solucionar os problemas que foram surgindo.

- A todos os colegas da Secção de Materiais de Construção da *FEUP* pelo seu incentivo e apoio.

- Ao Eng.º Carlos Sousa e ao Eng.º Pedro Costa por terem assegurado, durante um semestre, o serviço docente que me foi atribuído.

- À D. Maria Teresa pela sua disponibilidade, pela ajuda no processamento de texto e pela forma como, juntamente com a D. Júlia, me acolheram na Secção de Materiais de Construção.

- Ao Eng.º Simão Moreira pela ajuda na realização dos ensaios de tracção e pela sua permanente disponibilidade e ao Eng.º Sérgio Leite pela ajuda na realização de parte dos ensaios de corte directo.

- À Polyfelt, na pessoa do Eng.º Carlos Sánchez Diaz, pela cedência dos geossintéticos utilizados no estudo experimental.

- Ao Eng.º Agostinho Mendonça por ter fornecido os dados referentes à instrumentação do aterro reforçado do IP3 (Lamego).

- Ao Sr. Manuel Carvalho pela realização de alguns desenhos desta tese.

- Ao Dr. Richard Bathurst, do Royal Millitary College do Canadá, pela cedência de bibliografia e pela sua amabilidade. *You told me that the acknowledge could be in Portuguese*.

- Ao Dr. Kianoosh Hatami, actualmente na Universidade de Oklahoma, pela ajuda e disponibilidade no esclarecimento de dúvidas referentes às suas modelações numéricas de muros reforçados com geossintéticos. *Thank you very much for your kindness*.

- Aos meus pais que sempre acreditaram em mim e que me incutiram o espírito de trabalho e dedicação que tento conservar.

- Ao meu marido, Miguel, por todo o apoio a nível familiar e pelo constante incentivo nos momentos mais difíceis. Obrigada por teres sido tantas vezes Pai e Mãe do Luís! Devo-lhe, ainda, o meu agradecimento pelo apoio técnico, no desenvolvimento e adaptação de alguns equipamentos, e pelas frutíferas discussões sobre problemas mecânicos que foram surgindo na parte experimental deste trabalho.

- Por fim, ao meu filho Luís, com quem tenho uma dívida incomensurável, mais que um agradecimento, devo um pedido de desculpas pela falta de paciência e de disponibilidade e por ter sido uma mãe algumas vezes ausente. Espero um dia conseguir compensar-te!

RESUMO

A presente dissertação visa contribuir para um melhor conhecimento dos factores com maior influência no desempenho dos muros e dos taludes de solo reforçado com geossintéticos e, assim, desenvolver metodologias de dimensionamento mais adequadas.

Para realçar o bom desempenho destas estruturas face a solicitações sísmicas, apresenta-se um estado de arte, envolvendo relatos do comportamento de muros e de taludes de solo reforçado com geossintéticos durante a ocorrência de sismos intensos que ocorreram nas últimas décadas. Nesta revisão bibliográfica incluem-se, ainda, ensaios físicos e simulações numéricas, realizados por diferentes autores com o propósito de clarificar os principais factores que condicionam o comportamento deste tipo de estruturas quando solicitadas sismicamente.

Tendo em consideração, por um lado, que, actualmente, a nível da União Europeia não existe regulamentação que contemple o dimensionamento de muros e de taludes de solo reforçado com geossintéticos e, por outro lado, que prevalece alguma disparidade entre os métodos de dimensionamento propostos por diferentes autores ou entidades, considerou-se oportuno compilar essa informação e apresentar um resumo alargado desses métodos de dimensionamento.

O dimensionamento de muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos contempla a definição do esforço resistente mínimo do reforço, para um dado espaçamento vertical entre reforços, e do comprimento mínimo que estes devem apresentar. Uma das possibilidades inclui a quantificação do coeficiente de impulso de terras e a avaliação da distribuição das pressões ao longo da altura da estrutura. Apresenta-se um programa de cálculo desenvolvido, no âmbito deste trabalho, que, baseado em considerações de equilíbrio limite, permite quantificar o coeficiente de impulso e o comprimento mínimo exigido aos reforços, possibilitando a consideração da acção sísmica através dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical. São apresentados resultados obtidos com este programa de cálculo e são comparados com valores publicados na bibliografia. Avalia-se igualmente o efeito da consideração da acção sísmica. Incluiu-se uma proposta para um método de pré-dimensionamento, que contempla condições de carregamento estático e sísmico.

A modelação numérica das estruturas de solo reforçado apresenta muitas vantagens sobre os métodos analíticos de dimensionamento, porque permite simular a interacção entre o solo e o reforço, sob diferentes condições fronteira, diferentes configurações e características dos reforços e diferentes métodos construtivos. Com recurso a um programa bidimensional de diferenças finitas, avaliam-se os factores ou as características dos diferentes elementos que compõem os muros e os taludes de solo reforçado com geossintéticos com maior influência sobre o seu comportamento no final da construção.

Analisa-se, numericamente, o comportamento de um talude de solo reforçado, considerando, para o efeito, que este se localiza na zona de maior sismicidade de Portugal e avaliando a sua resposta, em termos médios, sob a acção de um sismo próximo e de um sismo longínquo. Foi também analisado, de forma mais breve, o comportamento sísmico de um muro de solo reforçado com geossintéticos, que apresenta uma componente estrutural adicional - o painel de face, e tentou-se identificar os potenciais factores com influência mais significativa no seu comportamento.

A monitorização de uma obra durante e após a sua construção é uma excelente oportunidade para a recolha de informação que, por um lado, contribui para uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas e, por outro lado, permite validar os modelos numéricos. Recorrendo

a informação coligida previamente por outros investigadores, apresenta-se o tratamento dos dados da observação de um aterro de solo reforçado com geogrelhas, construído nas proximidades de Lamego, simula-se numericamente a sua construção, comparam-se os resultados numéricos com os resultantes da monitorização da obra e analisa-se o comportamento da estrutura face a uma eventual solicitação sísmica.

Quando se prevê a ocorrência de movimento da massa de solo relativamente ao geossintético, o ensaio de corte directo é o mais adequado para caracterizar a interface entre os dois materiais. No âmbito deste trabalho foi projectado e desenvolvido um protótipo laboratorial de um equipamento de corte directo, de grandes dimensões, com capacidade para a realização de ensaios de corte directo monotónico e cíclico. Apresenta-se esse protótipo laboratorial e descrevem-se algumas dificuldades associadas ao seu desenvolvimento.

Com o propósito de, num futuro próximo, desenvolver um modelo constitutivo para aperfeiçoar a modelação numérica do comportamento do solo reforçado com geossintéticos, particularmente sob carregamentos cíclicos, foi incluído no presente trabalho um estudo experimental.

Para caracterizar o comportamento tensão-extensão dos geossintéticos envolvidos no estudo experimental, foram efectuados ensaios de tracção monotónicos e cíclicos. Avalia-se o efeito da velocidade de deformação, do carregamento cíclico e do nível de deformação que este impõe, do número de ciclos e da sua amplitude.

No estudo experimental envolvendo o comportamento do solo reforçado com geossintéticos, começa-se por validar os resultados obtidos com o protótipo laboratorial, utilizando para o efeito, resultados de ensaios realizados com o equipamento de corte directo utilizado tradicionalmente na caracterização da resistência ao corte dos solos. Neste estudo experimental foi caracterizada a resistência ao corte das areias sob carregamento monotónico e sob carregamentos cíclicos, através de ensaios de corte simples. Foram efectuados ensaios sobre as areias (sem reforço) e sobre estas areias reforçadas com um nível de geossintético. Com o objectivo de caracterizar o comportamento de interfaces areia-geossintético quando solicitadas ciclicamente, o estudo experimental contempla, ainda, ensaios de corte directo cíclico.

ABSTRACT

This thesis aims to contribute to a better knowledge of the main factors with influence on the behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes and, therefore, to develop accurate design methods.

To emphasize the good performance of these structures under seismic actions, concerning the behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes in the last decades extreme earthquakes, a state of the art is presented. To clarify the major factors on the seismic behaviour of this kind of structures, physical tests and numerical simulations, performed by other authors, are also included.

Considering that, on the one hand, in the European Union does not exist, at the present time, regulation concerning design methods of geosynthetic reinforced soil structures and, on the other hand, design methods proposed by different authors or entities are quite diverse, a compilation of this information seems suitable and an extended summary is presented.

The major objective of the design of geosynthetic reinforced soil retaining walls and slopes includes the definition of a minimum value of the design strength, for a given vertical spacing, and the minimum length of the geosynthetic layers. One way is based on the determination of earth pressure coefficient and earth pressure distribution. Developed within the scope of the present work and based on limit equilibrium calculations, a computer program able to define earth pressure coefficients and minimum reinforcement lengths is presented, including seismic loading through horizontal and vertical seismic coefficients consideration. Some results obtained with this algorithm are compared with values published in the literature. The effect of seismic loading, in what concerns reinforcement strength and minimum length, is evaluated. A proposal to preliminary design of geosynthetic reinforced structures, considering static and seismic loading conditions, is also included.

Numerical modelling of geosynthetic reinforced structures has several advantages over analytical design methods. It is possible to model soil-reinforcement interaction, under different boundary conditions, different configurations, distinct reinforcement properties and construction methods. Using a two-dimensional explicit finite difference program, the influence of distinct factors or component properties on the static performance of walls and slopes are evaluated.

The seismic response of a hypothetical geosynthetic reinforced soil slope, constructed in the major seismic area of Portugal, is numerically analysed. The average response is evaluated considering a near field and a far field earthquake. The seismic behaviour of a geosynthetic reinforced soil wall, with an additional structural component – the facing panel, is briefly analysed.

Monitoring a structure during and after construction is an excellent opportunity to collect information. This information, on the one hand, contributes to a better understanding of its behaviour and, on the other hand, allows the validation of numerical models. The analysis of monitoring information, previously compiled by other researchers, of a geogrid reinforced slope, constructed in the North of Portugal, is presented and numerical simulation of the construction is performed. Numerical results are compared with those obtained by monitoring. The seismic behaviour of this structure is also analysed.

When sliding of the soil on the plane of reinforcement is expected, direct shear test is the most suitable test to characterise the interaction between soil and geosynthetic. A laboratorial

prototype of direct shear equipment was designed and developed. The apparatus has a large shear box and is able to perform monotonic and cyclic direct shear tests. Some difficulties, associate to the construction of the equipment, are described.

Having in mind the development, as soon as possible, of a constitutive model to improve numerical modelling of geosynthetic reinforced soil behaviour, particularly under seismic action, an experimental study was included in this work.

Load-strain behaviour of the geosynthetics used in the experimental study was characterised with monotonic and cyclic load-extension tests. The effect of strain rate and cyclic loading is analysed.

The experimental study, concerning geosynthetic reinforced soil behaviour, begins with the validation of prototype direct shear test results, using for this purpose, results obtained on a standard direct shear apparatus. Sand shear strength under monotonic and cyclic loading was characterised with simple shear tests. Unreinforced sand and one layer reinforced sand were tested. The behaviour of geosynthetic-sand interfaces under cyclic loading was studied with cyclic direct shear tests.

RÉSUMÉ

Cette dissertation vise à contribuer pour la meilleure connaissance des facteurs ayant plus d'influence dans la performance des murs et des talus de sol renforcé avec des géosynthétiques et, ainsi, à développer des méthodologies de calcul plus appropriées.

De façon à mettre en évidence la bonne performance de ces structures par rapport à des épisodes de tremblement de terre, on présente un état d'art de certains comportements de murs et de talus de sol renforcé avec des géosynthétiques pendant l'occurrence de séismes intenses durant les dernières décennies. Dans cette révision bibliographique, des essais physiques et des simulations numériques, réalisés par différents auteurs, sont aussi mentionnés pour clarifier les principaux facteurs conditionnant le comportement de ce type de structures pendant des tremblements de terre.

Considérant que, d'une part, il n'existe pas encore, au niveau de l'Union Européenne, une réglementation regardant le calcul des murs et des talus de sol renforcé avec des géosynthétiques et, d'une autre, qu'il existe une certaine disparité entre les méthodes de calcul proposées par différents auteurs ou entités, il a été considéré opportun de compiler ces informations et de présenter un résumé plus développé de ces méthodes de calcul.

Le dimensionnement des murs et des talus de sol renforcé utilisant des géosynthétiques contemple la définition de l'effort résistant minime du renforcement, pour un espacement vertical entre renforcements précédemment, déterminé, et de la longueur minime que ceux-ci doivent présenter. Une des possibilités inclut la détermination du coefficient de pression des terres et l'évaluation de la distribution des pressions tout au long de la hauteur de la structure. On présente un programme de calcul, développé dans l'ampleur de ce travail, qui est basé en considérations d'équilibre limite, qui permet quantifier le coefficient d'impulsion et la longueur minime exigé pour les renforcements, ce qui offre la possibilité de considéré l'action sismique a travers des coefficients sismiques horizontal et vertical. Les résultats obtenus avec ce programme de calcul sont présentés et sont comparés avec des valeurs publiées dans la bibliographie. On évalue l'effet de la considération de l'action sismique par rapport à la résistance exigée aux renforcements et à leur longueur minimum. On inclut une proposition pour une méthode de pré-dimensionnement contemplant les conditions de chargement statique et sismique.

La modélisation numérique des structures de sol renforcé présente beaucoup d'avantages para rapport aus méthodes analytiques de calcul, permettant simuler l'interaction entre le sol et le renfort, les différentes conditions frontière, les différentes configurations et caractéristiques du renforcement et différentes méthodes constructives. En utilisant un programme bidimensionnel de différences finies, on évalue les facteurs ou les caractéristiques des différents éléments qui composent les murs et les talus de sol renforcé avec des géosynthétiques ayant le plus d'influence sur le comportement à la fin de la construction.

Le comportement d'un talus de sol renforcé est analysé numériquement, considérant qu'il se localise dans la zone de plus forte sismicité du Portugal et évaluant sa réponse, en termes moyens, sous l'action d'un tremblement proche et d'un tremblement éloigné. On a aussi analysé, de façon plus synthétique, le comportement sismique d'un mur de sol renforcé avec des géosynthétiques qui présente un composant structurel complémentaire – le parement, et on a essayé d'identifier les potentiels facteurs ayant une influence plus significative dans son comportement.

Le contrôle d'une œuvre pendant et après sa construction est une excellente opportunité pour recueillir de l'information, qui, d'une part, permettra une meilleure compréhension du fonctionnement des structures et, d'une autre, permettra valider les modèles numériques. Prenant l'information colligée préalablement par d'autres investigateurs, on présente le traitement des données de l'observation d'un remblai de sol renforcé avec des géogrilles, construit à la proximité de Lamego, et on simule numériquement sa construction, comparant les résultats numériques avec les résultants du contrôle de l'œuvre et analysant le comportement de la structure en présence d'une éventuelle sollicitation sismique.

Quand on prévoit le mouvement de la masse de sol par rapport au géosynthétique, l'essai de cisaillement direct est le plus adéquat pour caractériser l'interface entre les deux matériaux. Dans le contexte de ce travail, un prototype d'équipement pour essai de cisaillement direct, de grandes dimensions, avec capacité pour la réalisation d'essais de cisaillement direct monotoniques et cycliques, a été projeté et conçu au laboratoire. Ce prototype est présenté et certaines difficultés associées à son développement sont également décrites.

Dans le but de, prochainement, développer un model constitutif pour améliorer la modélisation numérique du comportement du sol renforcé avec des géosynthétiques, particulièrement sous chargements cycliques, une étude expérimentale est inclue dans ce travail.

Pour caractériser le comportement tension-extension des géosynthétiques utilisés dans l'étude expérimentale, des essais de traction monotoniques et cycliques ont été réalisé. L'effet de la vitesse de déformation, du chargement cyclique et du niveau de déformation imposé, du nombre de cycles et de son amplitude ont été évalué.

Durant l'étude expérimentale sur le comportement du sol renforcé avec des géosynthétiques, on commence par valider les résultats obtenus avec le prototype de laboratoire, en utilisant les résultats des essais réalisés avec l'équipement de cisaillement direct, utilisé traditionnellement dans la caractérisation de la résistance de cisaillement des sols. Dans cette étude, la résistance au cisaillement des sables sous chargement monotonique et sous chargements cycliques a été caractérisée avec des essais de cisaillement simple. Des essais sur les sables (sans renforcement) et sur les sables renforcés avec un niveau de géosynthétiques ont été réalisés. Avec l'objectif de caractériser le comportement des interfaces sable-géosynthétique quand elles sont sollicitées cycliquement, l'étude expérimentale contemple, aussi, des essais de cisaillement direct cyclique.

ÍNDICE DO TEXTO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais ---- 1
1.2 Enquadramento ---- 2
1.3 Conteúdo da dissertação ---- 4

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTADO DE ARTE

2.1 Generalidades ---- 9
2.2 Comportamento sísmico observado em estruturas de solo reforçado ---- 9
2.2.1 Nota introdutória ---- 9
2.2.2 Sismos de Loma Prieta (1989) e de Nonthridge (1994) ---- 10
2.2.3 Sismo de Great Hanshin – Kobe, Japão (1995) ---- 12
2.2.4 Sismo de Chi-Chi, Taiwan (1999) ---- 14
2.2.5 Sismo de Kocaeli (Izmit), Turquia (1999) ---- 15
2.2.6 Sismo de El Salvador (2001) ---- 16
2.3 Ensaios dinâmicos sobre estruturas de solo reforçado ---- 18
2.3.1 Considerações gerais ---- 18
2.3.2 Ensaio em mesas sísmicas ---- 18
2.3.3 Ensaios sísmicos em centrifugadora ---- 37
2.3.4 Ensaios à escala real ---- 45
2.3.5 Principais conclusões dos estudos experimentais ---- 47
2.4 Análises numéricas envolvendo o comportamento sísmico ---- 48
2.5 Considerações Finais ---- 53

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

3.1 Considerações iniciais ---- 55
3.2 Distinção entre muros e taludes de solo reforçado ---- 56
3.3 Métodos de dimensionamento de muros de solo reforçado ---- 58
3.3.1 Generalidades ---- 58
3.3.2 Dimensionamento para acções estáticas ---- 60
3.3.2.1 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001) e pela AASHTO (1994) ---- 60
3.3.2.2 Método de dimensionamento proposto pela NCMA (1997) ---- 66

3.3.2.3 Método de dimensionamento proposto pela BS 8006 (1995) ---- 71
3.3.2.4 Método de dimensionamento proposto por Jewell (1996) ---- 78
3.3.2.5 Método "K-Rigidez" proposto por Allen *et al.* (2003) ---- 81
3.3.2.6 Outros métodos propostos ---- 84
3.3.3 Dimensionamento considerando o efeito de acções sísmicas ---- 86
3.3.3.1 Generalidades ---- 86
3.3.3.2 Métodos pseudo-estáticos ---- 86
3.3.3.2.1 Método de Mononobe-Okabe para o cálculo do impulso activo sísmico ---- 86
3.3.3.2.2 Distribuição das pressões de terras ---- 88
3.3.3.2.3 Coeficientes sísmicos horizontal e vertical ---- 89
3.3.3.2.4 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001) ---- 91
3.3.3.2.5 Método de dimensionamento proposto pela *NCMA* ---- 95
3.3.3.2.6 Método de dimensionamento para estruturas na linha férrea no Japão ---- 100
3.3.3.3 Métodos pseudo-dinâmicos ---- 103
3.3.3.4 Métodos com avaliação dos deslocamentos ---- 105
3.3.3.4.1 Generalidades ---- 105
3.3.3.4.2 Teoria de Newmark ---- 106
3.3.3.4.3 Metodologias empíricas ---- 107
3.4 Métodos de dimensionamento de taludes de solo reforçado ---- 112
3.4.1 Considerações gerais ---- 112
3.4.2 Dimensionamento interno com base no conceito de tensão exigida ---- 113
3.4.3 Métodos de análise de estabilidade ---- 115
3.4.4 Método de dimensionamento proposto por Jewell ---- 116
3.4.5 Método de dimensionamento proposto por Schmertmann *et al.* (1987) ---- 120
3.4.6 Metodologia proposta por Ling *et al.* (1997) ---- 122
3.4.6.1 Generalidades ---- 122
3.4.6.2 Análise de estabilidade interna ---- 122
3.4.6.3 Análise de estabilidade composta ---- 124
3.4.6.4 Análise de estabilidade externa ---- 125
3.4.7 Metodologia de dimensionamento proposta por Michalowski ---- 126
3.4.7.1 Generalidades ---- 126
3.4.7.2 Mecanismo de colapso ---- 128
3.4.7.3 Determinação do comprimento do reforço ---- 130
3.4.7.4 Análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base ---- 131
3.4.8 Método de dimensionamento proposto por Bonaparte *et al.* (1986) ---- 131
3.4.9 Método de dimensionamento proposto pela BS 8006 (1995) ---- 133
3.4.10 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001) ---- 136
3.4.10.1 Dimensionamento interno ---- 136
3.4.10.2 Dimensionamento externo ---- 139
3.4.10.3 Efeito da acção sísmica ---- 140
3.5 Resistência do solo e do reforço a considerar no dimensionamento ---- 140
3.5.1 Generalidades ---- 140
3.5.2 Resistência ao corte do solo ---- 141
3.5.3 Valor de cálculo do esforço resistente dos reforços ---- 143

3.5.3.1 Indicações da *Federal Highway Administration*, FHWA (2001) ---- 143
3.5.3.2 Indicações do Relatório Técnico ISO/TR 20432 ---- 144
3.5.3.3 Indicações da *British Standard Institution*, BS 8006 (1995) ---- 147
3.6 Considerações finais ---- 149

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS COM BASE EM MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

4.1 Considerações gerais ---- 151
4.2 Métodos de equilíbrio limite para o cálculo dos coeficientes de impulso ---- 151
4.2.1 Método das duas cunhas ou da superfície de rotura biplanar ---- 151
4.2.2 Método da espiral logarítmica ---- 154
4.3 Determinação do comprimento mínimo dos reforços ---- 156
4.3.1 Generalidades ---- 156
4.3.2 Equilíbrio global ---- 156
4.3.3 Deslizamento pela base ---- 157
4.4 Estudo paramétrico ---- 159
4.4.1 Generalidades ---- 159
4.4.2 Mecanismo de rotura biplanar ---- 159
4.4.3 Mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica ---- 161
4.4.4 Comparação entre os mecanismos de rotura biplanar e espiral logarítmica ---- 164
4.4.5 Comparação dos resultados com valores publicados na bibliografia ---- 165
4.4.6 Comprimento mínimo dos reforços ---- 167
4.4.6.1 Equilíbrio global ---- 167
4.4.6.2 Deslizamento pela base ---- 171
4.4.7 Efeito da acção sísmica ---- 172
4.4.7.1 Generalidades ---- 172
4.4.7.2 Efeito da acção sísmica horizontal ---- 173
4.4.7.2.1 Efeito da acção sísmica horizontal sobre a resistência exigida ao reforço ---- 173
4.4.7.2.2 Efeito do coeficiente sísmico horizontal sobre o comprimento mínimo do reforço ---- 178
4.4.7.3 Efeito da consideração da acção sísmica vertical ---- 185
4.4.7.3.1 Efeito da aceleração sísmica vertical sobre a resistência exigida ao reforço ---- 185
4.4.7.3.2 Efeito da acção sísmica vertical sobre o comprimento mínimo do reforço ---- 192
4.5 Equações aproximadas para o cálculo dos coeficientes de impulso ---- 197
4.5.1 Coeficientes de impulso para condições estáticas de carregamento ---- 197
4.5.2 Coeficientes de impulso para condições sísmicas de carregamento ---- 198
4.6 Proposta para um método de pré-dimensionamento ---- 202
4.7 Aplicação do programa desenvolvido a uma estrutura real ---- 204
4.8 Considerações Finais ---- 206

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 Considerações gerais ---- 209
5.2 Calibração do programa FLAC para a modelação de muros reforçados ---- 209
5.2.1 Generalidades ---- 209
5.2.2 Comparação dos resultados ---- 211
5.3 Problema base ---- 212
5.3.1 Condições de apoio do painel de face e método construtivo ---- 212
5.3.2 Resultados obtidos para o problema base ---- 213
5.4 Estudo paramétrico ---- 218
5.4.1 Generalidades ---- 218
5.4.2 Influência do método construtivo ---- 222
5.4.3 Influência do tipo de apoio do painel de face ---- 225
5.4.3.1 Efeito das características da interface fundação-painel de face ---- 225
5.4.3.2 Efeito do tipo de apoio ---- 226
5.4.4 Influência da resistência ao corte da interface vertical aterro-painel de face ---- 228
5.4.5 Influência do nível de reforço na estrutura ---- 231
5.4.5.1 Efeito da rigidez à tracção do reforço ---- 231
5.4.5.2 Efeito da densidade da rigidez do reforço ---- 232
5.4.5.3 Efeito do comprimento do reforço ---- 234
5.4.6 Influência das características do painel de face ---- 235
5.4.6.1 Efeito da rigidez à flexão do painel de face ---- 235
5.4.6.2 Efeito da geometria para a mesma rigidez à flexão ---- 237
5.4.7 Influência das propriedades do solo de aterro ---- 239
5.4.7.1 Efeito do ângulo de atrito ---- 239
5.4.7.2 Efeito do ângulo de dilatância ---- 243
5.4.7.3 Efeito do módulo de elasticidade ---- 245
5.4.8 Influência das características da interface solo-reforço ---- 246
5.4.9 Influência da altura da estrutura ---- 248
5.4.9.1 Efeito da altura para a mesma rigidez à flexão do painel de face ---- 248
5.4.9.2 Efeito da altura para rigidez à flexão do painel de face distinta ---- 251
5.4.10 Comparação dos esforços com propostas apresentadas por outros autores ---- 254
5.4.11 Comparação dos deslocamentos máximos com propostas que surgem na bibliografia ---- 258
5.5 Principais conclusões ---- 262

CAPÍTULO 6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

6.1 Considerações inicias ---- 265
6.2 Análise de estruturas em estado de equilíbrio limite ---- 265
6.2.1 Generalidades ---- 265

6.2.2 Determinação da resistência mínima com base em métodos de equilíbrio limite ---- 266
6.2.3 Simulação numérica com recurso ao *FLAC* ---- 267
6.2.3.1 Efeito da rigidez dos reforços e da distribuição da resistência em altura ---- 267
6.2.3.2 Efeito do ângulo de atrito do material de aterro ---- 271
6.2.4 Principais conclusões ---- 272
6.3 Problema base ---- 273
6.3.1 Caracterização e propriedades dos materiais ---- 273
6.3.2 Determinação do factor de segurança em relação à estabilidade global ---- 275
6.3.3 Deslocamentos horizontais e verticais ---- 276
6.3.4 Esforços nos elementos de reforço ---- 278
6.4 Estudo paramétrico ---- 281
6.4.1 Considerações gerais ---- 281
6.4.2 Influência das características atribuídas à face do talude ---- 281
6.4.3 Efeito do nível de reforço ---- 287
6.4.3.1 Efeito da rigidez à tracção do reforço ---- 287
6.4.3.2 Efeito do espaçamento vertical entre reforços ---- 290
6.4.3.3 Efeito do comprimento dos reforços ---- 296
6.4.4 Efeito das características da interface solo-reforço ---- 301
6.4.5 Efeito da resistência ao corte do material de aterro ---- 304
6.4.6 Influência da inclinação da face da estrutura ---- 307
6.4.7 Conclusões do estudo paramétrico ---- 310
6.5 Proposta de distribuição dos esforços para dimensionamento ---- 310

CAPÍTULO 7

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

7.1 Considerações iniciais ---- 315
7.2 Acção sísmica ---- 315
7.2.1 Generalidades ---- 315
7.2.2 Parâmetros que afectam as propriedades dinâmicas dos solo ---- 316
7.2.3 Definição da acção sísmica de acordo com o Eurocódigo 8 ---- 317
7.2.3.1 Considerações gerais ---- 317
7.2.3.2 Acção sísmica Tipo 1 ---- 320
7.2.3.3 Acção sísmica Tipo 2 ---- 324
7.2.4 Aplicação da solicitação sísmica no *FLAC* ---- 327
7.2.5 Frequência fundamental de muros e taludes de solo reforçado ---- 330
7.3 Calibração do programa de cálculo ---- 332
7.4 Análise do comportamento de um talude de solo reforçado ---- 336
7.4.1 Considerações gerais ---- 336
7.4.2 Efeito das fronteiras radiativas ---- 336
7.4.3 Acção sísmica Tipo 1 ---- 340
7.4.4 Acção sísmica Tipo 2 ---- 348

7.4.5 Influência da solicitação ---- 351
7.4.6 Efeito do aumento do comprimento dos reforços ---- 353
7.5 Comportamento sísmico de muros de solo reforçado ---- 355
7.5.1 Considerações gerais ---- 355
7.5.2 Análise do comportamento sísmico de um muro ---- 356
7.5.3 Potenciais factores com influência no comportamento ---- 360
7.5.3.1 Tipo de apoio do painel de face ---- 360
7.5.3.2 Características do painel de face ---- 361
7.5.3.3 Aumento do comprimento dos reforços ---- 364
7.6 Considerações finais ---- 366

CAPÍTULO 8

ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS LOCALIZADO NO IP3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA

8.1 Considerações iniciais ---- 369
8.2 Descriçâo geral da obra ---- 369
8.3 Dados relativos à instrumentação ---- 373
8.3.1 Tratamento dos dados relativos às medições topográficas ---- 373
8.3.2 Dados relativos aos inclinómetros ---- 379
8.3.2.1 Generalidades ---- 379
8.3.2.2 Inclinómetro da banqueta ---- 379
8.3.2.3 Inclinómetro da crista do talude ---- 381
8.3.3 Dados relativos aos extensómetros ---- 382
8.3.4 Dados relativos às células de pressão ---- 383
8.4 Modelação numérica da construção do aterro ---- 385
8.4.1 Faseamento construtivo ---- 385
8.4.2 Pormenores referentes à modelação numérica ---- 385
8.4.2.1 Generalidades ---- 385
8.4.2.2 Simulação de ensaio de arranque realizado em obra ---- 386
8.4.3 Estudo Paramétrico ---- 389
8.4.3.1 Generalidades ---- 389
8.4.3.2 Efeito da coesão do solo de aterro ---- 390
8.4.3.3 Efeito da consideração do terreno natural ---- 392
8.4.3.4 Efeito da colocação do pedrapleno ---- 393
8.4.3.5 Efeito das características da face da estrutura ---- 394
8.4.3.6 Efeito da rigidez da interface solo-reforço ---- 396
8.4.3.7 Efeito da rigidez dos elementos de reforço e da face ---- 398
8.4.4 Comparação dos resultados numéricos com os dados da observação ---- 399
8.4.4.1 Generalidades ---- 399
8.4.4.2 Deslocamentos da face do talude e nos inclinómetros ---- 400
8.4.4.3 Deformações nos reforços ---- 401
8.4.4.4 Células de carga ---- 403

8.5 Modelação numérica do comportamento sísmico da estrutura ---- 404
8.5.1 Considerações gerais ---- 404
8.5.2 Acção sísmica Tipo 1 ---- 405
8.5.3 Acção sísmica Tipo 2 ---- 409
8.6 Conclusões ---- 414

CAPÍTULO 9

ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO. DESENVOLVIMENTO DE UM PROTÓTIPO LABORATORIAL

9.1 Considerações iniciais ---- 415
9.2 Ensaio de corte directo na caracterização da resistência do solo ---- 416
9.3 Factores com influência nos resultados de ensaio ---- 417
9.3.1 Generalidades ---- 417
9.3.2 Influência da configuração do equipamento, sistema de aplicação de carga e procedimentos de ensaio ---- 417
9.3.3 Efeito das dimensões em planta da caixa de corte ---- 428
9.3.4 Efeito do tipo de placa de carregamento ---- 430
9.3.5 Efeito da espessura de solo colocado na meia-caixa superior ---- 431
9.4 Equipamento de corte directo desenvolvido na *FEUP* ---- 432
9.4.1 Generalidades ---- 432
9.4.2 Referências normativas ---- 433
9.4.2.1 Norma europeia EN ISO 12957-1 ---- 433
9.4.2.2 Norma americana ASTM D 5321-92 ---- 434
9.4.3 Descrição do equipamento desenvolvido na *FEUP* ---- 435
9.4.3.1 Generalidades ---- 435
9.4.3.2 Caixa de corte ---- 435
9.4.3.3 Descrição funcional do equipamento ---- 437
9.4.3.4 Potencialidades do equipamento ---- 439
9.4.4 Alterações ao projecto inicial ---- 441
9.4.5 Verificações do equipamento ---- 444
9.4.5.1 Generalidades ---- 444
9.4.5.2 Procedimento de ensaio e instrumentação externa ---- 445
9.4.5.3 Avaliação da reprodutibilidade dos ensaios ---- 448
9.4.5.4 Efeito da espessura de solo na meia-caixa superior ---- 449
9.5 Considerações finais ---- 451

CAPÌTULO 10

COMPORTAMENTO TENSÃO-EXTENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ENVOLVIDOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

10.1 Nota introdutória ---- 453
10.2 Trabalhos apresentados por outros autores ---- 453

10.3 Descrição dos Geossintéticos utilizados no estudo experimental ---- 462
10.4 Procedimentos de ensaio ---- 462
10.5 Resultados dos ensaios de tracção monotónicos ---- 465
10.5.1 Geocompósito *GC50* ---- 465
10.5.2 Geocompósito *GC50/50* ---- 471
10.5.3 Geocompósito *GC100* ---- 473
10.6 Ensaios cíclicos ---- 475
10.6.1 Descrição dos ensaios realizados ---- 475
10.6.2 Ensaios cíclicos com velocidade de deformação constante ---- 478
10.6.2.1 Ensaios com cinco escalões descarga-recarga ---- 478
10.6.2.2 Ensaio com um escalão de carga ---- 482
10.6.3 Ensaios cíclicos com velocidade de carregamento constante ---- 485
10.6.3.1 Ensaios cíclicos com um escalão de carga ---- 485
10.6.3.2 Ensaios cíclicos sem descarga total ---- 490
10.6.4 Ensaios monotónicos pós-cíclicos ---- 493
10.7 Conclusões ---- 496

CAPÍTULO 11

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

11.1 Considerações iniciais ---- 497
11.2 Caracterização laboratorial das areias *SP49* e *SP45* ---- 497
11.3 Equipamento de corte directo de solos na caracterização de interfaces solo-geossintético ---- 499
11.3.1 Generalidades ---- 499
11.3.2 Adaptações realizadas sobre a caixa de corte ---- 499
11.3.3 Tratamento dos resultados ---- 500
11.4 Ensaios de corte directo monotónicos ---- 502
11.4.1 Generalidades ---- 502
11.4.2 Ensaios de corte directo das areias ---- 502
11.4.2.1 Particularidades dos ensaios ---- 502
11.4.2.2 Resultados dos ensaios de corte directo da areia *SP49* ---- 503
11.4.2.3 Resultados dos ensaios de corte directo da areia *SP45* ---- 508
11.4.3 Ensaio de corte directo de interfaces areia-geossintético ---- 510
11.4.3.1 Generalidades ---- 510
11.4.3.2 Interface areia *SP49-GC50* ---- 510
11.4.3.3 Interfaces areia *SP49-GC100* e areia *SP49-GC50/50* ---- 515
11.4.3.4 Interfaces entre a areia *SP45* e os geocompósitos ---- 517
11.5 Ensaios de corte simples monotónicos ---- 518
11.5.1 Descrição do equipamento e da preparação dos provetes ---- 518
11.5.2 Resultados dos ensaios de corte simples das areias ---- 521
11.5.2.1 Ensaio de corte simples da areia *SP49* ---- 521
11.5.2.2 Ensaio de corte simples da areia *SP45* ---- 522

11.5.3 Resultados dos ensaios de corte simples de provetes com um nível de reforço ---------- 523
11.5.3.1 Areia *SP49* reforçada ---------- 523
11.5.3.2 Areia *SP45* reforçada ---------- 527
11.6 Comparação dos resultados dos ensaios monotónicos ---------- 529
11.7 Ensaios de corte directo cíclico ---------- 530
11.7.1 Descrição geral dos ensaios ---------- 530
11.7.2 Tratamento dos resultados ---------- 531
11.7.3 Ensaios com controlo de deslocamento ---------- 532
11.7.4 Ensaios com controlo de força ---------- 538
11.7.4.1 Resultados dos ensaios ---------- 538
11.7.4.2 Efeito do índice de compacidade do solo ---------- 542
11.7.5 Comparação dos resultados de ensaios cíclicos com controlo de força e com controlo de deslocamento ---------- 544
11.7.6 Efeito da espessura de solo ---------- 546
11.7.7 Efeito dos carregamentos prévios ---------- 547
11.8 Ensaios de corte simples cíclicos ---------- 548
11.8.1 Considerações gerais ---------- 548
11.8.2 Areia *SP49* ---------- 549
11.8.3 Areia *SP49* com um nível de *GC50* ---------- 551
11.8.4 Efeito da presença do elemento do reforço ---------- 554
11.9 Considerações finais ---------- 555

CAPÍTULO 12

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

12.1 Considerações finais ---------- 557
12.2 Desenvolvimentos futuros ---------- 561

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Figura 1.1 – Fotografias da construção de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos em Seia (ARCO SYSTEMS, 2006). ---- 3

Figura 1.2 - Fotografias da construção de um aterro de solo reforçado com geossintéticos em Oliveira de Azeméis (ARCO SYSTEMS, 2006). ---- 4

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTADO DE ARTE

Figura 2.1 – Muro inspeccionado por Sandri (1997a; b) – muro *Valencia*: a) esquema do muro; b) fotografia onde são visíveis as fissuras - Koseki *et al*. (2006). ---- 10

Figura 2.2 – Aspecto do muro reforçado com geogrelhas (muro *Tanata*) e estruturas adjacentes após a ocorrência do sismo de Kobe, 1995 (Tatsuoka *et al*., 1997). ---- 13

Figura 2.3 – Deslocamentos laterais do muro *Tanata* após o sismo de Kobe, 1995 (Tatsuoka *et al*., 1997). ---- 13

Figura 2.4 – Esquema da localização dos muros de solo reforçado geossintéticos e de betão armado na zona de Tanata, Japão (adaptado de Tatsuoka *et al*., 1997). ---- 13

Figura 2.5 – Deslocamentos do muro de betão armado localizado no lado oposto da "*box culvert*" (Tatsuoka *et al*., 1995). ---- 14

Figura 2.6 – Rotura ocorrida num muro com face em blocos durante o sismo de Chi-Chi (Tatsuoka *et al*., 1997). ---- 15

Figura 2.7 – Pormenor da deficiente ligação entre os blocos (Tatsuoka *et al*., 1997). ---- 15

Figura 2.8 – Colapso de um talude de solo reforçado com geogrelhas durante o sismo de Taiwan (Ling *et al*., 2001): a) vista frontal; b) vista lateral; c) pormenor dos danos junto à base. ---- 16

Figura 2.9 - Rotura de um muro com 6,5 m de altura durante o sismo de El Salvador (Race & Cid, 2001). ---- 17

Figura 2.10 – Rotura de um muro com 5,4 m de altura durante o sismo de El Salvador (Race & Cid, 2001). ---- 17

Figura 2.11 – Secção transversal de um dos modelos ensaiados por Koga *et al*. (1988). ---- 22

Figura 2.12 – Resultados dos ensaios em mesa sísmica realizados por Sakaguchi (1996): a) esquema dos modelos ensaiados; b) deslocamento horizontal do topo dos modelos. ---- 23

Figura 2.13 – Tipo de estruturas, dimensões dos modelos e planos de rotura observados por Koseki *et al*. (1998). ---- 25

Figura 2.14 – Configuração dos modelos ensaiados por Matsuo *et al*. (1998) no final da solicitação sísmica. ---- 27

Figura 2.15 – Esquema e dimensões (em cm) de alguns dos modelos ensaiados por Watanabe *et al*. (2003): a) muro em consola; b) muro de gravidade; c) muro de solo reforçado Tipo 1; d) muro de solo reforçado Tipo 2. ---- 29

Figura 2.16 - Deslocamentos permanentes do topo em função de k_h para os diferentes modelos ensaiados por Watanabe *et al*. (2003). ---- 29

Figura 2.17 – Deformações e planos de rotura nos diferentes modelos (Watanabe *et al*., 2003): a) em consola; b) gravidade; c) reforçado Tipo 1; d) reforçado Tipo 2. ---- 30

Figura 2.18 – Construção de modelo, à escala 1/6, para ensaio em mesa sísmica no Royal Military College, Canadá (Bathurst *et al*., 2002). ---- 31

Figura 2.19 – Esforços nos reforços ao longo do seu comprimento para diferentes valores da aceleração (El-Emam, 2003): a) painel articulado – Modelo 8; b) painel deslizante – Modelo 7. ---- 32

Figura 2.20 – Influência das propriedades do reforço no deslocamento permanente do topo do muro (El-Emam & Bathurst, 2007). ---------- 33

Figura 2.21 – Factores de amplificação da aceleração para diferentes alturas dos modelos admitindo o painel de face deslizante (El-Emam & Bathurst, 2005): a) no painel de face; b) no aterro. -------- 34

Figura 2.22 – Modelo utilizado por Lo Grasso *et al*. (2004) para ensaio em mesa sísmica. ---------- 35

Figura 2.23 – Um dos modelos ensaiados por Lo Grasso *et al*. (2004): a) antes do ensaio; b) após o ensaio. ---- 35

Figura 2.24 – Modelo com face inclinada ensaiado por Lo Grasso *et al*. (2005): a) no final do primeiro ensaio; b) após o segundo ensaio sobre o mesmo modelo. ---------- 36

Figura 2.25 – Esquema do modelo com reforços tridimensionais ensaiado por Lo Grasso *et al*. (2006). ---------- 36

Figura 2.26 – Modelos no final dos ensaios realizados por Lo Grasso *et al*. (2004; 2006): a) sem reforços verticais; b) introduzindo reforços verticais. ---------- 37

Figura 2.27 – Mecanismo de rotura observado por Casey (1988) nos modelos de solo reforçado. ---------- 39

Figura 2.28 – Dimensões e detalhes da instrumentação dos modelos ensaiados por Sakaguchi (1996). ---------- 40

Figura 2.29 – Resultados dos ensaios em centrifugadora realizados por Sakaguchi (1996). Efeito sobre o deslocamento do topo: a) do comprimento do reforço; b) do esforço resistente do reforço. ------ 40

Figura 2.30 – Amplificação da aceleração imposta na base (Nova-Roessig & Sitar, 1999). ---------- 42

Figura 2.31 – Geometria do modelo Na3-S, antes e após o ensaio, e campo dos deslocamento (Nova-Roessig, 1999). ---------- 42

Figura 2.32 – Deslocamentos laterais da face do talude após diversas solicitações sísmicas – modelo Na3-S (Nova-Roessig, 1999). ---------- 43

Figura 2.33 – Resultados dos ensaios efectuados por Takahashi *et al*. (1999): a) assentamentos à superfície do terreno; b) deslocamentos horizontais da face. ---------- 44

Figura 2.34 – Distribuição dos esforços nos reforços para diferentes frequências e amplitudes de aceleração (Chida *et al.*, 1982). ---------- 45

Figura 2.35 – Geometria e instrumentação de um dos modelos ensaiados por Burke (2004). ---------- 46

Figura 2.36 – Deslocamento horizontal residual e de pico da face dos muros (Ling *et al.*, 2005): a) muro 1; b) muro 2; c) muro 3. ---------- 47

Figura 2.37 – Deslocamentos no topo do painel de face determinados numericamente e medidos experimentalmente por El-Emam (2003). ---------- 51

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Figura 3.1 - Valores médios dos custos de muros de suporte (adaptado de Koerner *et al.*, 1998). ---------- 56

Figura 3.2 - Distinção entre muros e aterros reforçados e os tipos de elemento de face habituais segundo a prEN 14475 (2004). ---------- 57

Figura 3.3 – Classificação das estruturas de solo reforçado de acordo com a BS 8006 (1995). ---------- 58

Figura 3.4 – Mecanismos potenciais de rotura para análise de estabilidade externa: a) deslizamento pela base; b) derrubamento; c) capacidade resistente do solo de fundação; d) escorregamento global. ---------- 59

Figura 3.5 – Modos de rotura na análise de estabilidade interna: a) rotura por insuficiente capacidade resistente do reforço; b) rotura por arranque; c) rotura por deslizamento ao nível do reforço. ---- 59

Figura 3.6 – Modos de rotura para análise de estabilidade da face (adaptado de Bathurst & Simac, 1994): a) rotura na ligação; b) rotura por deslizamento dos blocos (embarrigamento); c) derrubamento no topo. ---------- 60

Figura 3.7 – Esquema de cálculo para a análise de estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de FHWA, 2001). ---------- 60

Figura 3.8 – Pressões de terras para a análise de estabilidade externa (FHWA, 2001 e AASHTO, 1994): a) terrapleno vertical; b) terrapleno inclinado; c) terrapleno inclinado com quebra. ---------- 62

Figura 3.9 – Determinação das tensões verticais ao nível da fundação (adaptado de FHWA, 2001). ---------- 63

Figura 3.10 – Distribuição das tensões verticais ao nível da base do muro (adaptado de AASHTO,1994): a) fundação em solo; b) fundação rochosa. ---- 64

Figura 3.11 – Localização da superfície potencial de rotura para a análise de estabilidade interna de muros reforçados com geossintéticos (FHWA, 2001) ---- 65

Figura 3.12 – Impulso activo sobre muros reforçados com geossintéticos (adaptado de NCMA, 1997): a) muro vertical e terrapleno horizontal; b) muro vertical e terrapleno inclinado; c) face e terrapleno inclinados. ---- 67

Figura 3.13 – Geometria e forças para a análise da estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de NCMA, 1997). ---- 68

Figura 3.14 – Forças actuantes e resistentes para análise de estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de NCMA, 1997). ---- 70

Figura 3.15 – Combinações de acções consideradas pela BS 8006: a) combinação A – estabilidade interna e externa; b) combinação B – estabilidade interna e externa; c) combinação C – assentamentos e deformações. ---- 72

Figura 3.16 – Procedimento para o dimensionamento de muros de solo reforçado (adaptado de BS 8006, 1995) ---- 73

Figura 3.17 – Definição das dimensões mínimas (BS 8006, 1995): a) muro; b) encontro. ---- 74

Figura 3.18 – Análise de estabilidade externa para os estados limites últimos, de acordo com BS 8006 (1995): a) perda de capacidade resistente da fundação com derrubamento; b) deslizamento pela base; c) escorregamento global. ---- 75

Figura 3.19 – Análise de estabilidade das cunhas potenciais de rotura: a) tipo de cunhas a considerar; b) forças a considerar no equilíbrio da cunha de rotura. ---- 78

Figura 3.20 – Esquema do dimensionamento proposto por Jewell (1996). ---- 79

Figura 3.21 – Análise do equilíbrio global em muros de solo reforçado (adaptado de Jewell, 1996). ---- 80

Figura 3.22 – Distribuição em altura do parâmetro D_{tmax} (Allen *et al.*, 2003). ---- 82

Figura 3.23 – Distribuição de pressões de terras em alguns métodos propostos para o dimensionamento interno (adaptado de Claybourn & Wu, 1993). ---- 85

Figura 3.24 - Distribuição das pressões de terras em condições sísmicas proposta por Bathurst & Cai (1995): a) componente estática; b) incremento dinâmico; c) distribuição total de pressões. ---- 89

Figura 3.25 – Coeficiente sísmico horizontal em função da aceleração horizontal máxima normalizada, de acordo com diversas propostas. ---- 90

Figura 3.26 – Distribuição de pressões para análise da estabilidade externa em condições sísmicas (adaptado de FHWA, 2001): a) terrapleno horizontal; b) terrapleno inclinado. ---- 92

Figura 3.27 – Cálculo do esforço máximo de tracção em cada nível de reforço e correspondente distribuição de pressões de acordo FHWA (2001). ---- 95

Figura 3.28 - Forças e geometria para as análises de estabilidade externa de acordo Bathurst (1998). ---- 96

Figura 3.29 – Determinação do esforço máximo de tracção em cada nível de reforço e correspondente distribuição de pressões de acordo com NCMA (1998). ---- 98

Figura 3.30 – Geometria e forças para o cálculo do esforço resistente ao arranque do nível de reforço, i (adaptado de Bathurst, 1998 - *NCMA*). ---- 99

Figura 3.31 – Determinação do impulso de terras de acordo com JPTRI (1999): a) mecanismo de rotura bilinear; b) forças actuantes em cada bloco; c) polígonos de forças. ---- 100

Figura 3.32 – Forças a considerar no cálculo do coeficiente de segurança em relação ao derrubamento (adaptado de JPTRI, 1999): a) momento derrubador; b) momento estabilizador. ---- 101

Figura 3.33 – Superfície potencial de rotura para análise de estabilidade externa de acordo com JPTRI (1999). ---- 102

Figura 3.34 – Esquema das forças consideradas no cálculo das pressões dinâmicas de terras (adaptado de Steedman & Zeng, 1990). ---- 103

Figura 3.35 – Aplicação do método pseudo-dinâmico ao caso de taludes (adaptado de Sabhahit *et al*, 1996). ---- 105

Figura 3.36 - Interpretação gráfica da aplicação da teoria de Newmark ao cálculo de deslocamentos permanentes. ---- 106

Figura 3.37 – Deslocamentos normalizados obtidos por Franklin & Chang (1977) e estimados pelas equações propostas por diversos autores. ---- 108

Figura 3.38 – Comparação de diversas metodologias empíricas para o cálculo do deslocamento devido à acção sísmica (adaptado de Cai & Bathurst, 1996). ---110

Figura 3.39 - Deslocamentos adimensionais apresentados por Sarma (1975). ---110

Figura 3.40 – Modos de rotura a considerar num aterro de solo reforçado (adaptado de FHWA, 2001). ---112

Figura 3.41 - Três zonas a considerar num talude reforçado (adaptado de Jewell, 1996).---113

Figura 3.42 – Dimensionamento interno com base no conceito de tensão exigida: a) esquema do talude; b) nível de reforço uniforme em altura; c) nível de reforço variável em altura. ---115

Figura 3.43 - Mecanismo de rotura circular para a análise de estabilidade de taludes reforçados: a) superfície de rotura e forças nos reforços intesectados; b) forças que se admitem numa fatia (excluindo reforços). ---116

Figura 3.44 – Mecanismos de rotura considerados por Jewell (1989) para a determinação de K_{req}: a) mecanismo biplanar e forças actuantes nos blocos; b) mecanismo tipo espiral logarítmica e forças nas fronteiras. ---117

Figura 3.45 – Verificação do equilíbrio global para determinação do comprimento dos reforços (adaptado de Jewell, 1996).---118

Figura 3.46 – Consideração da força máxima disponível, P_R, nas análises de equilíbrio global (Jewell, 1996). ---118

Figura 3.47 – Mecanismo de rotura considerado por Jewell para a análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base. ---119

Figura 3.48 – Mecanismos de rotura considerados por Schmertmann *et al*. (1987) para: a) a determinação da força exigida aos reforços; b) a determinação do comprimento do reforço no topo do talude; c) a determinação do comprimento do reforço na base do talude. ---121

Figura 3.49 – Ábacos de dimensionamento propostos por Schmertmann *et al*. (1987): a) coeficiente de impulso; b) comprimento dos reforços. ---122

Figura 3.50 - Análise de estabilidade interna de acordo com a metodologia proposta por Ling *et al*. (1997).---123

Figura 3.51 - Análise de estabilidade composta (Ling *et a.l,* 1997). ---125

Figura 3.52 – Determinação do comprimento dos reforços para assegurar a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, de acordo com a metodologia proposta por Ling *et al*. (1997). ---126

Figura 3.53 - Esquema de distribuição dos reforços em altura (adaptado de Michalowski, 1998): a) espaçamento variável (distribuição triangular); b) espaçamento uniforme (distribuição uniforme). ---128

Figura 3.54 - Mecanismo de colapso e definição de parâmetros utilizados por Michalowski (1998). ---129

Figura 3.55 - Mecanismo de rotura a considerar na análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base (adaptado de Michalowski, 1998). ---131

Figura 3.56 – Método de dimensionamento sísmico proposto por Bonaparte *et al*. (1986): a) superfície de rotura de Coulomb e diagrama de forças; b) comparação com mecanismo de rotura biplanar. ---132

Figura 3.57 – Método proposto por Bonaparte *et al*. (1986) para determinação do comprimento dos reforços: a) comprimento mínimo para prevenir rotura por arranque; b) comprimento mínimo para prevenir deslizamento pela base. ---132

Figura 3.58 – Mecanismo de rotura biplanar para a análise de estabilidade interna de taludes de solo reforçado. ---135

Figura 3.59 - Análise de equilíbrio limite modificada para taludes de solo reforçado (FHWA, 2001). ---137

Figura 3.60 - Definição da zona crítica do talude não reforçado através da identificação das superfície de rotura onde o coeficiente de segurança iguala o valor pretendido. ---138

Figura 3.61 - Resistência mobilizada no solo e no reforço em função da deformação (adaptado de Woods & Jewell, 1990). ---141

Figura 3.62 - Exemplo da utilização de resultados de ensaios de rotura por fluência para a determinação do factor RF_{CR} (ISO/TR 20432). ---145

Figura 3.63 – Determinação do esforço resistente de base do reforço, T_{base}, para ELUt (BS 8006, 1995). ---148

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS COM BASE EM MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Figura 4.1 – Método da superfície de rotura biplanar: a) mecanismo de rotura; b) geometria dos blocos e forças que os solicitam (situação geral – com carregamento sísmico). ---------- 152

Figura 4.2 – Mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica. ---------- 154

Figura 4.3 – Análise do equilíbrio global: a) geometria e superfície potencial de rotura; b) distribuição triangular da resistência dos reforços; c) distribuição uniforme da resistência dos reforços. ------ 156

Figura 4.4 – Determinação do comprimento dos reforços conhecida a sua localização e resistência disponível. ---------- 157

Figura 4.5 – Geometria e forças admitidas na análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base (caso geral - condições de carregamento sísmico). ---------- 158

Figura 4.6 – Efeito sobre o coeficiente de impulso, K_{req}, da direcção da força de interacção entre os blocos no mecanismo de rotura biplanar. ---------- 160

Figura 4.7 – Comparação entre as superfícies potenciais de rotura considerando $\lambda = 0$ e $\lambda = 1$, para talude com inclinação de face e ângulo de atrito do solo iguais a: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 20º$; b) $\beta = 50º$ e $\phi = 30º$; c) $\beta = 80º$ e $\phi = 30º$; d) $\beta = 80º$ e $\phi = 45º$. ---------- 160

Figura 4.8 - Método da espiral logarítmica. Comparação em termos do coeficiente de impulso de terras obtido considerando as distribuições uniforme e triangular das tensões exigidas aos reforços. --- 162

Figura 4.9 – Distribuição dos reforços em altura: a) espaçamento variável; b) espaçamento e resistência uniformes. ---------- 163

Figura 4.10 - Comparação entre as superfícies potenciais de rotura considerando a distribuição triangular e uniforme de tensões: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 20º$; b) $\beta = 50º$ e $\phi = 30º$; c) $\beta = 80º$ e $\phi = 30º$; d) $\beta = 80º$ e $\phi = 45º$. ---------- 164

Figura 4.11 – Coeficientes de impulso obtidos admitindo os mecanismos de rotura do tipo espiral logarítmica (distribuição triangular) e biplanar ($\lambda = 1$). ---------- 165

Figura 4.12 – Comparação entre os mecanismos de rotura biplanar e espiral logarítmica para um talude de inclinação e ângulo de atrito do solo iguais a: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 20º$; b) $\beta = 50º$, $\phi = 30º$; c) $\beta = 80º$, $\phi = 30º$; d) $\beta = 80º$, $\phi = 45º$. ---------- 166

Figura 4.13 – Comprimento mínimo dos reforços obtido por considerações de equilíbrio global considerando: a) a tensão disponível triangular; b) a tensão disponível uniforme; c) a tensão disponível uniforme e coincidente com o valor máximo da distribuição triangular. ---------- 168

Figura 4.14 – Consideração de superfícies de rotura mais profundas: a) exemplo das superfícies de rotura de Jewell e a adoptada no Quadro 4.2; b) efeito da superfície de rotura profunda sobre o comprimento mínimo dos reforços. ---------- 170

Figura 4.15 – Comprimento mínimo do reforço que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pela base ($C_{ds} = 0,8$). ---------- 171

Figura 4.16 – Comparação entre os mecanismos potenciais de rotura biplanar e espiral logarítmica, considerando $k_h = 0,2$, ângulo de atrito do solo $\phi = 30º$ e um talude de inclinação igual a: a) $\beta = 50º$; b) $\beta = 80º$. ---------- 173

Figura 4.17 - Efeito do coeficiente sísmico horizontal, k_h, sobre a resistência dos reforços: a) K_{req} para talude com $\beta = 50º$; b) K_{req}, para talude com $\beta = 80º$; c) acréscimo de resistência para talude com $\beta = 50º$; d) acréscimo de resistência para talude com $\beta = 80º$. ---------- 174

Figura 4.18 – Acréscimo da resistência dos reforços em função da inclinação do talude, β, para ângulos de atrito do solo iguais a: a) $\phi = 20º$; b) $\phi = 30º$. ---------- 175

Figura 4.19 – Acréscimo da resistência dos reforços em função do ângulo de atrito do material de aterro, para coeficientes sísmicos horizontais iguais a: a) $k_h = 0,2$; b) $k_h = 0,3$. ---------- 175

Figura 4.20 – Efeito do valor do coeficiente sísmico horizontal na superfície potencial de rotura, em taludes de inclinação e ângulo de atrito do solo iguais a: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 30º$; b) $\beta = 80º$ e $\phi = 30º$. ---------- 176

Figura 4.21 – Efeito do valor do coeficiente sísmico horizontal, k_h, sobre K_{req} admitindo uma distribuição triangular de tensões: a) $k_h = 0$ (condições estáticas); b) $k_h = 0,10$; c) $k_h = 0,20$; d) $k_h = 0,30$. --- 177

Figura 4.22 – Efeito da consideração de superfícies de rotura que intersectam a fundação: a) comparação entre as superfícies potenciais de rotura; b) diferença em termos de coeficientes de impulso. ---- 178

Figura 4.23 – Efeito do valor de k_h, sobre o coeficiente de impulso, $2K_{req}^{uniforme}$, admitindo a distribuição uniforme de tensões: a) k_h = 0 (condições estáticas); b) k_h = 0,10; c) k_h = 0,20; d) k_h = 0,30. ---- 179

Figura 4.24 – Esquema do comprimento mínimo exigido aos reforços. ---- 179

Figura 4.25 – Efeito de k_h sobre o comprimento L_c: a) β = 50º; b) β = 80º. ---- 180

Figura 4.26 - Comprimento mínimo dos reforços exigido pelo equilíbrio global para distintos valores de k_h: a) β = 50º; b) β = 80º; c) hipótese admitida quanto à distribuição das tensões disponíveis. ---- 181

Figura 4.27 – Comprimento do reforço que garante o equilíbrio global em função da inclinação da face da estrutura para a distribuição de tensões esquematizada na Figura 4.26c: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30. ---- 182

Figura 4.28 – Comprimento L_{ds} em função do ângulo de atrito e da inclinação da face do talude: a) kh = 0 - condições estáticas; b) kh = 0,10; c) kh = 0,20; d) kh = 0,30. ---- 183

Figura 4.29 – Comprimento L_{ds} considerando metade da força de inércia que solicita o bloco reforçado: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30. ---- 184

Figura 4.30 – Superfícies potenciais de deslizamento pela base em função de k_h (β = 80º; ϕ = 30º): a) considerando a totalidade da força de inércia; b) considerando metade da força de inércia no bloco reforçado. ---- 185

Figura 4.31 - Efeito do valor do coeficiente sísmico vertical sobre o valor do coeficiente de impulso: a) β = 50º e k_h = 0,10; b) β = 80º e k_h = 0,10; b) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20. ---- 186

Figura 4.32 – Variação da resistência exigida ao reforço associada à consideração do coeficiente sísmico vertical: a) β = 50º e k_h = 0,10; b) β = 80º e k_h = 0,10; b) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20. ---- 187

Figura 4.33 - Efeito do valor de k_v sobre a superfície potencial de rotura (k_h = 0,20; ϕ = 30º): a) β = 50º; b) β = 80º. ---- 188

Figura 4.34 – Efeito do valor de k_v sobre o coeficiente de impulso em função da inclinação da face do talude (ϕ = 30º): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30. ---- 189

Figura 4.35 - Variação da resistência exigida ao reforço em função da inclinação da face do talude (ϕ = 30º): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30. ---- 190

Figura 4.36 - Efeito do valor de k_v sobre a superfície potencial de rotura (k_h = 0,30; ϕ = 30º): a) β = 50º; β = 80º. ---- 191

Figura 4.37 – Variação da resistência exigida ao reforço induzida pelo coeficiente sísmico vertical, k_v, em função de k_h: a) β = 50º e ϕ = 30º; b) β = 80º e ϕ = 30º. ---- 191

Figura 4.38 – Efeito do coeficiente sísmico vertical, k_v, sobre comprimento mínimo dos reforços L_c: a) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20; c) β = 50º e k_h = 0,30; a) β = 80º e k_h = 0,30. ---- 193

Figura 4.39 – Efeito dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical sobre o comprimento mínimo L_c para ϕ = 30º: a) β = 50º; b) β = 80º. ---- 193

Figura 4.40 – Efeito do coeficiente sísmico vertical sobre o comprimento L_{ds} (C_{ds} = 0,8): a) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20; c) β = 50º e k_h = 0,30; a) β = 80º e k_h = 0,30. ---- 194

Figura 4.41 – Efeito do coeficiente sísmico k_v sobre a superfície potencial de deslizamento pela base (ϕ = 30º): a) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20; c) β = 50º, e k_h = 0,30; d) β = 80º e k_h = 0,30. ---- 195

Figura 4.42 – Comprimento mínimo L_{ds} considerando metade da força de inércia horizontal que solicita o bloco de solo reforçado (C_{ds} = 0,8) num talude com β = 80º: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30. ---- 195

Figura 4.43 – Definição dos ângulos intervenientes no cálculo do coeficiente de impulso. ---- 197

Figura 4.44 – Comparação dos coeficientes de impulso, K_{req}, obtidos através do programa de cálculo e da equação aproximada (4.16). ---- 199

Figura 4.45 - Comparação dos coeficientes de impulso, K_{req}, obtidos através do programa de cálculo e da equação aproximada (4.17): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30. ---- 202

Figura 4.46 – Geometria do muro *"Gould Wall"* e superfícies potenciais de rotura para diferentes valores de k_h. ---- 205

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTUDO PARAMÉTRICO

Figura 5.1 – Malha de diferenças finitas relativa ao exemplo numérico apresentado por Rowe & Ho (1998). -- 210

Figura 5.2 – Comparação entre os deslocamentos laterais obtidos com o *FLAC* e os apresentados por Rowe & Ho (1998) ---------- 211

Figura 5.3 – Comparação dos resultados obtidos com o *FLAC* e os apresentados por Rowe & Ho (1998): a) forças máximas instaladas nos reforços; b) deformações ao longo do nível de reforço inferior. ---------- 211

Figura 5.4 – Malha de diferenças finitas considerada para o problema base. ---------- 212

Figura 5.5 – Condições de apoio do painel de face: a) rótula; b) fixo à fundação; c) interface (deslizante). -- 213

Figura 5.6 – Problema base: a) deslocamentos horizontais normalizados do painel de face e atrás do maciço reforçado; b) deslocamentos verticais normalizados ao longo da superfície do terrapleno. ---------- 214

Figura 5.7 – Definição de linha de "força zero", apresentada por Ho (1993). ---------- 214

Figura 5.8 - Esforços e deformações induzidos pela construção: a) esforços máximos nos reforços; b) deformações ao longo do comprimento do 2º e 10º nível de reforço. ---------- 215

Figura 5.9 – Problema base: a) pressões de terras normalizadas para diferentes distâncias da face; b) deslocamentos horizontais normalizados em distintos alinhamentos verticais. ---------- 216

Figura 5.10 – Círculo de Mohr para a determinação do coeficiente de impulso "aparente" segundo Jewell (1983). ---------- 217

Figura 5.11 – Tensões verticais normalizadas segundo dois alinhamentos horizontais localizados a 1,35 m de profundidade (h/H = 0,775) e a 5,85 m de profundidade (h/H = 0,025). ---------- 218

Figura 5.12 – Efeito do método construtivo sobre os deslocamentos horizontais da face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 222

Figura 5.13 – Efeito do método construtivo sobre os esforços normalizados máximos ao longo do comprimento dos reforços e na ligação para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.---------- 223

Figura 5.14 – Deformações ao longo do comprimento do reforço para os dois métodos construtivos (EI = 66,7 kNm^2): a) nível de reforço superior; b) 2º nível (a partir da base). ---------- 224

Figura 5.15 – Efeito do método construtivo sobre as pressões horizontais atrás do painel de face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.-- 224

Figura 5.16 – Influência das características da interface solo-fundação-painel de face sobre: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforços máximos de tracção. ---------- 226

Figura 5.17 – Efeito do tipo de apoio do painel de face nos deslocamentos horizontais da face da estrutura para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 226

Figura 5.18 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre os esforços máximos ao longo do comprimento do reforço: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 227

Figura 5.19 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 227

Figura 5.20 – Influência da forma como se considera a interface vertical aterro-face sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) o esforço na ligação.---------- 228

Figura 5.21 – Efeito da resistência ao corte na interface solo-painel de face nos: a) deslocamentos horizontais, para EI = 66,7 kNm^2; b) deslocamentos horizontais, para EI = 2812,5 kNm^2; c) esforços máximos nos reforços, para EI = 66,7 kNm^2; d) esforços máximos nos reforços, para EI = 2812,5 kNm^2.---------- 229

Figura 5.22 – Comparação entre os esforços máximos e os esforços na ligação para dois valores da resistência na interface solo-painel para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 230

Figura 5.23 - Efeito da resistência ao corte na interface solo-painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 230

Figura 5.24 – Efeito da rigidez à tracção dos reforços nos deslocamentos horizontais da face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ----------231

Figura 5.25 - Efeito da rigidez axial dos reforços sobre os esforços máximos nos elementos de reforço para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. --232

Figura 5.26 – Somatório dos esforços máximos e na ligação em função da rigidez do reforço. ----------232

Figura 5.27 – Influência da densidade da rigidez do reforço: a) deslocamentos horizontais da face para painel deslizante; b) deslocamentos horizontais da face para painel com rótula; c) esforços máximos para painel deslizante; d) esforços máximos para painel com rótula. ----------233

Figura 5.28 – Efeito do comprimento do reforço sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos ao longo do comprimento do reforço. ----------234

Figura 5.29 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos horizontais para valores da rigidez dos reforços iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m. ----------236

Figura 5.30 - Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os esforços máximos para valores da rigidez dos elementos de reforço iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m. ----------236

Figura 5.31 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez dos elementos de reforço iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m. ----------237

Figura 5.32 – Efeito da geometria do painel de face sobre os deslocamentos horizontais da face: a) construção incremental; b) construção escorada. ----------238

Figura 5.33 – Efeito da geometria do painel sobre esforços máximos mobilizados: a) construção incremental; b) construção escorada. ----------238

Figura 5.34 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro: a) deslocamentos horizontais - incremental; b) deslocamentos horizontais - escorada; c) esforços máximos - incremental; d) esforços máximos – escorada. ----------240

Figura 5.35 – Contornos da componente horizontal do deslocamento: a) ϕ = 25º; b) ϕ = 35º; c) ϕ = 45º. --------241

Figura 5.36 – Esforços máximos normalizados para diferentes valores do ângulo de atrito do material de aterro: a) construção incremental; b) construção escorada. ----------242

Figura 5.37 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro para o mesmo valor de λ sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos. ----------243

Figura 5.38 – Efeito do ângulo dilatância do material de aterro sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos ao longo do comprimento; c) o deslocamento vertical relativo na interface vertical; d) os esforços na ligação. ----------244

Figura 5.39 – Comparação entre os esforços máximos e os esforços na ligação para uma lei de fluxo associado e não associado (ψ = 0º). ----------245

Figura 5.40 – Efeito do módulo de elasticidade do solo sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento do reforço. ----------245

Figura 5.41 – Efeito da resistência na interface solo-reforço sobre os deslocamentos horizontais da face: a) rigidez ao corte da interface, $K_b = 5\times10^6$ kN/m; b) $K_b = 5\times10^3$ kN/m. ----------246

Figura 5.42 – Efeito da resistência ao corte na interface solo-reforço sobre os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento, T_{max}, e os esforços na ligação, T_c: a) e c) $K_b = 5\times10^6$ kN/m; b) e d) $K_b = 5\times10^3$ kN/m. ----------247

Figura 5.43 – Deformação axial ao longo do comprimento do reforço, considerando $K_b = 5\times10^3$ kN/m: a) nível de reforço superior (10º nível); b) 7º nível de reforço. ----------248

Figura 5.44 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados (painel de face deslizante): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada. ----------249

Figura 5.45 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados (painel com rótula): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada. ----------250

Figura 5.46 - Efeito da altura da estrutura sobre os esforços máximos na ligação (painel deslizante): a) construção incremental; b) construção escorada. ----------251

Figura 5.47 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados para estruturas com diferente rigidez à flexão do painel de face (deslizante): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada. ----------252

Figura 5.48 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados para estruturas com diferente rigidez à flexão do painel de face (rótula): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada. ---------- 253

Figura 5.49 – Comparação de deslocamentos e esforços quando não são respeitadas as Equações (5.5) e (5.6). Painel de face articulado e construção escorada: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ---------- 253

Figura 5.50 – Distribuição dos esforços em altura proposta por Lee (2000). ---------- 255

Figura 5.51 - Comparação dos esforços máximos obtidos numericamente com distribuições propostas por outros autores (painel de face flexível): a) construção escorada; b) construção incremental. --- 255

Figura 5.52 - Comparação dos esforços máximos obtidos numericamente com distribuições propostas por outros autores (painel de face rígido): a) construção escorada; b) construção incremental. ----- 256

Figura 5.53 - Comparação dos esforços máximos para diferentes condições de apoio do painel de face com distribuições propostas por outros autores: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2. ---------- 257

Figura 5.54 – Curva proposta por Christopher *et al*. (1990) para estimativa dos deslocamentos laterais máximos induzidos pela construção. ---------- 258

Figura 5.55 – Problema base do método proposto por Chew & Mitchell (1994). ---------- 259

Figura 5.56 – Gráficos desenvolvidos e apresentados por Chew & Mitchell (1994) para a previsão do deslocamento máximo: a) deslocamento normalizado para o problema base; b) $DI_{L/H}$; c) DI_H; d) DI_{talude}. ---------- 260

Figura 5.57 – Comparação dos deslocamentos máximos estimados por outros autores com os valores obtidos pelas análises numéricas para diferentes valores do factor de densidade de rigidez, Ω. ---------- 261

Figura 5.58 - Comparação dos deslocamentos máximos obtidos com os métodos de previsão e com as análises numéricas para diferentes valores da altura do muro. ---------- 262

CAPÍTULO 6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Figura 6.1– Deslocamentos do talude no final da simulação da construção com: a) distribuição triangular de resistência e J = 250 kN/m; b) distribuição uniforme de resistência e J = 4000 kN/m. ---------- 268

Figura 6.2 – Deslocamentos da face do talude para distribuições de resistência distintas: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face. ---------- 268

Figura 6.3 – Componente horizontal dos deslocamentos no final da construção (J = 250 kN/m): a) distribuição triangular da resistência dos reforços; b) distribuição uniforme da resistência dos reforços. ---------- 269

Figura 6.4 – Distribuição do esforço ao longo do comprimento dos reforços: a) J = 250 kN/m; b) J = 4000 kN/m. ---------- 270

Figura 6.5 – Localização dos pontos médios onde se mobiliza a resistência total do reforço: a) distribuição triangular (linear) da resistência; b) distribuição uniforme da resistência. ---------- 270

Figura 6.6 – Localização dos elementos onde ocorre a deformação de corte máxima: a) distribuição triangular da resistência; b) distribuição uniforme de resistência. ---------- 271

Figura 6.7 – Deslocamentos do talude no final da simulação da construção: a) ângulo de atrito, ϕ = 25º; b) ângulo de atrito, ϕ = 45º. ---------- 272

Figura 6.8 – Localização dos pontos médios onde se mobiliza a resistência total do reforço: a) ângulo de atrito, ϕ = 25º; b) ângulo de atrito, ϕ = 45º. ---------- 272

Figura 6.9 – Malha de diferenças finitas utilizada no problema base. ---------- 274

Figura 6.10 - Evolução do valor máximo da força não equilibrada e do deslocamento vertical da crista do talude com o coeficiente de segurança arbitrado para a redução da resistência. ---------- 276

Figura 6.11 - Deslocamentos horizontais e verticais da face do talude no final da construção (problema base). ---------- 277

Figura 6.12 – Geometria do talude no final da construção. ---------- 277

Figura 6.13 - Deslocamentos internos: a) localização dos "inclinómetros"; b) deslocamentos horizontais registados no final da construção. ---------- 277

Figura 6.14 – Deslocamentos do talude no final da construção: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais. ----------278

Figura 6.15 – Esforços e deformações nos reforços: a) esforços máximos nos diferentes níveis e distribuição teórica; b) deformação ao longo do comprimento para 3 níveis. ----------279

Figura 6.16 - Localizações ao longo do comprimento do reforço onde ocorrem os esforços máximos.----------281

Figura 6.17 – Vectores deslocamento considerando os elementos da face muito rígidos. ----------283

Figura 6.18 – Efeito da rigidez dos elementos de cabo que simulam a face sobre os: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------284

Figura 6.19 – Efeito da parcela coesiva da resistência ao corte dos elementos de face, para estruturas com altura distinta, sobre os: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------284

Figura 6.20 – Coesão dos elementos de face variável em função da altura do talude: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------285

Figura 6.21 – Efeito da altura da estrutura quando a face é simulada através de elementos de cabo nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------286

Figura 6.22 – Efeito das características dos elementos de face sobre (H = 6 m): a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------286

Figura 6.23 – Influência da rigidez do reforço sobre os : a) deslocamentos horizontais da face normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------287

Figura 6.24 – Variação com a rigidez: a) do deslocamento horizontal máximo; b) do esforço máximo. ---------288

Figura 6.25 - Localizações ao longo do comprimento dos reforços onde ocorrem os esforços máximos: a) J = 250 kN/m; b) J = 4000kN/m. ----------288

Figura 6.26 - Influência da rigidez do reforço modelando a face com elementos de cabo sobre os: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforço máximos. ----------289

Figura 6.27 – Efeito da rigidez dos reforços sobre: a) o deslocamento horizontal máximo; b) o esforço máximo mobilizado nos reforços.----------290

Figura 6.28 – Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, em taludes com o mesmo Ω (H = 8,4 m) nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------291

Figura 6.29 – Deformações ao longo do comprimento de um reforço para diferentes valores de S_v: a) talude com 8,4 m de altura; b) talude com 6 m de altura. ----------292

Figura 6.30 – Resultados obtidos em taludes com alturas distintas: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ----------293

Figura 6.31 – Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, sobre os deslocamentos horizontais normalizados: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo.----294

Figura 6.32 - Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, sobre os esforços máximos normalizados: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo.----------294

Figura 6.33 – Coeficiente de impulso mobilizado nos diferentes níveis de reforço: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo. ----------295

Figura 6.34 – Efeito do comprimento dos reforços sobre as deformações horizontais: a) deslocamentos horizontais para J = 1000 kN/m; b) deslocamento horizontal máximo em função da rigidez.-----297

Figura 6.35 – Efeito do comprimento dos reforços sobre os esforços: a) distribuição dos esforços máximos em altura (J = 1000 kN/m); b) esforço máximo em função da rigidez.----------297

Figura 6.36 – Efeito do comprimento do reforço sobre as deformações (J = 1000 kN/m): a) 8º nível de reforço; b) 11º nível de reforço. ----------297

Figura 6.37 – Efeito do comprimento do reforço admitindo δ = 5º no: a) deslocamento horizontal máximo; b) esforço máximo mobilizado nos reforços. ----------298

Figura 6.38 – Efeito do comprimento do reforço, considerando J = 1000kN/m e δ = 5º: a) na distribuição dos esforços em altura; b) nas deformações instaladas no 11º nível de reforço. ----------299

Figura 6.39 – Localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde ocorrem os esforços máximos para valores distintos do comprimento do reforço.----------300

Figura 6.40 - Efeito do comprimento do reforço para um aterro com ϕ = 25º no: a) deslocamento horizontal máximo; b) esforço máximo mobilizado nos reforços. ----------300

Figura 6.41 – Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre os deslocamentos horizontais da face do talude. ---------- 302

Figura 6.42 – Geometria final do talude para δ = 1,5º. ---------- 302

Figura 6.43 - Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre: a) esforços máximos normalizados; b) localizações onde ocorrem os esforços máximos. ---------- 302

Figura 6.44 - Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre as deformações instaladas nos reforços do: a) 3º nível; b) 14º nível. ---------- 303

Figura 6.45 – Material de aterro com ϕ = 25º (L = 0,8H): a) perfil dos deslocamentos horizontais da face em função da rigidez dos reforços; b) distribuição dos esforços em altura. ---------- 304

Figura 6.46 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro, ϕ, para o mesmo factor de rigidez do reforço (L = 0,8H) nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ---------- 305

Figura 6.47 – Deformações instaladas nos reforços para valores distintos do ângulo de atrito do solo de aterro: a) 3º nível de reforço; b) 8º nível de reforço. ---------- 306

Figura 6.48 – Localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde se registam os esforços máximos, para valores distintos de ϕ. ---------- 306

Figura 6.49 – Efeito da inclinação da face do talude sobre o perfil dos deslocamentos horizontais normalizados: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º. ---------- 307

Figura 6.50 - Efeito da inclinação da face do talude sobre os esforços máximos normalizados: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º. ---------- 308

Figura 6.51 - Efeito da inclinação da face do talude sobre as deformações ao longo do 3º nível de reforço: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º. ---------- 309

Figura 6.52 – Localizações onde se mobilizam os esforços máximos num talude com β = 45º, para diferentes valores da rigidez dos reforços. ---------- 309

Figura 6.53 – Taludes com o mesmo factor de rigidez do reforço: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados. ---------- 309

Figura 6.54 – Proposta de distribuição de esforços em altura. Função Γ (z). ---------- 311

Figura 6.55 – Comparação entre os esforços normalizados obtidos no estudo paramétrico e os valores estimados com base na proposta apresentada: a) β = 60º; a) β = 45º; a) β = 80º. ---------- 312

Figura 6.56 – Comparação entre os esforços determinados numericamente e estimados pela Equação (6.8): a) aterro com ϕ = 35º e reforços com J = 1000kN/m; b) aterro com ϕ = 25º e L = 0,8H. --- 313

CAPÍTULO 7

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

Figura 7.1 – Curva típica da variação do módulo de distorção com a amplitude de deformação para areias. -- 316

Figura 7.2 – Espectro de resposta elástico (NP ENV 1998-1-1, 2000). ---------- 318

Figura 7.3 - Pseudo-espectros de velocidade para a acção sísmica Tipo 1. ---------- 321

Figura 7.4 – Comparação do espectro de resposta para os 10 acelerogramas com o espectro definido pelo EC8, para a acção sísmica Tipo 1. ---------- 321

Figura 7.5 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 1. ---------- 322

Figura 7.6 – Pseudo-espectros de velocidade para a acção sísmica Tipo 2. ---------- 324

Figura 7.7 – Comparação do espectro de resposta para os 10 acelerogramas com o espectro definido pelo EC8, para a acção sísmica Tipo 2. ---------- 324

Figura 7.8 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 2. ---------- 325

Figura 7.9 – Lei de deslocamentos obtida por dupla integração do acelerograma Ac1_1. ---------- 327

Figura 7.10 – Comparação das leis de velocidade e deslocamento antes e após a *"baseline correction"*: a) velocidade; b) deslocamento. ---------- 327

Figura 7.11 – Esquema das fronteiras radiativas utilizadas no *FLAC* (Itasca, 2005). ---------- 328

Figura 7.12 – Transformada de Fourier de um registo de velocidades. ---- 331

Figura 7.13 – Malha de diferenças finitas utilizada para simular o modelo 8 ensaiado por El-Emam (2003). ---- 332

Figura 7.14 – Comparação entre os esforços máximos nos reforços obtidos numericamente e os valores registados por El-Emam (2003) no final da construção do muro. ---- 333

Figura 7.15 – Comparação entre os esforços ao longo do comprimento dos reforços registados por El-Emam (2003) e obtidos numericamente (final da construção): a) 4º nível; b) 3º nível; c) 2º nível; d) 1º nível. ---- 334

Figura 7.16 – Evolução do deslocamento do topo do muro com a aceleração imposta na base. ---- 335

Figura 7.17 – Comparação dos esforços na ligação obtidos experimentalmente e com o modelo numérico: a) a = 0,1g; b) a = 0,4g. ---- 335

Figura 7.18 - Comparação entre os esforços ao longo do comprimento dos reforços obtidos experimentalmente e os do modelo numérico para a = 0,1g: a) 4º nível; b) 3º nível; c) 2º nível; d) 1º nível. ---- 336

Figura 7.19 – Leis de velocidade na base e à superfície do terreno num maciço semi-infinito: a) fronteira inferior não radiativa; b) fronteira inferior radiativa (a = 1,0). ---- 337

Figura 7.20 – Comparação entre a velocidade que se pretende impor e a velocidade registada na base: a) factor de conversão a = 2,0; b) a = 1,0. ---- 338

Figura 7.21 – Evolução do deslocamento horizontal registado na base para diferentes valores do factor de conversão "a". ---- 338

Figura 7.22 – Influência do tipo de fronteira inferior sobre: a) deslocamentos horizontais permanentes da face; b) assentamentos permanentes da superfície do terreno. ---- 339

Figura 7.23 – Efeito do tipo de fronteira inferior sobre os esforços residuais máximos. ---- 340

Figura 7.24 – Factores de amplificação da aceleração na face do talude, admitindo a fronteira inferior radiativa e não radiativa. ---- 340

Figura 7.25 – Curvas dos deslocamentos médios residuais para a acção sísmica Tipo 1: a) deslocamento horizontal da face; b) assentamentos da superfície do terreno. ---- 342

Figura 7.26 – Esforços residuais médios para a acção sísmica Tipo 1. ---- 343

Figura 7.27 – Valores médios das deformações nos reforços resultantes da acção sísmica Tipo 1: a) 2º nível; b) 9º nível. ---- 343

Figura 7.28 – Comparação dos esforços residuais médios com as distribuições teóricas. ---- 344

Figura 7.29 – Valores médios dos factores de amplificação da aceleração para a acção sísmica Tipo 1. ---- 345

Figura 7.30 - Comparação dos esforços residuais médios com a distribuição triangular admitindo a amplificação da aceleração, AS_Tipo 1. ---- 345

Figura 7.31 – Evolução do esforço normalizado e do deslocamento horizontal imposto na base para dois acelerogramas referentes à acção sísmica Tipo 1: a) Ac2_1; b) Ac8_1. ---- 346

Figura 7.32 – Localizações onde se mobiliza o esforço máximo no final da construção e após o evento sísmico: a) análise Ac2_1; b) análise Ac8_1. ---- 347

Figura 7.33 – Deslocamentos horizontais e verticais impostos na base da estrutura: a) análise *Ac3_1+V*; b) análise *Ac3_1-V*. ---- 348

Figura 7.34 - Efeito da aceleração sísmica vertical sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face do talude; b) esforços máximos residuais. ---- 348

Figura 7.35 – Curvas dos deslocamentos médios para a acção sísmica Tipo 2: a) deslocamento horizontal final da face; b) deslocamento vertical final da superfície do terreno. ---- 349

Figura 7.36 - Comparação dos esforços residuais médios com a distribuição triangular admitindo a amplificação da aceleração, AS_Tipo 2. ---- 350

Figura 7.37 – Valores médios dos factores de amplificação da aceleração para a acção sísmica Tipo 2. ---- 350

Figura 7.38 - Solicitação do tipo sinusoidal (f = 3 Hz): a) acelerograma; b) deslocamentos correspondentes. ---- 351

Figura 7.39 – Deslocamento horizontal imposto na base e da crista do talude: a) solicitação sinusoidal, f = 3 Hz; b) acelerograma Ac3_1. ---- 352

Figura 7.40 – Efeito da solicitação sobre: a) deslocamentos horizontais finais da face da estrutura; b) esforços máximos residuais. ---- 353

Figura 7.41 – Efeito do comprimento dos reforços sobre: a) os deslocamentos horizontais finais da face da estrutura; b) assentamentos residuais da superfície do terreno. ---- 354

Figura 7.42 – Efeito do comprimento do reforço sobre: a) os esforços máximos residuais; b) as extensões residuais no 2º nível de reforço. ---------- 354

Figura 7.43 – Efeito do comprimento do reforço: a) na evolução do deslocamento horizontal a meia altura do talude; b) na evolução do esforço instalado num elemento do 2º nível. ---------- 355

Figura 7.44 – Deformações residuais: a) deslocamentos horizontais da face; b) assentamentos da superfície do terreno. ---------- 356

Figura 7.45 – Histogramas do deslocamento horizontal do topo do muro: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2. ---------- 357

Figura 7.46 – Esforços residuais na ligação: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2. ---------- 357

Figura 7.47 – Esforços residuais máximos na ligação e ao longo do comprimento do reforço: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2. ---------- 358

Figura 7.48 – Distribuição dos esforços residuais ao longo do comprimento: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2. ---------- 359

Figura 7.49 – Factores de amplificação da aceleração: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2. ----- 359

Figura 7.50 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre: a) os deslocamentos horizontais finais da face; b) assentamentos finais da superfície do terreno. ---------- 360

Figura 7.51 - Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre: a) esforços residuais na ligação; b) esforços residuais ao longo do comprimento do reforço. ---------- 361

Figura 7.52 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos residuais da face do muro. ---------- 362

Figura 7.53 - Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os: a) esforços residuais na ligação; b) esforços residuais ao longo do comprimento do reforço. ---------- 362

Figura 7.54 – Comparação dos esforços residuais com a distribuição teórica: a) esforços na ligação; b) esforço máximo ao longo do comprimento. ---------- 363

Figura 7.55 – Efeito da geometria do painel de face sobre os: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforços residuais na ligação. ---------- 363

Figura 7.56 – Efeito do peso do painel de face sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face; b) esforço residuais na ligação. ---------- 364

Figura 7.57 – Efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face; b) assentamentos permanentes da superfície do terreno. ---------- 365

Figura 7.58 - Efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre os: a) esforços na ligação; b) esforço máximo residual ao longo do comprimento. ---------- 366

Figura 7.59 – Distribuição do esforço residual ao longo do comprimento do nível de reforço superior. ---------- 366

CAPÍTULO 8

ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS LOCALIZADO NO IP3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA

Figura 8.1 – Vista geral da obra (Lopes *et al.*, 1999). ---------- 370

Figura 8.2 – Vista parcial da obra (talude superior) em 1 de Agosto de 2003. ---------- 370

Figura 8.3 – Disposição horizontal das geogrelhas e sobreposição (Lopes *et al.*, 1999). ---------- 371

Figura 8.4 – Pormenor da face do talude: a) durante a construção (Lopes *et al.*, 1999); b) situação em 1 de Agosto de 2003. ---------- 372

Figura 8.5 – Esquema do perfil transversal analisado. ---------- 372

Figura 8.6 – Esquema das medições topográficas. ---------- 373

Figura 8.7 – Localização em plano horizontal dos alvos topográficos. Definição da recta de alinhamento dos alvos topográficos. ---------- 374

Figura 8.8 – Esquema do deslocamento dos alvos topográficos no plano horizontal. ---------- 375

Figura 8.9 – Evolução das componentes horizontais do deslocamento dos alvos topográficos. ---------- 376

Figura 8.10 – Deslocamentos da face do talude obtidos pelas medições topográficas: a) deslocamento horizontal na direcção do perfil transversal; b) deslocamento vertical. ---- 378

Figura 8.11 – Deslocamentos horizontais no inclinómetro da banqueta, considerando: a) leitura de referência de 4 de Agosto; b) leitura de referência de 12 de Agosto. ---- 380

Figura 8.12 – Configurações do tubo inclinométrico da banqueta. ---- 381

Figura 8.13 – Deslocamentos horizontais relativos ao inclinómetro 2: a) considerando a leitura de 4 de Agosto; b) desprezando a leitura de 4 de Agosto. ---- 382

Figura 8.14 – Configurações do tubo inclinométrico 2 na direcção do perfil. ---- 383

Figura 8.15 – Deformações medidas com os extensómetros lineares no: a) 4º nível de reforço; b) 18º nível de reforço; c) 26º nível de reforço. ---- 384

Figura 8.16 – Leituras nas células de pressão: a) próximo do 4º nível; b) próximo do 18º nível; ---- 384

Figura 8.17 – Exemplo de uma malha de diferenças finitas considerada. ---- 387

Figura 8.18 – Condições de execução do ensaio de arranque de campo. ---- 387

Figura 8.19 – Malha de diferenças finitas e esforços axiais após 0,10 m de deslocamento. ---- 388

Figura 8.20 – Curvas força de arranque-deslocamento obtidas numérica e experimentalmente. ---- 388

Figura 8.21 – Efeito da coesão sobre os deslocamentos da face: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais. ---- 390

Figura 8.22 – Efeito da coesão: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível). ---- 391

Figura 8.23 – Efeito da coesão: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos. ---- 392

Figura 8.24 – Efeito da consideração do terreno natural nos deslocamentos horizontais finais da face da estrutura: a) com pedrapleno; b) sem pedrapleno. ---- 392

Figura 8.25 - Efeito da consideração do terreno natural nos esforços de tracção: a) com pedrapleno; b) sem pedrapleno. ---- 393

Figura 8.26 – Efeito da colocação do pedrapleno nos deslocamentos horizontais da face do talude: a) solo com 2 kPa de coesão; b) solo com 5 kPa de coesão. ---- 394

Figura 8.27 – Efeito da colocação do pedrapleno nos esforços de tracção: a) solo com coesão igual a 2 kPa; b) solo com coesão igual a 5 kPa. ---- 394

Figura 8.28 – Efeito das características da face da estrutura: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face. ---- 395

Figura 8.29 - Efeito das características da face da estrutura: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível). ---- 396

Figura 8.30 - Efeito das características da face da estrutura: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos. ---- 396

Figura 8.31 - Efeito da rigidez da interface solo-reforço: a) deslocamentos horizontais finais; b) deslocamentos verticais finais. ---- 397

Figura 8.32 - Efeito da rigidez da interface solo-reforço: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível). ---- 397

Figura 8.33 - Efeito da rigidez dos reforços e das características da face: a) deslocamentos horizontais finais; b) deslocamentos verticais finais. ---- 398

Figura 8.34 – Efeito da rigidez dos reforços e das características da face: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos. ---- 399

Figura 8.35 – Comparação entre os resultados numéricos e os valores registados em obra: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face. ---- 400

Figura 8.36 – Comparação entre as leituras registadas no inclinómetro 1 e os resultados numéricos: a) leitura de referência a 4 de Agosto; b) leitura de referência a 12 de Agosto. ---- 401

Figura 8.37 - Comparação entre as leituras registadas no inclinómetro 2 e os resultados numéricos: a) leitura de referência a 4 de Agosto; b) leitura de referência a 12 de Agosto. ---- 402

Figura 8.38 – Comparação entre as deformações registadas e as obtidas numericamente no 4º nível de reforço: a) fase intermédia do aterro; b) fim da construção. ---- 402

Figura 8.39 – Comparação entre as deformações registadas e obtidas numericamente no 18º nível de reforço: a) fase intermédia do aterro; b) fim da construção. ---- 403

Figura 8.40 – Comparação entre as deformações registadas e as obtidas numericamente no 26º nível de reforço. 403

Figura 8.41 – Comparação entre as tensões registadas nas células de carga e as determinadas numericamente: a) próximo do 4º nível; b) próximo do 18º nível; c) próximo do 26º nível. 404

Figura 8.42 - Curvas dos deslocamentos médios da face para a acção sísmica Tipo 1: a) deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical. 406

Figura 8.43 – Geometria após uma solicitação sísmica Tipo 1 (acelerograma Ac6_1). 406

Figura 8.44 – Valores médios dos esforços residuais instalados nos reforços para a acção sísmica Tipo 1. 407

Figura 8.45 – Localizações onde se registaram os esforços máximos residuais para o acelerograma Ac1_1. 408

Figura 8.46 – Deformações residuais ao longo do comprimento do 4º e do 18º nível de reforço. 408

Figura 8.47 – Evolução com o tempo do esforço num elemento: a) 4º nível de reforço; b) 21º nível de reforço. 409

Figura 8.48 – Comparação entre os deslocamentos permanentes face para as duas acções sísmicas: a) deslocamentos horizontais médios; b) deslocamentos verticais médios. 410

Figura 8.49 - Comparação entre os esforços máximos residuais para as duas acções sísmicas. 411

Figura 8.50 – Evolução com o tempo do esforço e do deslocamento horizontal (acelerograma Ac2_9): a) 4º nível de reforço; b) 21º nível de reforço. 412

Figura 8.51 – Evolução com o tempo do deslocamento horizontal imposto na base e registado na face: a) acção sísmica Tipo 1 - Ac6_1; b) acção sísmica Tipo 2 - Ac9_2. 413

Figura 8.52 - Transformada de Fourier de um registo de velocidades junto ao topo da estrutura. 413

CAPÍTULO 9

ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO. DESENVOLVIMENTO DE UM PROTÓTIPO LABORATORIAL

Figura 9.1 – Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço. 415

Figura 9.2 – Esquemas dos equipamentos (Blumel & Stoewahse, 1998): a) caixa superior fixa apenas na direcção horizontal (solução de Casagrande); b) caixa superior fixa nas direcções vertical e horizontal. 418

Figura 9.3 - Dispersão das curvas tensão de corte-deslocamento obtidas no programa inter-laboratorial da Sociedade Alemã de Geotecnia (Blumel & Stoewahse, 1998). 418

Figura 9.4 – Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte da interface areia-geotêxtil em função da tensão normal (Stoewahse *et al.*, 2002). 419

Figura 9.5 - Diferentes esquemas de equipamentos de corte directo (Stoewahse *et al.*, 2002): a) meia-caixa superior móvel; b) meia-caixa superior móvel na direcção vertical, mas com rotação impedida; c) meia-caixa superior fixa; d) meia-caixa superior fixa com regulação da pressão de ar. 420

Figura 9.6 – Resistências de pico em função da tensão normal obtidas por Stoewahse (2001) com os diferentes equipamentos. 421

Figura 9.7 – Valores do ângulo de atrito, obtidos por Stoewahse (2001) com os diversos equipamentos, em função do índice de vazios: a) na interface areia-gotêxtil; b) na areia. 422

Figura 9.8 - Sistema de aplicação e de medição da tensão normal: a) equipamento A; b) equipamento B (Nakamura *et al.*, 1999). 422

Figura 9.9 - Posições do reforço em relação à camada de solo analisadas por Nakamura *et al.* (1999): a) método 1; b) método 2; c) método 3. 423

Figura 9.10 – Efeito da posição relativa do solo e da geogrelha Nakamura *et al.* (1999): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida. 424

Figura 9.11 – Forças adicionais que se podem desenvolver devido ao movimento vertical da base (Nakamura *et al.*, 1999). 424

Figura 9.12 – Efeito do sistema de aplicação e de medição da tensão normal (Nakamura *et al.*, 1999): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida. 425

Figura 9.13 – Efeito da rigidez do suporte na resistência ao corte (Nakamura *et al.*, 1999): a) equipameno B; b) equipamento A. ----------426

Figura 9.14 – Efeito de diferentes condições de aplicação da carga normal (Nakamura *et al.*, 2003). ----------427

Figura 9.15 - Curvas tensão-deformação relativas a interface entre uma areia e uma geomembrana lisa obtidas com equipamentos de dimensões distintas (Hsieh & Hsieh, 2003).----------429

Figura 9.16 – Efeito de escala sobre os resultados dos ensaios de corte directo em areias (Palmeira, 1987). --429

Figura 9.17 – Efeito da rigidez da placa de carregamento (Hsieh & Hsieh, 2003). ----------430

Figura 9.18 – Vista esquemática do sistema de medição da tensão normal ao nível da interface (Hsieh & Hsieh, 2003).----------431

Figura 9.19 - Influência da altura de solo na meia-caixa superior, num ensaio de corte directo entre uma areia e um geotêxtil não tecido (Gourc *et al.*, 1996). ----------431

Figura 9.20 – Modalidade de ensaio de corte directo de área constante esquematizado na norma EN ISO 12957-1.----------433

Figura 9.21 - Modalidade de ensaio de corte directo de área reduzida esquematizado na norma EN ISO 12957-1.----------433

Figura 9.22 – Vista geral do equipamento desenvolvido: a) esquema em fase de projecto; b) fase de montagem (Abril de 2003); c) fase inicial de montagem (Março de 2003); d) vista geral do equipamento (Julho de 2003). ----------436

Figura 9.23 – Elementos que podem ser introduzidos no interior da meia-caixa inferior: a) tampa metálica rígida, que permite realizar ensaios na modalidade de área constante; b) aro metálico redutor, que permite realizar ensaios na modalidade de área reduzida. ----------436

Figura 9.24 – Esquema de uma geogrelha uniaxial com a justificação para o comprimento da caixa de corte adoptado. ----------437

Figura 9.25 – Fixação do geossintético à base rígida. ----------438

Figura 9.26 – Alguns componentes do equipamento de corte directo: a) central hidráulica; b) placa rígida de carregamento em movimento. ----------438

Figura 9.27 – Quadro eléctrico do equipamento de corte directo. ----------440

Figura 9.28 – Perfil transversal de diversos geossintéticos ensaiados sobre base de solo (Lee & Manjunath, 2000).----------441

Figura 9.29 – Resultados de um ensaio teste de corte directo cíclico: a) curva força-deslocamento horizontal para os dois primeiros ciclos; b) evolução com o tempo do deslocamento horizontal imposto e da força horizontal registada.----------442

Figura 9.30 - Ligação do eixo horizontal à mesa móvel na versão inicial do projecto: a) ligação junto à célula de carga; b) pormenor da ligação do servoactuador hidráulico à célula de carga. ---------443

Figura 9.31 – Intervenção na ligação entre a base móvel e a meia-caixa inferior: a) versão inicial; b) versão modificada embutindo os parafusos frontais. ----------443

Figura 9.32 - Resultados de um ensaio de corte directo cíclico realizado após a intervenção ilustrada na Figura 9.31b: a) curva força-deslocamento para os quatro primeiros ciclos; b) evolução do deslocamento imposto e da força registada. ----------443

Figura 9.33 – Intervenções ao nível da cavilha de ligação do servoactuador à célula de carga: a) solução no projecto inicial; b) primeira intervenção realizada; c) modificação da cavilha, d) introdução de um sistema de tirantes. ----------444

Figura 9.34 – Faseamento da preparação da amostra de solo num ensaio de corte directo: a) posicionamento da meia-caixa superior; b) compactação do solo com um pilão; c) verificação da horizontalidade das camadas de solo; d) descida da placa rígida de carregamento. ----------446

Figura 9.35 – Colocação da instrumentação externa: a) três transdutores colocados na placa de carregamento; b) um transdutor no centro da placa e dois transdutores colocados nas extremidades da meia-caixa.----------446

Figura 9.36 – Deslocamentos verticais: a) da meia-caixa superior no início da aplicação da carga vertical; b) da meia-caixa superior e do centro da placa de carregamento durante 60 minutos.----------447

Figura 9.37 – Avaliação da reprodutibilidade dos ensaios para a interface areia *SP49*-geossintético *GC50* para valores da tensão normal iguais a: a) 50 kPa; b) 100 kPa. ----------448

Figura 9.38 – Efeito da espessura de solo na meia-caixa superior em ensaios de corte directo da areia *SP49* para valores da tensão normal iguais a: a) 50 kPa; b) 100 kPa. ----------450

Figura 9.39 – Efeito da espessura de solo no interior da meia-caixa sobre: a) a resistência ao corte da interface areia-geossintético; b) os deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento. ---------- 450

Figura 9.40 – Comparação da resistência ao corte da interface areia-geossintético, para diferentes valores de h, com a resistência obtida no equipamento de corte convencional. ---------- 451

CAPÌTULO 10

COMPORTAMENTO TENSÃO-EXTENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ENVOLVIDOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

Figura 10.1 – Resultados obtidos por Bathurst & Cai (1994) com a geogrelha de *PET*: a) ensaio cíclico com vários incrementos; b) ensaio cíclico para um escalão de carga. ---------- 454

Figura 10.2 – Valores da rigidez do ciclo descarga-recarga obtidos nos ensaios cíclicos (Bathurst & Cai, 1994): a) geogrelha de *PEAD*; b) geogrelha de *PET*. ---------- 455

Figura 10.3 – Esquema do equipamento utilizado por McGown *et al*. (1995) para os ensaios de geogrelhas. --- 456

Figura 10.4 – Resultados obtidos por Ashmamy & Bourdeau (1996) em ensaios de tracção de um geotêxtil tecido de *PET*. ---------- 457

Figura 10.5 – Resultados dos ensaios monotónicos e cíclicos obtidos por Ling *et al*. (1998) para três geogrelhas. ---------- 458

Figura 10.6 – Esquema de carregamento cíclico adoptado por Kongkitkul *et al*. (2004b). ---------- 460

Figura 10.7 – Relações força-deformação obtidas por Kongkitkul *et al*. (2004b) para o geocompósito: a) f = 0,01 Hz; b) f = 0,2 Hz. ---------- 461

Figura 10.8 – Efeito da velocidade de deformação sobre a resistência de um geocompósito de *PET* (Kongkitkul *et al*., 2004a). ---------- 461

Figura 10.9 – Aspecto visual dos geocompósitos de reforço: a) *GC50*; b) *GC100*; c) *GC50/50*. ---------- 462

Figura 10.10 – Muro reforçado com o tipo de geocompósito utilizado no estudo laboratorial, via RN 20 Foix-Tarascon, França (*LCPC*, 2003): a) na fase de construção; b) durante a fase de exploração. ---------- 463

Figura 10.11 – Proposta do fabricante do geocompósito para a preparação dos provetes com vista à realização de ensaios de tracção (Bidim, 1998). ---------- 464

Figura 10.12 – Esquema de montagem do ensaio de tracção: a) provete; b) provete após colagem; c) provete após dobragem; d) fixação do provete nas pegas; e) introdução de um varão no *GC100*; f) pegas introduzidas nas garras. ---------- 464

Figura 10.13 – Ensaio à tracção do geocompósito de maior resistência: a) seguindo as indicações do fabricante; b) introduzindo um varão de aço antes da dobragem. ---------- 464

Figura 10.14 – Representação esquemática da determinação dos módulos de rigidez. ---------- 465

Figura 10.15 – Curvas força-extensão obtidas para o geossintético *GC50* e curva média correspondente. ------ 466

Figura 10.16 – Dois instantes do ensaio de tracção de amostras com 200 mm de largura: a) imediatamente antes da rotura; b) no instante seguinte. ---------- 466

Figura 10.17 – Ensaio de tracção de um filamento de poliéster: a) durante o ensaio; b) após rotura. ---------- 468

Figura 10.18 – Resultados do ensaio de um filamento de poliéster: a) estimativa da curva força–extensão por metro de largura; b) comparação com o ensaio realizado segundo a norma EN ISO 10319. - 469

Figura 10.19 – Efeito da velocidade de deformação no comportamento do geocompósito *GC50*. ---------- 470

Figura 10.20 – Definição das direcções longitudinal e transversal no geocompósito *GC50/50*. ---------- 471

Figura 10.21 – Curvas força-extensão obtidas para o geocompósito GC50/50: a) direcção longitudinal; b) direcção transversal. ---------- 471

Figura 10.22 – Comparação das curvas médias força-extensão dos geocompósitos *GC50* e *GC50/50*. ---------- 472

Figura 10.23 - Curvas força-extensão obtidas para o geocompósito *GC100* e curva média correspondente. ---- 473

Figura 10.24 – Comparação entre as curvas força-extensão obtidos com o geocompósito *GC100* a partir de um filamento de *PET* e de amostras com 40 mm e 200 mm de largura. ---------- 474

Figura 10.25 – Esquema dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de deformação constante: a) ensaio com 5 patamares descarga-recarga; b) ensaio cíclicos com um patamar. ----------475

Figura 10.26 - Esquema dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de carregamento constante: a) um patamar de carga com descarga total; b) um patamar de carga sem descarga total; c) dois patamares de carga: 20% e 40% T_{nom} ; d) dois patamares de carga: 40% e 80% T_{nom}.----------476

Figura 10.27 – Definição dos módulos de rigidez e do coeficiente de amortecimento nos ensaios cíclicos.-------478

Figura 10.28 – Curvas força-extensão para os ensaios cíclicos com 5 escalões: a) taxa de deformação 20%/min; b) taxa de deformação 2%/min. ----------478

Figura 10.29 – Módulos de rigidez em função do escalão de carga: a) rigidez na descarga; b) rigidez na recarga.----------479

Figura 10.30 – Ensaios com 5 escalões de carga: a) factor de rigidez na recarga ($J_{recarga}/J_1$); b) deformação acumulada.----------480

Figura 10.31 – Ensaios com 5 escalões de carga: a) deformação plástica; b) coeficiente de amortecimento. ----480

Figura 10.32 – Efeito do nível de deformação sobre: a) o módulo de rigidez na descarga; b) o módulo de rigidez na recarga; c) o coeficiente de amortecimento. ----------481

Figura 10.33 – Curvas força-extensão e resumo de resultados em termos de força máxima para o ensaio cíclico com um escalão de carga (80%T_{nom}). ----------483

Figura 10.34 – Ensaio a velocidade de deformação constante. Rigidez normalizada em função do número de ciclos: a) $J_{descarga}/J_1$; b) $J_{recarga}/J_1$. ----------483

Figura 10.35 – Ensaio a taxa de deformação constnate: a) deformação acumulada por ciclo; b) deformação plástica ou residual; c) deformação acumulada em escala semi-logarítmica; c) deformação residual em escala semi-logarítmica; ----------484

Figura 10.36 - Ensaio com controlo de deformação. Coeficiente de amortecimento por ciclo descarga-recarga: a) escala linear; b) escala semi-logarítmica. ----------485

Figura 10.37 – Curvas força-extensão e resumo dos resultados em termos de resistência: a) ensaio T80_f0,001; b) ensaio T80_f0,02. ----------486

Figura 10.38 – Efeito da frequência no primeiro ciclo de descarga-recarga: a) escalão 80%T_{nom}; b) escalão 40%T_{nom}. ----------487

Figura 10.39 – Efeito da frequência de ensaio sobre as deformações acumuladas por ciclo: a) c) escalão 80%T_{nom}; b) d) escalão 40%T_{nom}. ----------487

Figura 10.40 – Efeito da frequência sobre o módulo de rigidez: a) na descarga e b) na recarga para o escalão 80%T_{nom}; c) na descarga e d) na recarga para o escalão 40%T_{nom}.----------488

Figura 10.41 – Esquema justificativo para o elevado valor do módulo de rigidez na primeira descarga nos ensaios mais lentos. ----------489

Figura 10.42 - Efeito da frequência sobre o coeficiente de amortecimento: a) escalão 80%T_{nom}; b) escalão 40%T_{nom}; ----------490

Figura 10.43 – Comparação de resultados de ensaios com e sem descarga total: a) curvas força-extensão; b) deformação acumulada. ----------491

Figura 10.44 – Curva força-extensão do ensaio T20/40_20: a) comparação com a curva do ensaio monotónico; b) comparação com a curva do ensaio T40_20. ----------491

Figura 10.45 – Curva força-extensão do ensaio T40_20/80_60: a) comparação com a curva do ensaio monotónico; b) comparação com a curva do ensaio T80_f0,005. ----------492

Figura 10.46 – Módulo de rigidez na recarga em função da deformação para o 5º e 10º ciclos.----------493

Figura 10.47 – Curvas força-extensão dos ensaios monotónicos pós-cíclicos: a) ensaio T40_f0,01; b) ensaio T40_20/80_60.----------494

Figura 10.48 – Efeito do carregamento cíclico sobre o comportamento monotónico posterior: a) força máxima; b) extensão para a força máxima; c) módulo de rigidez para 5% deformação; d) módulo de rigidez para T_{max}. ----------494

Figura 10.49 – Efeito da paragem total previamente à realização do ensaio monotónico pós-cíclico (T80_f0,005). ----------495

CAPÍTULO 11

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Figura 11.1 – Curvas granulométricas das areias SP45 e SP49. ---------- 498

Figura 11.2 – Base rígida adaptável à caixa de corte de solos: a) vista da superfície de corte; b) fixação por parafusos na parte inferior; c) base rígida no interior da meia-caixa. ---------- 499

Figura 11.3 – Efeito das diferentes hipóteses, quanto à área de corte, sobre a resistência das interfaces: a) b) resultados de ensaios areia *SP49-GC50*; c) d) resultados de ensaios areia *SP49-GC50/50*. - 501

Figura 11.4 – Ensaio de corte directo da areia *SP49* na caixa convencional: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal. ---------- 503

Figura 11.5 – Envolventes para o ensaio da areia *SP49* na caixa de corte convencional. ---------- 504

Figura 11.6 – Ensaio de corte directo da areia *SP49* na caixa de grandes dimensões: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal. ---------- 504

Figura 11.7 - Envolvente para o ensaio da areia *SP49* na caixa de grandes dimensões. ---------- 505

Figura 11.8 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP49*: a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) envolventes tensão de corte-tensão normal. ---------- 505

Figura 11.9 – Ângulos de dilatância obtidos com os dois equipamentos de ensaio para areia *SP49* (I_D = 70%). - 506

Figura 11.10 – Resultados do ensaio de corte directo da areia *SP49* com I_D = 90% realizado no equipamento convencional: a) evolução da tensão de corte; b) rectas envolventes. ---------- 506

Figura 11.11 – Comparação dos resultados obtidos com o equipamento de corte convencional para diferentes índices de compacidade da areia *SP49*: a) evoluções das tensões de corte; b) rectas envolventes. ---------- 507

Figura 11.12 – Resultados do ensaio de corte directo da areia *SP49* com I_D = 90% realizado no equipamento protótipo: a) evolução da tensão de corte; b) rectas envolventes. ---------- 508

Figura 11.13 – Comparação dos resultados obtidos com o equipamento de corte de grandes dimensões para diferentes índices de compacidade da areia SP49: a) evoluções das tensões de corte; b) rectas envolventes. ---------- 508

Figura 11.14 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP49* (I_D = 90%): a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) rectas envolventes. ---------- 509

Figura 11.15 – Ângulos de dilatância obtidos com os dois equipamentos de ensaio para areia *SP49* (I_D = 90%). - 509

Figura 11.16 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP45*: a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) rectas envolventes. ---------- 509

Figura 11.17 - Ensaio de corte directo da interface *SP49-GC50* na caixa convencional: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal. ---------- 510

Figura 11.18 - Envolvente de rotura para a interface areia *SP49-GC50* obtida com o equipamento de corte convencional. ---------- 511

Figura 11.19 - Ensaio de corte directo da interface *SP49-GC50* no protótipo desenvolvido: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal. ---------- 512

Figura 11.20 – Envolventes de rotura, obtidas com o equipamento de corte de grandes dimensões, para a interface areia *SP49-GC50*. ---------- 512

Figura 11.21 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ---------- 513

Figura 11.22 – Efeito do índice de compacidade da areia sobre a resistência ao corte da interface *SP49-GC50*: a) resultados obtidos com o protótipo laboratorial; b) resultados obtidos com o equipamento de corte convencional. ---------- 514

Figura 11.23 - Comparação dos resultados obtidos para a interface entre a areia *SP49* (I_D = 90%) e o *GC50* com os dois equipamentos: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ---------- 514

Figura 11.24 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ---------- 515

Figura 11.25 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50/50* (direcção longitudinal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----516

Figura 11.26 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50/50* (direcção transversal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----516

Figura 11.27 - Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----517

Figura 11.28 - Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----517

Figura 11.29 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC50/50* (direcção longitudinal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----518

Figura 11.30 – Equipamento de corte simples do *LNEC* utilizado no estudo experimental. ----518

Figura 11.31 – Processo de preparação dos provetes: a) ajuste da camisa; b) colocação do geossintético; c) colocação do porta-filtros superior; d) provete pronto para ser instalado no equipamento de corte.----519

Figura 11.32 – Provete de ensaio com um nível de reforço (após o ensaio).----520

Figura 11.33 - Ensaio de corte simples da areia *SP49*: a) tensões de corte desenvolvidas durante o ensaio; b) tensões de corte normalizadas pela tensão vertical. ----521

Figura 11.34 – Evolução do deslocamento vertical durante o ensaio de corte simples da areia *SP49*. ----522

Figura 11.35 – Envolventes de rotura da areia *SP49*: a) envolventes para o ensaio de corte simples; b) comparação das envolventes referentes aos 3 tipos de ensaios.----522

Figura 11.36 - Ensaio de corte simples da areia *SP45*: a) tensões de corte desenvolvidas durante o ensaio; b) tensões de corte normalizadas pela tensão vertical. ----523

Figura 11.37 – Comparação das envolventes de rotura de resistência ao corte da areia *SP45*, obtidas com os três equipamentos de ensaio.----523

Figura 11.38 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente de rotura. ----524

Figura 11.39 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes de rotura. ----524

Figura 11.40 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC50/50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes de rotura. ----524

Figura 11.41 – Comparação dos deslocamentos verticais do provete nos ensaios de corte simples sobre a areia *SP49* e sobre a *SP49* reforçada com: a) o geocompósito *GC50*; b) o geocompósito *GC50/50*. ----525

Figura 11.42 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.----526

Figura 11.43 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC100* obtidas com os três equipamentos de ensaio. ----526

Figura 11.44 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC50/50* obtidas com os três equipamentos de ensaio. ----526

Figura 11.45 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes. ----527

Figura 11.46 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente.----527

Figura 11.47 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC50/50*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente.----527

Figura 11.48 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.----528

Figura 11.49 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC100* obtidas com os três equipamentos de ensaio. ----528

Figura 11.50 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC50/50* obtidas com os três equipamentos de ensaio. ----528

Figura 11.51 – Ciclo histerético e definição da rigidez e da área relativa à dissipação de energia. 532

Figura 11.52 – Ciclos histeréticos referentes ao *Escalão 6* do ensaio com f = 0,05 Hz: a) 1º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20º ciclo. 533

Figura 11.53 – Evolução com o número de ciclos da (ensaio f = 0,05 Hz – *Escalão 6*): a) rigidez na interface; b) dissipação de energia. 533

Figura 11.54 – Evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude do deslocamento imposto (20º ciclo do ensaio com f = 0,05Hz). 534

Figura 11.55 – Evolução da rigidez e da dissipação de energia com a semi-amplitude de deslocamento para o ensaio cíclico realizado com f = 0,05Hz. 534

Figura 11.56 – Tensão de corte residual registada nos diferentes escalões de carga do ensaio com duração intermédia (f = 0,05 Hz). 535

Figura 11.57 – Efeito da frequência de ensaio nos ensaios cíclicos com controlo de deslocamento sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia. 537

Figura 11.58 – Efeito do carregamento cíclico prévio sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento. 537

Figura 11.59 – Ciclos histeréticos referentes ao *Escalão 6* do ensaio com controlo de força realizado com f = 0,5 Hz: a) 1º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20º ciclo. 538

Figura 11.60 – Evolução com o número de ciclos (ensaio f = 0,5 Hz – escalões 6 e 10): a) da rigidez na interface; b) da dissipação de energia. 539

Figura 11.61 – Evolução da rigidez e da dissipação de energia com a semi-amplitude de deslocamento, referente ao 20º ciclo do ensaio cíclico com controlo de força, realizado com f = 0,5 Hz. 539

Figura 11.62 – Evolução, com a semi-amplitude da tensão de corte no 20º ciclo do ensaio com controlo de força (f = 0,5 Hz) : a) da semi-amplitude do deslocamento; b) do deslocamento médio. 541

Figura 11.63 – Evolução do deslocamento residual ao longo dos escalões de carga (f = 0,5 Hz). 541

Figura 11.64 – Efeito da frequência nos ensaios cíclicos com controlo de força sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia. 542

Figura 11.65 - Efeito do índice de compacidade inicial da areia, nos ensaios cíclicos com controlo de força, sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia. 542

Figura 11.66 – Efeito do índice de compacidade inicial sobre: a) a semi-amplitude do deslocamento; b) o deslocamento médio. 543

Figura 11.67 – Efeito do índice de compacidade inicial sobre os ciclos histeréticos e respectiva rigidez: a) 20º ciclo do *Escalão 3*; b) 20º ciclo do *Escalão 9*. 543

Figura 11.68 – Efeito do índice de compacidade inicial da areia sobre o deslocamento residual acumulado. 544

Figura 11.69 - Efeito do índice de compacidade inicial sobre a rigidez do primeiro carregamento (ramo virgem). 544

Figura 11.70 – Comparação da rigidez do primeiro carregamento em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento (f = 0,5 Hz). 545

Figura 11.71 – Comparação entre a evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude de deslocamento, em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento. 545

Figura 11.72 – Comparação de resultados de ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento em termos de: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia. 546

Figura 11.73 – Ciclos histeréticos em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento. 546

Figura 11.74 – Efeito da espessura de solo sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia. 547

Figura 11.75 - Efeito dos carregamentos prévios, em ensaios cíclicos com controlo de deslocamentos (f = 0,5Hz), sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia. 548

Figura 11.76 – Efeito dos carregamentos prévios, em ensaios cíclicos com controlo de deslocamento (f = 0,5 Hz): a) 1º ciclo, incluindo o ramo "virgem"; b) 20º ciclo. 548

Figura 11.77 – Resultados do *Escalão 4* do ensaio *SP49_f0,05 Hz*. Evolução com o número de ciclos de: a) modulo de distorção; b) coeficiente de amortecimento; c) amplitude efectiva de distorção; d) distorção média. 549

Figura 11.78 - Resultados do 20º ciclo do ensaio *SP49_f0,5Hz*: a) variação da amplitude efectiva de distorção, γ com a semi-amplitude da tensão tangencial; b) variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com γ. 550

Figura 11.79 - Efeito da frequência de ensaio sobre a variação: a) do módulo de distorção da areia; b) do coeficiente de amortecimento. ---------- 551

Figura 11.80 – Resultados do *Escalão 2* do ensaio *SP49GC50_0,5 Hz*. Evolução com o número de ciclos de: a) módulo de distorção; b) coeficiente de amortecimento; c) amplitude efectiva de distorção; d) distorção média. ---------- 552

Figura 11.81 – Ciclos histeréticos do *Escalão 2* do ensaio *SP49GC50_0,5 Hz*: a) primeiro ciclo; b) último ciclo. ---------- 552

Figura 11.82 – Efeito da frequência de ensaio sobre a variação do: a) módulo de distorção com a distorção; b) coeficiente de amortecimento com a distorção. ---------- 553

Figura 11.83 – Efeito da frequência de ensaio sobre a variação da: a) amplitude efectiva de distorção com a semi-amplitude da tensão tangencial; b) distorção média com a semi-amplitude da tensão tangencial. ---------- 553

Figura 11.84 – Efeito da presença do geossintético sobre o 20º ciclo histérico (f = 0,05 Hz). ---------- 554

Figura 11.85 – Efeito da presença do geossintético sobre o módulo de distorção. Evolução do módulo de distorção com: a) γ; b) τ_a. ---------- 555

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Quadro 1.1 – Factores que podem afectar o comportamento das estruturas de solo reforçado (BS 8006, 1995). ---------- 1

Quadro 1.2 – Características de algumas obras de reforço de solo com geossintéticos construídas em Portugal. ---------- 3

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTADO DE ARTE

Quadro 2.1 - Comportamento observado em muros e taludes reforçados após a ocorrência de sismos. ----------11

Quadro 2.2 – Ensaios em mesa sísmica de modelos de estruturas de solo reforçado encontrados na bibliografia. ----------20

Quadro 2.3 – Descrição dos modelos ensaiados por Matsuo *et al.* (1998). ----------26

Quadro 2.4 – Dimensões e características dos modelos ensaiados por El-Emam (2003). ----------32

Quadro 2.5 – Resumos dos ensaios sísmicos em centrifugadora de modelos de estruturas de solo reforçado encontrados na bibliografia. ----------38

Quadro 2.6 – Características dos modelos ensaiados por Nova-Roessig (1999). ----------41

Quadro 2.7 – Modelos ensaiados por Takahashi *et al.* (1999). ----------44

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Quadro 3.1 – Coeficientes parciais de segurança e combinações de acções para o dimensionamento----------72

Quadro 3.2 – Coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de muros de solo reforçado (BS 8006, 1995). ----------72

Quadro 3.3 – Valores de assentamentos internos do aterro que alguns sistemas de face ----------76

Quadro 3.4 – Tolerâncias construtivas para as deformações da face e do terrapleno em muros e encontros (BS 8006,1995). ----------77

Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de taludes reforçados (BS 8006, 1995). ---------- 134

Quadro 3.6 – Resumo das diferentes opiniões/indicações sobre o valor do ângulo de atrito do solo a utilizar no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. ---------- 142

Quadro 3.7 – Coeficientes de segurança a aplicar sobre o esforço resistente dos geossintéticos (FHWA, 2001)---------- 143

Quadro 3.8 – Valores do coeficiente parcial RF_W em função da degradação da resistência e do tempo máximo de exposição (ISO/TR 20432). ---------- 146

Quadro 3.9 – Valores do coeficiente RF_{CH} para poliésteres (ISO/TR 20432). ---------- 147

Quadro 3.10 – Factores que compõem o coeficiente de segurança do material, f_m, a aplicar ao esforço resistente do reforço (BS 8006, 1995).---------- 148

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS COM BASE EM MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Quadro 4.1 – Comparação entre valores do coeficiente de impulso, K_{req}, obtidos com o programa desenvolvido e valores publicados na bibliografia. ----------167

Quadro 4.2 – Comparação do valor de $(L/H)_{global}$, determinado com base em considerações de equilíbrio global, com valores publicados na bibliografia. ----------169

Quadro 4.3 – Comparação do valor de $(L/H)_{ds}$, que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pelo base, com valores publicados na bibliografia. ----------172

Quadro 4.4 – Comprimento mínimo de reforço que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base para uma estrutura com 6 m de altura. ----------185

Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados obtidos para o comprimento L_{ds} seguindo as indicações da *FHWA* e utilizando o programa desenvolvido - estrutura com β = 80º e 6 m de altura.----------196

Quadro 4.6 - Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.16).----------199

Quadro 4.7 – Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.17) para k_h = 0,20 e k_v = 0. ----------200

Quadro 4.8 - Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.17) para k_h = 0,30 e k_v = 0,15. ----------201

Quadro 4.9 - Comparação entre os valores de L/H obtidos pela envolvente definida através das Equações (4.19) e pelo programa de cálculo. ----------203

Quadro 4.10 – Comprimento e esforço resistente exigidos aos reforços para o "*Gould Wall*". ----------205

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 5.1 – Parâmetros caracterizadores do exemplo numérico apresentado por Rowe & Ho (1998). ---------210

Quadro 5.2 – Resumo das análises numéricas apresentadas referentes à construção de muros reforçados. ----219

Quadro 5.3 – Valores do parâmetro a_T para diferentes tipos de muros (Lee, 2000). ----------254

CAPÍTULO 6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Quadro 6.1 – Deformações registadas nos reforços em taludes instrumentados relatados na bibliografia. ------280

Quadro 6.2 – Resumo das análises numéricas apresentadas no estudo paramétrico.----------282

CAPÍTULO 7

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

Quadro 7.1 – Valores da aceleração máxima nominal a_g (m/s^2) (NP ENV 1998-1-1, 2000). ----------317

Quadro 7.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (NP ENV 1998-1-1,2000). --319

Quadro 7.3 – Valores dos parâmetros k_{d1} e k_{d2} (NP ENV 1998-1-1, 2000). ----------320

Quadro 7.4 – Deslocamentos e esforços máximos para a acção sísmica Tipo 1. ----------341

Quadro 7.5 – Deslocamentos e esforços máximos para a acção sísmica Tipo 2. ---------- 349
Quadro 7.6 – Comparação entre os deslocamentos e os esforços máximos para as diferentes acções. ---------- 351

CAPÍTULO 8

ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS LOCALIZADO NO IP3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA

Quadro 8.1 – Caracterização laboratorial do material de aterro (Lopes & Mendonça, 1999b). ---------- 372
Quadro 8.2 – Datas das leituras topográficas e leituras de referência dos 13 alvos topográficos. ---------- 375
Quadro 8.3 – Datas das leituras efectuadas nos dois tubos inclinométricos. ---------- 379
Quadro 8.4 – Faseamento construtivo admitido na modelação numérica. ---------- 385
Quadro 8.5 – Resumo das análises numéricas efectuadas. ---------- 389
Quadro 8.6 – Deslocamentos permanentes e esforços residuais para a acção sísmica Tipo 1. ---------- 405
Quadro 8.7 - Deslocamentos permanentes e esforços residuais para a acção sísmica Tipo 2. ---------- 410

CAPÍTULO 9

ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO. DESENVOLVIMENTO DE UM PROTÓTIPO LABORATORIAL

Quadro 9.1 – Ângulos de atrito da interface areia-geomembrana lisa obtidos por Hsieh & Hsieh (2003). ------- 429
Quadro 9.2 – Resultados dos ensaios de reprodutibilidade para tensões normais de 50 kPa e de 100 kPa. ----- 449

CAPÌTULO 10

COMPORTAMENTO TENSÃO-EXTENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ENVOLVIDOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

Quadro 10.1 – Resumo dos resultados do ensaio de tracção do geossintético *GC50*. ---------- 467
Quadro 10.2 – Comparação entre os resultados da curva média e a média do ensaio. ---------- 468
Quadro 10.3 – Resultados dos ensaios de tracção realizados sobre o geossintético *GC50*. ---------- 469
Quadro 10.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de tracção do geocompósito *GC50/50* ---------- 471
Quadro 10.5 – Resumo dos resultados obtidos para o geocompósito *GC100* com amostras de 40 mm e 200 mm de largura e com um filamento de *PET*. ---------- 474
Quadro 10.6 – Descrição e designações dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de carregamento constante. ---------- 477
Quadro 10.7 – Força máxima e módulo de rigidez obtidos nos ensaios de descarga-recarga com 5 escalões. -- 479

CAPÍTULO 11

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Quadro 11.1 – Composição química das areias *SP45* e *SP49* (dados fornecidos pela Sibelco). ---------- 498
Quadro 11.2 – Índices físicos das areias *SP45* e *SP49*. ---------- 498
Quadro 11.3 – Comparação dos resultados dos ensaios monotónicos. ---------- 529

Quadro 11.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte directo cíclicos com controlo de deslocamento.---536

Quadro 11.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte directo cíclicos com controlo de força. ----------540

Quadro 11.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte simples cíclico realizados sobre a areia *SP49*. -----550

Quadro 11.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte simples cíclico realizados sobre a areia com reforço. ----------553

SIMBOLOGIA

Embora os símbolos utilizados sejam definidos ao longo do texto, à medida que vão surgindo, afigura-se com interesse apresentar uma listagem dos mesmos. Procurou-se identificar as diferentes grandezas através de símbolos consagradas na bibliografia da especialidade, do que resultou que alguns dos símbolos apresentem significados distintos.

Alfabeto Latino

A área da secção de corte

a factor de conversão da lei de velocidades numa lei de tensões

a_g aceleração máxima nominal

a_s fracção sólida da área superficial de uma geogrelha

B largura do modelo

B largura efectiva do muro para efeitos de capacidade de carga da fundação

C velocidade de propagação de ondas

C_{ds} coeficiente de interacção (corte directo)

C_i coeficiente de interacção solo-reforço

c coesão

c' coesão efectiva

c_f coesão atribuída aos elementos de face (modelação numérica)

c_f coesão do solo de fundação

c_u resistência não drenada

D coeficiente de amortecimento

DI índice de deformação

D_m altura de solo em frente à estrutura ou altura enterrada

DP dissipação de energia

d deslocamento permanente

E módulo de elasticidade do painel de face

EI rigidez à flexão do painel de face

E_s módulo de elasticidade do solo

e espessura do painel de face

e excentricidade da resultante das forças

F^* coeficiente de resistência ao arranque

F_f parâmetro de rigidez normalizada do painel de face

F_{max} força horizontal máxima nos ensaios de corte directo cíclico

F_{min} força horizontal mínima nos ensaios de corte directo cíclico

f frequência

f_a coeficiente de interacção solo-reforço relativo à rotura por ao arranque

f_f coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre as cargas adicionais permanentes

f_{fs} coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre acções devido ao peso próprio do solo

f_m coeficiente de segurança do material ou coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre a resistência do reforço

f_{ms} coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre as propriedades resistentes do solo

f_n coeficiente de importância, função categoria da estrutura

f_p coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre a resistência ao arranque

f_q coeficiente parcial de segurança a aplicar sobre as cargas adicionais variáveis (sobrecargas)

FS coeficiente de segurança

FS_a coeficiente de segurança em relação à rotura por arranque

FS_{cc} coeficiente de segurança em relação à capacidade de carga do solo de fundação

FS_{der} coeficiente de segurança em relação ao derrubamento

FS_e coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base

G módulo de distorção

g aceleração da gravidade

H altura da estrutura

H_0 altura do provete no final da fase de consolidação

h altura correspondente à inclinação do terrapleno

h espessura de solo colocado na meia-caixa superior da caixa de corte

h_{eff} altura equivalente do painel de face que é 100% eficiente na transmissão de momentos flectores

I momento de inércia do painel de face

I_D índice de compacidade do solo

IP índice de plasticidade

J rigidez do reforço

J_1 rigidez relativa ao primeiro carregamento

J_o rigidez tangente inicial

J_{Tmax} rigidez secante correspondente à força máxima de tracção

J_{ur} rigidez no ciclo descarga-recarga

$J_{x\%}$ rigidez secante correspondente a x% de deformação

K coeficiente de impulso

K rigidez da interface solo-reforço

K_0 coeficiente de impulso em repouso

K_1 rigidez da interface solo-reforço no primeiro carregamento

K_a coeficiente de impulso activo

K_{ae} coeficiente de impulso activo sísmico

K_b rigidez ao corte da interface nos elementos de cabo (modelação numérica)

K_{req} coeficiente de impulso para determinação das tensões exigidas aos reforços

K_s rigidez ao corte da interface (modelação numérica)

k_c valor da aceleração crítica expressa como uma fracção de aceleração da gravidade

k_h coeficiente sísmico horizontal

k_m valor de pico da aceleração expressa como uma fracção de aceleração da gravidade

k_t coeficiente que corresponde a metade do coeficiente de impulso, K_{req}

k_v coeficiente sísmico vertical

L comprimento da caixa de corte directo

L comprimento total do reforço

L_{ds} comprimento necessário à estabilidade em relação ao deslizamento pela base

L_{fa} largura dos elementos da face da estrutura

L_{glo} comprimento do reforço necessário à estabilidade global

l_a comprimento de arranque

l_{ac} comprimento do reforço na zona activa

M_d momento instabilizador

M_e momento estabilizador resultante da resistência ao corte do solo

M_r momento resistente

N número de ciclos

P_a impulso activo

P_{ae} impulso activo sísmico

P_{aeh} componente horizontal do impulso activo sísmico

P_{ah} componente horizontal do impulso activo

P_a^q impulso activo devido a sobrecargas

P_a^s impulso activo devido exclusivamente ao peso próprio das terras

P_I força de inércia horizontal que solicita a cunha potencial de rotura

P_i largura total das superfícies superior e inferior do elemento de reforço

P_{IR} força de inércia horizontal associada à massa de solo reforçado (e aos elementos de face)

p_a pressão atmosférica

q sobrecarga uniformemente distribuída à superfície do terreno

q_1 sobrecarga existente à superfície do bloco reforçado

q_2 sobrecarga à superfície do solo suportado

q_{ad} valor admissível da capacidade de carga do solo de fundação

q_d valor de cálculo da sobrecarga uniformemente distribuída à superfície do terreno

q_r pressão vertical uniforme que solicita o solo de fundação

q_s carga adicional (sobrecarga) com carácter permanente, não variável ao longo do tempo

q_{ult} capacidade resistente do solo de fundação

q_v carga adicional (sobrecarga) variável ao longo do tempo

R resultante das forças verticais que solicitam o muro (ou componente vertical da resultante)

$R_{din,i}$ esforço resistente necessário para absorver a componente dinâmica do carregamento

$R_{e,i}$ esforço resistente necessário para absorver a componente estática do carregamento

R_h resultante das forças horizontais que solicitam o muro (ou componente horizontal da resultante)

RF factor de redução (*reduction factor*) ou coeficiente parcial

r raio da superfície potencial de rotura circular ou do tipo espiral logarítmica

r_c razão de área coberta de uma geogrelha

S altura de terras equivalente a uma sobrecarga uniforme

S parâmetro de caracterização do tipo de solo

S_e ordenada do espectro de resposta elástico

S_{global} rigidez global do reforço

S_h espaçamento horizontal entre reforços (quando não são contínuos)

S_{local} rigidez local para um determinado nível de reforço

S_v espaçamento vertical entre reforços (ou área de influência)

T período fundamental

T_{adm} esforço resistente admissível no reforço

T_{base} esforço resistente sobre o qual devem ser aplicados os coeficientes de segurança

T_c esforço na ligação do reforço ao sistema de face

T_{car} valor característico do esforço resistente à tracção do reforço

T_d valor de cálculo do esforço resistente à tracção do reforço

T_i esforço máximo no nível de reforço i (acções estáticas)

$T_{max,i}$ esforço máximo no nível de reforço i (acções estáticas)

T_{nom} resistência nominal do reforço

$T_{total,i}$ esforço máximo total (acções estáticas e dinâmicas) no nível de reforço i

T_{ult} esforço resistente à tracção do reforço ou carga última

t tempo

t_d tempo de vida útil da estrutura

v_m valor de pico da velocidade

v_s velocidade das ondas de corte

W energia de deformação

W largura do reforço

W peso

W_{fa} peso do painel de face

W_{opt} teor em água óptimo

w_L limite de liquidez

w_P limite de plasticidade

x distância à face da estrutura

z profundidade

z_i profundidade a que se encontra o nível de reforço i

Alfabeto Grego

β inclinação do terrapleno com a horizontal (muros)

β inclinação da face do talude

β_o coeficiente de amplificação da aceleração espectral

Δ_{horiz} deslocamento horizontal (ou, componente horizontal do deslocamento)

ΔK_{ae} incremento do coeficiente de impulso activo sísmico

ΔP_{ae} incremento do impulso activo devido à solicitação sísmica

$\Delta T_{din,i}$ incremento dinâmico do esforço de tracção no nível de reforço i

Δ_{vert} assentamento ou componente vertical do deslocamento

$\Delta x'$ deslocamentos segundo a direcção do perfil transversal

$\Delta y'$ deslocamentos segundo a direcção perpendicular ao perfil transversal

δ ângulo de atrito na interface solo-painel de face

δ ângulo de atrito na interface solo-reforço

δ_a semi-amplitude do deslocamento horizontal na interface

δ_{ds} ângulo de atrito entre o reforço e o solo (corte directo)

δ_{Fmax} deslocamento correspondente ao valor de F_{max}

δ_{Fmin} deslocamento correspondente ao valor de F_{min}

δ_h deslocamento horizontal no ensaio de corte simples

δ_{max} deslocamento máximo

δ_{med} deslocamento médio nos ensaios cíclicos

δ_{min} deslocamento mínimo

ε deformação

ε_p deformação plástica

ε_{Tmax} extensão correspondente à força máxima de tracção

Φ_{fb} factor de inclinação da face

Φ_{fs} factor de rigidez da face

Φ_g factor de rigidez global

Φ_{local} factor de rigidez local

ϕ ângulo de atrito do solo (reforçado)

ϕ_d valor de cálculo do ângulo de atrito

ϕ_{ds} ângulo de atrito determinado no ensaio de corte directo

ϕ_f ângulo de atrito do solo de fundação

ϕ'_p valor de pico do ângulo de atrito do solo de fundação ou de aterro

ϕ_r ângulo de atrito do solo suportado

γ amplitude efectiva de distorção

γ peso volúmico do solo (reforçado)

$\gamma_{c,max}$ distorção correspondente a τ_{max}

$\gamma_{c,min}$ distorção correspondente a τ_{min}

γ_d peso volúmico seco

γ_f peso volúmico do solo de fundação

γ_{fa} peso volúmico do material que compõe a face da estrutura

γ_{max} valor máximo da distorção

γ_{med} distorção média

γ_{min} valor mínimo da distorção

γ_r peso volúmico do solo suportado

λ coeficiente que quantifica a resistência ao corte mobilizada entre os dois blocos (mecanismo de rotura biplanar)

λ factor de rigidez do reforço

λ' factor de rigidez do reforço (definição generalizada)

ν coeficiente de Poisson

θ ângulo sísmico das forças de inércia

ρ densidade do meio

σ tensão normal

σ_{disp} tensão que o sistema de reforço é capaz de disponibilizar

τ tensão tangencial

τ_a semi-amplitude da tensão tangencial

τ_{max} valor máximo da tensão tangencial

τ_{min} valor mínimo da tensão tangencial

Ω factor de densidade de rigidez do reforço

ω frequência angular

ω inclinação da face do muro com a vertical

ψ ângulo de dilatância

Siglas

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM American Society for Testing Materials

BSI British Standard Institution

CEN Comité Europeu de Normalização

DNA Documento Nacional de Aplicação

EC Eurocódigo

ELU Estado Limite Último

ELUt Estado Limite de Utilização

EN Norma Europeia

EN Estrada Nacional

ENV Pré-norma Europeia

EP Estradas de Portugal

FEUP Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FHWA Federal Highway Administration

FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua

GC Geocompósito

GG Geogrelha

IP Itinerário Principal

ISO International Organization for Standardization

JAE Junta Autónoma de Estradas

JRTRI	Japan Railway Technical Research Institute
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	Linear Variable Displacement Transducer
NCMA	National Concrete Masonary Association
NP	Norma Portuguesa
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
RSA	Regulamento de Segurança e Acções
TR	Relatório Técnico

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização do solo como material de construção pode ser diversificada através do recurso a materiais de reforço adequados. Introduzindo elementos resistentes, convenientemente orientados, a resistência do maciço terroso às solicitações exteriores aumenta e a sua deformabilidade diminui.

O reforço de solos compreende o micro-reforço, que consiste na introdução aleatória de elementos de reforço de reduzidas dimensões e o macro-reforço, em que se utilizam tiras em aço (Terra Armada) ou materiais poliméricos, vulgarmente conhecidos como geossintéticos, de dimensões muito superiores às das partículas do solo. Adicionando os elementos de reforço ao solo, pode considerar-se que é produzido um material compósito, que recebe a designação "solo reforçado".

No âmbito deste trabalho, o reforço de solos é analisado apenas na perspectiva do macro-reforço com geossintéticos, em que a resistência do solo é melhorada pela transferência de tensões tangenciais do solo para os elementos de reforço ao longo da interface entre os dois materiais.

Nos muros e nos taludes de solo reforçado com geossintéticos, que se passam a designar, de forma genérica, como estruturas de solo reforçado, podem distinguir-se diversos componentes: os elementos de reforço, o solo de aterro (que é reforçado) e o solo suportado, o sistema de face e a fundação. O desempenho de uma massa de solo reforçado depende, não apenas, das características dos seus componentes, mas também da interacção entre eles e de diversos factores entre os quais, o próprio processo construtivo. A título exemplificativo, apresenta-se no Quadro 1.1 os factores que, segundo a norma inglesa BS 8006 (1995), podem afectar o comportamento das estruturas de solo reforçado.

Quadro 1.1 – Factores que podem afectar o comportamento das estruturas de solo reforçado (BS 8006, 1995).

Reforço	**Características do solo**	**Construção**
- composição - durabilidade - forma/dimensões - características da superfície - rigidez - resistência	- dimensão e forma das partículas - composição granulométrica - propriedades resistentes	- método de construção - compactação - mão de obra
Distribuição do reforço	**Estado do solo**	**Estrutura**
- localização - espaçamento - orientação	- compacidade - confinamento - estado de tensão - grau de saturação - drenagem	- geometria - fim ou utilização - condições de utilização

A complexidade de factores, que podem influenciar o desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, conduz a que o seu comportamento mecânico não seja, ainda, plenamente conhecido.

Para ganhar a confiança da indústria da construção, a primeira preocupação foi, essencialmente, minimizar os riscos de rotura deste tipo de estruturas, através da adopção de metodologias de dimensionamento conservativas e de coeficientes de segurança elevados. Actualmente, o dimensionamento destas estruturas é ainda, frequentemente, baseado em métodos desenvolvidos para o reforço de solos com materiais inextensíveis.

O presente trabalho visa, essencialmente, contribuir para um melhor conhecimento dos factores com influência mais significativa no desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos e, assim, possibilitar que o seu dimensionamento seja efectuado de forma mais realista.

1.2 ENQUADRAMENTO

A popularidade dos muros de solo reforçado com geossintéticos tem aumentado, de forma considerável, desde a sua introdução, como estruturas de suporte de terras, há cerca de 3 décadas. O primeiro muro de solo reforçado com geotêxteis foi construído em França, em 1971 (Holtz, 2004; Allen & Bathurst, 2002). Tratava-se de um muro com 4 m de altura, tendo sido utilizado como reforço um geotêxtil, não tecido, de 300 g/m^2. A sua adopção, como solução construtiva, resultou do facto do solo de fundação ser muito compressível e do material de aterro ser muito agressivo para os reforços metálicos (Holtz, 2004).

Em Portugal, embora o recurso a este tipo de estruturas tenha vindo a aumentar nos últimos anos, ainda não atingiu a popularidade que encontra noutros países. De um levantamento que se efectuou junto das empresas que comercializam geossintéticos em Portugal, concluiu-se que a primeira referência de reforço com geossintéticos, no âmbito dos aterros ou dos muros de suporte, se reporta a 1988, tratando-se de uma estrutura com cerca de 4 m de altura, 30 m de desenvolvimento e inclinação de face de 75º, construída em Viseu (ARCO SYSTEMS, 2006).

Quando se deu início a este estudo de investigação, sentiu-se a necessidade de conhecer a realidade, em termos da construção deste tipo de estruturas, no nosso País. A sua integração na paisagem, principalmente quando existe o cuidado de promover o crescimento de vegetação na face, faz com que, frequentemente, não sejam identificadas como estruturas onde existiu a intervenção do Homem. Assim, como já se referiu, foi efectuado um levantamento junto das principais empresas, abordando as estruturas de solo reforçado com geossintéticos construídas em Portugal. No Quadro 1.2 resumem-se os resultados desse levantamento, excluindo estruturas com alturas inferiores a 5 m e reportando apenas estruturas concluídas no final de 2005.

Analisando o Quadro 1.2 constata-se que, na generalidade das estruturas de solo reforçado com geossintéticos construídas em Portugal, foram utilizadas geogrelhas de polietileno de alta densidade (*PEAD*) como material de reforço, existindo estruturas com inclinação de face entre os 60º e os 85º.

A Figura 1.1 ilustra diferentes fases construtivas de um aterro para alargamento de um arruamento urbano, construído em Seia. De realçar a realização da hidrosementeira e o aspecto final do talude, com excelente integração na paisagem.

Na Figura 1.2 apresentam-se, de igual forma, diferentes etapas do processo construtivo de um aterro rodoviário, com inclusão de uma passagem inferior, bem como, o aspecto da estrutura após

Quadro 1.2 – Características de algumas obras de reforço de solo com geossintéticos construídas em Portugal.

Localização	Inclinação da face (°)	Altura maxima (m)	Desenvolvimento (m)	Material de reforço	Propósito da obra
Torres Novas	85	5	60	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	(Aterro com paramento em blocos)
Oliveira de Azeméis	79	8	80	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	Aterro rodoviário com limitações de área expropriada
Pontinha	77	15	175	Geogrelhas uniaxiais e biaxiais	(Obra particular)
Figueira da Foz	75	10,1	400	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD* e biaxiais de *PP*	Aterro rodoviário reforçado de ambos os lados
Lisboa - MARL	70	20	750	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	Contenção de aterro
Seia	70	12,5	120	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	Alargamento de arruamento urbano
Ribeira Grande Açores	63,4 - 70	10,2	67	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	Reperfilamento e protecção de talude
Setúbal	65	10	40	Geogrelhas uniaxiais e biaxiais	Estabilização de escarpa
Régua (Lamego)	60	19,6	106	Geogrelhas uniaxiais de *PEAD*	Aterro de encontro a passagem superior
Vila Nova de Famalicão	78,7	6	-	Geogrelhas biaxiais de *PET*	Realização de rotunda de acesso a edifício



Figura 1.1 – Fotografias da construção de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos em Seia (ARCO SYSTEMS, 2006).



Figura 1.2 - Fotografias da construção de um aterro de solo reforçado com geossintéticos em Oliveira de Azeméis (ARCO SYSTEMS, 2006).

alguns meses de exploração. Este aterro, localizado na EN 224 (variante entre Oliveira de Azeméis e Vale de Cambra), constitui uma das primeiras estruturas de solo reforçado com geossintéticos construída em Portugal.

O bom desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante os sismos, que ocorreram nas últimas duas décadas, conduziu a que começassem a ser encaradas como uma solução atractiva, mesmo nas zonas de maior sismicidade. A sismicidade de Portugal Continental é, como se sabe, caracterizada pela ocorrência de sismos de magnitude fraca a média e, esporadicamente, de um sismo de magnitude moderada a forte. Assim, considera-se que a realização de trabalhos de investigação, que comprovem o bom desempenho em condições sísmicas deste tipo de estruturas e desenvolvam convenientemente os métodos de dimensionamento, se enquadram no panorama técnico-científico português.

Note-se que, uma das estruturas de solo reforçado com geossintéticos construídas em Portugal, reportada no Quadro 1.2, encontra-se localizada nos Açores, onde a ocorrência de sismos catastróficos é mais frequente que em Portugal Continental.

1.3 CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

O objectivo inicial do presente trabalho foi estabelecido para que constituísse uma contribuição para um melhor conhecimento do comportamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, particularmente, sob acções sísmicas. No entanto, não é possível compreender o desempenho de qualquer estrutura face a solicitações sísmicas prevalecendo dúvidas sobre o seu comportamento em condições estáticas de carregamento. Como se referiu no ponto inicial, existem

diversos factores com influência no comportamento destas estruturas, cujo grau de influência não é totalmente compreendido. Os próprios métodos de dimensionamento começam agora a ser refinados (Allen *et al*. 2003; Bathurst *et al*. 2005). Assim, a investigação desenvolvida no âmbito do presente trabalho contemplou diversos assuntos, que podem dividir-se em quatro grupos: revisão bibliográfica e métodos de dimensionamento; modelação numérica da construção e de eventuais solicitações sísmicas; análise de um caso de obra; e estudo experimental do comportamento do solo reforçado com geossintéticos.

No Capítulo 2 apresenta-se uma síntese do desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante a ocorrência de sismos intensos, que tiveram lugar nas últimas duas décadas, ensaios dinâmicos, realizados por outros autores para avaliar o desempenho deste tipo de estruturas, e análises numéricas que envolvem o comportamento em condições de carregamento sísmico.

O Capítulo 3 apresenta alguns dos métodos propostos, por diferentes autores ou entidades, para o dimensionamento de muros e taludes (ou aterros) de solo reforçado com geossintéticos. Dado que não existe, actualmente, a nível da União Europeia regulamentação que contemple o dimensionamento destas estruturas, foi dado grande relevo aos métodos propostos pela regulamentação americana (*FHWA*, *AASTHO*, *NCMA*) e inglesa (*BS 8006*). Neste capítulo incluem-se os métodos de dimensionamento que contemplam exclusivamente o carregamento estático, métodos pseudo-estáticos, métodos pseudo-dinâmicos e métodos com a avaliação dos deslocamentos sísmicos. Apresentam-se, ainda, as especificações de algumas entidades em relação aos coeficientes de segurança a aplicar para a definição da resistência ao corte do solo e do valor de cálculo do esforço resistente dos reforços.

A definição do valor mínimo do esforço resistente que cada nível de reforço deve absorver, para assegurar a estabilidade da estrutura, pode efectuar-se através da determinação do coeficiente de impulso de terras e da avaliação da distribuição das pressões ao longo da altura da estrutura. No Capítulo 4 esquematizam-se os métodos de equilíbrio limite que, habitualmente, são empregues na determinação do coeficiente de impulso, apresentam-se resultados (coeficientes de impulso e comprimento mínimo dos reforços) obtidos com um programa de cálculo desenvolvido e comparam-se esses resultados com valores publicados na bibliografia. Avalia-se o efeito da consideração da acção sísmica, no que diz respeito à resistência exigida aos reforços e ao seu comprimento mínimo. Finaliza-se o capítulo apresentando uma proposta para um método de pré-dimensionamento, que contempla condições de carregamento estático e sísmico.

Os métodos numéricos são uma ferramenta muito poderosa para simular o comportamento das estruturas em condições estáticas e em condições sísmicas de carregamento. No caso particular das estruturas de solo reforçado, a modelação numérica apresenta muitas vantagens sobre os métodos analíticos de dimensionamento porque permite simular a interacção entre o solo e o reforço, diferentes condições fronteira, diferentes configurações e características dos reforços e diferentes métodos construtivos. No Capítulo 5 avalia-se, com recurso ao programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua* (Itasca 2002; 2005), os factores ou as características dos diferentes elementos que compõem um muro de solo reforçado com geossintéticos que têm maior influência sobre o seu comportamento no final da construção. Apresenta-se um estudo paramétrico referente à simulação da construção da estrutura, analisando factores, tais como, o tipo de apoio do painel de face, o método construtivo, a rigidez e o comprimento do reforço, a altura da estrutura, a rigidez à flexão do painel de face, o ângulo de atrito do material de aterro e as características da interface solo-reforço.

No Capítulo 6 recorre-se, de igual forma, ao programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC* para modelar, numericamente, a construção de taludes de solo reforçado com geossintéticos. Com este capítulo pretende-se avaliar os principais factores que condicionam as deformações laterais e os esforços induzidos nos reforços pela construção do aterro e concluir se a distribuição de esforços, admitida pelos métodos de equilíbrio limite, se ajusta aos esforços determinados numericamente. Finaliza-se o capítulo com a apresentação de uma proposta alternativa para a distribuição dos esforços em altura.

No Capítulo 7, após a calibração do programa de diferenças finitas *FLAC*, utilizando, para o efeito, resultados de um ensaio em mesa sísmica de um muro de solo reforçado com geossintéticos, analisa-se o comportamento de um talude, avaliando a sua resposta, em termos médios, sob a acção de um sismo próximo e de um sismo longínquo. Tendo em consideração que os muros apresentam, regra geral, uma componente estrutural adicional - o painel de face, foi também analisado, o comportamento sísmico de um muro de solo reforçado com geossintéticos, tentando identificar os potenciais factores com maior influência no seu desempenho.

O Capítulo 8 apresenta o tratamento dos dados da observação de um aterro de solo reforçado com geogrelhas, construído nas proximidades de Lamego (Quadro 1.2), simula-se numericamente a sua construção e comparam-se os resultados numéricos com os resultantes da monitorização da obra. O comportamento da estrutura, face a uma eventual solicitação sísmica, é também analisado.

Os estudos experimentais desenvolvidos no âmbito deste trabalho apresentam-se nos Capítulos 9, 10 e 11. O Capítulo 9 começa por apresentar uma revisão bibliográfica, envolvendo alguns factores com potencial influência sobre os resultados dos ensaios de corte directo para a caracterização de interfaces solo-geossintético. Esta revisão bibliográfica visa, essencialmente, avaliar o efeito que algumas decisões, tomadas no projecto do protótipo laboratorial e na realização dos ensaios, possam ter sobre os resultados obtidos. Apresenta-se esse protótipo laboratorial, desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, descrevem-se algumas dificuldades associadas ao seu desenvolvimento, bem como, as verificações do equipamento que foram realizadas.

O comportamento tensão-extensão dos geossintéticos envolvidos no estudo experimental é apresentado no Capítulo 10. Os ensaios correntes não permitem caracterizar o comportamento não linear dos geossintéticos sob condições de carregamento cíclico, pelo que, é fundamental que se desenvolva investigação que permita caracterizar o comportamento destes materiais quando solicitados por cargas cíclicas. Neste capítulo descrevem-se e apresentam-se resultados dos ensaios de tracção monotónicos e dos ensaios cíclicos, que foi possível realizar, face aos condicionamentos do equipamento de ensaio disponível e às particularidades dos geocompósitos ensaiados.

Dado que, o confinamento do solo poderá alterar o comportamento tensão-deformação do geossintético, idealmente, este deveria ser avaliado para as condições existentes em obra. Isto significa que os geossintéticos deveriam ser submetidos a ensaios de tracção, estando envolvidos por solo com características idênticas às que se prevê em obra. Não se conhecem, no entanto, resultados de ensaios com estas particularidades. O estudo do comportamento do reforço inserido no solo é, habitualmente, caracterizado através de ensaios de arranque. Note-se, porém, que estes ensaios não caracterizam o comportamento tensão-extensão do reforço, mas a resistência da interface entre os dois materiais. Em geral, o comportamento dos geossintéticos é avaliado de forma isolada e os resultados são extrapolados para as situações reais.

No Capítulo 11 apresenta-se um estudo experimental sobre o comportamento do solo reforçado com geossintéticos. Para validar os resultados obtidos com o protótipo laboratorial, foram realizados diversos ensaios para a caracterização de duas areias e de diversas interfaces

areia-geossintético, com o equipamento desenvolvido e com o equipamento de corte directo utilizado tradicionalmente na caracterização da resistência ao corte de solos. Este capítulo começa pela apresentação dos resultados desses ensaios e pela sua comparação. Neste estudo experimental foi também caracterizada a resistência ao corte das areias sob carregamento monotónico e sob carregamentos cíclicos, através de ensaios de corte simples. Foram realizados ensaios quer sobre as areias (sem reforço), quer sobre estas areias reforçadas com um nível de geossintético. O estudo experimental contempla, ainda, ensaios de corte directo cíclico, com vista à caracterização do comportamento de interfaces areia-geossintético, quando solicitadas ciclicamente.

Finalmente, no Capítulo 12, são apresentadas as principais conclusões dos estudos realizados e apontados alguns trabalhos futuros que interessa desenvolver.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTADO DE ARTE

2.1 GENERALIDADES

O bom desempenho de estruturas de solo reforçado, com geossintéticos, durante os sismos que ocorreram nas últimas duas décadas, tem vindo a ser relatado na bibliografia por diversos autores (Collin *et al.*, 1992; Sandri 1997b; Tatsuoka *et al.*, 1995; Koseki & Hayano 2000; Race & Cid 2001; Koseki *et al.*, 2006). Este comportamento pode ser justificado, por um lado, devido ao facto dos geossintéticos serem materiais deformáveis, permitindo assim a instalação de níveis de deformação significativos nas estruturas, e, por outro lado, pelo facto de se utilizarem métodos de dimensionamento conservativos e coeficientes de segurança elevados.

Os muros de suporte tipo gravidade contam com a sua própria massa para resistir às forças desestabilizadoras induzidas pelo solo suportado e pelas eventuais acções aplicadas no terrapleno. Quando ocorre uma acção sísmica, a massa e as forças de inércia correspondentes são forças desestabilizadoras adicionais, o que, de acordo com Tatsuoka *et al.* (1995), conduziu a roturas catastróficas de algumas destas estruturas durante a ocorrência de sismos. Nos muros de solo reforçado, a grande massa de betão ou de outro material, presente nos muros de gravidade convencionais, é substituída por uma zona de solo reforçado, com materiais poliméricos ou metálicos, tornando estas estruturas muito mais flexíveis e capazes de suportar as solicitações sísmicas de forma mais eficiente. Como se verá no ponto seguinte, existem relatos de estruturas de solo reforçado com geossintéticos que tiverem um bom desempenho durante e após a ocorrência de um sismo, existindo nas proximidades outras estruturas onde eram visíveis grandes deformações.

Tendo em consideração o bom desempenho destas estruturas, particularmente durante o sismo de Great Hanshin – Kobe, no Japão, país onde a frequência de ocorrência de sismos é muito elevada, o alargamento das linha férreas e a substituição de aterros existentes têm vindo a ser realizados, em diversos casos, com recurso a estruturas de solo reforçado com geossintéticos (Tatsuoka *et al.*, 1997).

Neste capítulo apresenta-se de forma resumida o comportamento sísmico observado e relatado de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, ensaios dinâmicos, realizados por outros autores para avaliar o desempenho deste tipo de estruturas, e análises numéricas que envolvem o comportamento em condições de carregamento sísmico.

2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO OBSERVADO EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

2.2.1 Nota introdutória

Com o objectivo de avaliar o desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante a ocorrência de sismos intensos, sintetiza-se nos pontos seguintes relatos encontrados na bibliografia referentes ao sismo de Loma Prieta, que teve lugar nos Estados Unidos, em 1989, ao sismo de Northridge, que ocorreu em 1994 também nos Estados Unidos, ao sismo de Hyogoken-Nanbu (Kobe), que teve lugar no Japão, em 1995, ao sismo de Chi-Chi, que ocorreu em

Taiwan, em 1999, ao sismo de Kocaeli, que ocorreu na Turquia, em 1999, e ao sismo de El Salvador, que sucedeu em 2001. O Quadro 2.1 resume as características dos sismos, das estruturas inspeccionadas e as principais observações relatadas.

2.2.2 Sismos de Loma Prieta (1989) e de Nonthridge (1994)

Collin *et al.* (1992) investigaram o desempenho de dois muros e três taludes de solo reforçado sujeitos ao sismo de Loma Prieta, em 1989. A altura das estruturas analisadas está compreendida entre os 3 e os 24,5 m e estima-se que a aceleração de pico tenha variado entre 0,1 e 0,4g. Quatro das cinco estruturas inspeccionadas não evidenciaram danos. Na quinta estrutura, um talude com 13,5 m de altura, foi visível um deslocamento lateral máximo de 20 mm.

Da inspecção efectuada sobre estruturas reforçadas com geogrelhas, de altura superior a 4,5 m, solicitadas pelo sismo de Northridge, que ocorreu em Janeiro de 1994 nos Estados Unidos, Sandri (1997a; b) concluiu que estas estruturas se comportaram de forma excelente, mesmo tendo sido submetidas a acções sísmicas muito superiores aos valores para os quais tinham sido dimensionadas. Este autor é peremptório quando afirma "*None of the structures surveyed were seriously affected by the earthquake*" (Sandri 1997a), referindo-se a estruturas reforçadas com geogrelhas.

Os resultados da inspecção realizada por Sandri evidenciaram a ausência de danos visíveis em 9 das 11 estruturas localizadas entre 23 e 113 km do epicentro do sismo. As restantes duas estruturas, que se encontravam mais próximas do epicentro, que surgem na bibliografia designadas como muro *Valencia* e muro *Gould*, apresentavam fissuras no interior e atrás da zona reforçada.

Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema de um dos muros inspeccionados por Sandri (1997a; b) e uma fotografia do mesmo, onde são visíveis as fissuras à superfície do terreno, próximo do limite do bloco de solo reforçado com inclusões de menor comprimento. Segundo Sandri (1997a; b), este muro foi dimensionado para uma acção sísmica horizontal de 0,3g. No entanto, estima-se que, no local onde se encontra, a componente horizontal da aceleração máxima tenha atingido 0,5g. De realçar, ainda, que, no sismo de Northridge, a componente vertical da aceleração sísmica atingiu valores cerca de 1,5 vezes o valor da componente horizontal.

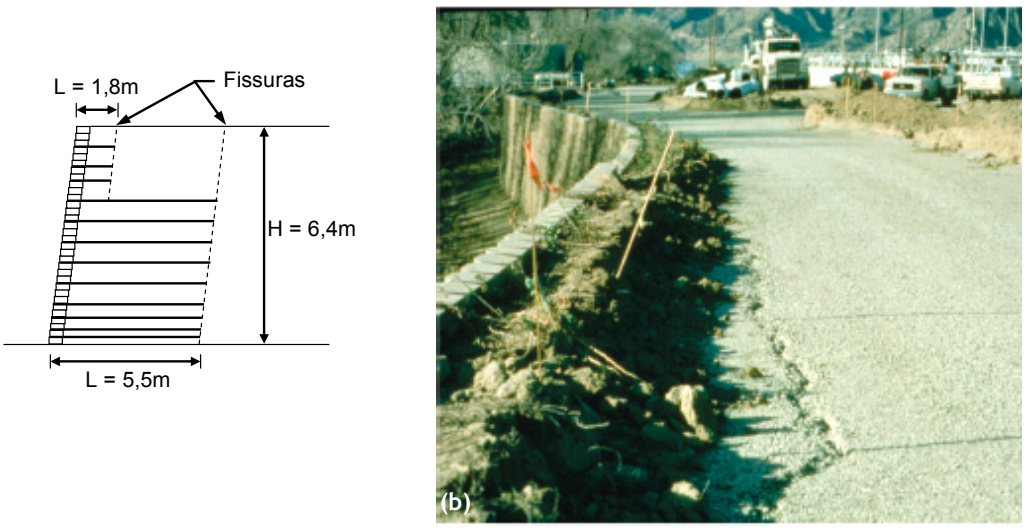


Figura 2.1 – Muro inspeccionado por Sandri (1997a; b) – muro *Valencia*: a) esquema do muro; b) fotografia onde são visíveis as fissuras - Koseki *et al.* (2006).

Quadro 2.1 – Comportamento observado em muros e taludes reforçados após a ocorrência de sismos.

Sismo	Magnitude (Ritcher)	Aceleração horizontal (g) (aprox.)	N.º de estruturas	Tipo de reforço e de face	H (m)	Observações
Loma Prieta[1] CA-USA, 1989	7,1	0,1-0,4	> 1	Geogrelha	3 - 24	Não se verificaram danos
		0,1	1	Geogrelha	21	Deslocamento de 2% da altura no topo da estrutura
Northridge[2] California -USA 17- Jan.-1994	6,7	0,5	1	Geogrelha em poliéster Blocos	6,4	Observação de fissuras no terrapleno próximo do limite da zona reforçada
		0,3	1	Geogrelha em poliéster Blocos	4,6	Observação de fissuras no terrapleno próximo do limite da zona reforçada
		± 0,1	8	Geogrelha Blocos	4,6 – 11,6	Não se verificaram danos
Kobe[3] Japão 17 – Jan.-1995	7,3	> 0,8 (max.)	3	Geogrelha Painel rígido de betão	3 - 8	Não se verificaram danos
			1	Geogrelha Painel rígido de betão	6	Deformação lateral ~30cm (*Muro Tanata*)
Chi-Chi (Ji-Ji)[4] Taiwan 21- Set.- 1999	7,3	1 (max.)	1 Talude	Geogrelha Face em geogrelha dobrada	40	Colapso (já tinha sofrido deformação excessiva antes do sismo devido a escavação)
			1 Talude	Geogrelha em PEAD Face em geogrelha dobrada	35	O talude permanece estável após o sismo; fendas no pavimento da via existente no topo
			4	Geogrelha Blocos	2 - 5	Assentamentos; fendas à superfície do terreno deslocamentos laterais excessivos; colapso
El Salvador[5] 13 – Jan.- 2001	7,6	0,3 (max.)	1	Geogrelha uniaxial em PEAD Blocos	6,5	Rotura da zona superior do muro onde não existiam reforços
			1	Geogrelha uniaxial em PEAD Blocos	5,4	Rotação do muro de vedação; translação da ordem dos 20 mm; esmagamento dos blocos inferiores
			>1	Geogrelha Blocos	1 - 8	Não se verificaram danos

[1] Collin *et al.* (1992) [2] Sandri (1997a; b) [3] Tatsuoka *et al.* (1995) [4] Koseki & Hayano (2000) [5] Race & Cid (2001)

A inspecção dos blocos de face e da interface blocos/geogrelhas revelou total ausência de movimentos relativos. Em contrapartida, os muros de betão armado, localizados a cerca de 100 m desta estrutura, apresentaram fendas significativas, exigindo grandes reparações (Sandri 1997b).

A inspecção realizada e relatada por White & Holtz (1996), referente a três muros e quatro taludes de solo reforçado com geossintéticos submetidas ao mesmo sismo, revelou igualmente ausência de danos visíveis. White & Holtz (1996) atribuem o bom desempenho destas estruturas ao conservadorismo dos métodos de dimensionamento sísmico utilizados.

O bom desempenho de diversos muros e taludes reforçados com geossintéticos durante o sismo de Northridge é também relatado por Frankenberger *et al*. (1996).

2.2.3 Sismo de Great Hanshin – Kobe, Japão (1995)

De acordo com o relato de Tatsuoka *et al*. (1995), o sismo de Kobe, que ocorreu no Japão em 17 de Janeiro de 1995, causou danos consideráveis em muros de betão do tipo gravidade, em muros de alvenaria e em muros de betão armado em consola, enquanto alguns muros de solo reforçado com geogrelhas e painel de face contínuo tiveram um comportamento muito satisfatório durante o sismo (Quadro 2.1). De realçar, em particular, um muro de solo reforçado com geogrelhas e com painel de face contínuo (muro *Tanata*), localizado numa das áreas mais atingidas, que se deformou apenas ligeiramente (Figuras 2.2 e 2.3).

O muro *Tanata*, apresentado nas Figuras 2.2 e 2.3, tem vindo a ser utilizado como um dos exemplos que ilustra o bom desempenho deste tipo de estruturas quando solicitadas por acções sísmicas. O deslocamento horizontal máximo desta estrutura verificou-se na secção transversal de maior altura, que corresponde à zona de ligação com uma "*box culvert*", que cruza com a linha férrea, visível na Figura 2.3. Os deslocamentos laterais foram de 260 mm e 100 mm, no topo e na base do muro, respectivamente (Tatsuoka *et al*., 1997).

Apesar destes deslocamentos laterais, o comportamento deste muro foi considerado satisfatório pelos responsáveis pela linha-férrea japonesa, tendo em consideração que:

- se estimou que a aceleração de pico na zona onde se localiza esta estrutura foi superior a 0,7g; este facto confirma-se pelo elevado grau de destruição das casas, essencialmente de madeira, localizadas junto ao muro (ver Figura 2.2);

- do lado oposto da "*box culvert*" existia um muro de betão armado (Figuras 2.4 e 2.5), que foi construído "em concorrência" com o muro de solo reforçado com geogrelhas e que sofreu deslocamentos da mesma ordem de grandeza, isto é, na zona de ligação com a "*box culvert*" o deslocamento lateral foi de 215 mm, no topo da estrutura, e de 100 mm, ao nível da base; este muro, apesar de ter como fundação um solo com características semelhantes às do muro de solo reforçado, é suportado por uma fiada de estacas (Figura 2.4) e à data do sismo existia um aterro temporário em frente à estrutura (ver Figuras 2.4 e 2.5), facto que pode ter contribuído positivamente para a sua estabilidade durante o sismo; apesar destas diferenças, que terão contribuído favoravelmente para a estabilidade, o desempenho do muro de betão armado foi semelhante ao muro de solo reforçado com geogrelhas;

- no Japão, este tipo de muros reforçados com geossintéticos têm habitualmente maiores comprimentos de reforço nos níveis de reforço superiores; porém, neste muro (muro *Tanata*), por restrições de espaço, todos os reforços têm aproximadamente o mesmo comprimento; Tatsuoka *et al*. (1997) referem que esta disposição dos reforços pode ter reduzido a estabilidade desta estrutura

para a acção sísmica; certamente os deslocamentos teriam sido inferiores se os níveis de reforço superiores apresentassem maior comprimento.



Figura 2.2 – Aspecto do muro reforçado com geogrelhas (muro *Tanata*) e estruturas adjacentes após a ocorrência do sismo de Kobe, 1995 (Tatsuoka *et al.*, 1997).



Figura 2.3 – Deslocamentos laterais do muro *Tanata* após o sismo de Kobe, 1995 (Tatsuoka *et al.*, 1997).

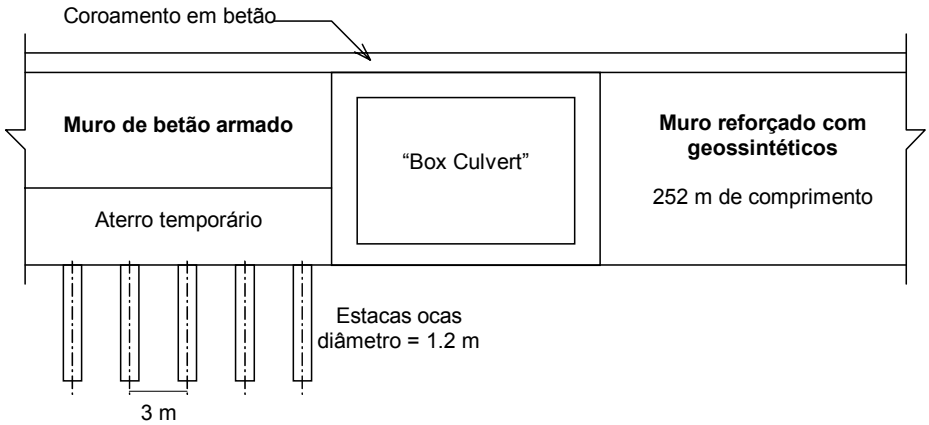


Figura 2.4 – Esquema da localização dos muros de solo reforçado geossintéticos e de betão armado na zona de Tanata, Japão (adaptado de Tatsuoka *et al.*, 1997).



Figura 2.5 – Deslocamentos do muro de betão armado localizado no lado oposto da "*box culvert*" (Tatsuoka *et al.*, 1995).

2.2.4 Sismo de Chi-Chi, Taiwan (1999)

Diversos muros de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos sofreram danos durante o sismo de Chi-Chi, que ocorreu em Taiwan, em Setembro de 1999 (Koseki & Hayano, 2000; Ling *et al.*, 2001; Koseki *et al.*, 2006). A Figura 2.6 ilustra a rotura de um desses muros.

De acordo com Tatsuoka *et al.* (1997) e Koseki & Hayano (2000), a rotura, ilustrada na Figura 2.6, resultou do elevado espaçamento vertical entre reforços (0,80 m), superior ao mínimo recomendado pela *NCMA* para estruturas com face em blocos, e do facto do muro ter sido dimensionado sem que a estabilidade dos blocos de face fosse correctamente considerada. Na Figura 2.7 é visível que o comprimento dos pinos de ligação entre os blocos é nitidamente insuficiente. Porém, é difícil concluir se a rotura desta estrutura foi desencadeada pelas deficiências no sistema de face ou se a rotura da face ocorreria sem estas deficiências, em resultado das elevadas forças de inércia geradas pelo sismo. Há porém uma certeza, as deficiências no sistema de face não contribuíram para a estabilidade desta estrutura.

Analisando outras estruturas semelhantes, solicitadas pelo mesmo sismo, Koseki *et al.* (2006) referem ser evidente que o grau dos danos diminuiu com o decréscimo do espaçamento vertical entre reforços. Um dos muros inspeccionados, com espaçamento vertical entre reforços igual a 0,60 m (cumprindo os limites impostos pela *NCMA*), não apresentou qualquer dano.

Na Figura 2.8 é visível o estado de destruição de um talude de solo reforçado com geogrelhas de 40 m de altura, localizado a cerca de 25 km do epicentro. Este talude era composto por várias banquetas, com face em geogrelha dobrada e com espaçamento vertical entre reforços de 1 m. De acordo com Ling *et al.* (2001), a rotura deste talude não deverá ser atribuída exclusivamente à

solicitação sísmica, dado que foram relatadas deformações excessivas previamente à ocorrência do sismo, devido a uma escavação que teria sido realizada, em 1994, junto à base do talude.



Figura 2.6 – Rotura ocorrida num muro com face em blocos durante o sismo de Chi-Chi (Tatsuoka *et al.*, 1997).



Figura 2.7 – Pormenor da deficiente ligação entre os blocos (Tatsuoka *et al.*, 1997).

Ling *et al.* (2001) relatam o bom desempenho, durante o mesmo sismo, de outro talude de solo reforçado com geogrelhas, construído com inclinação 2:1, com 35 m de altura (5 banquetas), que havia sido dimensionado para um coeficiente sísmico horizontal igual a 0,15. À data do sismo, a face desta estrutura, materializada também com geossintético dobrado, estava totalmente coberta de vegetação. Embora não fossem visíveis danos na estrutura, o pavimento da estrada localizada no topo apresentava diversas fendas.

2.2.5 Sismo de Kocaeli (Izmit), Turquia (1999)

O sismo de Kocaeli (Izmit) ocorreu na Turquia, em 17 de Agosto de 1999, tendo os danos atingido fortemente a cidade de Istambul. Segundo Koseki *et al.* (2006) à data do sismo existia apenas um muro de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos na Turquia. Este muro,

localizado em Istambul, tem uma altura máxima de 10 m, sendo o solo reforçado com um geotêxtil tecido. Após a ocorrência do sismo não era visível qualquer deformação.

O desempenho de um muro, de terra armada, que servia de encontro a uma ponte que ruiu em consequência do sismo de Kocaeli, foi considerado excelente (Olgun, 2003). Embora a ponte tenha colapsado, o encontro registou apenas pequenas deformações.

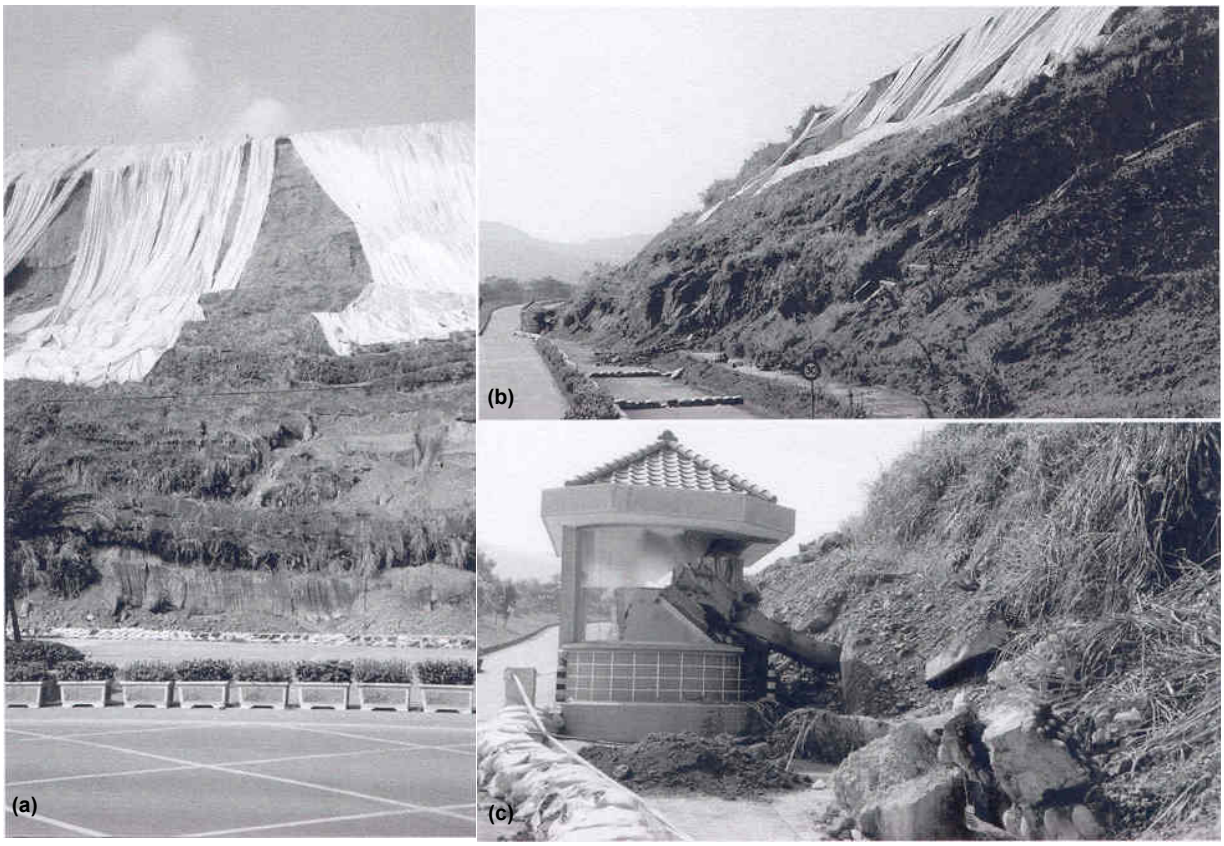


Figura 2.8 – Colapso de um talude de solo reforçado com geogrelhas durante o sismo de Taiwan (Ling *et al.*, 2001): a) vista frontal; b) vista lateral; c) pormenor dos danos junto à base.

2.2.6 Sismo de El Salvador (2001)

Com base numa inspecção, realizada e relatada por Race & Cid (2001), sobre muros de solo reforçado com geossintéticos com face em blocos, submetidos ao sismo, que teve lugar, a 13 de Janeiro de 2001, em El Salvador, verificou-se que, de entre centenas de estruturas deste tipo (cerca de 25000 m^2 de muros de solo reforçado com face em blocos à data do sismo), apenas duas delas foram reparadas. As duas estruturas sofreram danos devido, essencialmente, à colocação de muros de vedação no seu topo, que, conjuntamente com a solicitação sísmica, induziram um excessivo momento derrubador sobre a estrutura de solo reforçado.

De acordo com Race & Cid (2001), todos os muros, que foram dimensionados e construídos de acordo com as indicações da *NCMA* - Bathurst (1998), sobreviveram ao sismo sem danos visíveis.

Um dos muros com deformações significativas era um muro com 6,5 m de altura, construído junto a uma habitação, com o objectivo de providenciar uma maior área útil junto às traseiras. O muro foi construído com geogrelhas uniaxiais, de *PEAD*, com comprimento de 3,9 m (L/H = 0,6). Na zona superior do muro estava prevista uma zona não reforçada em talude, com cerca de 0,9 m de altura. Porém, o que acabou por ser construído na zona superior do muro foi uma parede, com

cerca de 1,7 m de altura, com face em blocos, mas sem reforço do solo. Adicionalmente, foi ainda construído um muro de vedação em alvenaria. A Figura 2.9 ilustra uma zona deste muro após a ocorrência do sismo, onde é visível a ausência de reforços na zona superior.



Figura 2.9 - Rotura de um muro com 6,5 m de altura durante o sismo de El Salvador (Race & Cid, 2001).

Durante o sismo, o muro de vedação ruiu completamente, arrastando consigo os blocos, particularmente da zona do solo não reforçado. A rotura foi interrompida próximo do primeiro nível de reforço (nível superior). Nos 4 m inferiores do muro não eram visíveis deformações.

O outro muro, que sofreu danos consideráveis durante este sismo, era também um muro de uma residência particular, com 5,4 m de altura, sobre o qual existia um muro de vedação em alvenaria, de 1,8 m de altura. Na Figura 2.10 apresenta-se uma fotografia desta estrutura tirada após o sismo.

Esta estrutura, tal como a anterior, rompeu, por rotação, na zona superior, devido ao momento derrubador causado pelo muro de vedação. Apesar desta rotação do muro de vedação, visível na Figura 2.10, o muro nunca perdeu a sua integridade estrutural.



Figura 2.10 – Rotura de um muro com 5,4 m de altura durante o sismo de El Salvador (Race & Cid, 2001).

Note-se ainda que esta estrutura foi dimensionada, de acordo com Race & Cid (2001), para uma altura de 4,4 m de altura, sendo o comprimento dos reforços de 2,65 m, o que perfaz uma relação L/H igual a 0,6. Porém, após o início da construção, devido ao reposicionamento da habitação, foi necessário que a altura deste muro fosse alterada para os 5,4 m, reduzindo-se, assim, a relação L/H para 0,5.

A base do muro encontrava-se rigidamente restringida em relação a movimentos laterais por uma laje de betão, com 0,15 m de espessura, que servia de passeio entre o muro e a habitação adjacente. Race & Cid (2001) acreditam que esta restrição lateral reduziu, por um lado, o movimento lateral da estrutura, mas, por outro lado, produziu o esmagamento dos blocos nas camadas próximas da base do muro. Da observação do alinhamento dos blocos junto à laje, estes autores admitem que tenha ocorrido uma translação de todo o muro, da ordem dos 20 mm.

Durante a investigação para apurar as causas das deformações foi detectado ainda que, para instalar uma conduta de água, o nível de reforço superior tinha sido cortado e mesmo retirado em algumas zonas.

2.3 ENSAIOS DINÂMICOS SOBRE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

2.3.1 Considerações gerais

Os ensaios dinâmicos de modelos de estruturas de solo reforçado integram-se habitualmente em duas categorias: ensaios em mesa sísmica e ensaios em centrifugadora com mesa sísmica. Pontualmente surgem trabalhos que relatam ensaios em mesa sísmica à escala real.

Os ensaios em mesa sísmica de modelos reduzidos são a abordagem mais comum para tentar avaliar e compreender o desempenho das estruturas de solo reforçado sob acções sísmicas. São, porém, conhecidas as desvantagens dos ensaios em modelo reduzido em mesa sísmica, entre elas, o facto da resposta do modelo ser influenciada pelas baixas tensões de confinamento, pelas condições fronteira impostas pelos contentores e pelos factores de escala referentes quer ao solo, quer aos elementos de reforço. A dificuldade em modelar nos ensaios em mesa sísmica a 1g a relação tensão-deformação do solo e a interacção solo-reforço, variáveis com as tensões de confinamento, conduz a que os mecanismos de rotura observados nos modelos possam ser distintos dos que se verificam à escala do protótipo. Não obstante, é sempre possível retirar conclusões importantes dos resultados destes ensaios, mesmo que do ponto de vista meramente qualitativo.

Nos pontos que se seguem apresenta-se um resumo de ensaios em mesa sísmica, de ensaios dinâmicos em centrifugadora e de ensaios à escala real de sistemas de solo reforçado. Devido à escassez de relatos que se encontra na bibliografia, foram também incluídos ensaios envolvendo reforços metálicos.

2.3.2 Ensaio em mesas sísmicas

Os pioneiros dos ensaios sísmicos em modelos reduzidos e à escala real de estruturas de solo reforçado (reforços metálicos) foram Richardson e Lee (Richardson & Lee 1975; Richardson *et al.*, 1977). Apesar de estes ensaios pioneiros terem sido realizados na Universidade da Califórnia, em Los Angeles, a grande maioria dos trabalhos publicados na bibliografia referem-se a ensaios realizados no Japão, quer, por um lado, devido à maior disponibilidade de meios de ensaio, quer por outro lado, pela necessidade de dimensionar estruturas com grande resistência sísmica em resultado da grande sismicidade do país. Na Europa, até à data, apenas em Itália, na Universidade de Catania (Lo

Grasso *et al.*, 2004; 2005; 2006) têm vindo a realizar-se ensaios em mesa sísmica sobre estruturas de solo reforçado.

No Quadro 2.2 apresenta-se um resumo das características dos ensaios em mesa sísmica realizados sobre modelos de estruturas de solo reforçado. Incluiu-se neste quadro a instituição onde os ensaios foram realizados e, sempre que disponível, a escala do modelo.

Richardson & Lee (1975) realizaram, na Universidade da Califórnia, uma série de ensaios em mesa sísmica de muros de solo reforçado, com alturas entre os 0,28 e os 0,42 m. Os modelos foram construídos com areia e reforçados com tiras de "Mylar" e de alumínio. A relação entre o comprimento do reforço e a altura do muro variou entre 0,6 e 2,2. Como solicitação foi utilizada uma aceleração do tipo sinusoidal, de frequência constante e amplitude crescente até que os modelos atingissem a rotura. Estes autores efectuaram diversos ensaios, tentando avaliar a influência da altura da estrutura e da frequência de solicitação sobre os esforços instalados nos reforços. Realizaram ensaios com frequência entre 11,5 e 40 Hz.

Os ensaios realizados evidenciaram que, independentemente da amplitude da aceleração, ocorre amplificação e que os muros responderam como um oscilador elástico com um grau de liberdade.

Também na Universidade da Califórnia, Wolfe (1979) efectuou diversos ensaios em mesa sísmica de modelos com alturas entre 0,31 e 0,61 m, reforçados com tiras de "Mylar" e de fibra de vidro. Utilizou, como solicitação, acelerações do tipo sinusoidal e registos sísmicos reais aplicados nas direcções horizontal e vertical. Este autor verificou que a frequência fundamental dos muros era inversamente proporcional à sua altura e que, quando a relação entre esta frequência e a frequência de ensaio era próxima da unidade, ocorriam amplificações da aceleração superiores a três.

Solicitando os modelos independentemente segundo as direcções horizontal e vertical, Wolfe registou maiores deslocamentos e esforços nos elementos de reforço associados à solicitação horizontal. Quando os muros foram solicitados simultaneamente nas duas direcções, resultaram níveis de esforço apenas ligeiramente superiores aos registados apenas com a solicitação na direcção horizontal. Com base nesta evidência, Wolfe (1979) concluiu que a componente vertical da aceleração sísmica pode, na generalidade dos casos, ser desprezada no dimensionamento.

Fairless (1989) estudou, com recurso a ensaios em mesa sísmica realizados na Universidade de Cantuária, Nova Zelândia, o efeito do comprimento do reforço e do espaçamento entre reforços no comportamento de muros de solo reforçado. Os modelos ensaiados foram construídos com reforços metálicos (tiras de alumínio) e apresentavam 1 m de altura. Como solicitação utilizou quer acelerações do tipo sinusoidal, quer registos sísmicos, nomeadamente, o acelerograma do sismo de El-Centro, componente N-S, ajustado à escala do modelo.

Com base nos ensaios realizados, Fairless (1989) relata a amplificação da aceleração, registando acelerações nas proximidades do topo dos modelos superiores a três vezes a aceleração imposta na base. Refere, ainda, que os esforços instalados nos níveis de reforço inferiores apresentavam o maior acréscimo devido à solicitação sísmica, que a rotura dos modelos se iniciava junto à base, progredindo para o topo, e que os deslocamentos laterais dos muros estariam compreendidos entre 4% e 7% da sua altura. Fairless relata um bom ajuste entre os deslocamentos registados e os deslocamentos previstos pelas curvas de Franklin & Chang (1977).

Koga *et al*. (1988) e Koga & Washida (1992) relatam ensaios realizados em mesa sísmica utilizando para o efeito um contentor com 8 m de comprimento, 2 m de altura e 1 m de largura, e

Quadro 2.2 – Ensaios em mesa sísmica de modelos de estruturas de solo reforçado encontrados na bibliografia.

Referência bibliográfica	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Protótipo H (m)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face	Instituição onde se realizaram
Richardson & Lee (1975)	muro	28 - 42	3,4 – 5,2	sinusoidal	areia	metálico	metálica	Universidade da Califórnia
Wolfe (1979)	muro	31 - 61	3,7– 7,1	sinusoidal sísmica	areia	metálico	metálica	
Fairless (1989)	muro	100	7,6	sinusoidal sísmica	areia	metálico	metálica	Universidade de Cantuária, Nova Zelândia
Koga *et al.* (1988); Koga & Washida (1992)	muro talude	100	7	sinusoidal	areia	geotêxtil redes metálico	sacos areia	Instituto de Investigação de Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão*
Sakaguchi *et al.* (1992); Sakaguchi (1996)	muro	150	-	sinusoidal	areia	geogrelha	geossintetico dobrado blocos peso reduzido	Instituto de Investigação de Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão*
Sugimoto *et al.* (1994)	muro talude	70 105	6,3	sinusoidal	areia	geogrelha	sacos areia e geossintético dobrado	Universidade de Nagaoka, Japão
Murata *et al.* (1994)	muro	248	5,0	sísmica sinusoidal	areia	geogrelha	painel de betão +gabiões	Não identificada
Bathurst *et al.* (1996); Pelletier (1996)	muro	102	6,1	sinusoidal	areia	geogrelha	blocos	Royal Military College, Canadá
Koseki *et al.* (1998)	muro	50	-	sinusoidal	areia	rede de tiras de bronze fosforoso	painel de face rígido e contínuo	Instituto de Investigação do Caminho de Ferro, Japão
Matsuo *et al.* (1998)	muro talude	100; 140	-	sinusoidal sísmica	areia	geogrelha	paineis de madeira	Instituto de Investigação de Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão*

* Public Works Research Institute of the Ministry of Construction in Japan
**Railway Technical Research Institute, Japan

Quadro 2.2 (cont.) – Ensaios em mesa sísmica de modelos de estruturas de solo reforçado.

Referência bibliográfica	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Protótipo H (m)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face	Instituição onde se realizaram
Ramakrishnan *et al.* (1998)	muro	90	-	sinusoidal	areia	geotêxtil	blocos geotêxtil dobrado	Universidade do Arizona
Perez (1999)	talude	122	1,22	sinusoidal	areia	geotêxtil	geotêxtil dobrado	Universidade de Washington
			6,1			geotêxtil têxtil não tecido		
Watanabe *et al.* (2003)	muro	50	-	sísmica	areia	rede de tiras de bronze fosforoso	painel de face rígido e contínuo	Instituto de Investigação do Caminho de Ferro, Japão
El-Emam (2003); El-Emam & Bathurst (2005; 2007)	muro	100	6,0	sinusoidal	areia	geogrelha	painel de face rígido e contínuo	Royal Military College, Canadá
Lo Grasso *et al.* (2004; 2005; 2006)	muro talude	35	-	sinusoidal sísmica	areia	geogrelha	secções em L de alumínio	Universidade de Catania, Itália

construindo em cada modelo, tal como o ilustrado na Figura 2.11, duas estruturas com características distintas. Segundo os autores, foram construídos e ensaiados 7 modelos, permitindo analisar 14 estruturas.

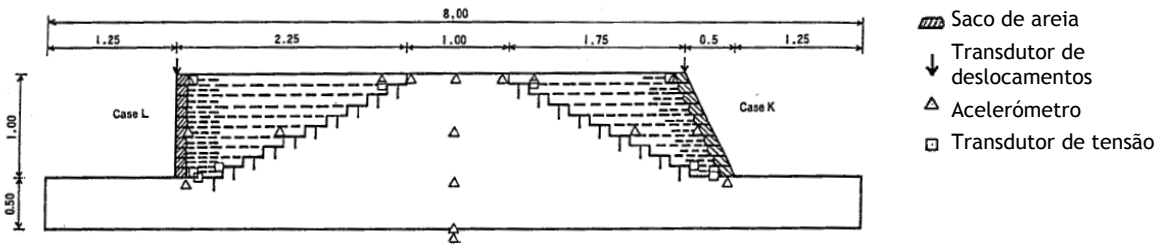


Figura 2.11 – Secção transversal de um dos modelos ensaiados por Koga *et al.* (1988).

Como elementos de reforço Koga *et al.* (1988) utilizaram geotêxteis não tecidos, redes de plástico e barras de aço. A face foi construída com sacos de areia, envolvidos, em alguns casos, pelos elementos de reforço. A resistência dos reforços utilizados nos modelos foi seleccionada de forma a construir modelos à escala 1/7.

Os modelos foram submetidos a acelerações do tipo sinusoidal, de frequência igual a 4Hz e duração de 10 segundos, com amplitude crescente entre 0,1g e 0,8g. Para cada nível de carga, o ensaio era interrompido, sendo registados os deslocamentos da estrutura e o seu grau de dano.

Dos ensaios realizados, os autores concluíram que as deformações da estrutura diminuem quando se utilizam elementos de reforço de maior rigidez, que as deformações aumentam com o acréscimo da inclinação da face da estrutura, que a diminuição do espaçamento vertical entre os reforços conduz a menores assentamentos da crista do talude e que os assentamentos e as deformações laterais diminuem quando os reforços são fixos à face através de pregos. Estes autores demonstram ainda que as análises através de superfícies circulares de escorregamento, considerando um coeficiente sísmico adequado, fornecem resultados concordantes com os obtidos experimentalmente, excepto nos taludes mais íngremes.

Sakaguchi *et al.* (1992) e Sakaguchi (1996) apresentam resultados de ensaios em mesa sísmica efectuados sobre modelos com 1,5 m de altura, construídos com areia seca reforçada com geogrelhas e com face do tipo geossintético dobrado ("*wrap around*") ou blocos de baixo peso (espuma com revestimento de cimento). Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal, de frequência igual a 4 Hz e com amplitudes crescentes, atingindo o valor máximo de 0,72g.

Os resultados dos ensaios realizados por estes autores evidenciaram que os muros com face em geossintético dobrado sofreram maiores deslocamentos laterais que os deslocamentos registados nos muros com face em blocos de peso reduzido.

Comparando o comportamento de estruturas de solo reforçado com geogrelhas com estruturas de suporte convencionais (tipo gravidade ou em consola), Sakaguchi (1996) constatou que os muros com face do tipo geossintético dobrado se comportam como um corpo rígido e entram em rotura para valores da aceleração superiores aos verificados nas estruturas não reforçadas. Porém, devido ao facto da face destas estruturas ser mais rígida, para reduzidos valores da aceleração da base, os deslocamentos sofridos pelas estruturas convencionais são inferiores (Figura 2.12).

Os resultados dos ensaios realizados por estes autores evidenciaram que, para valores da aceleração da base inferiores a 0,32g, a amplificação da aceleração era insignificante. Para valores

da aceleração superiores, foram registados elevados factores de amplificação da aceleração. Com base nestes resultados, os autores concluíram que o valor da aceleração da base igual 0,32g representava uma fronteira entre comportamento estável e a cedência dos modelos.

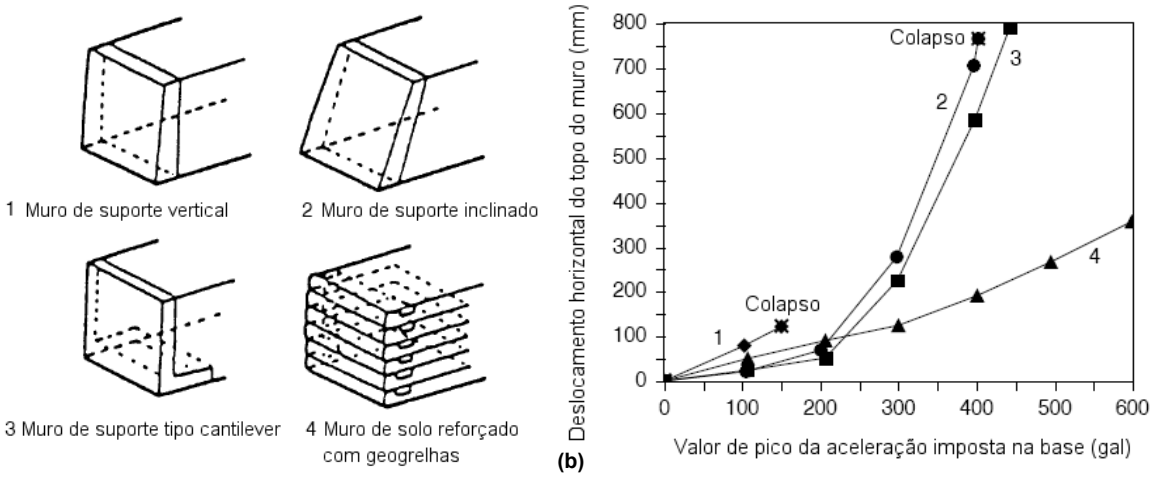


Figura 2.12 – Resultados dos ensaios em mesa sísmica realizados por Sakaguchi (1996): a) esquema dos modelos ensaiados; b) deslocamento horizontal do topo dos modelos.

Sakaguchi (1996) concluiu ainda que, quanto mais pesados fossem os blocos que constituíam a face, maiores eram as forças de inércia desenvolvidas durante a solicitação sísmica, resultando maiores deslocamentos e esforços nos reforços, especialmente junto ao sistema de face.

Segundo Sakaguchi *et al*. (1992), o comportamento sísmico de muros de solo reforçado virá melhorado se forem utilizados como elementos de face blocos com peso reduzido (pelo facto de se gerarem menores forças de inércia), se os elementos de reforço forem fixos de forma adequada aos elementos de face e se forem adoptados reforços de elevada resistência.

Sugimoto *et al*. (1994) apresentam resultados de ensaios realizados em mesa sísmica sobre modelos de muros e taludes com 0,70 m ou 1,05 m, utilizando como material de aterro uma areia húmida, reforçada com geogrelhas. Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal, com frequências variando entre 5 e 40 Hz e com amplitudes até 0,6g. Estes autores constataram que a amplificação máxima da aceleração tinha lugar no topo dos modelos e que a rotura ocorria de forma progressiva do topo para a base. Concluíram, ainda, que até se iniciar a rotura dos modelos, os esforços nos reforços aumentavam linearmente com a aceleração.

Murata *et al*. (1994) efectuaram diversos ensaios numa mesa sísmica de grandes dimensões, utilizando um modelo de face aproximadamente vertical (1:0,05), com cerca de 2,5 m de altura (escala 1/2), com areia seca como material de aterro e reforço em geogrelha com aberturas de 20 mm × 20 mm e com esforço resistente à tracção da ordem dos 10 kN/m. Para a face dos modelos utilizaram blocos de gabiões, em frente aos quais colocaram um painel rígido de betão – sistema de face muito corrente nos muros de solo reforçado com geossintéticos construídos no Japão. Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal, de frequência igual a 3,4 Hz e amplitude crescente entre 0,1g e 0,5g, e por um registo sísmico ajustado para uma frequência predominante de 2,45 Hz e aceleração máxima de 0,5g.

Os resultados dos ensaios efectuados por estes autores evidenciaram que os esforços de tracção nos reforços aumentam, devido à acção sísmica, de forma não muito significativa, verificando-se que os esforços máximos ocorriam na vizinhança do painel de face. Para a solicitação

do tipo sinusoidal, a amplificação da aceleração, registada na zona reforçada e na zona central não reforçada, foi praticamente insignificante até cerca de meia altura do muro. O factor de amplificação da aceleração registado próximo da superfície do aterro foi da ordem de 1,5.

Murata *et al*. (1994) verificaram ainda que as deformações causadas pela solicitação sísmica eram inferiores aos valores registados com a solicitação do tipo sinusoidal.

Bathurst *et al*. (1996) e Pelletier (1996) relatam resultados de diversos ensaios em mesa sísmica, utilizando modelos de muros de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos. Os modelos, com 1,02 m de altura (escala 1/6), foram construídos num contentor de *plexiglas* com 2,40 m de comprimento, 1,40 m de largura e 1,02 m de altura, utilizando blocos de betão de 34 mm de altura, uma areia de sílica e cinco níveis de uma geogrelha de *PEAD* de baixa resistência (*bird fencing*).

Os ensaios realizados por estes autores tinham como objectivo avaliar o efeito da resistência ao corte entre os blocos, que compõem o sistema de face, e o efeito da inclinação da face sobre o comportamento sísmico dos muros de solo reforçado com geossintéticos. Assim, ensaiaram três modelos com face vertical, variando as características das interfaces entre os blocos e a ligação dos reforços a estes elementos, e um modelo com face inclinada de 8º em relação à vertical. Os modelos foram solicitados por uma aceleração do tipo sinusoidal, com frequência constante igual a 5 Hz (à escala do protótipo corresponde a uma frequência de 2 Hz) e amplitude gradualmente crescente.

Os resultados obtidos por estes autores indicaram que o muro com face vertical e com os blocos de face fixos entre si (elevada resistência ao corte da interface entre os blocos) foi o que apresentou maior resistência, isto é, foi necessária uma maior amplitude da aceleração imposta na base para que fossem registadas grandes deformações. O muro com face vertical, mas com baixa resistência ao corte entre os blocos, foi o que apresentou pior desempenho. Porém, mantendo as mesmas condições nas interfaces entre os blocos e nas ligações do reforço à face, mas inclinando a face ligeiramente (apenas 8º), o aumento da resistência da estrutura foi muito significativo.

Nos ensaios realizados por estes autores, foram registados factores de amplificação da aceleração de 2,2 junto à superfície.

De acordo com as análises pseudo-estáticas efectuadas por Bathurst *et al*. (1996), o arranque do nível de reforço superior seria o mecanismo crítico para os modelos ensaiados. Porém, o mecanismo de rotura observado foi o derrubamento da parte superior do sistema de face.

Koseki *et al*. (1998) efectuaram, no Instituto de Investigação dos Caminhos de Ferro, no Japão, ensaios em mesa sísmica sobre modelos de três tipos de estruturas de suporte, ditas convencionais (tipo gravidade, tipo gravidade com face inclinada e em consola) e sobre modelos de muros de solo reforçado com geossintéticos com painel de face rígido e contínuo (Figura 2.13). Realizaram também ensaios em mesa rotativa (*tilt table tests*) sobre os modelos dos muros de solo reforçado e do tipo gravidade com face inclinada, ensaios que, segundo os autores, nunca anteriormente tinham sido efectuados sobre este tipo de estruturas. Estes ensaios permitem simular as condições de carregamento admitidas nas análises pseudo-estáticas, tradicionalmente consideradas no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Na Figura 2.13 apresentam-se as dimensões dos modelos e os diferentes tipos de estruturas ensaiados por Koseki *et al*. (1998). As linhas a traço interrompido referem-se à posição inicial dos modelos e as linhas contínuas esquematizam as deformações registadas imediatamente antes da rotura dos modelos.

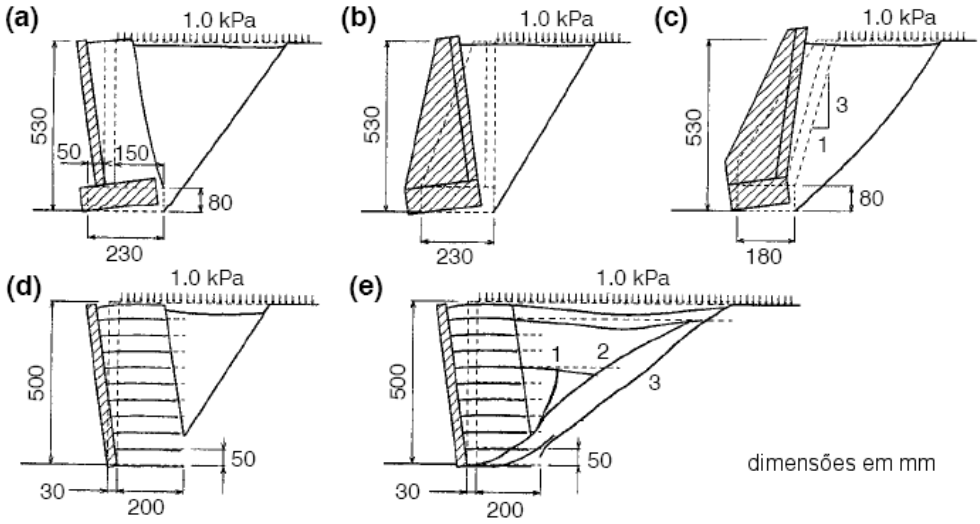


Figura 2.13 – Tipo de estruturas, dimensões dos modelos e planos de rotura observados por Koseki *et al.* (1998).

Nos modelos de muros de solo reforçado utilizaram, como elemento de reforço, uma rede de tiras de bronze fosforoso. As tiras apresentavam 3 mm de largura e 0,1 mm de espessura e, para simular as geogrelhas utilizadas habitualmente como reforço, foram coladas entre si, com espaçamento de 50 mm, na direcção paralela ao muro, e de 100 mm, na direcção perpendicular. Para que, tal como nas geogrelhas, se mobilize atrito entre o reforço e o solo, foram coladas partículas de areia às tiras de bronze fosforoso. Segundo Koseki *et al.* (1998), optaram por este material e por estas dimensões para ser possível o registo dos esforços instalados nos elementos de reforço através de transdutores colocados em diversos pontos das tiras de reforço.

Nos modelos de muros de solo com elementos de reforço de comprimento uniforme (Figura 2.13d) foram colocados dez níveis de reforço, com 200 mm de comprimento (L/H = 0,4). Para aumentar a estabilidade em relação ao derrubamento, e dado ser prática habitual no Japão, foram também ensaiados modelos em que o comprimento do nível de reforço superior e do 4º nível a partir do topo foram aumentados para 800 mm e 450 mm, respectivamente (Figura 2.13e).

Após a colocação das sucessivas camadas de areia no interior de um contentor, com 2,6 m de comprimento, 0,6 m de largura e 1,4 m de altura, foram colocados à superfície pequenos blocos de chumbo, igualmente espaçados, para simular uma sobrecarga de 1 kPa (escala do modelo). Finalizada a construção, os modelos foram solicitados por uma aceleração do tipo sinusoidal, com 5 Hz de frequência e amplitude crescente, até que as deformações nos modelos fossem consideráveis.

Koseki *et al.* (1998) constataram que, em todos os modelos ensaiados, o principal modo de rotura, tal como se pode observar na Figura 2.13, foi o derrubamento do muro. Constataram, ainda, que em todos os modelos, com excepção daquele onde o comprimento do reforço foi aumentado em dois níveis de reforço, para o qual se formaram vários planos de rotura - Figura 2.13e, o plano de rotura era linear, mas mais inclinado (mais íngreme) do que o previsto pela teoria de Mononobe-Okobe.

Comparando o coeficiente sísmico horizontal crítico registado nos ensaios ($k_h = a_{max}/g$) com o valor correspondente a um factor de segurança unitário em relação à rotura por derrubamento, estimado com recurso aos métodos pseudo-estáticos, estes autores verificaram que, no modelo de solo reforçado com inclusões de comprimento uniforme, o valor registado nos ensaios é ligeiramente

superior ao valor estimado. Quando dois níveis de reforço têm comprimento superior ao dos restantes, o valor do coeficiente sísmico crítico registado nos ensaios é bastante superior ao valor estimado. Esta evidência levou a que Koseki *et al.* (1998) concluíssem que os métodos pseudo-estáticos subestimam a resistência dos muros de solo reforçado em condições sísmicas e que o incremento de estabilidade conseguido com o aumento do comprimento dos reforços nos níveis superiores não é convenientemente avaliado pelos métodos correntes de análise.

Matsuo *et al.* (1998) efectuaram ensaios em mesa sísmica sobre seis modelos de muros de solo reforçado com geogrelhas de polipropileno. Tal como se pode concluir da análise do Quadro 2.3, as variáveis envolvidas neste estudo experimental foram a relação comprimento do reforço/altura da estrutura (L/H = 0,4; 0,7), a altura do muro (H = 1 m e H = 1,4 m), o tipo de painel de face (painel descontínuo ou contínuo), a inclinação da face (face vertical ou inclinada) e a solicitação imposta na base (sinusoidal ou sísmica).

Quadro 2.3 – Descrição dos modelos ensaiados por Matsuo *et al.* (1998).

Modelo N.º	H (m)	L/H	Tipo de face	Inclinação	Solicitação
1	1,0	0,4	painel descontínuo	90º	sinusoidal
2	1,0	0,7	painel descontínuo	90º	sinusoidal
3	1,4	0,4	painel descontínuo	90º	sinusoidal
4	1,0	0,4	painel descontínuo	90º	registo sísmico
5	1,0	0,4	painel contínuo	90º	sinusoidal
6	1,0	0,4	painel descontínuo	1V:0,2H	sinusoidal

Os modelos foram construídos num contentor de aço, com 4 m de largura, 1 m de comprimento e 2 m de altura, existindo, num dos lados, janelas em acrílico para permitir a inspecção visual. Durante a colocação da areia, em camadas de 100 mm, foram utilizados suportes temporários para o painel de face. Atingida a altura de cada modelo, os suportes temporários foram cuidadosamente removidos – construção escorada.

A face dos modelos foi materializada com cinco (sete, no modelo 3) painéis de madeira, com 40 mm de espessura e 200 mm de altura. Para simular o painel contínuo (modelo 5) os painéis de madeira foram ligados através de duas barras de aço.

Cinco dos modelos foram solicitados por uma aceleração do tipo sinusoidal, com frequência de 5 Hz e duração de 20 ciclos por incremento de amplitude. Para avaliar o efeito da solicitação, um dos modelos foi submetido à componente N-S da aceleração registada no Observatório Marítimo de Kobe (*Kobe Maritime Observatory*) durante o sismo de Great Hanshin (Kobe). Note-se desde já que este modelo evidenciou uma grande margem de segurança, quando submetido ao registo sísmico, comparativamente com os modelos submetidos a acelerações do tipo sinusoidal.

As configurações dos seis modelos no final da solicitação, apresentadas por Matsuo *et al.* (1998), encontram-se na Figura 2.14.

Com base nas configurações dos modelos no final dos ensaios e nos registos das deformações, Matsuo *et al.* (1998) concluem que: i) os modos de deformação associados à vibração são

dependentes do tipo de face e da sua inclinação; ii) que o acréscimo da relação comprimento do reforço/altura da estrutura é a forma mais eficiente para reduzir as deformações da estrutura; iii) que o modelo solicitado pelo registo sísmico apresentou o mesmo modo de deformação que o modelo equivalente submetido à aceleração sinusoidal (modelo 1); porém, as deformações registadas no modelo 4 foram bastante inferiores; iv) que o modelo com painel de face contínuo (modelo 5) exibiu maiores deslocamentos que o modelo com painéis discretos (modelo 1), sendo o deslocamento do topo do modelo 5, aproximadamente, três vezes superior ao valor registado no modelo 1; v) que, no modelo com painel de face contínuo, o modo de deformação é condicionado pela rigidez do painel de face; vi) que, para o modelo de face inclinada, o deslocamento a meia altura é superior ao valor registado no modelo com face vertical, verificando-se o inverso para o deslocamento do topo da estrutura.

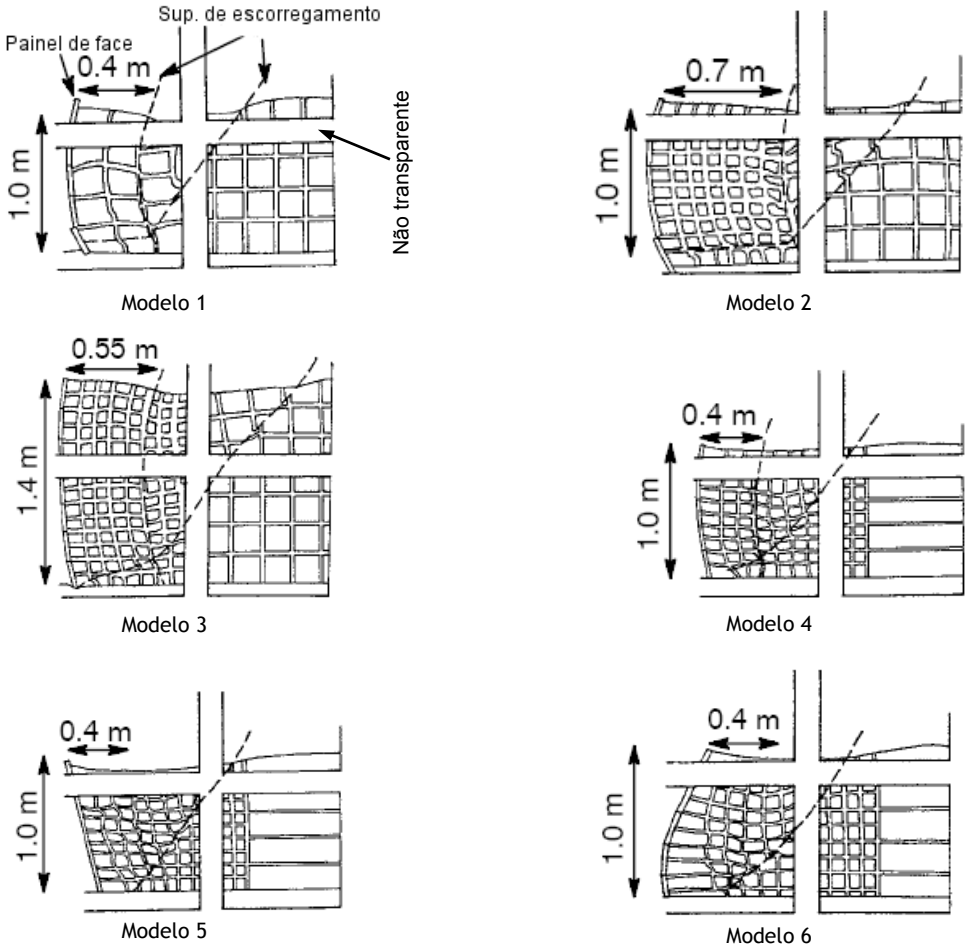


Figura 2.14 – Configuração dos modelos ensaiados por Matsuo *et al.* (1998) no final da solicitação sísmica.

Para efeitos de comparação com os valores registados durante os ensaios, Matsuo *et al.* (1998) estimaram o deslocamento horizontal dos modelos utilizando o método do bloco deslizante de Newmark (1965). Verificaram que o deslocamento permanente previsto pela teoria do bloco deslizante era cerca de um quarto do deslocamento registado no modelo. Segundo os autores, esta discrepância entre o valor estimado pela teoria de Newmark e o valor medido nos ensaios pode ser explicada pelo facto desta teoria não considerar a deformação contínua que, na realidade, se verifica no interior do bloco rígido e, por outro lado, porque a aceleração crítica, considerada no cálculo do deslocamento, é distinta do valor da aceleração para a qual o modelo começa a sofrer deslocamentos nos ensaios.

Ramakrishnan *et al.* (1998) apresentam resultados de ensaios realizados em mesa sísmica sobre modelos de muros de solo reforçado, com 0,9 m de altura e dois tipos de face: em blocos e em geotêxtil dobrado. Como material de aterro utilizaram uma areia siliciosa, com diâmetro médio de 0,5 mm e coeficiente de uniformidade de 2,4, tendo os ensaios sido realizados para um índice de compacidade da areia de 67%. Os modelos foram reforçados com um geotêxtil tecido de polipropileno, com esforço resistente à tracção de 35 kN/m e 0,50 m de comprimento. Os blocos de face, com 310 mm de largura, 410 mm de comprimento e 150 mm de espessura, possuíam um "dente" para aumentar a resistência da interface. Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal, com amplitude crescente em incrementos de 0,05g e cerca de 15 ciclos por incremento.

Do estudo experimental realizado, Ramakrishnan *et al.* (1998) concluíram que qualquer dos modelos foi capaz de suportar uma aceleração apreciável sem que ocorressem movimentos laterais significativos. Os modelos com face em geossintético dobrado começaram a sofrer deformações laterais para acelerações superiores a 0,25g, enquanto, nos modelos com face em blocos, os movimentos começaram a ter significado para valores da aceleração superiores a 0,45g. Nos modelos com face em blocos não foram observados movimentos relativos entre os blocos, sendo os movimentos laterais, registados na face, atribuídos ao movimento conjunto do sistema de face, que se comportou como uma viga suportada pelos elementos de reforço.

Perez (1999) ensaiou, na mesa sísmica do Laboratório de Engenharia Estrutural da Universidade de Washington, 15 modelos de taludes de solo reforçado com geossintéticos. Todos os modelos foram construídos com 1,22 m de altura (4 ft) e com inclinação de face igual a 63º. Quatro desses modelos foram construídos à escala 1/1 e os restantes modelos simulavam protótipos com 6,1 m de altura (escala 1/5). Os modelos foram dimensionados admitindo um coeficiente de segurança unitário e utilizando o método de dimensionamento proposto por Jewell (1996). Nos quatro modelos construídos à escala 1/1 utilizou como elemento de reforço um geotêxtil. Nos restantes usou um outro geotêxtil, de muito baixa resistência, e um têxtil utilizado habitualmente na indústria de vestuário. O material de aterro empregue foi uma areia siliciosa, colocada com um índice de compacidade de 91%.

Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal, com frequência de 5 Hz (modelos à escala 1/1) e de 6 Hz (restantes modelos). A amplitude da vibração foi controlada manualmente, aumentando o deslocamento de um aríete hidráulico até à rotura dos modelos.

Com base nos ensaios realizados, Perez (1999) concluiu que: i) a aceleração de cedência dos modelos diminui com o decréscimo do comprimento dos reforços, de forma aproximadamente linear; ii) aumentando a resistência e a rigidez dos reforços, aumenta a amplificação da aceleração imposta na base, sendo superior no topo do talude; e iii) na rotura dos modelos distingue-se claramente uma superfície de rotura do tipo bilinear. A forma da superfície de rotura depende da resistência e do comprimento dos reforços.

Watanabe *et al.* (2003) apresentam resultados de ensaios em mesa sísmica realizados sobre modelos de muros de suporte convencionais e sobre muros de solo reforçado. Os modelos, o equipamento de ensaio e os materiais utilizados são semelhantes aos utilizados por Koseki *et al.* (1998), descritos anteriormente. Os modelos ensaiados por Watanabe *et al.* (2003), quatro dos quais esquematizados na Figura 2.15, foram solicitados pela componente N-S da aceleração registada no Observatório Marítimo de Kobe (*Kobe Maritime Observatory*) durante o sismo de Great Hanshin (Kobe), ajustando a amplitude e a duração, por forma a que a aceleração máxima imposta na base tivesse um valor prescrito previamente e frequência predominante de 5 Hz. Cada modelo foi

submetido a vários escalões de carga de amplitude crescente, terminando o ensaio quando as deformações atingiam valores consideráveis.

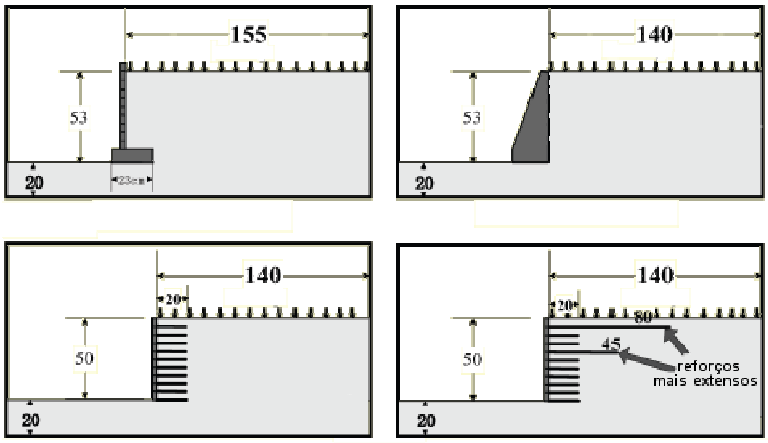


Figura 2.15 – Esquema e dimensões (em cm) de alguns dos modelos ensaiados por Watanabe *et al.* (2003): a) muro em consola; b) muro de gravidade; c) muro de solo reforçado Tipo 1; d) muro de solo reforçado Tipo 2.

Na Figura 2.16 reproduzem-se os deslocamentos permanentes do topo dos modelos apresentados por Watanabe *et al.* (2003) para os quatro tipos de modelos esquematizados na Figura 2.15. Tal como se pode observar, até um valor do coeficiente sísmico horizontal da ordem de 0,5g, as diferenças de comportamento entre os quatro modelos são pouco significativas. Porém, para solicitações sísmicas mais intensas, o deslocamento residual do topo nos muros de gravidade e em consola aumenta de forma muito rápida, enquanto os muros de solo reforçado exibem um comportamento mais dúctil, em particular, o modelo com dois níveis de reforço de comprimento superior.

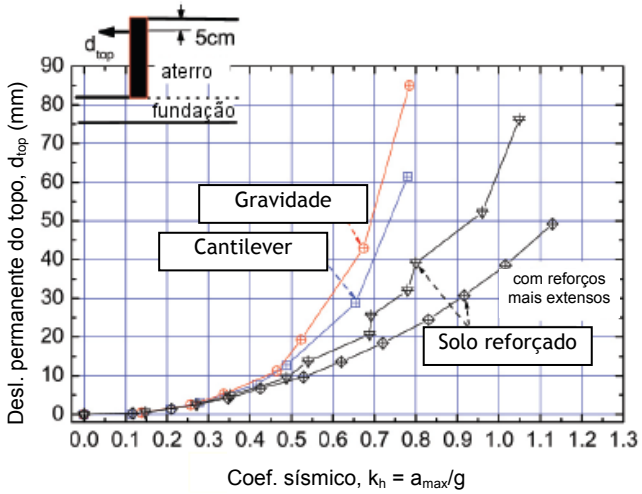


Figura 2.16 - Deslocamentos permanentes do topo em função de k_h para os diferentes modelos ensaiados por Watanabe *et al.* (2003).

A geometria dos modelos no final do ensaio, a deformação do aterro e os planos de rotura encontram-se representados na Figura 2.17. Os muros de suporte convencionais parecem sofrer, não apenas derrubamento, mas também escorregamento pela base. No caso dos muros de solo

reforçado, o derrubamento parece ser o modo de rotura predominante. Note-se que Watanabe *et al*. (2003) identificaram múltiplos planos de rotura no material de aterro, que se formaram de forma progressiva e que, segundo os autores, podem ser explicados pela redução pós-pico da resistência ao corte do solo.

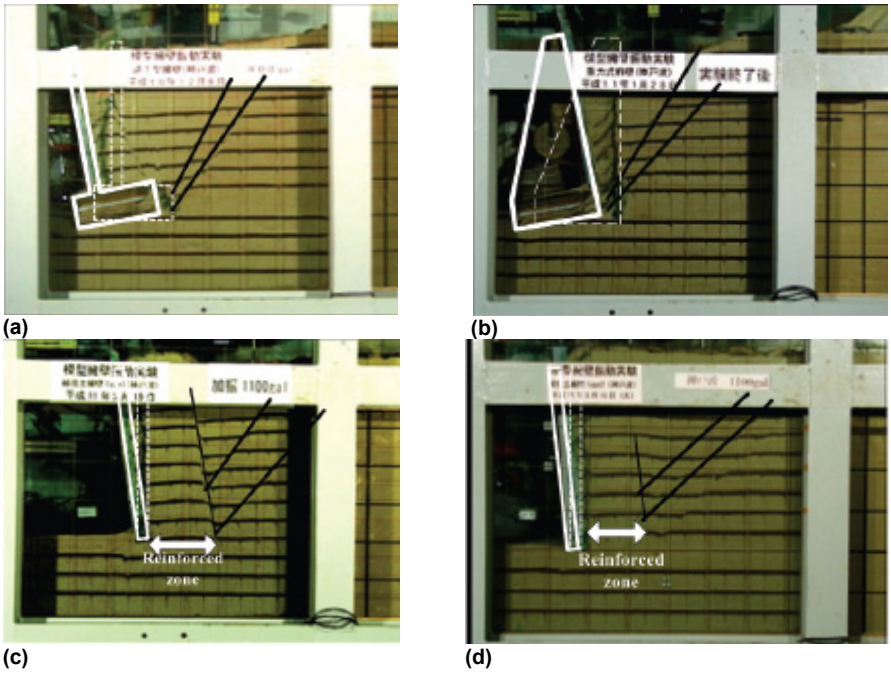


Figura 2.17 – Deformações e planos de rotura nos diferentes modelos (Watanabe *et al*., 2003): a) em consola; b) gravidade; c) reforçado Tipo 1; d) reforçado Tipo 2.

Comparando os resultados dos ensaios realizados com os apresentados anteriormente por Koseki *et al*. (1998), Watanabe *et al*. (2003) concluem que, para cada modelo, os deslocamentos permanentes são superiores nos ensaios em mesa rotativa (*tilt table tests*), seguindo-se os deslocamentos registados nos ensaios em mesa sísmica com aceleração sinusoidal, ocorrendo os menores deslocamentos permanentes quando os modelos são solicitados por registos sísmicos. Segundo os autores, estas diferenças resultam essencialmente da diferente duração dos valores de pico da aceleração em cada tipo de ensaio. Nos ensaios em mesa rotativa, a força exterior, que corresponde à força de inércia horizontal, actua sobre o modelo continuamente durante o ensaio. Nos ensaios em mesa sísmica com solicitação do tipo sinusoidal, o valor de pico da aceleração é atingido nos diversos ciclos. Quando é utilizado um registo sísmico, o valor de pico da aceleração é atingido em períodos de tempo muito reduzidos.

El-Emam (2003) ensaiou no *Royal Military Collegue* (*RMC*), no Canadá, 14 modelos de muros de solo reforçado com geossintéticos, com 1 m de altura, construídos à escala 1/6, e painel de face rígido e contínuo. Com as diferentes configurações ensaiadas, resumidas no Quadro 2.4, El-Emam pretendia avaliar a influência, sobre o comportamento em condições sísmicas dos muros de solo reforçados, de diversos factores tais como: a condição de apoio do painel de face, o comprimento, o espaçamento e a rigidez dos reforços, a espessura e a inclinação do painel de face e a frequência predominante da solicitação imposta na base dos modelos.

O painel de face foi materializado através de barras de aço ocas, com secção transversal de dimensões 76 mm × 38 mm e 1,4 m de comprimento, ligadas entre si por três varões de aço com 25 mm de diâmetro. As ligações dos reforços à face foram dimensionadas para que fossem

perfeitamente rígidas e foram materializadas introduzindo as geogrelhas entre as barras de aço e fixando-as na zona frontal do painel com parafusos. Em termos das condições de apoio do painel de face, El-Emam considerou o painel de face articulado na base (isto é, deslocamento impedido nas direcções vertical e horizontal e rotação permitida) e o painel de face deslizante (isto é, apenas é impedido o deslocamento na direcção vertical).

A Figura 2.18 ilustra o contentor utilizado no *RMC* para este tipo de ensaios e um dos modelos a ser construído.

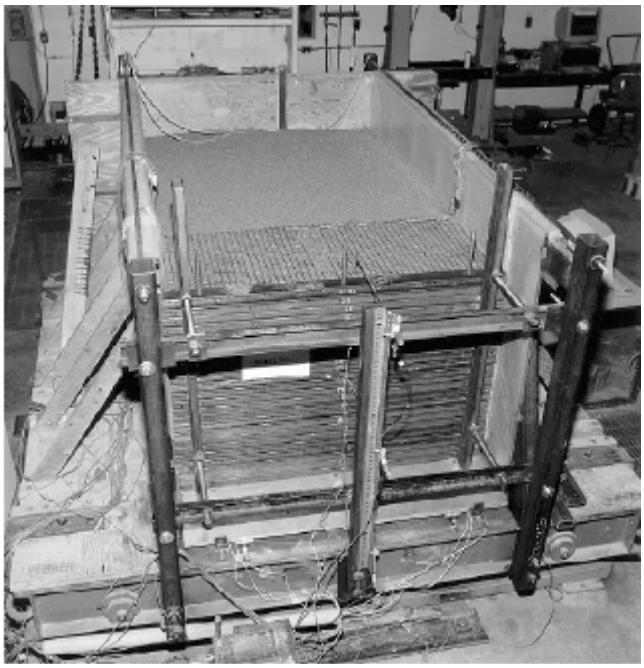


Figura 2.18 – Construção de modelo, à escala 1/6, para ensaio em mesa sísmica no Royal Military College, Canadá (Bathurst *et al.*, 2002).

O material de aterro utilizado nos ensaios foi uma areia comercial (*JETMAG*) uniformemente graduada (classificação *SP*), com coeficiente de curvatura igual a 1,27 e coeficiente de uniformidade igual a 2,5. Como elemento de reforço foram utilizadas duas geogrelhas, de poliéster, seleccionadas de forma a modelar, à escala do protótipo, reforços extensíveis típicos e reforços de elevada rigidez.

Os modelos foram submetidos a solicitações do tipo sinusoidal, de amplitude crescente, por escalões. Em doze dos modelos (ver Quadro 2.4) a frequência predominante da solicitação era de 5 Hz, tendo os restantes dois modelos sido ensaiados para a frequência de 2,5 Hz. A amplitude do deslocamento imposto na base foi sendo incrementada até que o modelo sofresse deformação excessiva, em intervalos de 5 segundos, de forma a gerar um incremento da aceleração equivalente a 0,05g.

Segundo El-Emam (2003), a frequência de 5 Hz representa, à escala do protótipo, uma frequência de 2 Hz ($1/\lambda^{0.5}$). A este propósito, Bathurst & Hatami (1998b) consideram que frequências de 2 a 3 Hz são representativas das frequências predominantes típicas de sismos de média a alta frequência.

Na Figura 2.19 apresenta-se a distribuição dos esforços obtida por El-Emam (2003) ao longo do comprimento do reforço, para diferentes valores da aceleração imposta na base, admitindo o painel de face articulado (Figura 2.19a) e deslizante (Figura 2.19b). Constata-se que os esforços tendem a aumentar com a profundidade, com a distância em relação à extremidade livre do reforço e com o

valor da aceleração. Independentemente do tipo de ligação na base do painel de face (articulado ou deslizante), o valor máximo do esforço, quer em condições estáticas, quer para os diferentes valores da aceleração, tende a ocorrer na ligação do reforço ao painel de face. El-Emam constatou, ainda, que o nível de reforço inferior é o que absorve o maior esforço e que o incremento do esforço devido à solicitação sísmica induzido no nível mais próximo da superfície é quase insignificante, facto justificado pela reduzida tensão de confinamento a que este nível ficou submetido (0,15 m de altura de solo). O aumento do esforço induzido pela solicitação sísmica no nível de reforço inferior, particularmente quando o painel de face é deslizante, é muito significativo.

Quadro 2.4 – Dimensões e características dos modelos ensaiados por El-Emam (2003).

Modelo	Condição de apoio do painel	L/H	Rigidez, J (kN/M)	S_v (mm)	f (Hz)	Inclinação da face	Espessura da face (mm)
1	articulado	1,0	90	185	5	vertical	76
2	deslizante	1,0	90	185	5	vertical	76
3	articulado	0,6	90	185	5	vertical	76
4	deslizante	0,6	90	185	5	vertical	76
5	articulado	0,6	90	185	2,5	vertical	76
6	deslizante	0,6	90	185	2,5	vertical	76
7	deslizante	0,6	90	225	5	vertical	76
8	articulado	0,6	90	225	5	vertical	76
9	articulado	0,6	90	225	5	vertical	38
10	deslizante	0,6	90	225	5	vertical	38
11	articulado	0,6	90	225	5	10º	38
12	deslizante	0,6	90	225	5	10º	38
13	articulado	0,6	1250	225	5	vertical	38
14	deslizante	0,6	1250	225	5	vertical	38

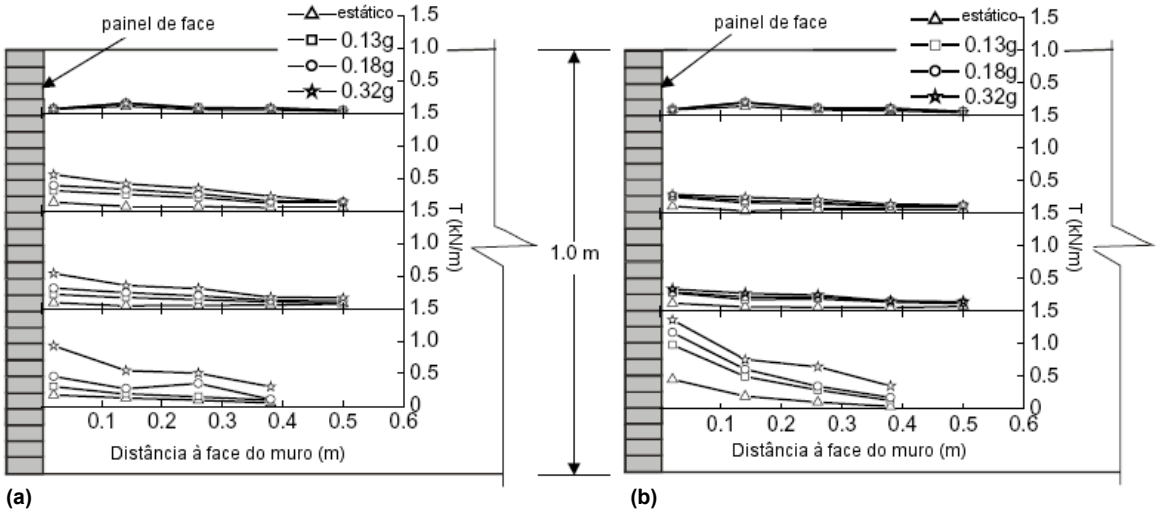


Figura 2.19 – Esforços nos reforços ao longo do seu comprimento para diferentes valores da aceleração (El-Emam, 2003): a) painel articulado – Modelo 8; b) painel deslizante – Modelo 7.

O deslocamento permanente do topo dos modelos, obtido por El-Emam (2003) para diferentes configurações do sistema de reforço, em função da amplitude da aceleração imposta na base, encontra-se reproduzido na Figura 2.20. Com base nestes resultados, El-Emam & Bathurst (2007) concluem que o espaçamento vertical entre reforços é um parâmetro importante na magnitude dos deslocamentos laterais induzidos sobre os muros. Por exemplo, para uma aceleração da base de 0,32g, um aumento de 25% no número de reforços (isto é, passando de 4 níveis, no Modelo 8, para 5 níveis, no Modelo 3) resultou numa redução de 36% no deslocamento permanente máximo.

Mesmo não sendo possível apresentar os resultados para o Modelo 13, por falha no disco rígido do computador de aquisição, impossibilitando a comparação dos resultados para valores da aceleração superiores a 0,24g, El-Emam & Bathurst (2007) consideram que o aumento do comprimento dos reforços e (ou) a diminuição do espaçamento vertical entre eles é mais eficiente na redução dos deslocamentos laterais dos muros de solo reforçado do que o aumento da sua rigidez.

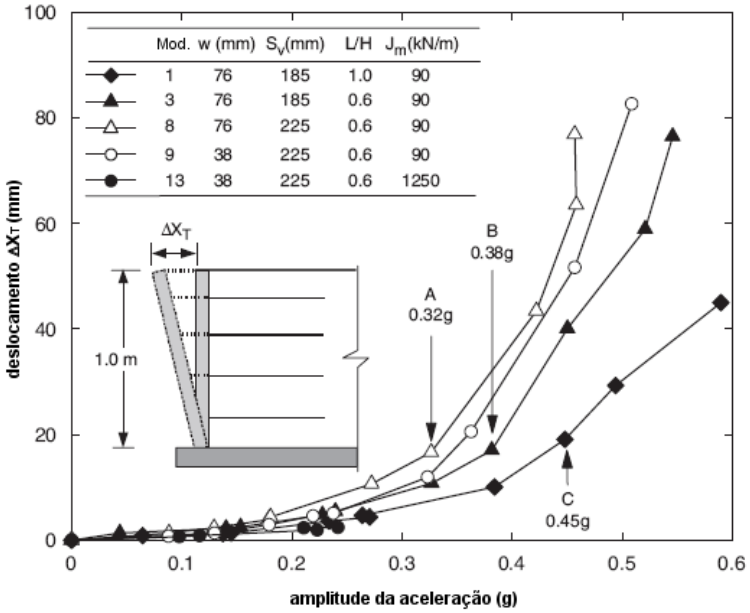


Figura 2.20 – Influência das propriedades do reforço no deslocamento permanente do topo do muro (El-Emam & Bathurst, 2007).

Na Figura 2.21 apresentam-se os factores de amplificação da aceleração apresentados por El-Emam & Bathurst (2005) para alguns dos modelos com painel de face deslizante, registados no painel de face (Figura 2.21a) e no limite da zona reforçada (Figura 2.21b). Estes autores verificaram que os factores de amplificação variam de forma não linear em profundidade, são superiores no painel de face comparativamente com os registados no limite do maciço reforçado, aumentam com o acréscimo da massa do painel e diminuem com a sua inclinação. Quando o painel de face é articulado na base, os factores de amplificação, particularmente na face, tendem a ser superiores. O factor de amplificação máximo, medido entre os 14 modelos ensaiados, foi de 2,75 e ocorreu, no Modelo 8, no topo do painel de face.

Com base no extenso programa experimental realizado, El-Emam (2003) concluiu que: i) a restrição dos movimentos na direcção horizontal na base do painel de face reduz os deslocamentos laterais induzidos pela solicitação sísmica e aumenta a amplitude da aceleração necessária para que se verifique deformação excessiva (rotura) do muro; ii) regra geral, os esforços instalados nos reforços aumentam com a profundidade e com a distância em relação à extremidade livre,

verificando-se que o valor máximo do esforço ocorre junto às ligações ao painel da face; iii) a distribuição em altura dos esforços na ligação nos modelos com o painel de face mais fino tende a ser mais uniforme do que nos modelos em que o painel de face apresenta maior espessura (logo, maior rigidez), para os quais os esforços na ligação se distribuem de forma aproximadamente triangular; iv) o acréscimo do comprimento do reforço, de 0,6H para 1,0H, conduziu a uma redução de cerca de 50% no deslocamento lateral máximo, independentemente da condição de apoio do painel de face; v) com a redução da rigidez à flexão do painel de face, o esforço absorvido pelos níveis de reforço superiores diminui; vi) os factores de amplificação da aceleração distribuem-se em altura de forma não linear. Nos modelos com painel de face articulado na base, os factores de amplificação são superiores aos registados nos modelos com a base do painel de face deslizante.

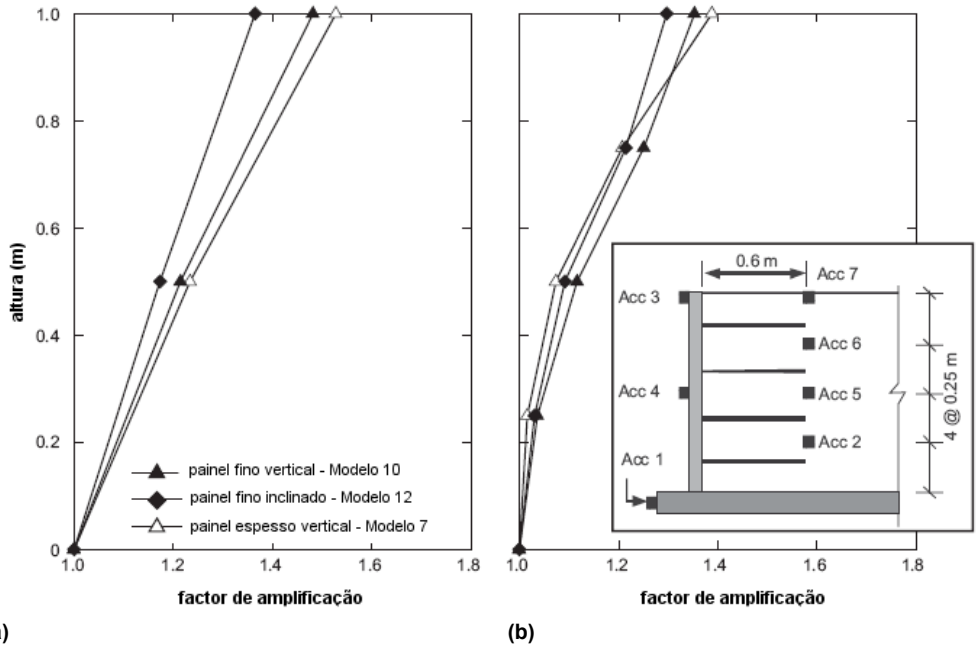


Figura 2.21 – Factores de amplificação da aceleração para diferentes alturas dos modelos admitindo o painel de face deslizante (El-Emam & Bathurst, 2005): a) no painel de face; b) no aterro.

Lo Grasso *et al*. (2004; 2005; 2006) relatam ensaios em mesa sísmica realizados na Universidade de Catánia, Itália, sobre modelos de muros e taludes reforçados com geossintéticos. Os modelos foram construídos num contentor com 1 m de comprimento, 0,70 m de largura e 0,40 m de altura, com faces laterais em vidro transparente, para que seja possível visualizar a deformação dos modelos durante os ensaios.

Os modelos, com 0,35 m de altura, foram construídos com uma areia de sílica, com diâmetro médio de 0,42 mm e coeficiente de uniformidade 2,4, depositada recorrendo a um chuveiro de areia com um índice de compacidade entre 70%-75% e valor de pico do ângulo de atrito de 37º, e utilizando, como material de reforço, uma geogrelha biaxial, de polipropileno, de 4,5 kN/m de esforço resistente à tracção. O painel de face foi materializado com perfis de alumínio, em forma de L, ligados entre si através de dobradiças (Figura 2.22). Para permitir visualizar a formação das superfícies de rotura no interior do aterro, foram introduzidos junto às faces em vidro marcadores verticais de areia colorida.

Os diferentes modelos foram solicitados por acelerações, do tipo sinusoidal, com amplitude crescente, até ser atingido um máximo pré-estabelecido, seguindo-se um ramo de amplitude decrescente, e pela componente E-W do sismo de Catánia, de 1990.



Figura 2.22 – Modelo utilizado por Lo Grasso *et al*. (2004) para ensaio em mesa sísmica.

Lo Grasso *et al*. (2004) apresentam resultados de ensaios realizados sobre modelos de face vertical. Na Figura 2.23 apresenta-se um dos modelos antes do ensaio (Figura 2.23a) e no final do mesmo (Figura 2.23b). Este modelo foi solicitado por uma aceleração do tipo sinusoidal, com frequência de 7 Hz e amplitude de deslocamento máxima igual a 2 mm, a que corresponde uma aceleração máxima de 0,4g. Tal como é visível na Figura 2.23b, ocorreu a rotura do modelo, sendo visíveis dois planos de rotura, que, segundo os autores, fazem ângulos de 16º e 26º com a horizontal.

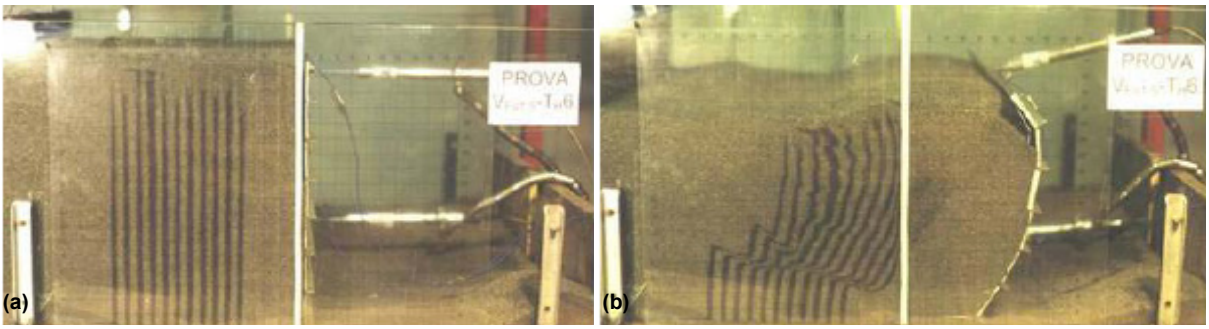


Figura 2.23 – Um dos modelos ensaiados por Lo Grasso *et al*. (2004): a) antes do ensaio; b) após o ensaio.

Com base no ensaio de modelos com face vertical, Lo Grasso *et al*. (2004) concluíram que: i) se verificaram grandes amplificações da aceleração próximo do topo dos muros; ii) as superfícies de rotura observadas estavam de acordo com as previstas pela Teoria de Mononobe-Okabe; iii) não ocorreu rotura por falta de resistência de nenhum reforço; iv) nos modelos em que junto ao topo o espaçamento vertical entre reforços era menor, a amplitude da aceleração a partir da qual ocorriam deformações permanentes era superior.

Lo Grasso *et al*. (2005) reportam ensaios realizados sobre modelos com face inclinada de 70º, submetidos a uma sobrecarga de 1 kPa. Os materiais utilizados nestes modelos são idênticos aos usados nos modelos de face vertical. Na generalidade dos ensaios, observaram que, impondo uma aceleração do tipo sinusoidal, de amplitude crescente, os modelos não sofreram grandes deformações. Na Figura 2.24a apresenta-se um modelo submetido a uma solicitação semelhante à descrita para o modelo de face vertical (f = 7Hz, a_{max} = 0,4g), onde não são visíveis grandes

deformações. Como não ocorreu rotura, os autores submeteram os mesmos modelos a um segundo ensaio em que a aceleração foi mantida constante após ser atingido o valor máximo (isto é, não existia o ramo do acelerograma de amplitude decrescente). Na Figura 2.24b apresenta-se o modelo após este segundo ensaio.

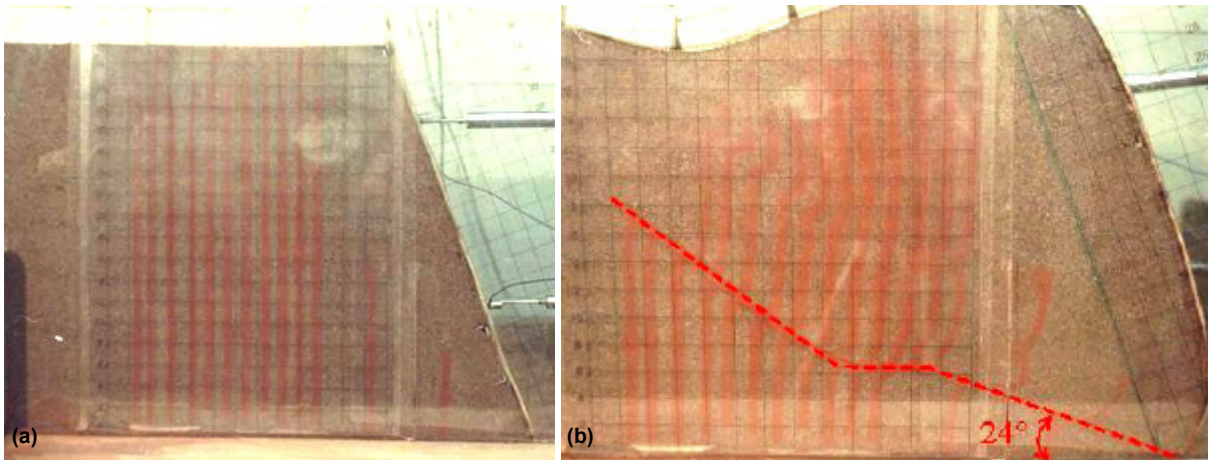


Figura 2.24 – Modelo com face inclinada ensaiado por Lo Grasso *et al*. (2005): a) no final do primeiro ensaio; b) após o segundo ensaio sobre o mesmo modelo.

Com base nos ensaios realizados sobre modelos com face inclinada, Lo Grasso *et al*. (2005) concluem que: i) o volume de solo envolvido na rotura é superior quando existe sobrecarga à superfície do terreno; ii) o mecanismo de rotura se aproxima da forma circular quando existe sobrecarga e se assemelha a um mecanismo biplanar na sua ausência; iii) o espaçamento vertical entre os reforços deve ser reduzido junto ao topo da estrutura; iv) com a aplicação da sobrecarga, a deformação lateral dos modelos é menor, em resultado do acréscimo da resistência na interface solo-reforço.

Mais recentemente os mesmos autores (Lo Grasso *et al*., 2006) apresentaram resultados de ensaios realizados sobre modelos de muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos, nos quais introduziram simultaneamente elementos de reforço verticais (Figura 2.25).

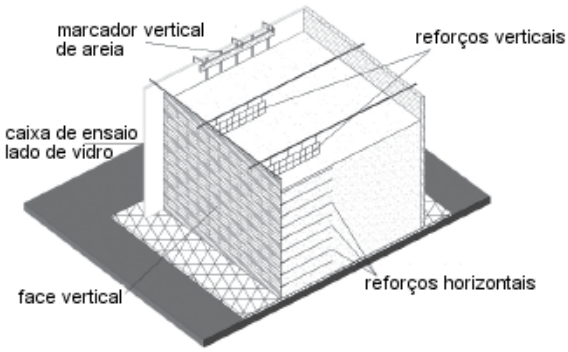


Figura 2.25 – Esquema do modelo com reforços tridimensionais ensaiado por Lo Grasso *et al*. (2006).

Lo Grasso *et al*. (2006) concluem que a introdução dos reforços verticais melhora o desempenho dos modelos quando solicitados sismicamente, sendo as deformações permanentes muito inferiores às registadas em modelos semelhantes reforçados apenas com inclusões

horizontais. Na Figura 2.26 apresentam-se dois dos modelos comparados por Lo Grasso *et al*. (2006) para evidenciar a eficiência da introdução dos reforços verticais.

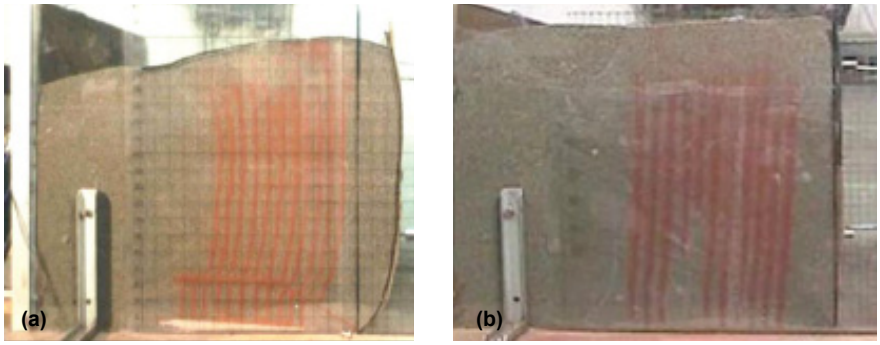


Figura 2.26 – Modelos no final dos ensaios realizados por Lo Grasso *et al*. (2004; 2006): a) sem reforços verticais; b) introduzindo reforços verticais.

Refira-se, desde já, que, embora os resultados de Lo Grasso *et al*. (2006) mostrem que o desempenho dos modelos é melhorado com a introdução simultânea de reforços verticais, esta solução não parece muito viável sob o ponto de vista prático.

2.3.3 Ensaios sísmicos em centrifugadora

Como se viu no ponto anterior, os ensaios em mesa sísmica, realizados para a aceleração da gravidade real (1g), têm vindo a ser utilizados nas últimas três décadas para avaliar o comportamento de muros e de taludes de solo reforçado sob acções sísmicas. Porém, os níveis de tensão nos modelos são inferiores aos que se verificam nos protótipos e sabe-se que, quer o comportamento do solo, quer o comportamento das interfaces solo-reforço, são dependentes do nível de tensão.

As dificuldades associadas ao efeito de escala presentes nos ensaios em mesa sísmica 1g podem ser, teoricamente, ultrapassadas recorrendo a ensaios sísmicos em centrifugadora. No entanto, a complexidade associada à realização deste tipo de ensaios faz com que a sua realização seja muito menos frequente. Encontraram-se na bibliografia resultados de ensaios dinâmicos em centrifugadora de modelos de estruturas de solo reforçado realizados na Universidade da Califórnia, em Davis (Casey, 1988; Casey *et al.*, 1991; Nova-Roessig, 1999; Nova-Roessig & Sitar, 2006), no Instituto de Investigação de Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão (Sakaguchi *et al.*, 1992; Sakaguchi, 1996) e no Instituto de Tecnologia de Tóquio no Japão (Takahashi *et al.*, 1999; Izawa *et al.*, 2002; Izawa & Kuwano, 2006). No Quadro 2.5 resumem-se as principais características dos ensaios sobre estruturas de solo reforçado referenciados na bibliografia.

Para comparar o comportamento dos muros de solo reforçado com o comportamento de muros de suporte em consola, em condições sísmicas, Casey (1988) realizou, na Universidade da Califórnia, diversos ensaios dinâmicos em centrifugadora. Os modelos foram construídos à escala 1/50, com 150 mm de altura, e a areia, com índice de compacidade de apenas 32%, foi reforçada com 8 níveis de uma rede metálica. Os resultados dos ensaios demonstraram que os muros de solo reforçado eram mais dúcteis e sofreram maiores deformações do que o muro de suporte convencional. Nos modelos de solo reforçado, a superfície de rotura formada era bilinear (Figura 2.27). Casey constatou, ainda, que a aceleração de cedência dos modelos de solo reforçado era inferior ao valor estimado com recurso aos métodos pseudo-estáticos.

Quadro 2.5 – Resumos dos ensaios sísmicos em centrifugadora de modelos de estruturas de solo reforçado encontrados na bibliografia.

Referência bibliográfica	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Protótipo H (m)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face	Instituição onde se realizaram
Casey (1988); Casey *et al.* (1991)	muro	15	7,5	sísmica	areia	metálico	metálica	Universidade da Califórnia, Davis
Sakaguchi *et al.* (1992); Sakaguchi (1996)	muro	15	4,5	sinusoidal	areia	geotêxtil	blocos peso reduzido	Instituto de Investigação de Obras Públicas do Ministério da Construção do Japão
Nova-Roessig (1999); Nova-Roessig & Sitar (2006)	talude	15,25 38,1	7,3	sinusoidal sísmica	areia	têxtil não tecido "*Pellon Tru Grid*"	têxtil dobrado	Universidade da Califórnia, Davis
	muro	38,1				rede metálica	rede metática dobrada e têxtil	
Takahashi *et al.* (1999; 2001)	muro	15	7,5	sinusoidal	areia	rede fibra de vidro	placas de aluminio	Instituto de Tecnologia de Tóquio, Japão*
Izawa *et al.* (2002)	muro	15	7,5	sinusoidal	areia	rede de policarbonato; rede de cloreto de vinil	placas de aluminio	Instituto de Tecnologia de Tóquio, Japão
Izawa & Kuwano (2006)				sinusoidal sísmica		rede de policarbonato		

* Tokyo Institute of Technology, Japan

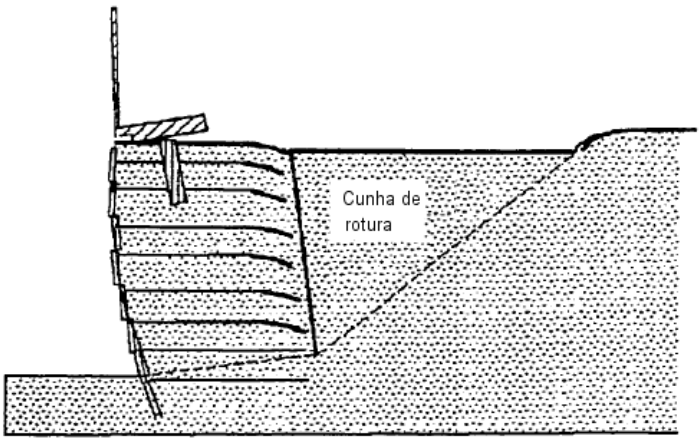


Figura 2.27 – Mecanismo de rotura observado por Casey (1988) nos modelos de solo reforçado.

Posteriormente, Casey *et al.* (1991) apresentaram resultados de ensaios sísmicos em centrifugadora, realizados em modelos com características geométricas semelhantes, mas variando as características do aterro reforçado: i) utilizando um material coesivo resultante da mistura de areia e argila; ii) utilizando uma areia densa ($D_r \cong 95\%$); iii) utilizando uma areia solta ($D_r = 32\%$) e reforços inclinados de 10º em relação à horizontal.

Destes ensaios, Casey *et al.* (1991) concluíram que os modelos construídos com areia densa sofreram, tal como era de esperar, menores deformações, e que a colocação dos reforços inclinados e a utilização de aterros coesivos conduziram a um aumento significativo da aceleração de cedência e à diminuição das deformações permanentes.

Sakaguchi *et al.* (1992) e Sakaguchi (1996) efectuaram ensaios sísmicos em centrifugadora para avaliar a resposta de muros de solo reforçado com face em blocos de peso reduzido. Os modelos foram construídos com 150 mm de altura, 350 mm de comprimento e 150 mm de largura, tendo como parâmetros variáveis o comprimento dos reforços e a sua resistência. Os diferentes modelos foram submetidos a uma aceleração centrifuga de 30g, por forma a simularem protótipos com 4,5 m de altura, e, posteriormente, foram solicitados por uma aceleração horizontal do tipo sinusoidal. Na Figura 2.28 apresenta-se um esquema dos modelos ensaiados e da instrumentação utilizada.

Sakaguchi *et al.* (1992) e Sakaguchi (1996) relatam os ensaios realizados, mas não apresentam valores de deformações ou de esforços registados nos modelos durante a solicitação sísmica. Concluem que, em termos qualitativos, a resposta dos modelos ensaiados na centrifugadora foi similar à encontrada nos ensaios em mesa sísmica 1g. Referem que o factor de amplificação da aceleração é superior no topo do muro e que o aumento do comprimento do reforço, até a um limite de L = 2/3H, conduz a uma redução dos deslocamentos laterais do muro. Aumentando o comprimento do reforço para além desse limite, a redução nos deslocamentos laterais não é significativa.

Durante o aumento da aceleração centrifuga até serem atingidos os 30g pretendidos, Sakaguchi (1996) constatou que quanto maior era o comprimento dos reforços menores eram os deslocamentos sofridos pelo modelo. Porém, o efeito do comprimento decresce para valores superiores a 100 mm – L = 2/3H (Figura 2.29a). Em termos da resistência à tracção dos reforços, Sakaguchi verificou que o deslocamento lateral do muro não decresce linearmente com o incremento da resistência (Figura 2.29b).

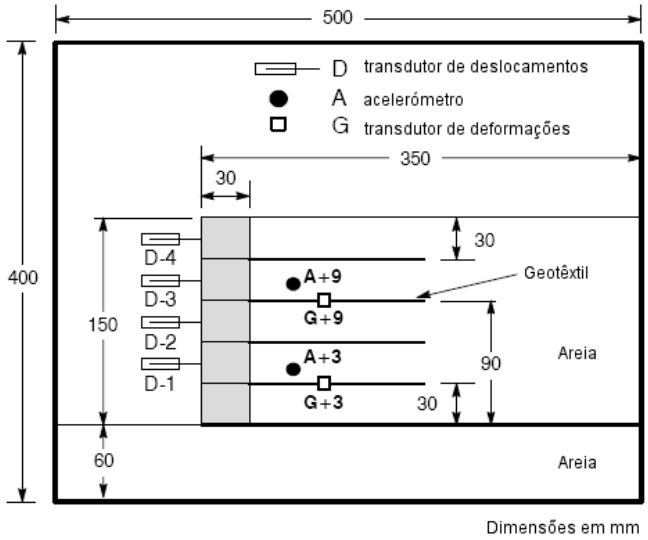


Figura 2.28 – Dimensões e detalhes da instrumentação dos modelos ensaiados por Sakaguchi (1996).

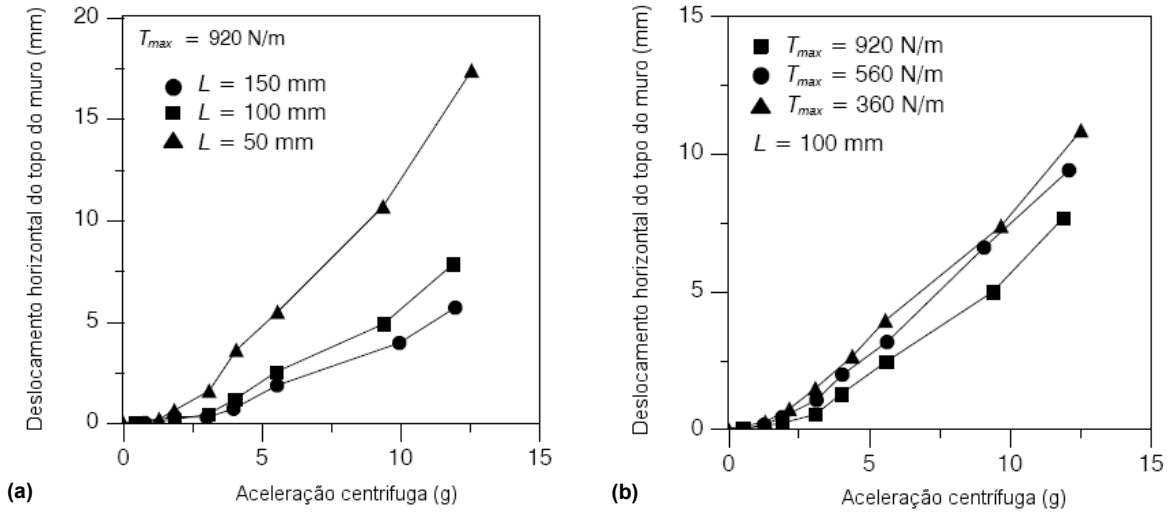


Figura 2.29 – Resultados dos ensaios em centrifugadora realizados por Sakaguchi (1996). Efeito sobre o deslocamento do topo: a) do comprimento do reforço; b) do esforço resistente do reforço.

Nova-Roessig (1999) efectuou ensaios sísmicos com modelos de estruturas de solo reforçado utilizando duas centrifugadoras instaladas na Universidade da Califórnia, em Davis. Ensaiou 4 modelos de taludes de solo reforçado com geossintéticos, com 15,25 cm de altura, utilizando a centrifugadora *Schaevitz*, e 8 modelos com 38,1 cm de altura, recorrendo a uma centrifugadora de maiores dimensões (com raio de 9,1 m) – *Centrifugadora Nacional*. No contentor da centrifugadora de maiores dimensões, com 175,5 cm de comprimento, 90,2 cm de largura e 49,9 cm de altura, foram construídos dois modelos (*back to back*) por ensaio, sendo o aterro não reforçado entre eles suficiente para que a sua resposta fosse independente. Assim, os 8 modelos referem-se na realidade a 4 ensaios. Estes modelos foram designados com a letra "N" (Norte) e "S" (Sul), de acordo com a sua localização no contentor.

Nos taludes, construídos com inclinação de 63,4º (1H:2V), Nova-Roessig (1999) utilizou, como material de reforço, uma tela não tecida, usada no fabrico de vestuário (*Pellon Tru Grid*™), de

resistência e de rigidez fortemente anisotrópicas. Para avaliar o efeito da rigidez, utilizou duas telas com diferente espessura e resistência.

Nova-Roessig (1999) ensaiou ainda dois modelos de estruturas, de face vertical (muros), em que a areia foi reforçada com uma rede metálica, usando como elementos de face a rede dobrada, no interior da qual colocou o mesmo têxtil não tecido, para evitar a saída de partículas de solo.

Todos os modelos foram construídos com uma areia limpa, com um diâmetro médio de 0,4 mm (*Monterey #20/30*), colocada por pluviação, com um índice de compacidade de 55% e de 75%.

No Quadro 2.6 resumem-se as principais características dos modelos ensaiados por Nova-Roessig (1999).

Quadro 2.6 – Características dos modelos ensaiados por Nova-Roessig (1999).

Modelo	Altura modelo (cm)	Inclinação da face	D_r areia (%)	Número de reforços	L/H	Rigidez do reforço (kN/m/m)
Sch 1	15,25	2:1	55	10	0,7	8,3
Sch 2	15,25	2:1	55	10	0,7	8,3
Sch 3	15,25	2:1	55	10	0,7	8,3
Sch 4	15,25	2:1	75	9	0,7	8,3
Na1-N	38,1	2:1	75	18	0,9	8,3
Na1-S	38,1	2:1	75	18	0,7	8,3
Na2-N	38,1	2:1	75	18	0,9	8,3
Na2-S	38,1	2:1	75	18	0,7	138
Na3-N	38,1	2:1	75	14	0,9	19,3
Na3-S	38,1	2:1	75	14	0,7	19,3
Na4-N	38,1	1:1	75	10	0,7	>> 138
Na4-S	38,1	1:1	75	10	0,9	>> 138

De acordo com Nova-Roessig, todos os modelos foram construídos com um coeficiente de segurança "real" de 1,5 (exceptuando o modelo Na2-S, cujo factor de segurança é 2,4). Este coeficiente de segurança "real" foi determinado em ensaios em centrifugadora (estáticos) realizados sobre modelos com características semelhantes. Assim, o número de reforços colocados é dependente do índice de compacidade da areia.

Todos os modelos foram inicialmente solicitados por uma aceleração do tipo sinusoidal, para ser possível observar o seu comportamento elástico. Nos modelos reduzidos, a amplitude da aceleração variou entre 0,03g e 0,28g (escala do protótipo), com frequências entre 1,5 e 7,5 Hz. Nos modelos de maiores dimensões, a amplitude destas solicitações iniciais variou entre 0,003g e 0,01g (escala do protótipo), com frequências entre 0,5 e 15 Hz. Posteriormente, cada modelo foi solicitado por diversos registos sísmicos (entre 8 e 12), com conteúdo de frequência e duração distintos (El-Centro, Loma Prieta, Santa Cruz e Kobe), escalados para amplitudes crescentes e com valores entre 0,11g e 1,08g.

Com base nos ensaios efectuados, Nova-Roessig (1999) concluiu que:

i) a amplificação da aceleração no aterro dependia da amplitude da solicitação imposta na base; nos modelos construídos com índice de compacidade de 55%, ocorreu amplificação da

aceleração para valores de pico impostos na base inferiores a 0,35g; nos modelos com aterro mais denso registou amplificações até acelerações na base de 0,46g; solicitando os modelos com movimentos mais intensos, constatou a ocorrência de desamplificação da aceleração (Figura 2.30); como se pode verificar pela análise da Figura 2.30, a amplificação da aceleração é superior nos modelos em que o aterro é mais denso;

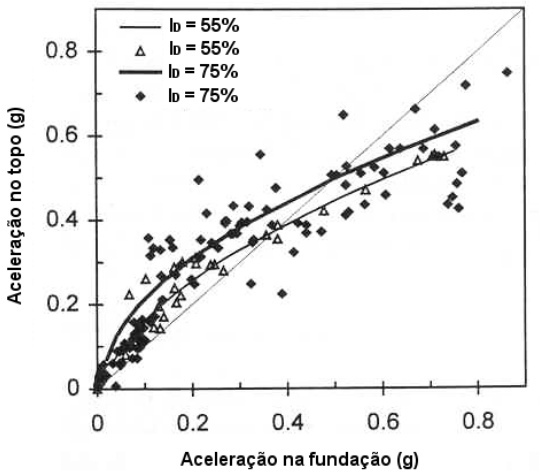


Figura 2.30 – Amplificação da aceleração imposta na base (Nova-Roessig & Sitar, 1999).

ii) quando solicitado sismicamente, o solo reforçado não se deforma como um bloco rígido; este facto justifica que a Teoria de Newmark sobreestime a aceleração que causa deformações permanentes no talude (aceleração crítica), em particular para aterros mais densos e solicitações sísmicas de grande intensidade;

iii) em nenhum dos ensaios realizados, mesmo quando os modelos sofreram grandes deformações, ocorreu a rotura dos elementos de reforço;

iv) apesar de se registarem alguns movimentos no aterro atrás da zona reforçada, as maiores deformações foram registadas junto à crista do talude e distribuídas por toda a zona reforçada (Figura 2.31); os assentamentos verticais junto à crista do talude variaram entre 60% e 100% dos deslocamentos horizontais; nos muros com face vertical reforçados com inclusões metálicas, os assentamentos verticais foram menos pronunciados;

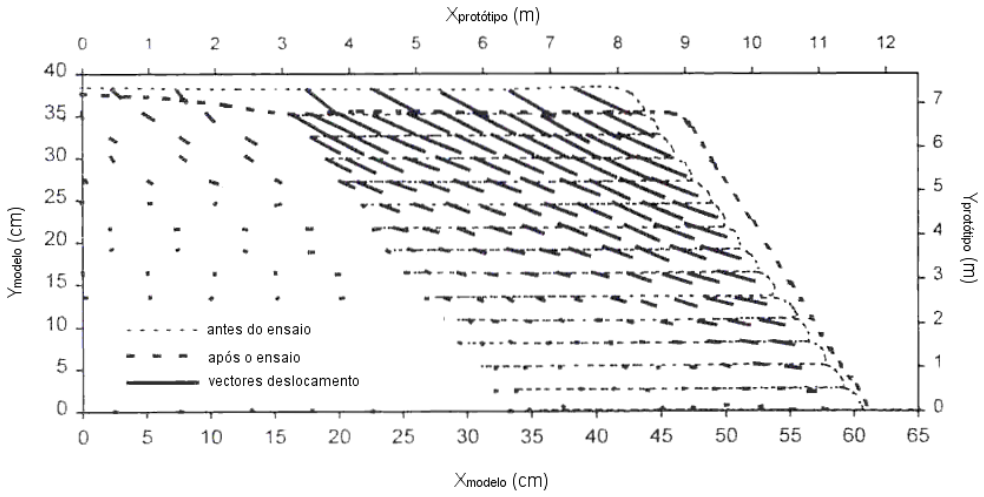


Figura 2.31 – Geometria do modelo Na3-S, antes e após o ensaio, e campo dos deslocamento (Nova-Roessig, 1999).

v) as maiores deformações horizontais da face foram registadas entre a zona central e a parte superior do talude, dando à face uma forma convexa, o que, segundo Nova-Roessig, é consistente com alguns relatos do comportamento de estruturas reais, que referem a formação de "barrigas" na zona central (Figura 2.32);

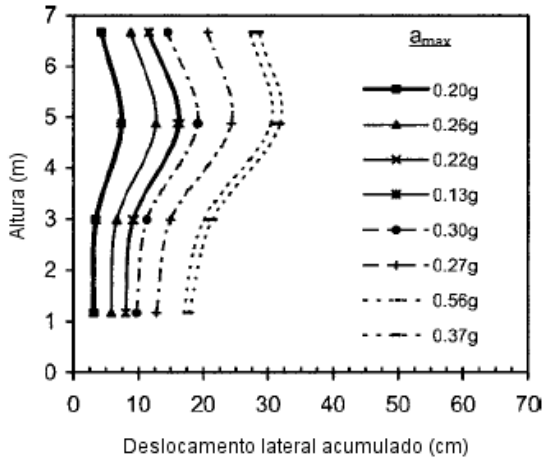


Figura 2.32 – Deslocamentos laterais da face do talude após diversas solicitações sísmicas – modelo Na3-S (Nova-Roessig, 1999).

vi) a variação do comprimento do reforço entre 0,7H e 0,9H não afecta de forma significativa as deformações induzidas pelas solicitações sísmicas;

vii) não foram identificadas superfícies de rotura bem definidas em nenhum dos modelos ensaiados, tais como as preconizadas pelos métodos pseudo-estáticos.

Takahashi *et al*. (1999) apresentam resultados de ensaios sísmicos em centrifugadora, realizados no Instituto de Tecnologia de Tóquio, sobre modelos de muros de solo reforçado com 15 cm de altura. Os modelos foram construídos com uma areia de diâmetro médio 0,2 mm, coeficiente de uniformidade igual a 3,2 e teor em água de 27%. Como elementos de reforço utilizaram uma rede de fibra de vidro, com 8 kN/m de esforço resistente à tracção e o painel de face foi materializado por placas de alumínio.

Os ensaios sísmicos foram conduzidos para uma aceleração centrífuga de 50g, o que equivale a um protótipo com 7,5 m de altura. Após ter sido atingido o valor da aceleração centrífuga de 50g, os modelos foram solicitados por quatro movimentos sinusoidais, com frequência de 100 Hz (2 Hz à escala do protótipo), com amplitudes de 10, 15 e 20g (0,2, 0,3 e 0,4g à escala do protótipo). Cada movimento sísmico compreendia 20 ondas, exceptuando o quarto movimento, que manteve a amplitude do movimento anterior, mas os modelos foram submetidos a 40 ondas sinusoidais.

Takahashi *et al*. (1999) tinham por objectivo avaliar o efeito, sobre as deformações permanentes de estruturas de solo reforçado sob acções sísmicas, do comprimento dos reforços e do espaçamento vertical entre eles. Com este propósito ensaiaram 5 modelos, com as características apresentadas no Quadro 2.7.

Nos ensaios realizados, Takahashi *et al*. (1999) observaram grandes assentamentos da superfície do terreno atrás da zona reforçada, onde se forma a cunha activa de rotura (Figura 2.33a), verificando-se que, nos modelos em que o comprimento do reforço é menor, o assentamento é superior, quer na zona reforçada, quer atrás desta. Verificaram ainda que, quando os reforços são mais curtos (L = 0,6H), se observaram grandes deslocamentos laterais e que, ao maior espaçamento

vertical entre reforços, correspondiam maiores deslocamentos horizontais da face (Figura 2.33b). Estes autores relatam ainda a ocorrência de grandes escorregamentos pela base (Figura 2.33b), verificando que, para o mesmo valor do comprimento do reforço, este escorregamento não parecia ser sensível ao espaçamento vertical entre os reforços.

Quadro 2.7 – Modelos ensaiados por Takahashi *et al.* (1999).

Modelo	L (mm)	L/H	Espaçamento vertical (mm)
Modelo 1	150	1	30
Modelo 2	120	0,8	30
Modelo 3	90	0,6	30
Modelo 4	120	0,8	15
Modelo 5	90	0,6	15

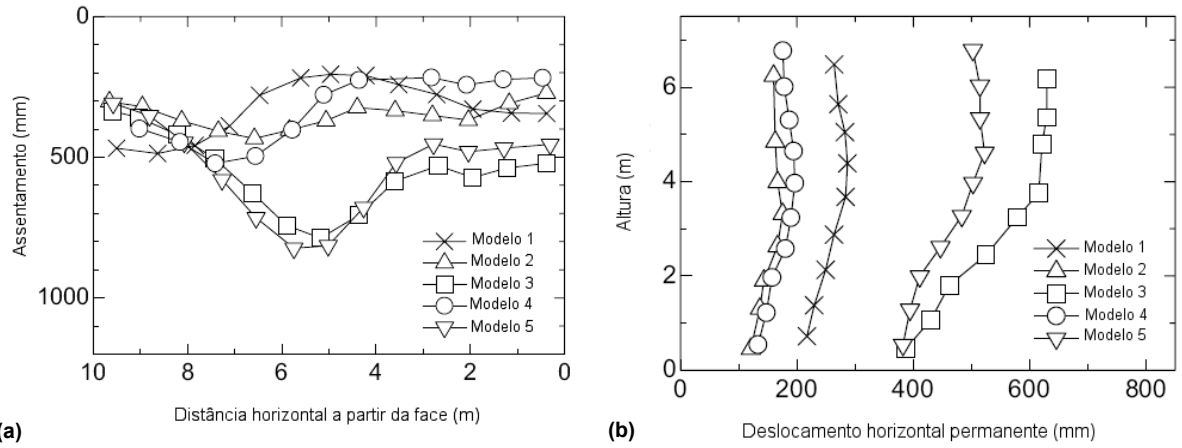


Figura 2.33 – Resultados dos ensaios efectuados por Takahashi *et al.* (1999): a) assentamentos à superfície do terreno; b) deslocamentos horizontais da face.

Os deslocamentos horizontais da face, apresentados na Figura 2.33b, particularmente para o Modelo 1, parecem pouco coerentes com os resultados referentes aos Modelos 2 e 4. Note-se que ao Modelo 1 corresponde o maior comprimento dos reforços e o espaçamento vertical entre reforços é igual ao do Modelo 2.

Izawa *et al.* (2002) apresentam resultados de ensaios sísmicos em centrifugadora, realizados também no Instituto de Tecnologia de Tóquio, sobre modelos de muros de solo reforçado. Os modelos, com 150 mm de altura, foram construídos com areia, de diâmetro médio igual a 0,19 mm e de coeficiente de uniformidade igual a 1,56 (*Toyoura sand*), depositada com um índice de compacidade de 80%. Dado que o objectivo do estudo era avaliar o efeito das propriedades das geogrelhas no desempenho dos muros de solo reforçado sob acções sísmicas, utilizaram, para reforçar os modelos, duas redes, com aberturas de 15,75 mm por 25 mm, uma fabricada com cloreto de vinil (T_{ult} = 0,66 kN/m) e outra fabricada a partir de policarbonato (T_{ult} = 7,0 kN/m). Em cada modelo, foram colocados 5 níveis de reforço, com 90 mm de comprimento.

Os modelos foram ensaiados para uma aceleração centrifuga de 50g e a solicitação sísmica imposta foi semelhante à descrita anteriormente para os ensaios realizados por Takahashi *et al.* (1999).

Com base nos resultados dos ensaios, Izawa *et al*. (2002) concluem que, quando o reforço apresenta maior rigidez, as deformações no maciço reforçado são reduzidas. Pelo contrário, quando a geogrelha é menos rígida, ocorre a concentração de deformações e é visível a formação da superfície de cedência. Constataram ainda que a aceleração aumenta ao longo da altura dos modelos, com maior significado quando o reforço apresenta maior rigidez, situação em que o factor de amplificação da aceleração no topo é superior a 2.

Izawa & Kuwano (2006) apresentam resultados de ensaios realizados sobre modelos semelhantes aos ensaiados por Izawa *et al*. (2002), pretendendo avaliar o efeito do tipo de solicitação imposta nos modelos. Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal e por registos sísmicos. No entanto, a amplitude da aceleração dos registos sísmicos foi inferior à amplitude dos registos sinusoidais. Os autores concluem que as deformações resultantes dos dois tipos de solicitação não são muito distintas.

2.3.4 Ensaios à escala real

Em 1977, um muro de solo reforçado, com tiras metálicas, com 6 m de altura, foi construído e submetido a grandes acelerações por Richardson *et al*. (1977). Estes autores utilizaram explosivos para produzir deformações dinâmicas comparáveis às deformações associadas às solicitações sísmicas. O objectivo principal destes ensaios foi a quantificação da frequência fundamental e do amortecimento, dois parâmetros necessários ao método de dimensionamento proposto por Richardson (1976). Os ensaios revelaram que as frequências fundamentais e os factores de amortecimento nos muros reforçados variam com a amplitude da deformação da mesma forma que nas estruturas de suporte convencionais. Além disso, os esforços instalados nos elementos de reforço registados nos ensaios foram, de acordo com Richardson *et al*. (1977), praticamente constantes em toda a altura do muro.

De forma a minimizar as desvantagens associadas aos modelos em escala reduzida, Chida *et al*. (1982) construíram um muro de solo reforçado a meia escala. O muro, com 3 m de altura, sobre o qual foi construído um aterro com 1,4 m, foi executado num contentor instalado numa mesa sísmica e instrumentado com acelerómetros, extensómetros e transdutores. Os ensaios foram conduzidos para diferentes frequências e acelerações, consideradas representativas dos sismos recentes (à data). Para uma aceleração da base igual a 0,4g, Chida *et al*. (1982) detectaram um aumento significativo do esforço instalado no nível de reforço superior (Figura 2.34). Este facto foi atribuído à amplificação da aceleração verificada no topo do muro.

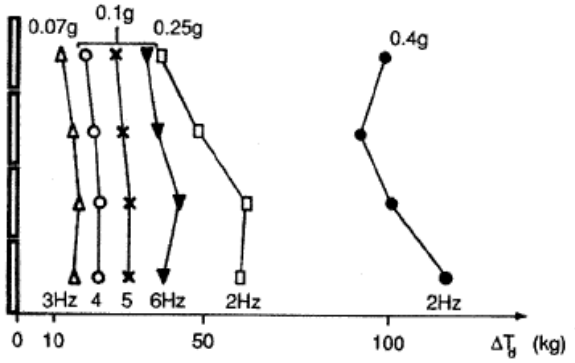


Figura 2.34 – Distribuição dos esforços nos reforços para diferentes frequências e amplitudes de aceleração (Chida *et al.*, 1982).

Estes autores referem factores de amplificação da aceleração de 3 e 5, a meia altura e no topo do muro, respectivamente. Concluem que o aumento do esforço instalado em cada nível de reforço é proporcional ao factor de amplificação da aceleração verificado à cota desse reforço.

Burke (2004) e Ling *et al.* (2005) apresentam resultados de ensaios em mesa sísmica realizados sobre três muros de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos. Os ensaios foram realizados no Instituto Nacional de Investigação em Engenharia Agrícola, no Japão, utilizando uma mesa sísmica, com 6 m de comprimento e 4 m de largura, com capacidade de carga até 500 kN e capaz de induzir acelerações máximas até 1g, em qualquer das três direcções.

Os muros, ensaiados por estes autores, apresentavam 2,8 m de altura e foram construídos sobre uma camada de fundação, com características idênticas ao material de aterro, com 20 cm de espessura (Figura 2.35). A face, com inclinação de 78º, foi construída com blocos de betão e utilizaram uma areia, com índice de compacidade entre 52 e 56%, como material de aterro. Como material de reforço utilizaram uma geogrelha de poliéster, com resistência à tracção de 35 kN/m e, num dos muros, colocaram no nível de reforço superior uma geogrelha de álcool polivinil (*PVA*), que apresenta maior resistência à degradação em ambientes alcalinos e com resistência à tracção igual a 20 kN/m.

Dos três muros ensaiados, dois deles foram reforçados com uma geogrelha de poliéster, com um comprimento de 2,05 m (L = 0,73H), sendo o espaçamento vertical entre reforços, no muro 1, de 60 cm (equivalente a 3 blocos) e, no muro 2, de 40 cm (equivalente a 2 blocos). No muro 3, o comprimento dos reforços foi reduzido para 1,68 m (L = 0,6H), mas no nível de reforço superior foi utilizada uma geogrelha, de álcool polivinil, com 2,52 cm de comprimento (L = 0,9H), colada com argamassa, entre os dois blocos superiores.

Os três muros foram submetidos a duas solicitações, correspondentes à componente N-S do registo sísmico de Kobe, escalado para 0,40g (1ª solicitação) e para 0,86g (2ª solicitação). O muro 3 foi simultaneamente submetido a um registo sísmico vertical correspondente ao mesmo evento. Entre as duas solicitações existiu um intervalo de 2 horas.

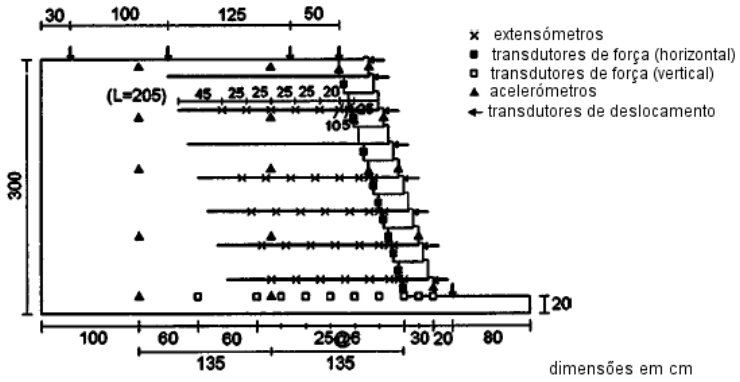


Figura 2.35 – Geometria e instrumentação de um dos modelos ensaiados por Burke (2004).

Com base nos ensaios realizados, Ling *et al.* (2005) constataram que:

i) os muros de solo reforçado sofreram deformações desprezáveis, quando submetidos a um sismo moderado (aceleração de pico de 0,4g) e tiveram um bom desempenho, quando sujeitos a um sismo intenso (Figura 2.36); o muro 3 foi o que apresentou melhor comportamento, mesmo tendo reduzido o comprimento dos reforços (à excepção do superior) para 60% da sua altura;

ii) o deslocamento lateral máximo dos muros de solo reforçado, quando submetidos a uma solicitação sísmica, ocorre no topo do muro (Figura 2.36); verificaram-se, ainda, grandes assentamentos atrás da zona reforçada;

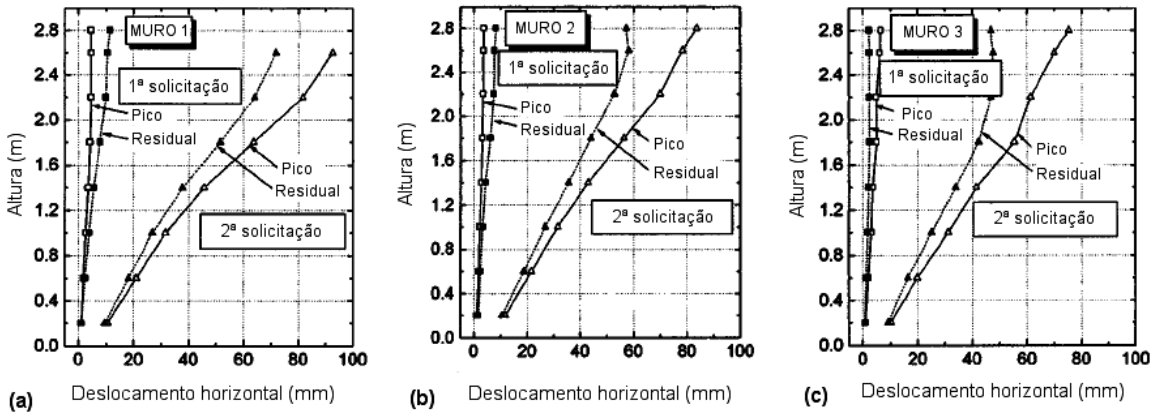


Figura 2.36 – Deslocamento horizontal residual e de pico da face dos muros (Ling *et al.*, 2005): a) muro 1; b) muro 2; c) muro 3.

iii) o factor de amplificação da aceleração registado nos ensaios foi de cerca de 1,35, para a solicitação mais intensa; a resposta dos blocos de face e do aterro foi similar, não existindo qualquer desfasamento;

iv) a solicitação vertical, actuando simultaneamente com a aceleração horizontal, não afectou de forma significativa as deformações dos muros, mas originou o acréscimo das tensões verticais na base do aterro e nos blocos de face e o acréscimo dos esforços e das forças de ligação nos reforços;

v) o desempenho de um muro de solo reforçado, sob condições sísmicas de carregamento, pode ser melhorado aumentando o comprimento do nível de reforço superior, reduzindo o espaçamento vertical entre reforços e argamassando os blocos superiores para assegurar uma boa ligação do reforço ao painel de face.

2.3.5 Principais conclusões dos estudos experimentais

Dos ensaios realizados por diversos autores, e relatados nos pontos anteriores, é possível realçar as principais conclusões:

- a comparação entre os deslocamentos permanentes medidos nos ensaios e os valores previstos com base na teoria do bloco deslizante, revelou que esta teoria subestima de forma significativa os deslocamentos (Matsuo *et al.*, 1998; Nova-Roessig, 1999);

- a maioria dos resultados experimentais mostrou que existe um limite para a aceleração imposta na base a partir do qual ocorrem deformações laterais excessivas e uma grande amplificação da aceleração no topo da estrutura (Koseki *et al.*, 1998; Pelletier, 1996; Sakaguchi *et al.*, 1992; Fairless, 1989; El-Emam, 2003);

- as acelerações registadas ao longo da altura da estrutura não são uniformes e foram relatados diferentes valores do factor de amplificação da aceleração;

- os esforços instalados nos elementos de reforço aumentam devido à excitação da base da estrutura e os seus valores máximos ocorrem nas proximidades do painel de face (Murata *et al.*, 1994);

- solicitando a estrutura simultaneamente na direcção horizontal e vertical, os esforços gerados nos reforços são superiores aos registados quando a estrutura é apenas solicitada na direcção horizontal (Ling *et al.*, 2005; Wolfe, 1979); em termos de deformações a diferença é pouco significativa (Ling *et al.*, 2005);

- o aumento do comprimento do reforço foi considerado como o método mais eficiente para reduzir as deformações da estrutura (Matsuo *et al.*, 1998); contudo, Sakaguchi *et al.* (1992) verificaram que o aumento do comprimento do reforço para além de um determinado limite apenas reduz ligeiramente a deformação lateral do muro;

- o ensaio em mesa sísmica de modelos de dimensões reduzidas nem sempre consegue traduzir o que se passa no protótipo; Lo Grasso *et al.* (2005) constatou que, com a aplicação da sobrecarga, a deformação lateral dos modelos é menor, em resultado do acréscimo da resistência na interface solo-reforço; porém, esta conclusão pode não ser directamente extrapolável para a dimensão dos protótipos.

2.4 ANÁLISES NUMÉRICAS ENVOLVENDO O COMPORTAMENTO SÍSMICO

Tal como nos ensaios em mesa sísmica, Richardson e Lee foram também pioneiros nas análises numéricas com simulação da acção sísmica. Utilizando o programa de elementos finitos *QUAD-4*, Richardson & Lee (1975) efectuaram análises numéricas para interpretar os resultados dos ensaios em mesa sísmica, realizados sobre modelos à escala reduzida (300 mm de altura) de muros de solo reforçado com inclusões metálicas. Os reforços metálicos foram modelados utilizando elementos de barra, com comportamento elástico, e incluíram nestas análises a variação do módulo de distorção do solo com a deformação.

As análises numéricas efectuadas por Richardson & Lee (1975) revelaram que estimar o comportamento não linear do solo, a partir das curvas do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento propostas de Seed & Idriss (1970), conduzia a uma subestimativa dos esforços registados nos elementos de reforço. Porém, utilizando os valores do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento determinados experimentalmente conseguiram um bom ajuste entre os esforços medidos nos modelos e os valores determinados numericamente.

Para calibrar o programa de elementos finitos *SUPERFLUSH* para análises dinâmicas, Segrestin & Bastick (1988) utilizaram os resultados dos ensaios a meia escala, efectuados por Chida *et al.* (1982). Para uma frequência de solicitação de 5 Hz, Segrestin & Bastick (1988) conseguiram um ajuste excelente entre a variação do esforço nos reforços registada por Chida *et al.* (1982) e os valores determinados numericamente.

Após a calibração do programa *SUPERFLUSH*, este foi utilizado para analisar a resposta a acções sísmicas de dois muros de solo reforçado, com inclusões metálicas, de 6 m e de 10,5 m de altura. O estudo paramétrico, realizado por estes autores, incluiu, por um lado, a consideração de três tipos de fundação: rocha, com velocidade de propagação das ondas de corte, v_s, igual a 1000 m/s; solo medianamente compacto, com v_s = 400 m/s, e solo solto, com v_s = 250 m/s, e, por outro lado, a consideração de dois acelerogramas ajustados para valores de pico de 0,1g, 0,2g e 0,4g.

Com base nos resultados do estudo numérico realizado, Segrestin & Bastick (1988) concluíram que, quando a fundação é deformável, os esforços instalados nos reforços são inferiores aos valores correspondentes a uma fundação rígida. A diferença entre as duas situações é particularmente significativa nos elementos de reforço localizados na metade inferior da estrutura. Constataram, ainda, que o incremento de esforço nos reforços ao longo do seu comprimento era relativamente uniforme e que o valor máximo do esforço ocorria numa localização coincidente com a referente ao carregamento estático. O incremento do esforço nos reforços, induzido pela solicitação sísmica, foi superior nos níveis de reforço inferiores.

Em relação à amplificação da aceleração, Segrestin & Bastick (1988) registaram, nos seus modelos numéricos, factores de ampliação, entre o topo e a base do muro, superiores a 2.

Tendo por base o estudo numérico, Segrestin & Bastick (1988) propuseram um método simplificado para o cálculo do incremento do esforço, induzido por solicitações sísmicas, nos reforços em muros de solo reforçado. Este método foi adoptado e proposto pela *AASHTO* (1998) para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado sob acções sísmicas. Porém, refira-se, desde já, que o método de dimensionamento sugerido foi desenvolvido para estruturas de solo reforçado com inclusões metálicas, não devendo, por isso, ser directamente aplicado aos muros de solo reforçado com geossintéticos.

Yogendrakumar *et al*. (1992) simularam numericamente, com recurso ao programa de elementos finitos TARA-3, a resposta dinâmica de um muro com 6,1 m de altura, ensaiado por Richardson (1976). Embora se tenham verificado discrepâncias nos instantes iniciais da solicitação, os resultados obtidos numericamente revelaram uma boa concordância, em termos da aceleração registada no topo do muro, para a parte final da solicitação. Em termos de esforços máximos instalados nos reforços, Yogendrakumar *et al*. (1992) obtiveram resultados muito próximos dos valores medidos no ensaio. Os autores atribuíram o bom ajuste dos resultados numéricos aos resultados experimentais ao facto do programa *TARA-3* ter implementado um método não linear incremental.

O primeiro trabalho de análise numérica de muros de solo reforçado com geossintéticos, submetidos a acções sísmicas, pertence a Cai & Bathurst (1995). Com o objectivo de investigar a resposta de muros de solo reforçado, com face em blocos, quando solicitados por acções sísmicas, estes autores utilizaram o programa *TARA-3*, com a introdução de modelos histeréticos tensão-deformação do solo. Cai & Bathurst (1995) verificaram que os esforços nos reforços, obtidos através das análises numéricas, eram inferiores aos valores estimados com recurso à teoria de Mononobe-Okabe. Constataram ainda que o maior incremento do esforço, devido à solicitação dinâmica, se verificava nos níveis de reforço superiores e que a variação da aceleração de pico ao longo da altura do muro não era significativa, obtendo um factor de amplificação máximo da ordem de 1,2.

O programa de diferenças finitas *FLAC* (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) tem vindo a ser utilizado no *Royal Military College*, no Canadá, para simular os ensaios em mesa sísmica, realizados naquela instituição (El-Emam, 2003; Hatami *et al.*, 2005b) e na realização de estudos paramétricos (Bathurst & Hatami, 1998a; b; Bathurst & Hatami, 1999a; Hatami & Bathurst, 2000; Hatami *et al.*, 2005a).

Bathurst & Hatami (1998b) utilizaram este programa, de diferenças finitas, para investigar a influência do comprimento e da rigidez do reforço e da condição de apoio do painel de face na resposta de um muro de solo reforçado com geossintéticos, com painel de face rígido e contínuo, a uma solicitação do tipo sinusoidal, de amplitude variável e de frequência igual a 3 Hz (próxima da frequência fundamental da estrutura, f_1 = 3,4 Hz). As análises numéricas destes autores revelaram

que, nos modelos com reforços mais rígidos ou maiores comprimentos de reforço, se desenvolviam menores deslocamentos laterais da face. Verificaram ainda que os esforços máximos nos elementos de reforço se desenvolviam junto à ligação dos mesmos ao painel de face e que a condição de apoio admitida para a base do painel tinha grande influência nos deslocamentos laterais. Nos modelos em que ao painel de face eram permitidos deslizamentos na direcção horizontal, os esforços de tracção nos reforços eram maiores do que nos modelos em que apenas era permitida a rotação do painel de face. A distribuição dos esforços máximos, ao longo da altura da estrutura, era praticamente linear, nos modelos onde era permitido o deslizamento, enquanto nos modelos com deslizamento horizontal impedido, essa distribuição em altura era praticamente uniforme. A forma como os esforços máximos se distribuíam ao longo da altura do muro era mais sensível à rigidez do reforço do que ao seu comprimento.

Bathurst & Hatami (1998b) concluíram que a resposta de muros reforçados com geossintéticos, obtida por simulações numéricas com recurso ao programa de diferenças finitas *FLAC*, é fortemente influenciada pela largura da malha, pelo factor de amortecimento e pelas condições fronteira consideradas. A utilização de modelos numéricos de largura reduzida com o objectivo de reduzir o tamanho da malha e, consequentemente, o tempo de cálculo, conduz a uma subestimação dos deslocamentos laterais e das forças nos reforços. A adopção de factores de amortecimento elevados não altera, em termos qualitativos, a resposta dos modelos, contudo dá origem a menores deslocamentos laterais e a menores esforços instalados nos reforços.

Bathurst & Hatami (1998a), analisando o efeito da rigidez do reforço na resposta a solicitações sísmicas de muros de solo reforçado, concluíram que, para valores de rigidez inferiores a 2000 kN/m, a distribuição dos esforços é praticamente uniforme ao longo de toda a altura da estrutura, quando o pé do painel de face é impedido de deslizar na direcção horizontal. Estes autores concluíram ainda que a influência da rigidez e do comprimento do reforço é maior quando o painel de face é impedido de se deslocar na direcção horizontal, comparativamente à situação em que este deslocamento é permitido. A amplificação da aceleração no aterro é ligeiramente superior nos modelos em que o painel de face está fixo na direcção horizontal.

Bathurst & Hatami (1999b), com base em análises numéricas, concluíram que a posição, em termos de altura, da resultante das forças instaladas nos reforços, quando a estrutura é submetida a solicitações sísmicas, é sempre mais baixa do que no caso estático (final da construção), isto é, a resultante das forças, no caso sísmico, tem o seu ponto de aplicação mais próximo da base, do que na situação de final da construção. Contrariamente ao que identificaram para condições estáticas, estes autores concluíram, através das análises dinâmicas, que, para um mesmo valor da rigidez do reforço, o ponto de aplicação da resultante dos esforços instalados nos reforços sobe com o aumento da altura do muro.

Hatami & Bathurst (2000) concluem, através de análises numéricas com recurso ao *FLAC*, que o comprimento e a rigidez dos reforços têm uma influência muito reduzida na frequência fundamental da estrutura e que a resposta sísmica dos muros de solo reforçado com geossintéticos, em especial com alturas inferiores a 10 m, é fortemente influenciada pela sua frequência fundamental.

Com o objectivo de calibrar o programa de diferenças finitas *FLAC*, El-Emam (2003) simulou numericamente o ensaio de dois dos catorze modelos ensaiados em mesa sísmica (ver 2.3.2). Com a simulação numérica El-Emam (2003) conseguiu um ajuste excelente entre a evolução dos deslocamentos do painel de face obtidos numericamente e os valores registados experimentalmente (Figura 2.37). Tendo constatado através dos ensaios que existia um valor da aceleração imposta na

base a partir do qual os modelos sofriam grandes deformações, essa aceleração crítica foi também "captada" numericamente (ver Figura 2.37).

As simulações numéricas efectuadas por El-Emam sobrestimaram os esforços nos reforços, em especial no nível de reforço superior, segundo o autor, devido ao facto de ter simulado uma ligação perfeita (sem escorregamento) entre os reforços e o solo envolvente. Apesar disso, El Emam admite ter conseguido simular o efeito das condições de apoio do painel de face sobre os esforços instalados nos reforços.

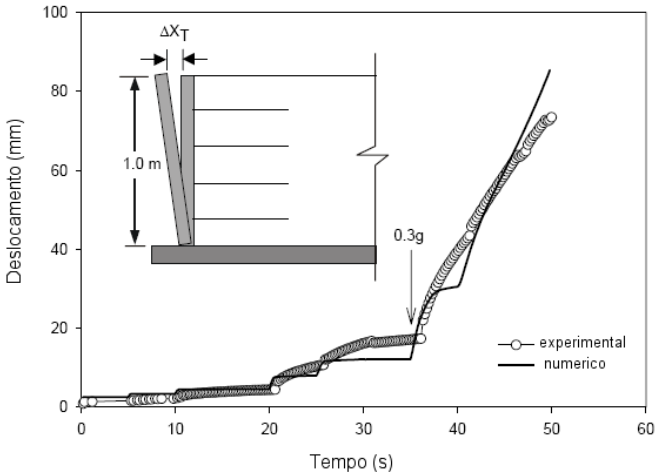


Figura 2.37 – Deslocamentos no topo do painel de face determinados numericamente e medidos experimentalmente por El-Emam (2003).

Após a calibração do modelo, El-Emam realizou um estudo paramétrico envolvendo o efeito da geometria e das propriedades dos materiais sobre o comportamento de muros de solo reforçado com geossintéticos com painel de face contínuo. Deste estudo paramétrico, El-Emam (2003) concluiu que: i) o parâmetro com maior influência na deformação horizontal induzida pela solicitação sísmica é a densidade da rigidez do reforço (relação entre a rigidez do reforço e o espaçamento vertical), seguindo-se a rigidez à flexão do painel de face e o ângulo de atrito do material de aterro; ii) não existe nenhuma relação comprimento do reforço (L)/altura da estrutura (H) a partir da qual o efeito na redução das deformações horizontais tenha diminuído; iii) a redução da frequência predominante da solicitação conduz a um aumento significativo das deformações laterais do muro, desde que a frequência predominante da solicitação seja inferior à frequência fundamental da estrutura; iv) o parâmetro geométrico com maior influência na distribuição das pressões de terras é a inclinação do painel de face; v) 30% a 45% do impulso exercido sobre o painel de face é absorvido pelo apoio existente na base do painel.

Helwany *et al*. (2001) e Helwany & McCallen (2001) utilizaram o programa de elementos finitos *DYNA3D*, desenvolvido no Laboratório Nacional de Lawrence Livermore, nos Estados Unidos, para simular o comportamento de muros de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos.

Helwany *et al*. (2001) simularam numericamente os ensaios em mesa sísmica realizados por Ramakrishnan *et al*. (1998) sobre modelos com 0,9 m de altura (ver 2.3.2). Com o modelo numérico estes autores conseguiram um bom ajuste entre as deformações permanentes da face do muro e os valores registados experimentalmente. Mesmo tendo atingido um bom ajuste em termos de

deformações permanentes, os deslocamentos registados durante os ensaios apresentaram picos com valores superiores aos obtidos com a simulação numérica.

Helwany *et al*. (2001) consideraram que a principal conclusão a retirar, quer das simulações numéricas quer dos trabalhos experimentais, é que os muros de solo reforçado não se comportam como um bloco monolítico.

Helwany & McCallen (2001) apresentam a simulação numérica, com recurso ao mesmo programa de cálculo, de um muro com 6 m de altura, submetido à componente N-S do sismo de El Centro. O muro simulado, com face em blocos, apresentava 10 níveis de reforço, com 3,65 m de comprimento (L = 0,6H) e espaçamento uniforme em altura. De acordo com os autores o dimensionamento deste muro baseou-se nas indicações da *NCMA* - Bathurst (1998). Impondo numericamente um registo sísmico (El Centro), com aceleração de pico de 0,35g e duração de 30 segundos, o valor máximo do deslocamento permanente foi de 20 mm (0,35% da altura da estrutura) e ocorreu no topo do muro. As análises revelaram ainda que os blocos de face permaneceram intactos durante a simulação, com deformações relativas mínimas.

Liu (2003) utilizou o programa de elementos finitos *DIANA-SWANDYN II* (*Dynamic Interaction And Nonlinear Analysis – SWANsea DYNamic Version II*) para simular o comportamento dos 5 modelos de muros de solo reforçado com geossintéticos, submetidos por Takahashi *et al*. (1999) a ensaios sísmicos em centrifugadora. Liu (2003) considerou que foi alcançado um ajuste razoável entre os resultados numéricos e experimentais em termos de deslocamentos laterais, de assentamentos da superfície do terreno e de registos de acelerações. Em relação às deformações induzidas nos reforços, os valores obtidos numericamente foram superiores aos registados nos extensómetros durante os ensaios.

Após a validação do modelo numérico, Liu (2003) efectuou um estudo paramétrico envolvendo o efeito de diversos factores, tais como, o comprimento e o espaçamento vertical entre reforços, as propriedades do aterro e da fundação, a resistência da interface entre o solo de aterro e os blocos de face e as características da interface entre os blocos, sobre o comportamento de muros de solo reforçado com geossintéticos e face em blocos, em condições de serviço (fim da construção) e em condições sísmicas de carregamento.

Do estudo paramétrico realizado, Liu (2003) concluiu que: i) o aumento da rigidez da areia devido à densificação (*cyclic hardening*) afecta de forma significativa o comportamento sísmico dos muros; se o aumento de rigidez for menor, a deformação lateral, os esforços nos reforços e as pressões que solicitam os blocos de face são superiores; ii) a amplificação da aceleração depende do aumento da rigidez do solo, sendo tanto maior quanto mais solto estiver o solo, e da solicitação sísmica imposta na base; por exemplo, a amplificação registada com o acelerograma do sismo de Kobe foi muito superior à registada usando registos do sismo de Loma-Prieta; iii) apesar das diferenças não serem muito significativas para valores do comprimento do reforço acima de 0,7H, o decréscimo do comprimento do reforço conduz ao incremento das deformações induzidas pela aceleração sísmica; o factor de amplificação da aceleração não parece ser sensível ao comprimento do reforço; iv) o deslocamento lateral máximo e o valor máximo dos esforços são proporcionais ao espaçamento vertical entre reforços em condições estáticas (fim da construção); porém, quando a estrutura é solicitada sismicamente, embora a relação entre o espaçamento vertical e a deformação lateral máxima seja aproximadamente linear, o mesmo não se verifica em termos do valor máximo do esforço instalado nos reforços; v) embora a resistência na interface entre o solo de aterro e os blocos de face tenha influência sobre os deslocamentos laterais do muro e os esforços instalados nos reforços no final da construção, quando a estrutura é solicitada por acções sísmicas as características desta interface não tem influência significativa sobre o seu desempenho; vi) o

comportamento dos muros de solo reforçado é significativamente diferente para solicitações sísmicas distintas.

Burke (2004) utilizou também o programa *DIANA-SWANDYN II* para simular os três muros de solo reforçado com geossintéticos, com 2,8 m de altura, ensaiados numa mesa sísmica de grandes dimensões (ver 2.3.4). Burke (2004) obteve uma razoável aproximação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais. No entanto, verificou que o coeficiente de amortecimento a considerar nas simulações numéricas era dependente da intensidade da solicitação. Para simular a primeira vibração (aceleração máxima de 0,4g) admitiu um coeficiente de amortecimento de 5%, enquanto que, na segunda vibração (aceleração máxima de 0,86g), o valor considerado foi de apenas 1%. Comparando as pressões laterais exercidas sobre a face da estrutura, constatou que as simulações numéricas subestimavam os resultados experimentais.

Lee *et al.* (2006) simularam numericamente, com recurso ao programa de diferenças finitas *FLAC*, um dos modelos de taludes de solo reforçado com geossintéticos ensaiados em mesa sísmica por Perez (1999). Após uma correcção no atrito (*friction correction*), cujo significado não é esclarecido, Lee *et al.* (2006) obtêm numericamente valores de deformação da face próximos dos registados experimentalmente. Ainda no mesmo trabalho, os autores simularam numericamente o comportamento do muro com face em blocos que ruiu durante o sismo de Chi-Chi em Taiwan (ver 2.2.4). Nesta simulação os blocos de face foram simulados por elementos de cabo contornando um elemento *2D*. Lee *et al.* (2006) constataram, através desta modelação numérica, a ocorrência de grandes deformações ao fim de 12 segundos de solicitação e ainda que era visível o "embarrigamento" dos blocos de face entre 1/3 e 1/2 da altura da estrutura.

Desta síntese de análises numéricas, realizadas por outros autores, envolvendo o comportamento dinâmico de estruturas de solo reforçado, pode concluir-se que:

- com as simulações numéricas é conseguido, regra geral, um bom ajuste aos valores registados experimentalmente (Yogendrakumar *et al.*, 1992; Segrestin & Bastick, 1988; Helwany *et al.*, 2001; El-Emam, 2003; Burke, 2004);

- os esforços estimados com base em análises numéricas são inferiores aos valores determinados com recurso à teoria de Mononobe-Okabe (Cai & Bathurst, 1995);

- os esforços máximos nos elementos de reforço desenvolvem-se na ligação ao painel de face (Bathurst & Hatami, 1998b);

- o maior incremento do esforço instalado nos reforços devido à solicitação sísmica ocorre nos níveis de reforço superiores (Cai & Bathurst, 1995);

- o comprimento e a rigidez dos reforços têm uma influência pouco significativa na frequência fundamental da estrutura (Hatami & Bathurst, 2000);

- o parâmetro com maior influência na deformação horizontal induzida pela solicitação sísmica é a densidade de rigidez do reforço – J/S_v (El-Emam, 2003).

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A inclusão deste capítulo no presente trabalho visou essencialmente dois objectivos: apresentar uma síntese do comportamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos nos sismos que ocorreram nas últimas décadas e resumir a investigação, que tem vindo a ser realizada por outros autores, sob o ponto de vista experimental e numérico.

Regra geral, o desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante solicitações sísmicas pode considerar-se satisfatório. Note-se que, em muitos dos casos em que foram relatadas roturas, as estruturas não foram convenientemente dimensionadas ou existiram alterações ao projecto inicial.

Em relação aos trabalhos numéricos e experimentais descritos nos pontos anteriores, deve sempre ter-se em consideração que muitas das conclusões retiradas pelos seus autores não podem ser generalizadas. As conclusões que apresentam referem-se, em geral, aos casos particulares que analisaram, verificando-se, por vezes, que diferentes autores chegam a conclusões contraditórias.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como se referiu no capítulo introdutório, a popularidade dos muros de solo reforçado com geossintéticos tem vindo a aumentar de forma considerável desde a sua introdução como estruturas de suporte de terras. Apesar do recurso a este tipo de estruturas ser cada vez mais frequente, o conhecimento em termos do seu comportamento mecânico e da interacção entre as diversas componentes (solo, reforço, fundação e sistema de face) não se encontra suficientemente desenvolvido. De acordo com Bathurst *et al*. (2005), os métodos de dimensionamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, baseados nas teorias de pressões de terras desenvolvidas para as estruturas não reforçadas, não conseguem prever de forma adequada o comportamento destas estruturas.

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos exige, tal como outros tipos de estruturas de suporte, verificações de segurança a nível interno e externo. O dimensionamento interno visa a definição da resistência mínima necessária e do comprimento mínimo dos reforços, bem como do espaçamento vertical entre eles. Na análise de estabilidade externa, o maciço reforçado é considerado como um bloco rígido, sendo estudados os mecanismos potenciais de rotura que se consideram habitualmente no dimensionamento de estruturas de suporte: deslizamento pela base, derrubamento (ou limite para a localização da resultante), capacidade resistente do solo de fundação e escorregamento global. Devido à sua flexibilidade, os coeficientes de segurança adoptados para este tipo de estruturas são, para alguns modos de rotura, inferiores aos valores adoptados nos muros de suporte tipo gravidade.

Os métodos de dimensionamento interno correntes podem agrupar-se em duas categorias: os métodos baseados em considerações de equilíbrio limite e os métodos baseados na compatibilidade de deformações. Os métodos de equilíbrio limite podem, por sua vez, ser divididos em métodos de equilíbrio local e métodos de equilíbrio global. No primeiro caso são avaliadas as tracções máximas em cada nível de reforço, enquanto que no segundo caso o equilíbrio é garantido considerando a contribuição conjunta de todos os níveis, sem que haja a preocupação de estabelecer a parcela correspondente a cada um (Lopes, 1992). Pal (1997) apresenta uma divisão dos métodos de equilíbrio limite ligeiramente distinta. Na primeira categoria inclui os métodos que recorrem ao equilíbrio de forças, em que o impulso de terras tem de ser equilibrado pelos esforços de tracção instalados nos reforços, e numa segunda categoria considera os métodos que utilizam uma abordagem semelhante à utilizada nas análises de estabilidade de taludes. Nestes métodos avalia-se o equilíbrio de forças e/ou momentos para uma superfície potencial de rotura estabelecida, tomando em consideração a resistência (em termos de força ou de momento) oferecida pelas inclusões.

Os métodos habitualmente utilizados no dimensionamento destas estruturas, alguns dos quais apresentados neste capítulo, apresentam diversas deficiências. Por exemplo, alguns deles utilizam valores muito baixos para a resistência ao corte do solo, ignoram o efeito da rigidez da face e das restrições impostas na sua base e propõem metodologias para estimar a força horizontal que os

reforços devem absorver, bem como a sua distribuição ao longo da altura da estrutura que, com base em resultados de ensaios à escala real, não se adequam aos muros de solo reforçado com geossintéticos (Nelson, 2005). Desta forma, considera-se conveniente prosseguir a investigação nesta área, por forma a tornar os métodos de dimensionamento menos conservativos e, consequentemente, reduzir os custos de construção.

Em relação aos custos de construção, Koerner *et al*. (1998) apresentam, com base em dados fornecidos pelos Departamentos de Transportes dos Estados Unidos (*US Departments of Transportation*), uma comparação de custos associados à construção de muros de solo reforçado com inclusões metálicas e com geossintéticos, de muros de suporte tipo gravidade e de muros em caixão (*crib/bin walls*) (Figura 3.1). Dessa análise os autores concluíram que os muros mais dispendiosos são os muros tipo gravidade, os muros em caixão e os muros com reforços metálicos conduzem a custos significativamente inferiores e os muros de solo reforçado com geossintéticos são os menos dispendiosos em toda a gama de valores de altura do muro analisada.

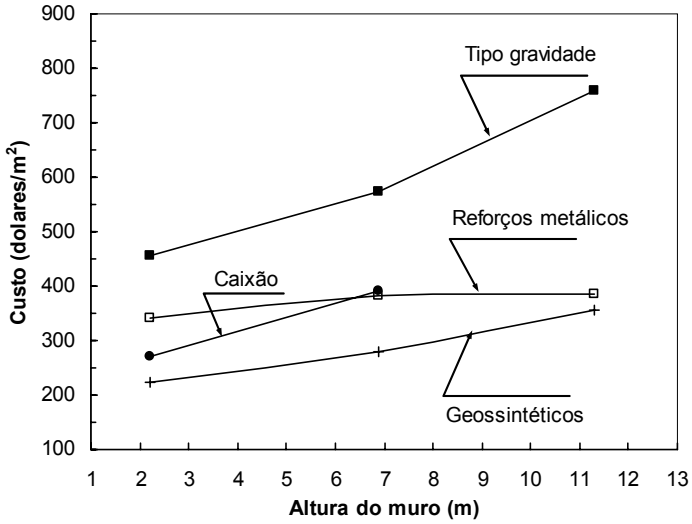


Figura 3.1 - Valores médios dos custos de muros de suporte (adaptado de Koerner *et al*., 1998).

3.2 DISTINÇÃO ENTRE MUROS E TALUDES DE SOLO REFORÇADO

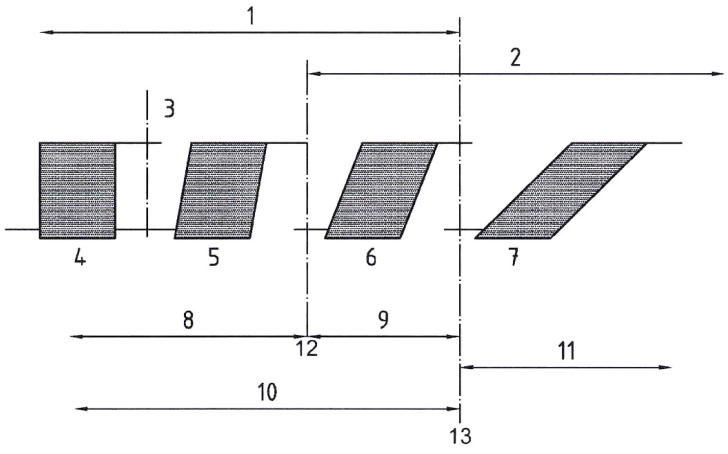
Tradicionalmente, o dimensionamento de estruturas de solo reforçado é abordado de forma distinta consoante a estrutura seja considerada um muro de solo reforçado ou um aterro (ou talude) de solo reforçado. Holtz (2004) considera que esta separação é totalmente artificial e arbitrária, colocando a questão nestes termos: "para que valor da inclinação da face um talude de solo reforçado se transforma num muro de solo reforçado?". Na realidade existe um intervalo de valores para a inclinação da face da estrutura onde não é claro tratar-se de um muro ou de um talude de solo reforçado. Sobre este assunto encontram-se na bibliografia valores distintos da inclinação da face que estabelecem esta separação.

De acordo com a *Federal Highway Administration*, FHWA (2001), designa-se por talude reforçado um terreno estabilizado mecanicamente que incorpora elementos planos de reforço (normalmente geossintéticos) e cuja face tem uma inclinação inferior a 70º.

Jewell (1989) considera que um talude reforçado é um talude que sem a existência do reforço não seria estável e cuja inclinação com a horizontal se encontra no intervalo entre 30º e 80º. Acima dos 80º de inclinação tratar-se-á de uma estrutura de suporte de terras ou muro reforçado.

Sobre esta separação Fannin & Hermann (1990) referem que os muros e os taludes reforçados podem-se distinguir pela forma como o esforço é mobilizado nos elementos de reforço e pela distribuição do esforço ao longo do comprimento do reforço. Num talude o reforço não está, em geral, ligado à face e a força de tracção no reforço é praticamente nula junto à face. Em contraste, num muro o reforço encontra-se ligado a elementos de face ou encontra-se dobrado envolvendo o aterro compactado ("*wrap around*"), e a força de tracção junto à face assume um valor próximo do máximo ou, mesmo, o seu valor máximo.

No Anexo C da prEN 14475 (2004), relativo aos sistemas de face mais usuais em estruturas de solo reforçado, encontra-se a Figura 3.2, onde se tenta estabelecer a distinção entre muro e talude, e se distinguem os tipos de face usualmente utilizados nestas estruturas. Porém, como pode verificar-se pela análise da figura, para valores da inclinação da face entre 4:1 (~76º) e 1:1 (45º) a estrutura é classificada simultaneamente como estrutura de suporte e talude reforçado.



1 – Estruturas de suporte de terras
2 – Taludes reforçados
3 - Vertical
4 – Muro com face vertical
5 – Muro com face muito inclinada
6 – Muro com face inclinada/Talude íngreme
7 – Talude de baixa inclinação
8 – Elementos de face específicos: painéis; blocos; gabiões
9 – Elementos de face específicos ("*sloping panels*")
10 - Elementos de face mais comuns: blocos que permitem vegetação; tela de arame; geossintético dobrado
11 – Sem necessidade de elementos de face. Protecção contra a erosão
12 – Linha de inclinação da face 4:1
13 - Linha de inclinação da face 1:1

Figura 3.2 - Distinção entre muros e aterros reforçados e os tipos de elemento de face habituais segundo a prEN 14475 (2004).

A norma britânica BS 8006 (1995) considera que as estruturas de solo reforçado com geossintéticos podem ser classificadas em taludes íngremes (inclinação da face, $\beta > 45º$) e taludes de reduzida inclinação (inclinação da face, $\beta \leq 45º$) - Figura 3.3. Nos taludes íngremes estão incluídas as estruturas em que o desvio da face em relação à vertical é menor ou igual a 20º, isto é, $70º \leq \beta \leq 90º$, devendo ser dimensionadas como muros. As estruturas com inclinação de face entre 45º e 70º devem ser dimensionada como taludes, necessitando de um sistema de face activo, que, para além de protecção contra a erosão, permita ancorar os reforços na zona activa. Nos taludes de reduzida inclinação ($\beta \leq 45º$) a face tem essencialmente uma função de protecção contra a erosão.

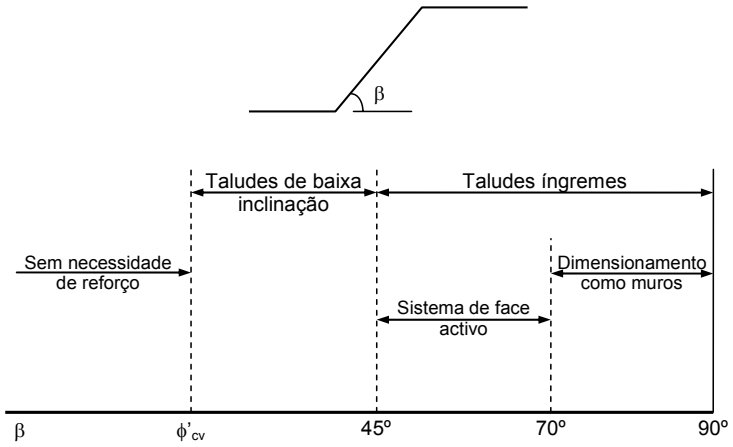


Figura 3.3 – Classificação das estruturas de solo reforçado de acordo com a BS 8006 (1995).

3.3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SOLO REFORÇADO

3.3.1 Generalidades

Nos Estados Unidos o dimensionamento dos muros de solo reforçado é habitualmente realizado com base em directivas publicadas por três diferentes organizações: a *Federal Highway Administration* (FHWA, 2001), a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1994) e a *National Concrete Masonary Association* (NCMA, 1997). Na Europa existe regulamentação sobre o dimensionamento deste tipo de estruturas na Grã-Bretanha, através da norma BS 8006 (1995) da *British Standard Institution*, na Alemanha, através da EBGEO (1997) e na Holanda, através da CUR 198 (2000). Pelo facto dos dois últimos documentos não se encontrarem publicados em língua inglesa, não foi possível efectuar uma referência mais detalhada neste trabalho.

Com a harmonização de normas no seio da União Europeia, surgirá, certamente, no futuro regulamentação no âmbito do CEN referente ao dimensionamento deste tipo de estruturas.

Desde o aparecimento e implementação dos muros de solo reforçado, têm sido propostos diversos métodos de dimensionamento. Porém, a prática corrente de dimensionamento deste tipo de estruturas consiste na determinação da geometria e das características resistentes dos reforços, que assegurem a estabilidade interna e externa, utilizando métodos de equilíbrio limite.

Na análise de estabilidade externa dos muros de solo reforçado, a estrutura é considerada como uma massa de um material compósito homogéneo (solo e reforços), sendo a análise efectuada considerando os modos de rotura das estruturas de suporte tipo gravidade. As diferenças em relação a estas estruturas surgem na análise de estabilidade interna que, considerando a resposta discreta dos elementos de reforço no interior da massa de solo, permite quantificar o nível de reforço necessário à estabilidade.

No dimensionamento externo de estruturas de solo reforçado considera-se habitualmente, tal como nos restantes tipos de estruturas de suporte, quatro mecanismos potenciais de rotura (Figura 3.4): deslizamento pela base, derrubamento, capacidade resistente do solo de fundação e escorregamento global. Devido à sua flexibilidade, os valores dos coeficientes de segurança recomendados para estes modos de rotura são, em alguns casos, inferiores aos exigidos nas estruturas de suporte tipo gravidade ou de betão armado (estruturas ditas convencionais). De igual forma, como resultado da sua flexibilidade, a FHWA (2001) e a AASHTO (1994) consideram que a rotura por derrubamento em muros de solo reforçado é pouco provável. Contudo, a imposição de

um limite máximo para a excentricidade da resultante é favorável ao controle de deformações laterais e deve sempre ser satisfeita.

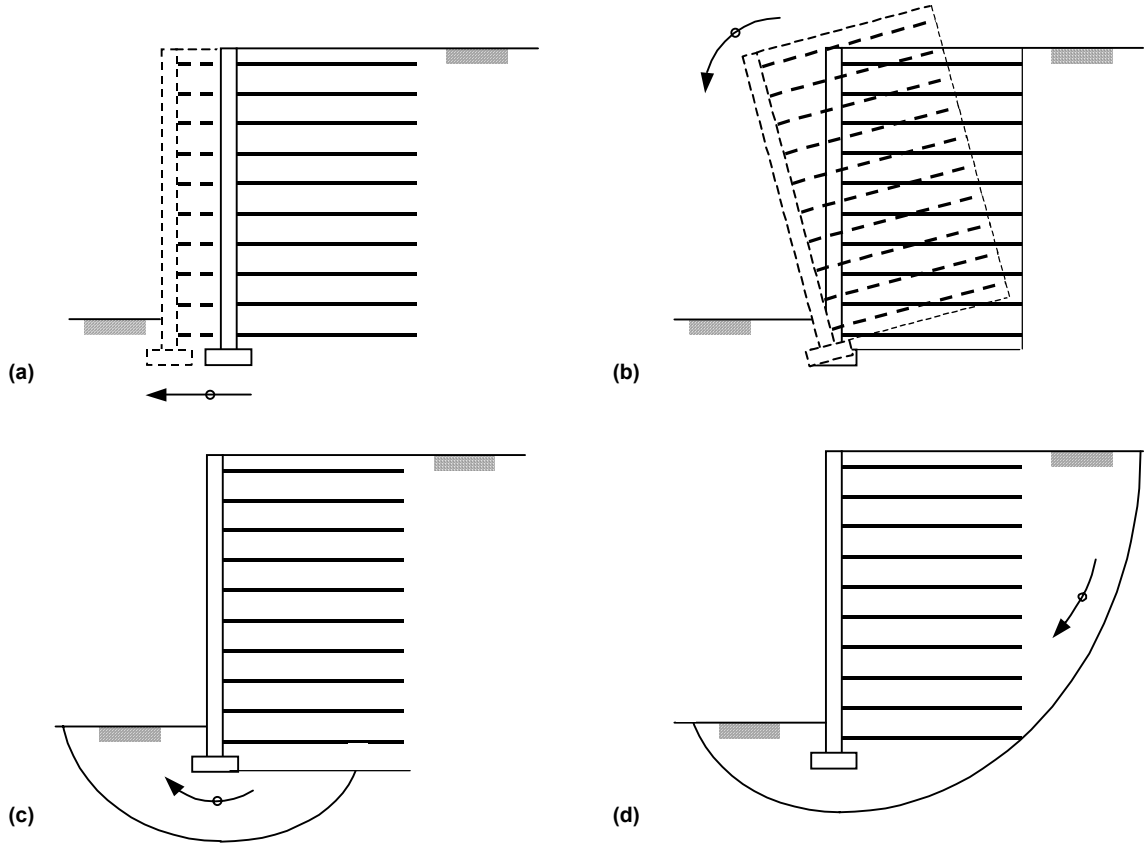


Figura 3.4 – Mecanismos potenciais de rotura para análise de estabilidade externa: a) deslizamento pela base; b) derrubamento; c) capacidade resistente do solo de fundação; d) escorregamento global.

Nas análises de estabilidade interna de muros de solo reforçado com geossintéticos deve ser garantida a segurança em relação à rotura do reforço por falta de resistência à tracção (Figura 3.5a), à rotura por arranque do reforço (Figura 3.5b) e, em particular no caso de muros com face em blocos, à rotura por deslizamento ao nível dos reforços (Figura 3.5c). Deve ainda ser verificada a estabilidade da face da estrutura, garantindo a segurança em relação à rotura por esforço excessivo na ligação (Figura 3.6a) e, no caso particular dos muros com face em blocos, deve assegurar-se que o atrito entre eles é capaz de evitar o deslizamento (Figura 3.6b) e o derrubamento junto ao topo (Figura 3.6c).

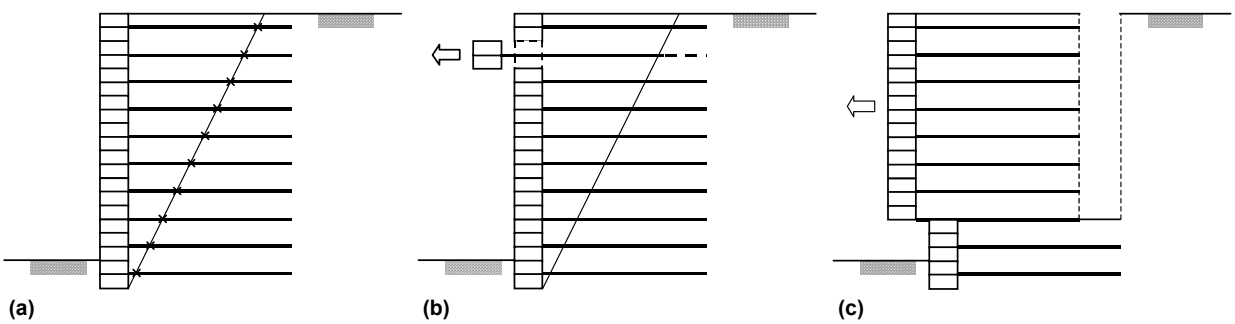


Figura 3.5 – Modos de rotura na análise de estabilidade interna: a) rotura por insuficiente capacidade resistente do reforço; b) rotura por arranque; c) rotura por deslizamento ao nível do reforço.

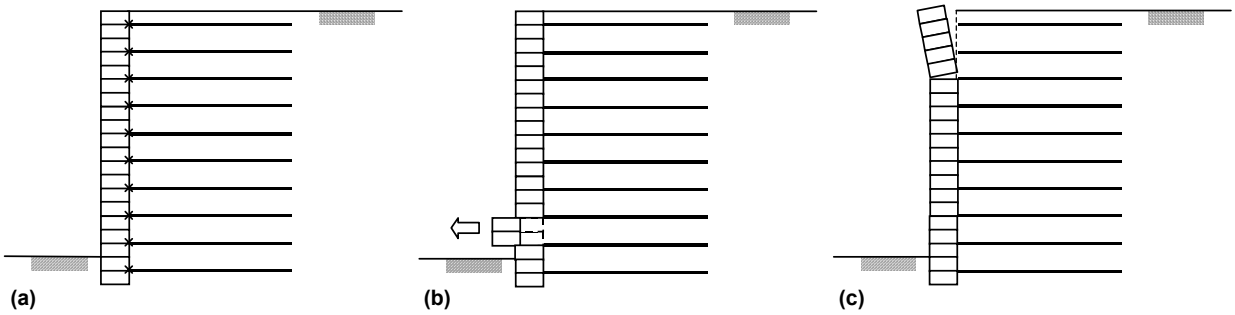


Figura 3.6 – Modos de rotura para análise de estabilidade da face (adaptado de Bathurst & Simac, 1994): a) rotura na ligação; b) rotura por deslizamento dos blocos (embarrigamento); c) derrubamento no topo.

3.3.2 Dimensionamento para acções estáticas

3.3.2.1 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001) e pela AASHTO (1994)

Para a análise da estabilidade externa de muros de solo reforçado, a FHWA (2001) propõe a sequência de cálculo esquematizada na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Esquema de cálculo para a análise de estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de FHWA, 2001).

É frequente encontrar nos códigos ou nos regulamentos indicações que apontam no sentido de efectuar a análise de estabilidade externa previamente ao dimensionamento interno da estrutura. O esquema apresentado na Figura 3.7 é um exemplo claro dessa indicação. Porém, considera-se que o dimensionamento interno, que permite definir o comprimento, o espaçamento vertical e a resistência dos reforços, deve ser efectuado previamente à análise da estabilidade externa. Desta forma, o ponto referenciado na Figura 3.7 como "Dimensionamento preliminar" deveria, na opinião da autora, ser substituído por "dimensionamento interno com vista à definição das dimensões". É certo que existem indicações regulamentares para o comprimento mínimo dos reforços e que

frequentemente o espaçamento vertical entre eles é definido com base em condicionantes das dimensões dos painéis de face, porém, essas dimensões têm de ser justificadas com base no dimensionamento interno.

Para o comprimento dos reforços, a FHWA (2001) e a AASHTO (1994) sugerem, com base no adequado desempenho de estruturas, que se considere maior ou igual a 70% da altura da estrutura, com um mínimo de 2,40 m. Nos casos em que tenha sido realizada uma caracterização adequada do solo de aterro e de fundação é admitido que possam ser utilizados reforços com menor comprimento. Deve adoptar-se um comprimento uniforme para todos os níveis de reforço, salvo as situações em que sejam apresentadas evidências que a redução do comprimento dos reforços não altera o seu bom desempenho.

Os painéis de face devem ter uma espessura mínima de 140 mm na zona de ligação do reforço e devem ser capazes de absorver o esforço instalado no reforço, admitindo que este se distribui uniformemente no painel (AASHTO, 1994).

Na análise da estabilidade externa de muros de face vertical (definidos como muros cuja inclinação da face com a vertical é inferior a 8º) deve assumir-se que a massa de solo reforçado se comporta como um bloco rígido e admitir que as pressões de terras que o solicitam actuam sobre um plano vertical que passa na extremidade livre dos reforços (FHWA, 2001).

Nos muros de solo reforçado de face vertical e terrapleno horizontal (Figura 3.8a), o coeficiente de impulso activo deve ser determinado com base na Teoria de Rankine, isto é, através da equação:

$$K_a = tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \tag{3.1}$$

sendo ϕ o ângulo de atrito de pico, em tensões efectivas, do solo suportado e as pressões de terras consideradas horizontais.

Caso o muro de face vertical apresente um terrapleno com inclinação, β, (Figura 3.8b), o coeficiente de impulso activo deve determinar-se como:

$$K_a = \cos\beta\left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right] \tag{3.2}$$

admitindo-se que as pressões de terras são paralelas à superfície do terreno. No caso particular do terrapleno ser inclinado apenas numa extensão reduzida (Figura 3.8c), o coeficiente de impulso activo deve calcular-se considerando o ângulo, η, representado na Figura 3.8c, através da equação:

$$K_a = \cos\eta\left[\frac{\cos\eta - \sqrt{\cos^2\eta - \cos^2\phi}}{\cos\eta + \sqrt{\cos^2\eta - \cos^2\phi}}\right] \tag{3.3}$$

De acordo com o documento publicado pela *FHWA*, nas estruturas em que a inclinação da face com a vertical ultrapasse os 8º, o coeficiente de impulso activo deve passar a calcular-se recorrendo à Teoria de Coulomb, isto é:

$$K_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\omega+\phi)}{\operatorname{sen}^2\omega\,\operatorname{sen}(\omega-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi+\delta)\operatorname{sen}(\phi-\beta)}{\operatorname{sen}(\omega-\delta)\operatorname{sen}(\omega+\beta)}}\right]^2} \tag{3.4}$$

onde ω é o ângulo da face com a horizontal, β é o ângulo do terrapleno com a horizontal e δ é ângulo de atrito na interface maciço suportado-maciço reforçado, que pode considerar-se no máximo igual ao valor de β.

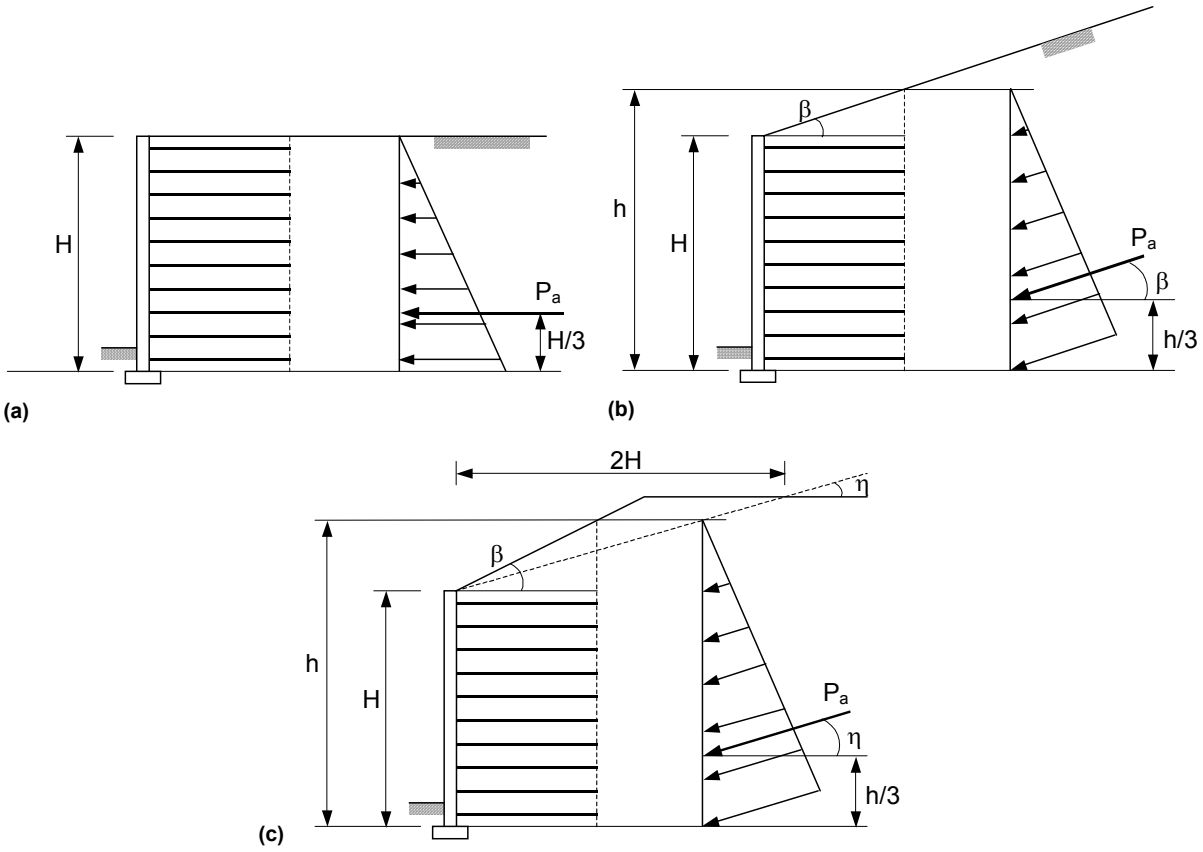


Figura 3.8 – Pressões de terras para a análise de estabilidade externa (FHWA, 2001 e AASHTO, 1994): a) terrapleno vertical; b) terrapleno inclinado; c) terrapleno inclinado com quebra.

Segundo a FHWA (2001) e respeitando o esquema apresentado na Figura 3.7, deve ser avaliado o dimensionamento preliminar, considerando a possibilidade de ocorrência de deslizamento pela base da estrutura, impondo o valor mínimo de 1,5 para o coeficiente de segurança, FS_e, definido por:

$$FS_e = \frac{(W_1 + W_2 + P_a^v)\mu}{P_a^h} \geq 1{,}5 \tag{3.5}$$

em que, P_a^h e P_a^v são, respectivamente, as componentes horizontal e vertical do impulso activo, W_1 e W_2 representam as duas componentes do peso do maciço reforçado (ver Figura 3.9) e μ é o coeficiente que caracteriza o atrito entre a base do muro e a fundação, definido como:

$$\mu = \min\left\{\operatorname{tg}\phi\,;\,\operatorname{tg}\phi_f\,;\,\operatorname{tg}\delta_{ds}\right\} \tag{3.6}$$

onde, ϕ, ϕ_f e δ_{ds} são, respectivamente, o ângulo de atrito do solo reforçado, o ângulo de atrito do solo de fundação e o ângulo de atrito entre o reforço e o solo determinado, preferencialmente, através de ensaios de corte directo.

Caso o coeficiente de segurança, FS_e, não iguale ou ultrapasse o valor mínimo de 1,5, deve aumentar-se o comprimento dos reforços e repetir o procedimento anterior.

A FHWA (2001) considera que o efeito estabilizador das forças exteriores, numerador da Equação (3.5), não deve ser considerado, exceptuando os casos em que estas forças são permanentes. As sobrecargas devido, por exemplo, ao tráfego não devem ser consideradas no cálculo da resistência.

Devido à sua flexibilidade, a FHWA (2001) e a AASHTO (1994) consideram que a rotura por derrubamento em muros de solo reforçado é pouco provável. Impõem um limite máximo para a excentricidade da resultante (ver Figura 3.9), que admitem ser favorável ao controle das deformações. A AASHTO (1994) considera que a resultante deve localizar-se na metade central do muro, quando o muro assenta em solo, ou, nos ¾ centrais da base, se a fundação for rochosa. A FHWA (2001) é mais exigente em termos dos limites da excentricidade e considera que esta deve ser inferior a L/6 e L/4, para fundação em solo ou em rocha, respectivamente.

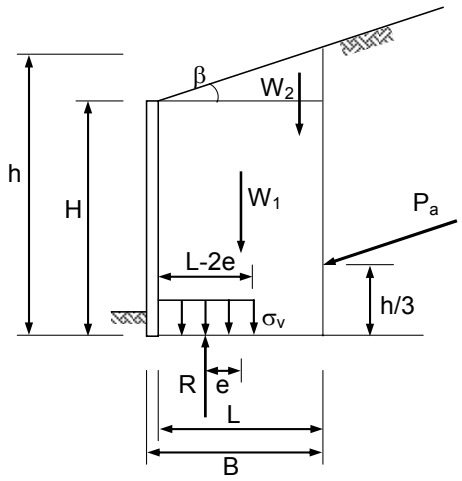


Figura 3.9 – Determinação das tensões verticais ao nível da fundação (adaptado de FHWA, 2001).

Para evitar a ocorrência de rotura do solo de fundação, a tensão vertical ao nível da base da estrutura, σ_v, deve ser inferior ao valor admissível da capacidade resistente do solo de fundação, q_{ad}, determinado considerando um coeficiente de segurança igual a 2,5 (FHWA, 2001):

$$\sigma_v \leq q_{ad} = \frac{q_{ult}}{FS_{cc}} \tag{3.7}$$

Quando justificado através de uma análise que quantifique os assentamentos e que estes possam ser considerados aceitáveis, a *FHWA* admite que o coeficiente de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação possa ser reduzido para 2,0.

No cálculo da tensão vertical, σ_v, é assumido que esta se distribuiu uniformemente ao longo da largura reduzida da base do muro, igual ao comprimento dos reforços menos duas vezes a excentricidade (Figura 3.9), resultando que:

$$\sigma_v = \frac{W_1 + W_2 + P_a^v}{L - 2e} \tag{3.8}$$

Para a determinação da capacidade resistente do solo de fundação, q_{ult}, devem ser considerados os métodos clássicos da mecânica dos solos, desprezando a contribuição do solo em frente à face do muro.

Caso não se verifique a Inequação (3.7), o comprimento dos reforços deve ser aumentado até que seja verificada a segurança em relação à capacidade de carga do solo de fundação.

No que se refere à tensão vertical ao nível da base do muro, a AASHTO (1994) distingue a distribuição para muros com fundação em solo (Figura 3.10a) e muros com fundação rochosa (Figura 3.10b). Nas fundações em solo, a análise é semelhante à preconizada pela FHWA (2001). Caso a fundação do muro seja rochosa, deve determinar-se a distribuição triangular de tensões equivalente à resultante das forças verticais, R, e garantir que o valor máximo é inferior ao valor admissível da capacidade resistente da fundação.

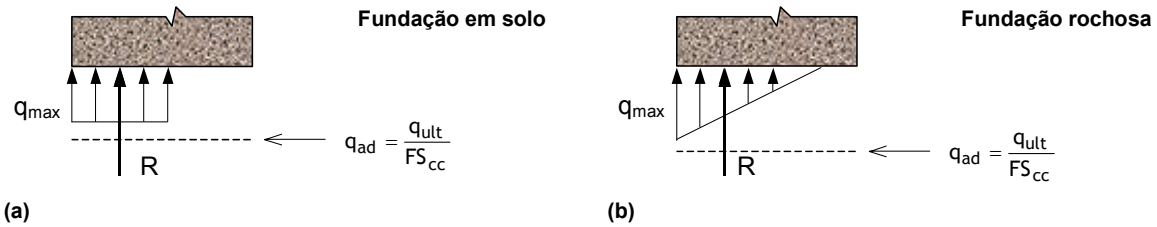


Figura 3.10 – Distribuição das tensões verticais ao nível da base do muro (adaptado de AASHTO, 1994): a) fundação em solo; b) fundação rochosa.

Para a análise da estabilidade em relação ao escorregamento global é aconselhado o recurso aos métodos clássicos de análise de estabilidade de taludes, admitindo a massa de solo reforçado como um corpo rígido e considerando apenas superfícies potenciais de rotura exteriores a esta. A FHWA (2001) recomenda que o valor mínimo do coeficiente de segurança em relação à estabilidade global não seja inferior a 1,3.

Em relação à análise de estabilidade interna, o método proposto pela *FHWA* e pela *AASHTO* assume que a superfície potencial de rotura crítica coincide com a linha que passa pelo pontos onde se mobilizam as forças de tracção máximas, isto é, a localização do valor máximo da força de tracção, T_{max}, em cada nível de reforço. No caso de reforços extensíveis, assume-se que a superfície que contém a localização das forças máximas de tracção é aproximadamente linear, passando pelo pé do muro (Figura 3.11). Nos casos em que o ângulo da face do muro com a vertical é igual ou superior a 8º, a FHWA (2001) sugere que, tal como para o cálculo do coeficiente de impulso activo, se recorra à Teoria de Coulomb para definir a superfície potencial de rotura.

A tensão horizontal ao longo da superfície potencial de rotura é igual ao produto entre o coeficiente de impulso, K, e a tensão vertical. Segundo a FHWA (2001), o coeficiente de impulso, K, é determinado multiplicando o coeficiente de impulso activo, K_a, por um factor f, que, no caso dos reforços metálicos, toma valores entre 1,2 e 2,5, mas que assume o valor 1,0 no caso dos geossintéticos. Para a análise da estabilidade interna, a FHWA (2001) sugere que o coeficiente de impulso activo, K_a, seja determinado recorrendo à Teoria de Coulomb, assumindo que o ângulo de atrito na interface é nulo e o terrapleno é horizontal. No caso de muros verticais, a expressão para o cálculo do coeficiente de impulso activo reduz-se à equação de Rankine (Equação 3.1).

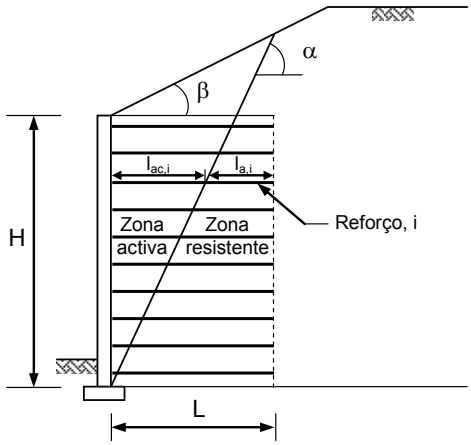


Figura 3.11 – Localização da superfície potencial de rotura para a análise de estabilidade interna de muros reforçados com geossintéticos (FHWA, 2001)

Para simplificar a apresentação do método de análise de estabilidade interna proposto pela *FHWA* para os muros de solo reforçado, apresenta-se o procedimento sugerido por esta entidade:

i) calcular para cada nível de reforço, i, a tensão horizontal ao longo da superfície potencial de rotura, $\sigma_{h,i}$, devido ao peso próprio do aterro (γz_i) e a eventuais sobrecargas uniformemente distribuídas, q:

$$\sigma_{h,i} = K\left(\gamma\, z_i + q\right) \tag{3.9}$$

sendo K determinado de acordo com as indicações anteriores (igual a K_a para muros de solo reforçado com geossintéticos);

ii) para cada nível de reforço, i, calcular o valor máximo da força de tracção por metro de comprimento do muro, $T_{max,i}$, para um determinado espaçamento vertical, $S_{v,i}$:

$$T_{max,i} = \sigma_{h,i} S_{v,i} \tag{3.10}$$

iii) verificar a estabilidade interna de cada nível de reforço em relação à rotura por falta de resistência, isto é, verificar ou impor que:

$$\frac{T_{max,i}}{r_c} \leq T_{d,i} \tag{3.11}$$

onde, $T_{d,i}$ é o valor de cálculo do esforço resistente à tracção por unidade de comprimento do reforço e r_c é a razão de área coberta (r_c = 1, quando a área coberta é total, como é o caso dos geotêxteis); note-se que nos muros em que os reforços se encontram ligados a elementos de face, a *FHWA* sugere que estas ligações sejam dimensionadas para a força de tracção $T_{max,i}$ instalada no nível de reforço i;

iv) verificar a estabilidade em relação à rotura por arranque do reforço, impondo que seja satisfeita a seguinte condição:

$$T_{max,i} \leq \frac{2}{FS_a} F^* \gamma\, z_i\, l_{a,i}\, r_c\, \kappa \tag{3.12}$$

onde, FS_a é um coeficiente de segurança em relação à rotura por arranque, sendo sugerido pela *FHWA* um valor maior ou igual a 1,5, F* é o coeficiente de resistência ao arranque, que, caso não existam resultados de ensaios, pode, para o caso de geossintéticos, segundo o mesmo documento, tomar-se igual a $2/3\text{tg}\phi$, γz_i é a pressão vertical ao nível de cada reforço, $l_{a,i}$ é o comprimento de arranque e κ é designado por factor de correcção de escala, não sendo claramente identificado o seu significado, nem lhe sendo atribuído qualquer valor numérico.

A inequação anterior permite quantificar o comprimento de arranque do reforço, $l_{a,i}$, que deve ser igual ou superior a 1 m. Para que a estabilidade interna seja assegurada, o comprimento total do reforço, L_i, será igual a:

$$L_i = l_{ac,i} + l_{a,i} \tag{3.13}$$

onde $l_{ac,i}$ é o comprimento do reforço na zona activa (ver Figura 3.11), dado por:

$$l_{ac,i} = (H - z_i)\text{tg}\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) \tag{3.14}$$

É recomendado pela *FHWA*, e igualmente pela *AASHTO*, a adopção de um comprimento uniforme igual ao valor máximo determinado pelo dimensionamento, com um mínimo de 0,7H. No caso da fundação do muro ser rochosa é admitido que o comprimento dos reforços seja variável em altura, com um mínimo de 0,4H.

3.3.2.2 Método de dimensionamento proposto pela NCMA (1997)

O documento publicado pela *National Concrete Masonary Association*, NCMA (1997), refere-se em especial aos muros de solo reforçado com face em blocos, dando ênfase aos aspectos relativos à estabilidade da face, nem sempre considerados no dimensionamento de outras estruturas. Porém, é referido que as metodologias de dimensionamento são aplicáveis a estruturas com outro tipo de face.

De acordo com as recomendações publicadas pela *NCMA*, as pressões de terras para o dimensionamento de muros de solo reforçado com geossintéticos podem determinar-se com recurso à Teoria de Rankine ou à Teoria de Coulomb. A vantagem da Teoria de Coulomb resulta do facto de ser possível incluir explicitamente a contribuição do atrito solo-face, da inclinação da face e da inclinação do terrapleno. Desta forma, como é sabido, a Teoria de Coulomb torna-se menos conservativa do que a Teoria de Rankine.

Na Figura 3.12 apresentam-se as equações propostas pela *NCMA* para a determinação do impulso activo, P_a, bem como a sua inclinação com a horizontal.

O espaçamento vertical entre reforços, S_v, determina-se com base no número mínimo de reforços, N_{min}, capaz de absorver o impulso activo ou, alternativamente, pela altura dos blocos ou painéis utilizados como elementos de face. O número mínimo de reforços é determinado através da equação:

$$N_{min} = \frac{P_{ah}^s + P_{ah}^q}{T_d} \tag{3.15}$$

onde, P_{ah}^{s} é a componente horizontal do impulso activo devido ao peso próprio das terras, P_{ah}^{q} é a componente horizontal do impulso activo associado a eventuais sobrecargas à superfície do terreno e T_d é o valor de cálculo do esforço resistente à tracção dos reforços, dado por:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{RF \times FS} \tag{3.16}$$

sendo RF o factor de redução a aplicar sobre o esforço resistente à tracção do reforço, T_{ult}, para atender a fenómenos tais como a fluência e a danificação, entre outros, e FS um coeficiente de segurança. A propósito do factor RF manteve-se a designação "factor de redução", dado ser a designação utilizada nos países da América do Norte (*reduction factor*) porém alerta-se para o facto de na Europa este factor ser designado como coeficiente parcial (*partial factor*).

Para cada nível de reforço i, deve ser assegurado que o valor de cálculo do esforço resistente, $T_{d,i}$, ultrapasse o esforço solicitante, isto é:

$$T_{d,i} > K_a(\gamma z_i + q)\cos(\delta - \omega)\, S_v \tag{3.17}$$

admitindo a situação mais geral de muro com face inclinada (Figura 3.12c).

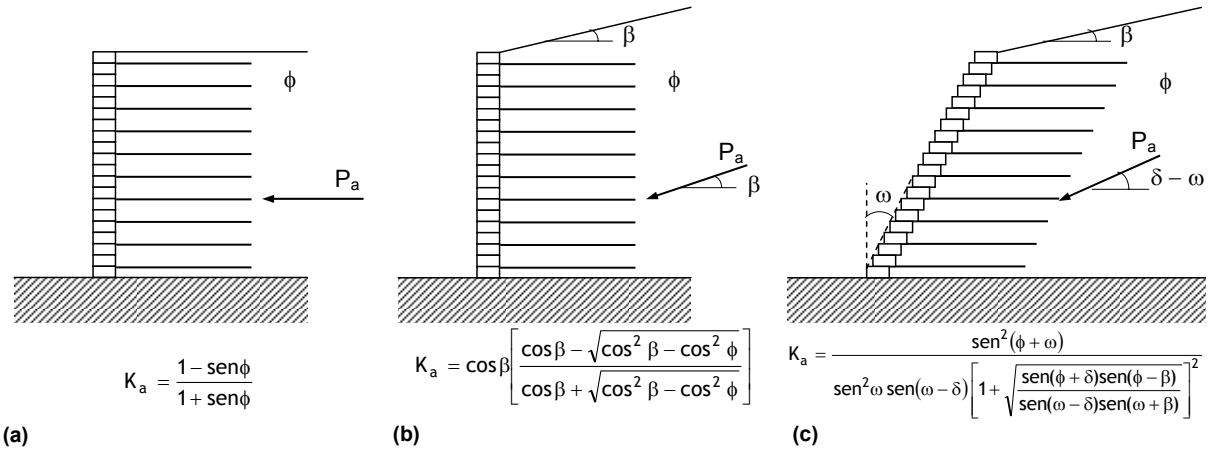


Figura 3.12 – Impulso activo sobre muros reforçados com geossintéticos (adaptado de NCMA, 1997): a) muro vertical e terrapleno horizontal; b) muro vertical e terrapleno inclinado; c) face e terrapleno inclinados.

Na determinação do comprimento mínimo dos reforços, a *NCMA* assume que este deve ser igual, tal como o proposto pela *FHWA*, ao comprimento na zona activa, l_{ac}, acrescido do comprimento de arranque, l_a. O comprimento na zona activa é determinado considerando a cunha de impulso activo de Rankine, isto é, a linha que passa na base da estrutura e faz com a horizontal um ângulo $\alpha = 45° + \phi/2$ – ver Figura 3.11.

O comprimento de arranque do nível de reforço i, $l_{a,i}$, deve garantir um coeficiente de segurança, FS_a, no mínimo igual a 1,5. Isto é, de acordo com a NCMA (1997), a determinação de $l_{a,i}$ deve obedecer a:

$$FS_{a,i} = \frac{2\, l_{a,i}\, C_i\, (\gamma z_i + q)\, tg\phi}{T_{max,i}} \geq 1{,}5 \tag{3.18}$$

onde C_i é o coeficiente de interacção solo-reforço.

A resistência exigida à ligação do reforço ao sistema de face, T_c, deve ser determinada com base, não nas pressões de terras teóricas mas, tendo em consideração o valor de cálculo do esforço resistente do reforço. Assim, a ligação do reforço à face deve ser dimensionada garantindo que:

$$T_c \geq 1{,}5T_d \tag{3.19}$$

ou

$$T_{c,19mm} \geq T_d \tag{3.20}$$

onde T_d é o valor de cálculo do esforço resistente do reforço, determinado pela Equação (3.16) e $T_{c,19mm}$ é a resistência da ligação para 19 mm de deslocamento.

Para efeitos da análise de estabilidade externa, o maciço reforçado deve considerar-se como um bloco de faces laterais paralelas, isto é, o limite posterior do bloco deve ser paralelo à face e localizada a uma distância L da face (Figura 3.13). Admite-se que as pressões de terras actuam ao longo da altura (H+h), sendo h o acréscimo máximo de altura até ao terrapleno, determinado de acordo com o apresentado na Figura 3.13.

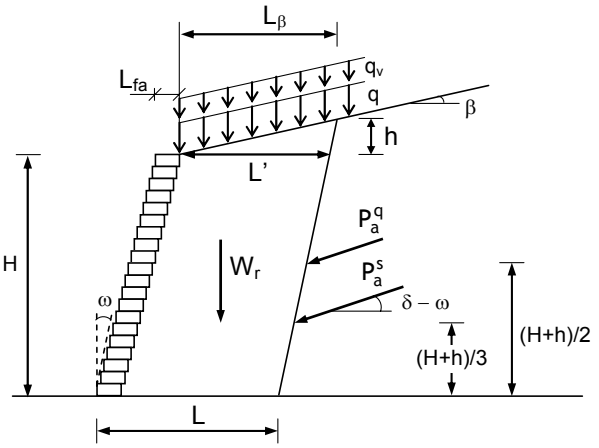


Figura 3.13 – Geometria e forças para a análise da estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de NCMA, 1997).

Na análise de estabilidade externa, o ângulo de atrito na interface maciço reforçado-solo suportado, δ, deve ser considerado igual ao menor valor entre os valores de pico do ângulos de atrito do solo reforçado e do maciço suportado.

De acordo com a *NCMA* deve considerar-se separadamente o impulso activo resultante do peso próprio do solo suportado, P_a^s, e a componente do impulso activo resultante das sobrecargas, P_a^q. Relativamente às sobrecargas, são distinguidas claramente as sobrecargas com carácter permanente e as sobrecargas variáveis, como por exemplo, as induzidas pelo tráfego. Julga-se que as primeiras devem ser referenciadas como cargas adicionais à superfície do terreno, dado que o termo "sobrecarga" está associado, em geral, a cargas variáveis ao longo do tempo.

A componente horizontal do impulso activo devido ao peso próprio do solo suportado é dada por:

$$P_{ah}^s = \frac{1}{2} K_a \gamma (H+h)^2 \cos(\delta - \omega) \tag{3.21}$$

onde γ representa o peso volúmico do solo suportado. A componente horizontal do impulso activo associado às cargas adicionais ou sobrecargas é determinada pela equação:

$$P_{ah}^{q} = (q + q_v)K_a(H + h)\cos(\delta - \omega) \tag{3.22}$$

sendo, q as cargas adicionais (ou sobrecargas) com carácter permanente e q_v a sobrecarga variável. Como é usual, assume-se que P_a^s e P_a^q actuam a (H+h)/3 e a (H+h)/2 medido a partir da base do muro, respectivamente.

Na análise da estabilidade externa devem ser assegurados valores mínimos para os coeficientes de segurança em relação ao deslizamento pela base, à capacidade resistente da fundação e ao derrubamento de 1,5, 1,5 e 2,0, respectivamente.

A estabilidade em relação ao deslizamento pela base é assegurada através da força resistente ao escorregamento, R_s, tal como o esquematizado na Figura 3.14. A força resistente ao escorregamento, R_s, é controlada pela menor resistência ao nível da base do muro, isto é, o valor de R_s será igual a:

$$R_s = \min\{R_{solo}; R_{fund}\} \tag{3.23}$$

onde, R_{solo} é o esforço resistente ao deslizamento oferecido pelo solo reforçado e determinada através da equação:

$$R_{solo} = C_{ds}\left(W_i + W_\beta + qL_\beta\right)\mathrm{tg}\phi \tag{3.24}$$

e R_{fund} é o esforço resistente ao deslizamento correspondente ao solo de fundação, definida por (ver Figura 3.14):

$$R_{fund} = C_{ds}\left(c_f L + \left(W_i + W_\beta + qL_\beta\right)\mathrm{tg}\phi_f\right) \tag{3.25}$$

onde c_f é a coesão do solo de fundação.

Nas equações anteriores, o coeficiente de corte directo, C_{ds}, pode considerar-se igual à unidade, excepto se o primeiro nível de reforço coincidir com a base do primeiro bloco de face. Neste caso, será necessário caracterizar a interface solo-reforço através de ensaios de corte directo. O manual da *NCMA* sugere que, na ausência de tais ensaios e para análises preliminares, se adopte C_{ds} = 0,65. As variáveis W_i e W_β representam o peso do solo reforçado e dos elementos de face e o peso do solo acima do topo do muro na zona de talude, respectivamente (Figura 3.14). Simplificadamente, pode admitir-se o peso volúmico dos blocos de face igual ao peso volúmico do solo reforçado, resultando assim:

$$W_i = \gamma LH \tag{3.26}$$

e

$$W_\beta = \gamma L' L_\beta \mathrm{tg}\,\beta/2 \tag{3.27}$$

Note-se que, para efeitos de cálculo do esforço resistente ao deslizamento pela base, R_s, o manual da *NCMA* considera apenas a carga adicional permanente. A componente vertical dos impulsos é também desprezada.

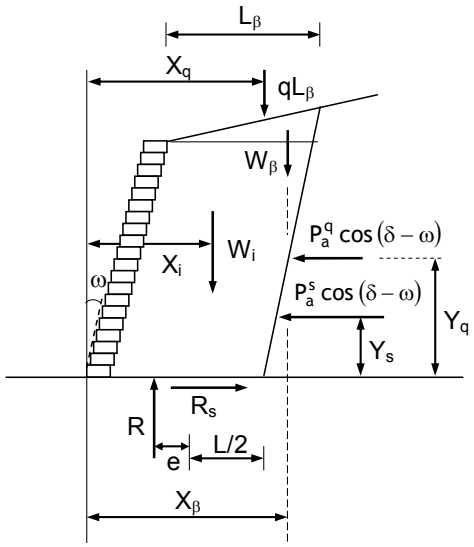


Figura 3.14 – Forças actuantes e resistentes para análise de estabilidade externa de muros de solo reforçado (adaptado de NCMA, 1997).

O coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base, FS_e, deve satisfazer a inequação:

$$FS_e = \frac{R_s}{P_{ah}^s + P_{ah}^q} \geq 1{,}5 \tag{3.28}$$

onde, P_{ah}^s e P_{ah}^q representam as componentes horizontais do impulso activo, definidas pelas Equações (3.21) e (3.22), respectivamente. Na eventualidade de não se verificar a inequação anterior, o comprimento do reforço, L, deve ser aumentado e repetida a análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base, até que seja atingido o valor mínimo de FS_e.

A possibilidade de ocorrência de deslizamento ao longo de cada nível de reforço deve também ser convenientemente avaliada.

A flexibilidade dos muros de solo reforçado com geossintéticos torna pouco provável que ocorra a rotura por derrubamento da estrutura. Porém, a *NCMA* considera que deve ser imposto um valor mínimo para o coeficiente de segurança em relação ao derrubamento, que limitará os deslocamentos laterais e as distorções nos elementos de face.

O momento estabilizador é o momento assegurado pelo peso próprio do maciço reforçado e pela carga adicional permanente e o momento instabilizador será o momento provocado pelas componentes horizontais do impulso activo (Figura 3.14). Desta forma, o coeficiente de segurança em relação ao derrubamento, FS_{der}, determina-se de acordo com a equação:

$$FS_{der} = \frac{W_i X_i + W_\beta X_\beta + qL_\beta X_q}{P_{ah}^s Y_s + P_{ah}^q Y_q} \tag{3.29}$$

devendo ser igual ou superior a 1,5 (a versão inicial do manual impunha o valor mínimo de 2,0, porém, posteriormente, a *NCMA* passou a recomendar o valor mínimo de 1,5).

Para a verificação da estabilidade em relação à capacidade resistente do solo de fundação, o manual publicado pela *NCMA* considera que deve ser efectuada uma análise semelhante às análises convencionais de fundações superficiais (sapatas), considerando, para o efeito, uma sapata contínua

de largura L. A excentricidade da resultante ao nível da base do maciço reforçado, e, pode determinar-se através da equação (ver Figura 3.14):

$$e = \frac{P_{ah}^{s} Y_s + P_{ah}^{q} Y_q - W_i\left(X_i - \frac{L}{2}\right) - W_\beta\left(X_\beta - \frac{L}{2}\right) - qL_\beta\left(X_q - \frac{L}{2}\right)}{W_i + W_\beta + qL_\beta} \tag{3.30}$$

devendo considerar-se, na avaliação da capacidade resistente, apenas a largura efectiva da fundação, B (B = L - 2e).

O coeficiente de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação, FS_c, equivale à relação entre a capacidade resistente e a tensão uniforme que o solicita ao longo da largura efectiva, B, isto é:

$$FS_c = \frac{c_f N_c + 1/2\gamma_f (L-2e) N_\gamma + \gamma_f H_{emb} N_q}{\frac{W_i + W_\beta + (q+q_v)L_\beta}{L-2e}} \geq 2{,}0 \tag{3.31}$$

Na equação anterior os factores de capacidade de carga, N_c, N_q e N_γ, podem ser determinados pelas expressões clássicas da capacidade resistente de fundações superficiais. O termo $[\gamma_f H_{emb} N_q]$ pretende ter em consideração o efeito estabilizador da altura de terras H_{emb} existente em frente à face da estrutura.

Considera-se que nas Equações (3.30) e (3.31) existe uma certa incoerência. No cálculo da excentricidade da resultante ao nível da base do maciço reforçado (Equação 3.30) é considerada apenas a sobrecarga com carácter permanente (*dead load surcharge*), q. Porém, na determinação do coeficiente de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação (Equação 3.31), é considerada adicionalmente a sobrecarga variável (*live load surcharge*), q_v.

3.3.2.3 Método de dimensionamento proposto pela BS 8006 (1995)

Tal como se referiu em 3.2, de acordo com a norma britânica BS 8006, as estruturas cuja face apresenta um desvio em relação à vertical inferior a 20º podem ser dimensionadas como muros, isto é, estruturas de face vertical.

A norma BS 8006 (1995) baseia o dimensionamento de muros de solo reforçado na filosofia dos estados limites, envolvendo a majoração das acções (peso do solo e cargas exteriores) e a redução da resistência do solo e dos reforços, através da aplicação de coeficientes parciais de segurança. No dimensionamento devem considerar-se três combinações de acções (ver Quadro 3.1 e Figura 3.15). Na combinação A consideram-se todas as acções majoradas, obtendo-se, em geral, os valores máximos dos esforços nos reforços e da tensão normal sobre o solo de fundação. Na combinação B consideram-se simultaneamente os valores majorados das acções com efeito derrubador e o peso do solo (estabilizador) não majorado. Esta combinação, em geral, condiciona o dimensionamento ao arranque dos reforços e é a mais desfavorável em termos do deslizamento pela base. Na combinação C considera-se apenas as acções permanentes não majoradas, sendo utilizada para a determinação dos assentamentos da fundação e dos esforços nos elementos de reforço com vista à verificação de segurança em termos de estados limites de utilização.

Os coeficientes parciais de segurança que, segundo a BS 8006, devem ser aplicados sobre as características resistentes do solo, sobre a resistência das interfaces solo-reforço, bem como os

coeficientes a considerar no dimensionamento externo (capacidade resistente do solo de fundação e deslizamento pela base) encontram-se resumidos no Quadro 3.2.

Quadro 3.1 – Coeficientes parciais de segurança e combinações de acções para o dimensionamento de muros de solo reforçado (adaptado de BS 8006, 1995).

Efeitos	Combinações		
	A	B	C
Massa do bloco de solo reforçado	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Massa do aterro existente sobre o bloco de solo reforçado	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Impulso de terras que solicita o bloco de solo reforçado	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
Sobrecargas sobre o bloco de solo reforçado	$f_q = 1,5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
Sobrecargas atrás do bloco de solo reforçado	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	$f_q = 0$

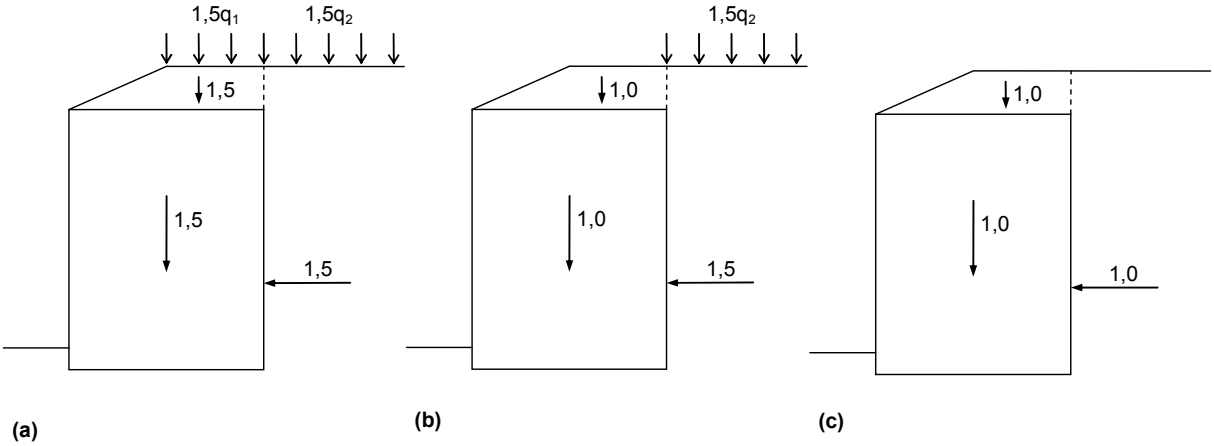


Figura 3.15 – Combinações de acções consideradas pela BS 8006: a) combinação A – estabilidade interna e externa; b) combinação B – estabilidade interna e externa; c) combinação C – assentamentos e deformações.

Quadro 3.2 – Coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de muros de solo reforçado (BS 8006).

Coeficientes parciais de segurança		**Estados Limites Últimos**	**Estados Limites de Utilização**
Acções	Peso do solo	De acordo com o Quadro 3.1 e a Figura 3.15	
	Sobrecargas	De acordo com o Quadro 3.1 e a Figura 3.15	
Propriedades resistentes do solo	tg ϕ'_p	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	c'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
	c_u	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Reforço	Resistência à tracção	Determinados com base no tipo de reforço e na vida útil da estrutura	
Interacção solo-reforço	Escorregamento ao longo do reforço	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Resistência ao arranque do reforço	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
Coeficientes parciais de segurança	Capacidade resistente da fundação, q_{ult}	$f_{ms} = 1,35$	NA
	Deslizamento pela base da estrutura (solo-solo)	$f_s = 1,2$	NA

O procedimento de dimensionamento de muros de solo reforçado, proposto pela BS 8006, encontra-se esquematizado na Figura 3.16. Para o dimensionamento interno são propostos dois métodos: o "método gravítico coerente" e o método da cunha ancorada, função da rigidez dos reforços previamente seleccionada. O primeiro método é sugerido para o dimensionamento de muros estabilizados com reforços rígidos (inclusões metálicas) e, pelo facto de sair do âmbito do presente trabalho, não foi esquematizado na Figura 3.16.

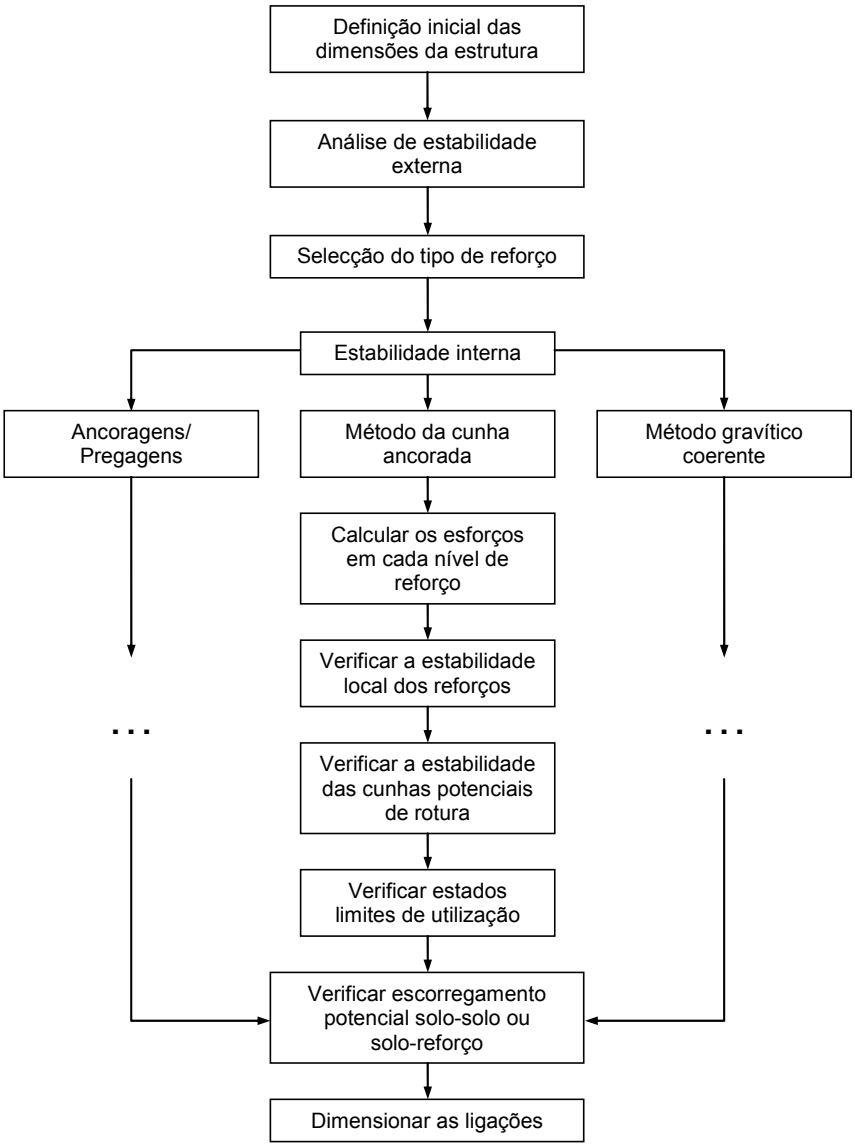


Figura 3.16 – Procedimento para o dimensionamento de muros de solo reforçado (adaptado de BS 8006, 1995)

Tal como o esquematizado na Figura 3.16, previamente à análise de estabilidade externa devem ser definidas algumas das dimensões da estrutura, nomeadamente, o comprimento dos reforços e a altura enterrada do muro. De acordo com a norma britânica, o comprimento dos reforços não deve ser inferior a 0,7H (com um mínimo de 3 m), no caso de muros com a função habitual de suporte de terras, e deve ser maior ou igual ao valor máximo entre (0,6H + 2 m) e 7 m, no caso de encontros de pontes e passagens superiores. No caso de muros de solo reforçado com função de suporte, a altura H, que a norma designa como "altura mecânica", é definida pela distância vertical entre o pé do muro e o ponto de intersecção com a superfície do terreno da recta

que passa pelo pé do muro e faz com a vertical um ângulo de 16,7º (Figura 3.17a). A definição da altura H no caso de encontros está ilustrada na Figura 3.17b.

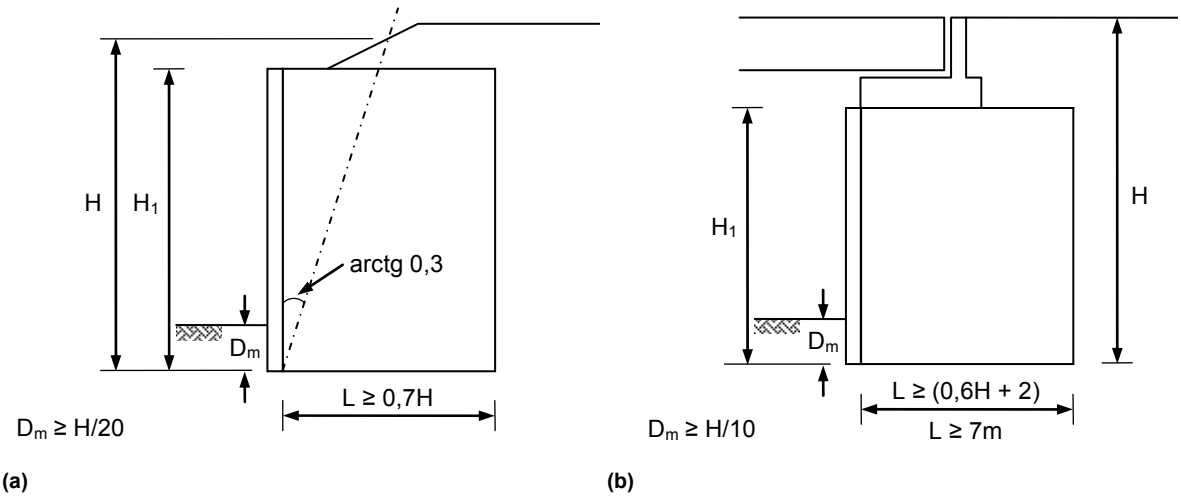


Figura 3.17 – Definição das dimensões mínimas (BS 8006, 1995): a) muro; b) encontro.

A base do muro deve ser embutida abaixo da superfície do terreno, para evitar instabilidades locais na vizinhança da face, associadas a um potencial fluxo de solo do interior da estrutura. Esta altura de solo em frente ao muro ou altura enterrada, D_m, depende de diversos factores entre eles, a tensão exercida pelo muro sobre a fundação, a penetração do gelo no solo e a possibilidade de eventuais escavações junto à face da estrutura. A norma BS 8006 define que a altura D_m não deve ser inferior a H/20 e H/10, no caso de muros e encontros, respectivamente, com um mínimo de 0,45 m. Em termos mais rigorosos, esta altura pode ser determinada com base na capacidade resistente da fundação.

Sob o ponto de vista da análise da estabilidade externa, a BS 8006 considera que deve verificar-se a segurança em relação à capacidade resistente da fundação em simultâneo com o derrubamento (Figura 3.18a), em relação ao deslizamento pela base (Figura 3.18b) e em relação ao escorregamento global (Figura 3.18c). Devem ainda ser avaliados os assentamentos da fundação e os assentamentos internos do aterro. O impulso de terras, que solicita o bloco de solo reforçado, deve considerar-se horizontal no caso dos reforços deformáveis.

De acordo com a norma em análise, considera-se que a segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação e, simultaneamente, em relação ao derrubamento está assegurada se a tensão que solicita o solo de fundação, q_r, suposta uniforme e actuando numa largura efectiva for inferior ao valor de cálculo da capacidade resistente da fundação, isto é:

$$q_r = \frac{R}{L - 2e} \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma_f D_m \tag{3.32}$$

onde, R representa o valor de cálculo da componente vertical da resultante que solicita a base do muro, determinada tendo em conta os coeficientes parciais de segurança apresentados no Quadro 3.1, L é o comprimento dos reforços ao nível da base, e é a excentricidade da resultante, q_{ult} é a capacidade resistente do solo de fundação, f_{ms} é o coeficiente parcial de segurança para este modo de rotura, definido no Quadro 3.2, e γ_f é o peso volúmico do solo de fundação. Depreende-se da equação anterior que, no cálculo da capacidade resistente do solo de fundação, q_{ult}, o termo correspondente ao encastramento no terreno não seja contabilizado.

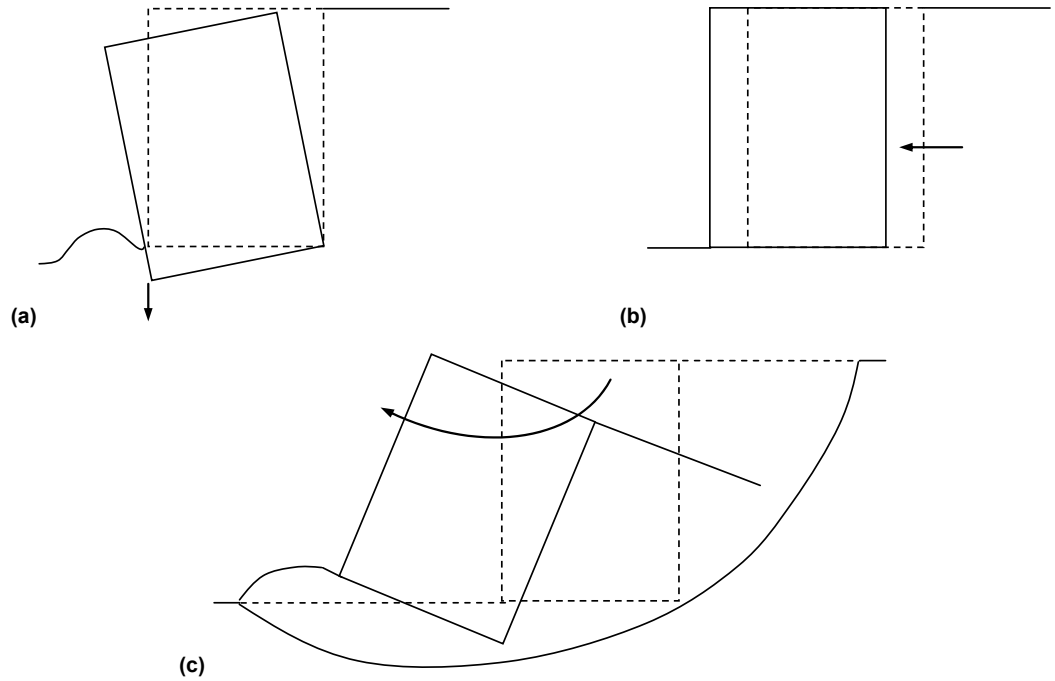


Figura 3.18 – Análise de estabilidade externa para os estados limites últimos, de acordo com BS 8006 (1995): a) perda de capacidade resistente da fundação com derrubamento; b) deslizamento pela base; c) escorregamento global.

Em termos de estabilidade em relação ao deslizamento pela base, a BS 8006 considera que a segurança deve ser garantida a curto e a longo prazo e distingue as análises para as interfaces solo de aterro-solo de fundação e solo-reforço. Para a análise da estabilidade a longo prazo, em que a interface ao nível da base da estrutura é do tipo solo-solo, deve verificar-se que:

$$f_s R_h \leq R \frac{tg\phi'_p}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} L \tag{3.33a}$$

Caso a interface ao nível da base da estrutura seja do tipo solo-reforço, deve ser assegurado que:

$$f_s R_h \leq R \frac{C_{ds} tg\phi'_p}{f_{ms}} + \frac{a' c'}{f_{ms}} L \tag{3.33b}$$

Na análise de estabilidade a curto prazo, caso a interface ao nível da base do muro seja do tipo solo-solo, deve garantir-se que:

$$f_s R_h \leq \frac{c_u}{f_{ms}} L \tag{3.34a}$$

Se a interface for do tipo solo-reforço, deve verificar-se que:

$$f_s R_h \leq \frac{a' c_u}{f_{ms}} L \tag{3.34b}$$

Nas equações anteriores, R_h e R são, respectivamente, as componentes horizontal e vertical da resultante ao nível da base da estrutura, determinadas tendo em consideração os coeficientes

parciais de segurança apresentados no Quadro 3.1, ϕ'_p e c' são o valor de pico do ângulo de atrito do solo de fundação ou de aterro e da coesão em tensões efectivas, c_u é a resistência não drenada do solo de fundação ou de aterro, L é o comprimento efectivo da base do muro para efeitos de deslizamento, f_{ms} são os coeficientes parciais de segurança referentes às propriedades do solo, definidos no Quadro 3.2, C_{ds} é o coeficiente de interacção solo-reforço, a' é o coeficiente de adesão solo-reforço e f_s é o coeficiente parcial de segurança referente ao deslizamento, definido no Quadro 3.2, cujo valor depende se interface ao nível da base é do tipo solo-solo (f_s = 1,2) ou do tipo solo-reforço (f_s = 1,3).

As análises de estabilidade em relação ao escorregamento global devem incluir superfícies potenciais de rotura exteriores ao bloco de solo reforçado e superfícies que o atravessem e podem ser realizadas com recurso aos métodos clássicos de análise de estabilidade.

Numa estrutura de solo reforçado o assentamento total resulta do efeito combinado do assentamento da fundação devido à tensão exercida pelo bloco reforçado e da compressibilidade interna do próprio aterro reforçado. O cálculo dos assentamentos da fundação de estruturas de solo reforçado deve seguir as teorias clássicas da mecânica dos solos. O nível de tensão exercido por este tipo de estruturas sobre a sua fundação é inferior e distribui-se de forma mais uniforme do que no caso das estruturas de suporte ditas convencionais, resultando, regra geral, menores assentamentos da fundação. O assentamento interno do aterro reforçado (ou compressibilidade) depende essencialmente da natureza do aterro, da sua compactação e do nível de tensões verticais, este último função da altura da estrutura. Os assentamentos internos que um determinado sistema de reforço é capaz de suportar dependem da altura da estrutura, do tipo de aterro, das sobrecargas, do tipo de face e da sua ligação aos reforços. A título exemplificativo apresenta-se no Quadro 3.3 a capacidade, em termos de movimentos verticais, que, segundo a norma BS 8006, alguns tipos de face são capazes de suportar.

Quadro 3.3 – Valores de assentamentos internos do aterro que alguns sistemas de face são capazes de absorver (adaptado de BS 8006, 1995).

Sistema de face	**Capacidade em termos de assentamento vertical**
Painéis descontínuos	Fecho da junta para 1/150 da altura do painel
Painel contínuo	Capacidade das ligações de 1/150 da altura do painel
Face do tipo semi-elíptica	Distorção vertical de 1/150 da altura do painel
Geotêxtil dobrado ("wrap-around")	Sem limite específico, excepto a aparência e as deformações máximas admissíveis

As estruturas de solo reforçado deformam-se durante e após a sua construção. Assim, o dimensionamento e a construção deste tipo de estruturas devem garantir que as deformações durante e após a construção, nomeadamente da face e do terrapleno, se mantêm dentro de limites aceitáveis. De acordo com a norma britânica BS 8006, os muros de solo reforçado devem ser construídos mantendo as deformações da face e do terrapleno dentro das tolerâncias apresentadas no Quadro 3.4.

As deformações que ocorrem após a construção nas estruturas de solo reforçado resultam essencialmente de assentamentos da fundação, de assentamentos internos do aterro, da fluência dos reforços e da fluência dos solos com elevado teor de finos. A BS 8006 considera que as deformações pós-construção devem ser inferiores a 1%, no caso dos muros de suporte, e 0,5%, nos encontros de pontes e passagens superiores.

Quadro 3.4 – Tolerâncias construtivas para as deformações da face e do terrapleno em muros e encontros (BS 8006,1995).

Plano da estrutura	**Tolerância ±50 mm**
Verticalidade	±5 mm por metro de altura da estrutura
Curvatura ou "embarrigamento" (vertical e horizontal)	±20 mm por cada 4,5 m
"Degrau" ou desalinhamento nas juntas	±10 mm
Alinhamento do terrapleno	±15 mm a partir do alinhamento de referência

Em relação à análise de estabilidade interna, a norma em análise considera que deve verificar-se a estabilidade em relação à rotura por tracção de cada elemento de reforço, a segurança em relação à rotura por arranque, ou aderência adequada, e a estabilidade das cunhas potenciais de rotura no aterro reforçado.

Quando se trata de reforços deformáveis, como é o caso dos geossintéticos, a força de tracção máxima, T_i, para o estado limite último, que deve ser suportada pelo nível de reforço, i, localizado à profundidade, h_i, pode obter-se, admitindo que no terrapleno existem apenas cargas distribuídas, através da equação:

$$T_i = K_a \sigma_{v,i} S_{v,i} \tag{3.35a}$$

com

$$\sigma_{v,i} = \frac{R_i}{L_i - 2e_i} \tag{3.35b}$$

onde, K_a é o coeficiente de impulso activo, $\sigma_{v,i}$ é a tensão vertical que actua no nível de reforço i, determinada admitindo a distribuição de Meyerhof, $S_{v,i}$ é o espaçamento vertical entre reforços, R_i é a componente vertical da resultante que actua ao nível do reforço i, determinada tendo em consideração os coeficientes parciais de segurança apresentados no Quadro 3.1, L_i é o comprimento do reforço i e e_i é a excentricidade da resultante ao nível do reforço i.

Determinado o valor máximo do esforço de tracção que solicita o nível de reforço i, deve verificar-se a sua estabilidade, garantindo que:

$$T_i \leq \frac{T_d}{f_n} \tag{3.36}$$

onde, T_d é o valor de cálculo do esforço resistente à tracção do reforço e f_n é um coeficiente de importância função categoria da estrutura, isto é, das consequências associadas à sua rotura, e que assume o valor de 1,1 no caso de encontros, de estruturas que suportam directamente auto-estradas, de linhas principais de caminho de ferro, de estradas principais e de outras estruturas de importância semelhante, enquanto que, nos casos em que a rotura da estrutura origina danos de menor significado, este coeficiente é igual a 1,0.

A norma britânica refere ainda que deve garantir-se uma adequada aderência entre o reforço e o solo, isto é, deve ser assegurada a estabilidade em relação à rotura por arranque do reforço, garantindo que o perímetro do nível de reforço i, P_i, satisfaz a condição:

$$P_i \geq \frac{T_i}{\dfrac{\dfrac{C_i tg\phi'_p}{f_{ms}} l_{a,i}\left(f_{fs}\gamma h_i + f_f q\right)}{f_p f_n} + \dfrac{a' c' l_{a,i}}{f_{ms} f_p f_n}} \tag{3.37}$$

Na equação anterior, P_i é a largura total das superfícies superior e inferior do elemento de reforço, $l_{a,i}$ é o comprimento de arranque do nível de reforço i, isto é, o comprimento para além da superfície potencial de rotura (ver Figura 3.19b), C_i é coeficiente de interacção solo-reforço, q representa as cargas adicionais permanentes à superfície do terreno e f_{fs} e f_f são coeficientes parciais de segurança relativos ao peso próprio e às cargas adicionais para a mesma combinação de acções considerada no cálculo de T_i (f_f = 1,2 – combinação A e f_f = 1,0 combinações B e C).

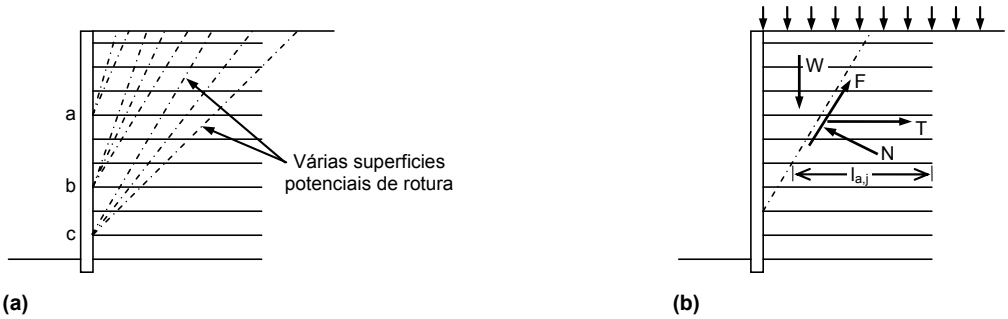


Figura 3.19 – Análise de estabilidade das cunhas potenciais de rotura: a) tipo de cunhas a considerar; b) forças a considerar no equilíbrio da cunha de rotura.

Deve ainda ser realizada uma análise de estabilidade de potenciais cunhas de rotura, tais como as esquematizadas na Figura 3.19. Para cada ponto típico a, b, c, etc., representado na Figura 3.19a, é seleccionada a cunha potencial de rotura a que corresponde o maior valor da força T para que se verifique o equilíbrio de forças (Figura 3.19b) e deve garantir-se que os níveis de reforços intersectados são capazes de absorver essa força. Caso o terrapleno seja horizontal e admitindo que existem apenas cargas distribuídas à superfície, sabe-se que a superfície de rotura que conduz ao valor máximo de T faz, com a horizontal, um ângulo igual a $45º+\phi'_p/2$.

Para cada cunha de rotura crítica (aquela a que corresponde o valor máximo de T) deve verificar-se que:

$$\sum_{i=1}^{m} T_i^{min} \geq T \tag{3.38a}$$

onde m representa o número de reforços intersectados e T_i^{min} é o menor valor entre o esforço resistente à tracção do reforço e seu esforço resistente ao arranque, isto é:

$$T_i^{min} = \min\left\{\frac{T_{d,i}}{f_n}; \frac{P_i l_{a,i}}{f_p f_n}\left(\frac{C_i tg\phi'_p}{f_{ms}}\left(f_{fs}\gamma h_i + f_f q\right) + \frac{a' c'}{f_{ms}}\right)\right\} \tag{3.38b}$$

3.3.2.4 Método de dimensionamento proposto por Jewell (1996)

Jewell (1996) propõe, para o dimensionamento de muros de solo reforçado com geossintéticos, o procedimento esquematizado na Figura 3.20. Este autor considera que deve

começar-se pelo dimensionamento interno com o objectivo de determinar o esforço resistente dos elementos de reforço e o seu espaçamento vertical, admitindo para o efeito um "comprimento adequado". Posteriormente, deve ser determinado o comprimento mínimo do reforço, considerando superfícies potenciais de rotura que envolvam o maciço reforçado e o solo suportado, a que o autor atribui a designação de equilíbrio global. Finalmente, deve proceder-se à análise de estabilidade externa efectuando verificações de segurança em relação ao deslizamento pela base, à capacidade resistente do solo de fundação e ao escorregamento global.

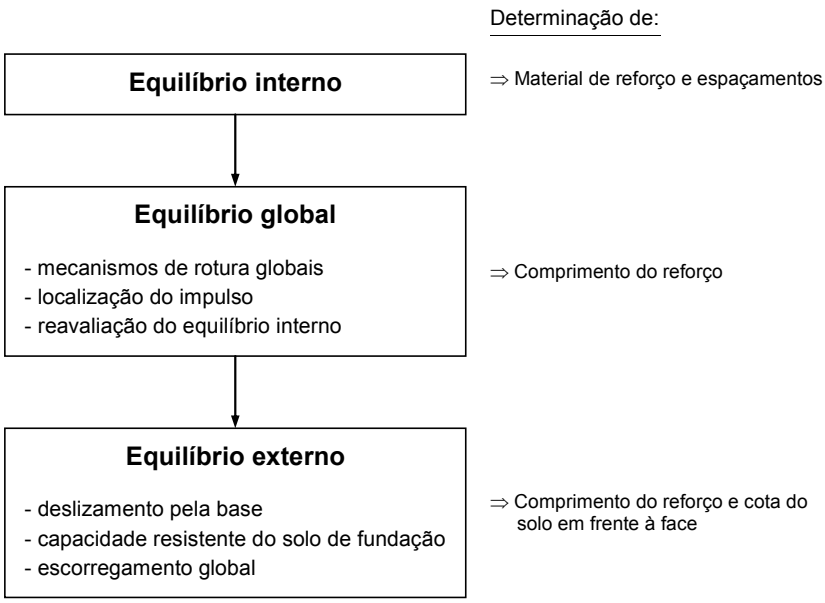


Figura 3.20 – Esquema do dimensionamento proposto por Jewell (1996).

No dimensionamento interno de um muro de face vertical e com terrapleno horizontal, Jewell (1996) refere que o mecanismo potencial de rotura corresponde, tal como o preconizado pela *FHWA*, pela *AASHTO* e pela *NCMA*, à superfície que passa na base da face do muro e faz um ângulo de $(45^o+\phi/2)$ com a horizontal. O equilíbrio interno do muro é assegurado adoptando reforços com o esforço resistente de cálculo, T_d, espaçamento vertical, S_v, e espaçamento horizontal entre reforços, caso estes não sejam contínuos, S_h, de tal forma que a tensão que o sistema de reforço é capaz de disponibilizar (tensão disponível), definida como:

$$\sigma_{disp} = \frac{T_d}{S_v S_h} \tag{3.39}$$

ultrapasse, para qualquer valor da profundidade, z, a tensão que lhe é exigida:

$$\sigma = K_a(\gamma z + q) \tag{3.40}$$

sendo, K_a o coeficiente de impulso activo, determinado de acordo com a Teoria de Rankine, γ o peso volúmico do solo e q a sobrecarga uniformemente distribuída à superfície do terreno. A metodologia é semelhante à que o autor apresenta para o caso dos taludes ou aterros reforçados com geossintéticos, sendo apenas distinta a designação e a determinação do coeficiente de impulso, K. Tal como nestas estruturas, para ter em consideração os efeitos da compactação, deve considerar-se à superfície uma tensão mínima de 15 kPa.

De acordo com o método de dimensionamento proposto por Jewell (1996), os reforços devem ter comprimento suficiente para assegurar a estabilidade em relação a mecanismos potenciais de rotura que envolvam o maciço reforçado e o solo suportado, tais como o esquematizado na Figura 3.21. Este autor considera mecanismos de rotura biplanar, em que a separação entre os blocos coincide com o plano vertical que limita a zona reforçada. Para determinar o comprimento mínimo dos reforços é necessário pesquisar o mecanismo de rotura mais desfavorável, fazendo variar o ângulo θ_1 representado na Figura 3.21, assegurando que a força disponibilizada pelos reforços intersectados ao longo da superfície OB, T_{disp}, é capaz de absorver o impulso que actua horizontalmente sobre o maciço suportado, P_s. Indicações mais detalhadas sobre a determinação destas forças podem encontrar-se em Jewell (1996), sendo, no entanto, necessário realizar a pesquisa de diversos mecanismos potenciais de rotura. Dada a complexidade de cálculo que estas análises podem acarretar, Jewell apresenta alguns resultados sob a forma de ábacos. Em relação à análise de estabilidade global, Jewell (1996) conclui ser necessário ainda impor o equilíbrio de momentos provocados pelas forças que solicitam o bloco reforçado para cada mecanismo potencial de rotura, isto é, para cada valor de θ_1. Deste equilíbrio de momentos resulta que no caso de muros com terrapleno horizontal, na ausência de sobrecargas e em que o material de aterro é idêntico ao solo suportado, o comprimento mínimo dos reforços pode determinar-se através da equação:

$$\left(\frac{L}{H}\right)_{min} = \sqrt{K_a} \tag{3.41}$$

onde K_a é o coeficiente de impulso activo. No caso mais geral, em que existem sobrecargas à superfície do terreno, o material de aterro tem peso volúmico γ e ângulo de atrito ϕ e o solo suportado é caracterizado pelo peso volúmico γ_r e ângulo de atrito ϕ_r, o comprimento mínimo do reforço pode estimar-se através da equação:

$$\left(\frac{L}{H}\right)_{min} = \sqrt{K_a \frac{\frac{\gamma_r}{\gamma} + 3\frac{q_2}{\gamma H}}{1 + \frac{q_1}{\gamma H}}} \tag{3.42}$$

sendo q_1 a sobrecarga existente à superfície do bloco reforçado e q_2 a sobrecarga à superfície do solo suportado (Figura 3.21). A situação mais desfavorável ocorre quando não existe sobrecarga à superfície do bloco reforçado ($q_1 = 0$), o que corresponde à hipótese habitual no dimensionamento.

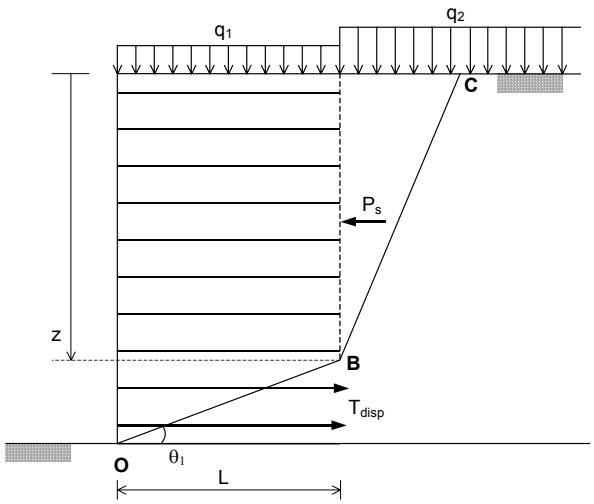


Figura 3.21 – Análise do equilíbrio global em muros de solo reforçado (adaptado de Jewell, 1996).

Em relação ao dimensionamento externo Jewell (1996) considera que devem ser efectuadas verificações em relação ao deslizamento pela base, à capacidade resistente do solo de fundação e ao escorregamento global (Figura 3.20). Para que a estabilidade em relação ao deslizamento pela base seja assegurada, Jewell (1996) considera que o comprimento mínimo dos reforços deve ser igual a:

$$\left(\frac{L}{H}\right)_{ds} = \frac{K_a}{C_{ds}\, tg\, \phi_d^*}\left(\frac{\gamma_r}{\gamma} + \frac{q_2}{\gamma H}\right) \tag{3.43}$$

onde, ϕ_d^* é o menor de entre o valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro e o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo de fundação e C_{ds} é o coeficiente de corte directo da interface solo de aterro-reforço ou reforço-solo de fundação. Caso a superfície do terreno em frente à face do muro se encontre a uma cota superior à da sua base (altura enterrada), deve desprezar-se a sua contribuição.

Para efeitos da verificação da segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação, deve considerar-se a largura efectiva do muro, B = L-2e. Deve garantir-se que o valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação, determinado de acordo com as teorias clássicas, seja superior ao valor da tensão vertical, considerada uniforme ao longo da largura efectiva, B, induzida pelo valor de cálculo da componente vertical da resultante.

No que se refere à verificação da segurança em relação ao escorregamento global, é sugerido o recurso aos métodos clássicos de análise de estabilidade.

3.3.2.5 Método "K-Rigidez" proposto por Allen *et al*. (2003)

A estimativa dos esforços e das deformações nos reforços é a chave para um adequado dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. As metodologias de dimensionamento correntes de estruturas de solo reforçado baseiam-se, como se referiu nos pontos anteriores, em métodos de equilíbrio limite. Contudo, tendo em conta o desempenho de estruturas monitorizadas, Allen *et al*. (2003) consideram que estes métodos são excessivamente conservativos para o dimensionamento interno de muros de solo reforçado com geossintéticos.

Em alternativa aos métodos baseados em teorias de equilíbrio limite, Allen *et al*. (2003) apresentaram um método que designaram como método "K-Rigidez" (*K-Stiffness Method*) que, segundo os autores, fornece melhores estimativas dos esforços instalados nos elementos de reforço, conduzindo a estruturas mais económicas.

Os factores que, segundo Allen *et al*. (2003), influenciam o valor do esforço máximo de tracção nos elementos de reforço são a altura do muro, H, acrescida de eventuais sobrecargas, a rigidez global e local do solo reforçado, a resistência ao movimento lateral resultante da rigidez dos elementos de face e das condições de apoio do seu "pé", a inclinação da face da estrutura, a resistência ao corte e comportamento tensão-deformação do solo (isto é, módulo de deformabilidade), o peso volúmico do solo e o espaçamento vertical entre os reforços. A contribuição destes factores na determinação do esforço máximo no nível de reforço, i, por unidade de comprimento do muro, pode determinar-se através da equação:

$$T_{max,i} = \frac{1}{2} K \gamma (H + S)\, S_{v,i} D_{tmax} \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \tag{3.44}$$

onde, K é o coeficiente de impulso de terras, γ é o peso volúmico do solo, H é a altura do muro, S é a altura de terras equivalente à sobrecarga uniforme, q (isto é, $S = q/\gamma$), $S_{v,i}$ é a área de influência do nível i (igual ao espaçamento vertical entre reforços na vizinhança de cada nível, quando as análises são efectuadas por unidade de comprimento do muro), D_{tmax} é um factor de distribuição de carga que modifica o esforço no reforço com base na sua localização em altura, Φ_g, Φ_{local}, Φ_{fs} e Φ_{fb} são factores que têm em consideração o efeito da rigidez global e local do reforço, o efeito da rigidez da face e o efeito da inclinação desta, respectivamente.

Para o coeficiente de impulso, K, considera-se o valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0, determinado utilizando a equação de Jaky:

$$K = K_0 = 1 - \operatorname{sen} \phi_{ps} \tag{3.45}$$

onde, ϕ_{ps} é o ângulo de atrito de pico em estado plano de deformação. Os autores chamam a atenção para o facto de a utilização de $K = K_0$ no método que propõem não implicar que existem condições de repouso no maciço reforçado, simplesmente K_0 é um parâmetro "familiar" que caracteriza o comportamento do solo.

O parâmetro empírico $D_{tmax} = T_{max}/T_{mxmx}$ (T_{max} representa o esforço máximo à profundidade z e T_{mxmx} o esforço máximo ao longo de toda a altura do muro) é utilizado na distribuição da força horizontal que solicita a estrutura, em função da profundidade a que se encontra cada nível de reforço. Este factor é expresso em função da profundidade normalizada relativamente ao topo do muro, (z+S)/(H+S), incluindo o efeito da sobrecarga, de acordo com o esquematizado na Figura 3.22.

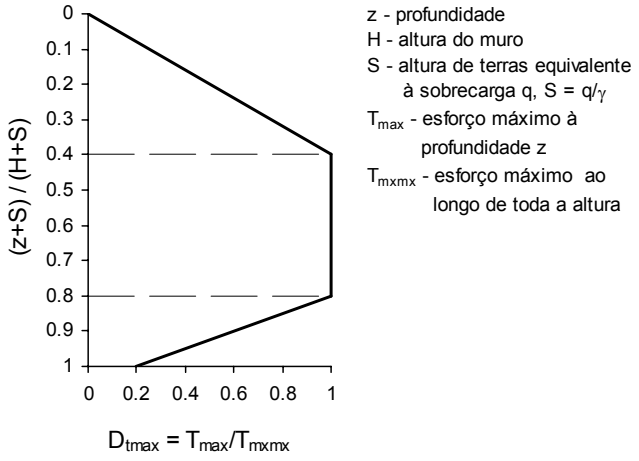


Figura 3.22 – Distribuição em altura do parâmetro D_{tmax} (Allen *et al.*, 2003).

O parâmetro Φ_g é o factor de rigidez global, que tem em conta a influência da rigidez e do espaçamento vertical entre reforços ao longo da altura do muro, e expressa-se através da fórmula geral:

$$\Phi_g = \alpha \left(\frac{S_{global}}{p_a} \right)^{\beta} \tag{3.46}$$

onde S_{global} é a rigidez global do reforço e α e β são coeficientes constantes. A adimensionalidade da expressão é conseguida dividindo a rigidez global do reforço pela pressão atmosférica, p_a. A rigidez global do reforço é calculada através de (Christopher *et al.*, 1990):

$$S_{global} = \frac{\sum_{i=1}^{n} J_i}{H} \tag{3.47}$$

sendo J_i a rigidez à tracção do nível de reforço i, expressa em unidades de força por unidade de comprimento, e H a altura do muro.

O parâmetro Φ_{local} é o factor de rigidez local e pretende ter em consideração o efeito da relação entre a rigidez do nível de reforço i e a rigidez média de todos os níveis de reforço. Os autores propõem a sua determinação através da equação:

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^{a} \tag{3.48}$$

sendo o coeficiente "a" considerado igual à unidade para muros de solo reforçado com geossintéticos e S_{local} a rigidez local para o nível de reforço, i, calculada pela relação:

$$S_{local} = \left(\frac{J}{S_v} \right)_i \tag{3.49}$$

A rigidez local é utilizada para quantificar simultaneamente a influência sobre o esforço, que se estabelece neste nível, da rigidez individual do reforço, J, e do espaçamento vertical, ou área de influência, entre os reforços, S_v.

O parâmetro Φ_{fs} é o factor de rigidez da face, que pretende incluir o efeito da rigidez deste elemento da estrutura no valor do esforço que se estabelecem nos reforços. Trabalhos de investigação anteriores, efectuados pelos mesmos autores, demonstraram que a rigidez da face e a restrição aos movimentos laterais existente na base do muro têm uma influência significativa nas forças absorvidas pelos reforços. Após efectuar retroanálises, utilizando estimativas de esforços obtidos através do registo de deformações em muros construídos à escala real, Allen *et al*. (2003) propõem a seguinte expressão empírica para estimar o valor de Φ_{fs}:

$$\Phi_{fs} = \eta (F_f)^{\kappa} \tag{3.50}$$

onde, η e κ são coeficientes, obtidos por regressão, e F_f é um parâmetro de rigidez normalizada do painel de face, definido pela equação:

$$F_f = \frac{1{,}5H^4}{ELe^3 \frac{h_{eff}}{H}} p_a \tag{3.51}$$

sendo H a altura do muro, E o módulo de elasticidade do painel de face, L o comprimento (ie, L = 1 m), e a espessura do painel de face e h_{eff} a altura equivalente do painel, que é 100% eficiente na transmissão de momentos flectores. Para painéis de face em blocos, h_{eff} = H, dado que este tipo de face apresenta uma elevada largura e os blocos encontram-se em compressão devido quer ao seu peso próprio, quer às forças descendentes que se estabelecem atrás do painel, logo transmitem momentos flectores através de toda a sua altura. Para muros com painéis de betão instalados incrementalmente (normalmente com espessuras reduzidas), h_{eff} considera-se igual à altura do

painel. Tendo efectuado análises de regressão, os autores consideram adequados os valores 0,5 e 0,14 para η e κ, respectivamente.

Para análises preliminares são recomendados valores de Φ_{fs} entre 0,35 e 0,50, para muros com face em blocos de elevada rigidez ou painéis contínuos de betão, entre 0,5 e 0,7, para painéis de betão instalados incrementalmente, e entre 0,7 e 1,0, para outros tipos de face, tais como geossintético dobrado, gabiões, entre outros (Bathurst *et al.*, 2005).

A influência da inclinação da face nos esforços máximos que se estabelecem nos reforços é considerada através da expressão empírica para o factor de inclinação da face, Φ_{fb}, expresso por:

$$\Phi_{fb} = \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^{d} \tag{3.52}$$

onde K_{abh} é a componente horizontal do coeficiente de impulso activo, tendo em consideração a inclinação da face, determinado utilizando a Teoria de Coulomb, K_{avh} é a componente horizontal do coeficiente de impulso activo, considerando o muro com face vertical, e d é um coeficiente de valor constante. A expressão anterior conduz a que, quando o painel de face se aproxima da vertical, o factor Φ_{fb} tenda para a unidade. O valor de d = 0,25 fornece os melhores resultados tendo em consideração os valores dos esforços máximos que os autores tinham disponíveis para comparação e, como tal, recomendam a sua utilização.

3.3.2.6 Outros métodos propostos

Encontram-se na bibliografia diversas propostas para métodos de dimensionamento interno de muros de solo reforçado com geossintéticos. Sendo impraticável referi-los na sua totalidade, optou-se por fazer uma breve referência aos que surgem com maior frequência.

Claybourn & Wu (1993) apresentam uma comparação entre seis métodos baseados em considerações de equilíbrio limite, distinguindo-se quanto à distribuição de tensões horizontais, às superfícies potenciais de rotura, aos coeficientes de segurança e à inclinação do reforço na intersecção com a superfície potencial de rotura. A título exemplificativo apresenta-se na Figura 3.23 as distribuições de tensões horizontais de quatro dos métodos analisados por estes autores. Estes quatro métodos (Steward *et al.*, 1977; Brooms, 1978; Collin, 1986; Bonaparte *et al.*, 1987) baseiam-se no equilíbrio de forças, isto é, o impulso resultante das pressões de terras deve ser absorvido pelos elementos de reforço. Todos eles assumem como superfície potencial de rotura, a superfície de Rankine, considerando os reforços que se estendem para além desta superfície como elementos de ancoragem da cunha de rotura ("*tied-back wedge methods*").

A análise comparativa apresentada por Claybourn & Wu (1993) contempla ainda dois outros métodos propostos por Leshchinsky & Perry (1987) e Schmertmann *et al.* (1987), que recorrem a abordagens semelhantes às análises de estabilidade de taludes, introduzindo modificações para incluir o efeito dos reforços, e que se distinguem quanto às hipóteses formuladas em termos da inclinação dos reforços na intersecção com a superfície potencial de rotura. O segundo dos métodos referidos será apresentado posteriormente neste capítulo.

Claybourn & Wu (1993) comparam muros dimensionados de acordo com os diversos métodos que apresentam e obtêm uma grande variabilidade de resultados. Por exemplo, para um muro com 9,1 m de altura, utilizando reforços com esforço resistente à tracção máximo de 52,6 kN/m, a

secção de reforço necessária, por metro de comprimento do muro, varia entre 77 m^2/m e 957 m^2/m.

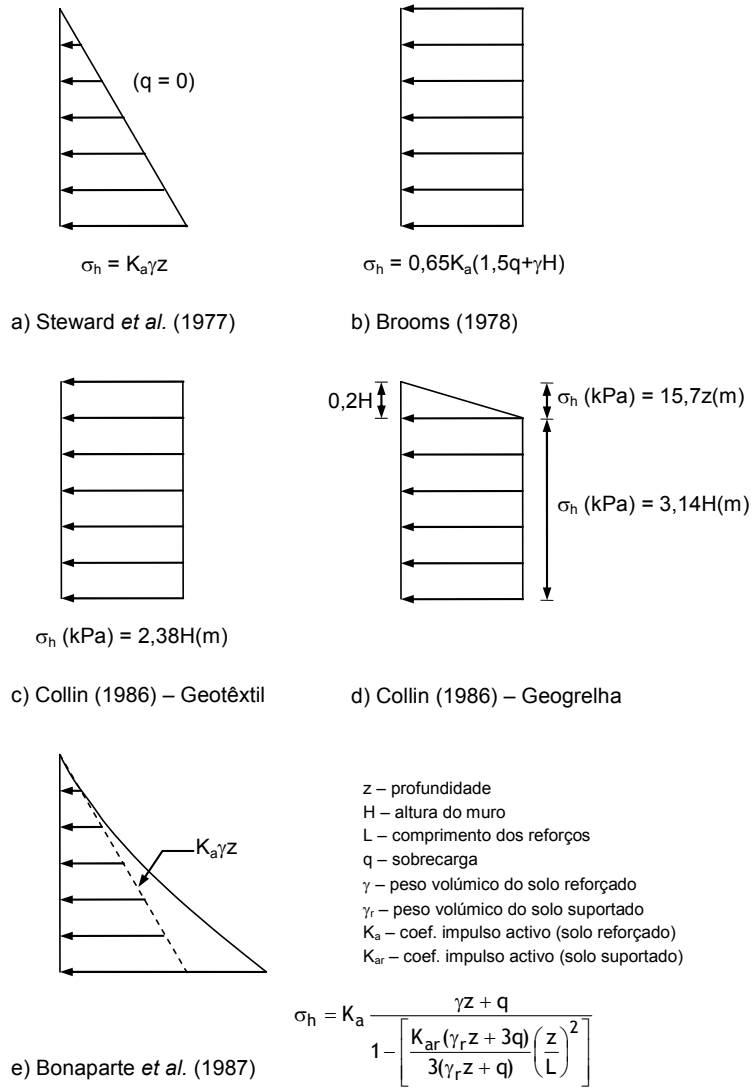


Figura 3.23 – Distribuição de pressões de terras em alguns métodos propostos para o dimensionamento interno (adaptado de Claybourn & Wu, 1993).

Sawicki & Lesniewska (1991) apresentam uma proposta de um método de dimensionamento baseado em análises de plasticidade. Nesse método, o solo reforçado é considerado como uma material macroscopicamente homogéneo e anisotrópico, cujo comportamento depende das propriedades mecânicas dos dois materiais (solo e reforço) e da interacção entre eles. Estes autores propõem uma condição de cedência para o material "solo reforçado", assumindo uma lei de fluxo associado. Com recurso a este critério de cedência resolvem-se as equações de equilíbrio para uma dada geometria com as respectivas condições de fronteira.

Aparecem ainda na bibliografia alguns métodos de dimensionamento baseados na compatibilidade de deformações entre o solo e o reforço (Gourc *et al.*, 1986; Jewell & Milligan, 1989; Juran *et al.*, 1990), mas cuja aplicação se reveste de alguma complexidade.

3.3.3 Dimensionamento considerando o efeito de acções sísmicas

3.3.3.1 Generalidades

O primeiro método analítico desenvolvido para o cálculo das forças induzidas por uma solicitação sísmica sobre as estruturas de suporte de terras foi proposto, em 1924, por Sabro Okabe (Okabe, 1924). Desde então, surgiram alguns desenvolvimentos desta teoria original, passando a receber a designação de método de Mononobe-Okabe, e sendo amplamente utilizada no dimensionamento sísmico de estruturas de suporte. Com o aparecimento dos geossintéticos e a sua utilização nos muros de solo reforçado, é natural que a utilização dos métodos de dimensionamento sísmico, habitualmente utilizados noutros tipos de estruturas de suporte, tenha sido alargada aos sistemas de solo reforçado.

As metodologias de análise sísmica (analíticas e numéricas) de estruturas de suporte em geral podem dividir-se em quatro categorias: os métodos pseudo-estáticos; os métodos pseudo-dinâmicos; os métodos de deslocamentos ou de deformações admissíveis e as análises dinâmicas de elementos finitos ou de diferenças finitas.

Os métodos pseudo-estáticos resultam de extensões dos métodos de equilíbrio limite, considerando a acção sísmica através do efeito de forças de inércia e impondo que o sistema de forças obedeça às equações de equilíbrio. Como a generalidade dos métodos de equilíbrio limite, os métodos pseudo-estáticos não permitem determinar explicitamente as deformações das estruturas. No caso dos muros de solo reforçado com geossintéticos em particular, esta é uma lacuna muito importante, dado que nestas estruturas a rotura pode manifestar-se através de deformações excessivas, sem que ocorra o colapso estrutural propriamente dito. Assim, a previsão dos deslocamentos permanentes numa estrutura de solo reforçado, devido a eventuais solicitações sísmicas é de extrema importância, sendo o recurso aos métodos de deslocamentos ou aos métodos numéricos alternativas para a sua realização.

A quarta categoria de métodos de análise sísmica (os métodos de elementos finitos ou de diferenças finitas) é provavelmente uma das mais potentes metodologias para compreender o comportamento das obras de aterro sob acções sísmicas. Contudo, estas análises requerem uma adequada quantificação dos parâmetros do solo, o que nem sempre se consegue obter.

Apesar da utilização crescente dos métodos numéricos, partilha-se da opinião de Nova-Roessig (1999) que refere que, desde o aparecimento, há cerca de 35 anos, do conceito de solo reforçado que o dimensionamento sísmico das estruturas de solo reforçado permanece essencialmente o mesmo, isto é, pseudo-estático.

Nos pontos que se seguem descrevem-se alguns métodos de análise e dimensionamento que se enquadram nas três primeiras categorias. A referência à utilização dos métodos dinâmicos de elementos finitos ou de diferenças finitas é objecto de um capítulo separado deste trabalho.

3.3.3.2 Métodos pseudo-estáticos

3.3.3.2.1 Método de Mononobe-Okabe para o cálculo do impulso activo sísmico

Como se referiu anteriormente, a primeira teoria que surgiu para o dimensionamento de estruturas de suporte submetidas a acções sísmicas, resultou dos trabalhos de Okabe (1924) e de Mononobe & Matsuo (1929) e constitui uma extensão do método clássico de Coulomb. Esta teoria tem por base as seguintes hipóteses:

- o maciço é constituído por um solo não saturado, não coesivo e homogéneo;

- a estrutura de suporte sofre deslocamentos suficientes para mobilizar na sua totalidade a resistência ao corte ao longo da superfície potencial de escorregamento;

- a superfície potencial de escorregamento é plana e passa pela base da estrutura;

- a dimensão da estrutura permite desprezar os efeitos tridimensionais;

- durante um sismo, a cunha de terras suportadas comporta-se como um corpo rígido; assim, pode substituir-se a acção sísmica por forças de inércia aplicadas no seu centro de gravidade.

De acordo com este método, o impulso activo exercido pelo aterro sobre a estrutura de suporte, P_{ae}, pode ser calculado através da equação:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v) K_{ae} \gamma H^2 \tag{3.53}$$

onde γ é o peso volúmico do solo, H é a altura do muro, K_{ae} é o coeficiente de impulso activo em condições sísmicas e k_v é o coeficiente sísmico vertical. O coeficiente de impulso activo K_{ae} determina-se, segundo a teoria referida, pela equação:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi + \omega - \theta) / \left[\cos\theta \cos^2\omega \cos(\delta - \omega + \theta)\right]}{\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \omega + \theta)\cos(\omega + \beta)}}\right]^2} \tag{3.54}$$

sendo, ϕ o valor de pico do ângulo de atrito do solo, ω o ângulo da face com a vertical (positivo no sentido dos ponteiros do relógio a partir da vertical), δ o ângulo de atrito mobilizado na interface entre o solo e a face (ou atrás da zona de solo reforçado), β o ângulo do terrapleno com a horizontal e θ o ângulo sísmico das forças de inércia, dado por:

$$\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \tag{3.55}$$

sendo, k_h e k_v são os coeficientes sísmicos horizontal e vertical, respectivamente.

De acordo com a teoria de Mononobe-Okabe, para, fisicamente, o equilíbrio ser possível, deve verificar-se:

$$\phi - \beta - \theta \geq 0 \tag{3.56}$$

ou seja, tendo em atenção que θ depende do valor dos coeficientes sísmicos, existe um limite para a aceleração a que um dado maciço pode estar submetido. Assim, substituindo a Equação (3.55) na Inequação (3.56), obtém-se:

$$k_h \leq (1 \pm k_v)\operatorname{tg}(\phi - \beta) \tag{3.57}$$

o que significa que existe um valor do coeficiente sísmico horizontal que, para um dado maciço, não pode ser ultrapassado. Esse valor designa-se como aceleração horizontal crítica.

Seed & Whitman (1970) propõem que se decomponha o impulso activo sísmico em duas componentes: impulso activo em condições estáticas, P_a, e incremento de impulso sísmico, ΔP_{ae}. Assim:

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \tag{3.58}$$

ou, em termos de coeficientes de impulso:

$$(1 \pm k_v) K_{ae} = K_a + \Delta K_{ae} \tag{3.59}$$

onde, K_a representa o coeficiente de impulso activo em condições estáticas.

A superfície que limita a cunha de impulso activo, representada na Figura 3.11 para o caso das solicitações estáticas, diminui a sua inclinação quando a estrutura é solicitada por acções sísmicas, ou seja, a cunha de impulso activo não é a mesma para as duas condições de carregamento. A inclinação com a horizontal da cunha de impulso activo, quando existem solicitações sísmicas, pode determinar-se através da equação:

$$\begin{aligned}
&\alpha_{ae} = \phi - \theta + \text{arctg}\left[\frac{-A + D}{E}\right] \\
&A = \text{tg}(\phi - \theta - \beta) \\
&D = \sqrt{A(A+B)(BC+1)} \\
&E = 1 + [C(A+B)] \\
&B = 1/\text{tg}(\phi - \theta + \omega) \\
&C = \text{tg}(\delta + \theta - \omega)
\end{aligned} \tag{3.60}$$

Com a introdução dos geossintéticos como elementos de reforço, os métodos de dimensionamento sísmico das estruturas de suporte ditas convencionais (não reforçadas), como por exemplo o método de Mononobe-Okabe, foram alargados aos sistemas de solo reforçado.

3.3.3.2.2 Distribuição das pressões de terras

O conhecimento das pressões de terras que solicitam um muro de solo reforçado e a forma como se distribuem em altura é necessário quer para o dimensionamento interno e externo, quer para a análise da estabilidade da face. Como se referiu no ponto anterior, Seed & Whitman (1970) propõem a decomposição do impulso activo sísmico em duas componentes - o impulso activo em condições estáticas e o incremento de impulso sísmico - e sugerem que se considere que o impulso incremental actua a 0,6H. Com base em resultados de ensaios em modelo reduzido, Prakash (1981) sugere que o incremento de impulso sísmico se considere a 0,55H e a 0,45H em relação à base, em estruturas de suporte flexíveis e em estruturas rígidas, respectivamente.

Mais recentemente e concretamente para o caso de muros de solo reforçado com face em blocos, Bathurst & Cai (1995) propuseram a distribuição de pressões activas sísmicas ilustrada na Figura 3.24. Estes autores consideram que o ponto de aplicação do impulso activo incremental, ΔP_{ae}, proposto por Seed & Whitman (1970) para estruturas de suporte tipo gravidade é também adequado para o caso dos muros de solo reforçado. Desta forma, o parâmetro η, esquematizado na Figura 3.24b, assume o valor de 0,6. O ponto de aplicação do impulso activo sísmico depende, segundo os autores, da inclinação da face, ω, do ângulo de atrito na interface face-aterro, δ, e

embora com menor significado, da componente vertical da aceleração sísmica, localizando-se o parâmetro m, representado na Figura 3.24c, no intervalo 1/3 ≤ m ≤0,6.

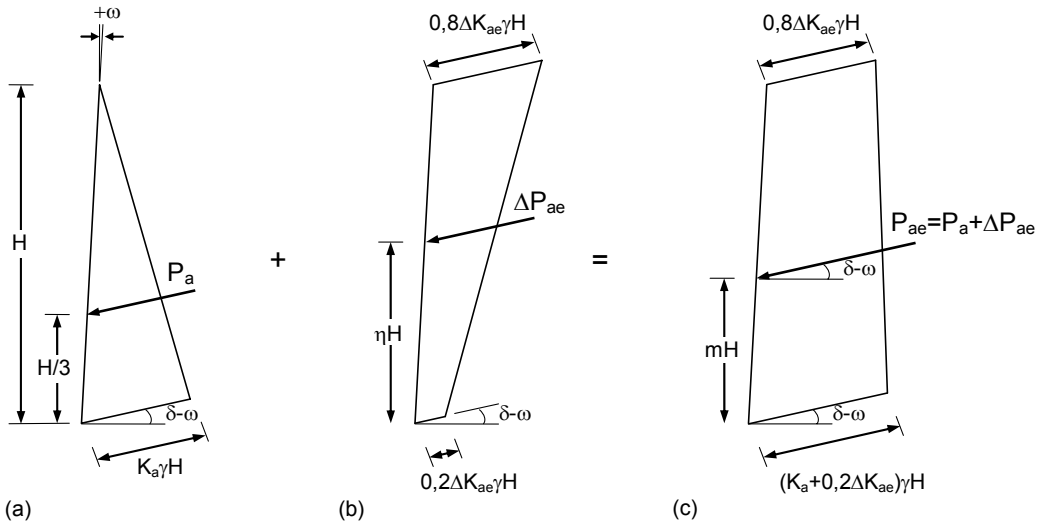


Figura 3.24 - Distribuição das pressões de terras em condições sísmicas proposta por Bathurst & Cai (1995): a) componente estática; b) incremento dinâmico; c) distribuição total de pressões.

A distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) é aplicável às análises de estabilidade externa, estabilidade interna e estabilidade da face de muros reforçados com face em blocos, podendo, por simplicidade de cálculo e seguindo as indicações de Bathurst (1998) - NCMA, considerar-se apenas a componente horizontal do impulso activo sísmico, isto é, $P_{ae}\cos(\delta-\omega)$.

3.3.3.2.3 Coeficientes sísmicos horizontal e vertical

Encontram-se na bibliografia algumas propostas para a determinação do coeficiente sísmico horizontal, k_h, em função do valor máximo da aceleração sísmica horizontal, a_h. Bonaparte *et al*. (1986) estimam o coeficiente sísmico horizontal através da equação:

$$k_h = 0{,}85\frac{a_h}{g} \tag{3.61}$$

com o objectivo de obter gráficos de dimensionamento de taludes reforçados com geossintéticos submetidos a acções sísmicas.

Com base no bom desempenho das estruturas de solo reforçado durante o sismo de Kobe, Tatsuoka *et al*. (1998) sugerem que, no dimensionamento de muros de solo reforçado com painel de face rígido e contínuo, se considere o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,3.

A FHWA (2001) sugere que para a determinação de k_h se utilize a equação:

$$k_h = \left(1{,}45 - \frac{a_h}{g}\right)\frac{a_h}{g} \tag{3.62}$$

proposta por Segrestin & Bastick (1988) com base em análise de elementos finitos.

As especificações contidas na AASHTO (1996) relativas a pontes rodoviárias, permitem que se utilize no cálculo do coeficiente de impulso activo sísmico, com recurso à Teoria de Mononobe-

Okabe, um valor reduzido do coeficiente sísmico horizontal, k_h. O valor de k_h a utilizar no dimensionamento de estruturas tipo gravidade pode considerar-se como:

$$k_h = 0{,}5\frac{a_h}{g} \tag{3.63}$$

desde que sejam aceitáveis deslocamentos superiores a $250a_h$ (mm). Para muros reforçados com geossintéticos, é sugerido que o valor reduzido de k_h seja determinado pela equação:

$$k_{h,red} = 1{,}66k_h\left(\frac{k_h}{d}\right)^{0{,}25} \tag{3.64}$$

em que k_h é o coeficiente sísmico horizontal determinado pela Equação (3.62) e d é o deslocamento lateral admissível, em milímetros. Note-se que a Expressão (3.64) não deve ser utilizada para valores do deslocamento inferiores a 25 mm ou superiores a 200 mm. É ainda recomendado que o valor reduzido do coeficiente sísmico horizontal seja utilizado apenas nas análises de estabilidade externa. Segundo o mesmo documento, nas zonas sismicamente activas, os muros de solo reforçado são, em geral, dimensionados para coeficientes sísmicos horizontais correspondentes a 50-100 mm de deslocamento. Contudo, o valor da deformação que se pode considerar tolerável depende da natureza da estrutura, do que ela suporta e do que se encontra à sua frente. Esta redução no valor do coeficiente sísmico horizontal não deve ser utilizada em muros com geometrias complexas ou com alturas superiores a 15 m, nem em muros onde se admita que a aceleração do solo seja igual ou superior a 0,3g.

Na Figura 3.25 comparam-se os valores do coeficiente sísmico horizontal em função da aceleração horizontal máxima normalizada, a_h/g, obtidos de acordo com as diversas propostas referidas. A equação proposta por Bonaparte *et al.* (1986) conduz a valores do coeficiente sísmico horizontal inferiores ao valor máximo da aceleração sísmica, contudo análises numéricas e trabalhos experimentais realizados por alguns autores (Segrestin & Bastick, 1988; Cai & Bathurst, 1995; Koseki *et al.*, 1998; Matsuo *et al.*, 1998; Bathurst & Hatami, 1998) mostram que a aceleração média da massa de solo reforçado pode ser igual ou superior ao valor máximo da aceleração horizontal, dependendo de diversos factores tais como: o valor da aceleração de pico, a frequência predominante, a duração da solicitação, a altura do muro e a rigidez da massa de solo reforçado.

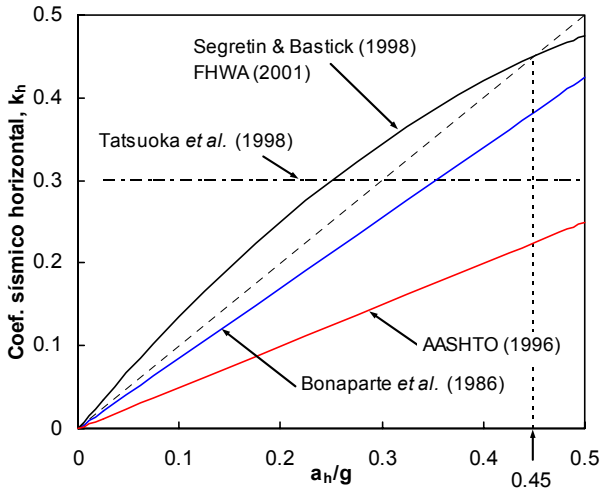


Figura 3.25 – Coeficiente sísmico horizontal em função da aceleração horizontal máxima normalizada, de acordo com diversas propostas.

A expressão proposta por Segrestin & Bastick (1988), e recomendada pela FHWA (2001), conduz a valores do coeficiente sísmico horizontal superiores à aceleração horizontal máxima para valores de a_h/g inferiores a 0,45, invertendo-se esta tendência para valores superiores. Esta expressão deve ser utilizada com algumas precauções, atendendo a que resulta de análises de elementos finitos relativas a estruturas de solo reforçado com inclusões metálicas.

A generalidade dos métodos pseudo-estáticos considera os dois coeficientes sísmicos, horizontal e vertical. A escolha do valor positivo ou negativo do coeficiente sísmico vertical, k_v, influencia o valor da componente dinâmica das pressões de terras. Alguns trabalhos, relativos à aplicação de métodos pseudo-estáticos a estruturas de suporte tipo gravidade, consideram apenas a actuação do coeficiente sísmico vertical dirigido para cima. Porém, devem sempre ser analisadas as duas situações relativas a k_v para se ter a garantia que é considerada a situação crítica.

Calculando o impulso activo sísmico através da Equação (3.53) em muros com terrapleno horizontal e material de aterro com ângulo de atrito de 51°, fazendo variar o coeficiente sísmico vertical entre $-2/3k_h$ e $+2/3k_h$, El-Emam (2003) conclui que, para valores do coeficiente sísmico horizontal $k_h < 0,35$, o valor de P_{ae}, quando $k_v = \pm 2/3k_h$, é apenas ±7% do valor obtido considerando $k_v = 0$. Desta forma, este autor considera que admitir $k_v = 0$ é uma simplificação razoável, particularmente para valores de k_h compreendidos no intervalo $0 < k_h < 0,35$. Bathurst & Cai (1995) analisando estruturas com inclinação da face e ângulo de atrito do material de aterro diferentes, concluem de igual forma que, para $k_h < 0,35$, a consideração do coeficiente sísmico vertical não tem um efeito muito significativo sobre o valor do impulso activo sísmico.

Ling & Leshchinsky (1998) apresentam um estudo paramétrico envolvendo o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com 5 m de altura, inclinação de face de 60° e 90°, material de aterro com ângulo de atrito entre 20° e 45°, fazendo variar a relação entre os coeficientes sísmicos vertical e horizontal, e concluem que, para valores de k_h inferiores a 0,2, o efeito da consideração do coeficiente sísmico vertical é pouco significativo sobre o nível de reforço necessário. Porém, para valores de k_h superiores a esse valor, o efeito do coeficiente sísmico vertical tem grande significado na resistência exigida aos reforços, verificando-se ainda que o efeito de k_v tende a decrescer com o aumento do ângulo de atrito do solo.

Considerar o coeficiente sísmico vertical não nulo ($k_v \neq 0$) implica admitir que os valores de pico da aceleração vertical e horizontal ocorrem simultaneamente. A hipótese de que os valores máximos da aceleração horizontal e vertical não ocorrem simultaneamente é preconizada por diversas entidades nomeadamente, FHWA (2001), AASHTO (1994) e JRTRI (1999). Seed & Whitman (1970) referem que a consideração do coeficiente sísmico vertical nulo é uma hipótese razoável para o dimensionamento sísmico com recurso a métodos pseudo-estáticos de estruturas tipo gravidade.

3.3.3.2.4 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001)

Como já se referiu, durante a ocorrência de um sismo o aterro suportado exerce sobre o muro para além do impulso activo (estático) um impulso dinâmico. Adicionalmente, a massa de solo reforçado é também solicitada por forças de inércia. Para a análise de estabilidade externa, o cálculo da força de inércia horizontal, P_{IR}, deve ser efectuado, segundo a *FHWA*, utilizando uma largura reduzida do muro que, no caso do terrapleno ser horizontal, será igual a 0,5H (Figura 3.26a). Sendo o terrapleno horizontal, a força de inércia horizontal, P_{IR}, que solicita o maciço reforçado será então dada por:

$$P_{IR} = 0{,}5k_h\gamma H^2 \tag{3.65}$$

onde k_h é o valor do coeficiente sísmico horizontal.

Nas estruturas em que o terrapleno é inclinado (Figura 3.26b), a força de inércia, P_{IR}, e o impulso activo sísmico, P_{ae}, devem ser determinados com base numa altura do muro, H_2, dada por:

$$H_2 = H + \frac{\text{tg}\,\beta \times 0{,}5H}{(1 - 0{,}5\text{tg}\,\beta)} \tag{3.66}$$

resultando desta forma:

$$P_{IR} = 0{,}5k_h\gamma\, H_2 H + 0{,}125k_h\gamma\, H_2^2 \text{tg}\,\beta \tag{3.67}$$

De salientar que de acordo com o representado na Figura 3.26, a *FHWA* considera, embora não seja apresentada uma justificação teórica para tal, que o ângulo de atrito na interface entre o solo reforçado e o solo suportado é igual ao ângulo de inclinação do terrapleno.

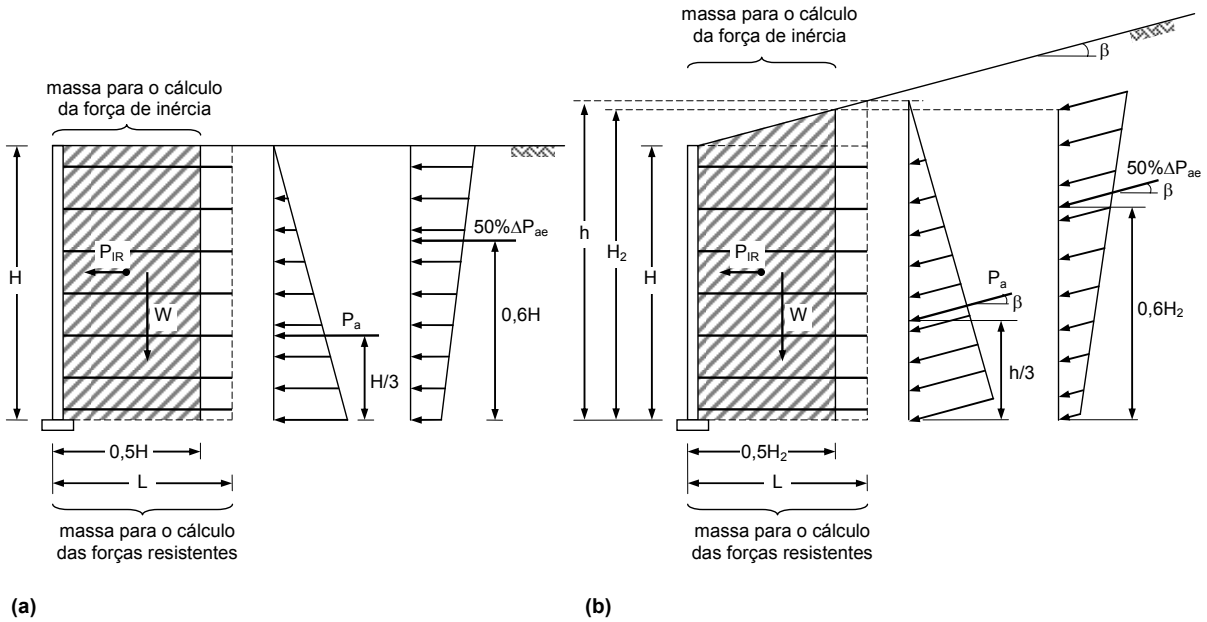


Figura 3.26 – Distribuição de pressões para análise da estabilidade externa em condições sísmicas (adaptado de FHWA, 2001): a) terrapleno horizontal; b) terrapleno inclinado.

Para a análise de estabilidade externa em condições sísmicas, a FHWA (2001) sugere que se adopte o seguinte procedimento:

i) definir o valor máximo da aceleração do solo, a_h, com base no sismo máximo de projecto;

ii) calcular o coeficiente sísmico horizontal, de acordo com a Equação (3.62);

iii) calcular a força de inércia horizontal, P_{IR}, através da Equação (3.65), caso o terrapleno seja horizontal, ou através da Equação (3.67), quando o terrapleno é inclinado;

iv) calcular o incremento do impulso activo sísmico, ΔP_{ae}, com recurso à teoria de Mononobe-Okabe;

v) adicionar às forças que solicitam a estrutura em condições estáticas, 50% do valor do incremento de impulso activo sísmico, ΔP_{ae}, e a totalidade do valor da força de inércia, P_{IR}, (Figura 3.26);

vi) avaliar os coeficientes de segurança em relação ao deslizamento pela base, ao derrubamento e à capacidade resistente do solo de fundação e garantir que os seus valores são iguais ou superiores a 75% do valor mínimo exigido para condições estáticas.

A justificação para o facto de ser proposta a redução do incremento do impulso activo sísmico, ΔP_{ae}, para 50% do seu valor máximo, prende-se com o facto de ser pouco provável que a força de inércia, P_{IR}, e o impulso activo sísmico, P_{ae}, atinjam simultaneamente os seus valores máximos. Por outro lado, quando se recorre à Teoria de Mononobe-Okabe, para a determinação do impulso activo sísmico, utilizando o coeficiente sísmico horizontal determinado pela Equação (3.62), está a admitir-se que não são permitidos quaisquer deslocamentos laterais do muro (FHWA, 2001). Esta hipótese pode, segundo o mesmo documento, dar origem a dimensionamentos excessivamente conservativos. No sentido de obter estruturas mais económicas, a *FHWA* considera que é razoável admitir-se a ocorrência de um determinado deslocamento que possa considerar-se tolerável.

Na análise de estabilidade interna em condições sísmicas, tal como acontece no dimensionamento externo, deve considerar-se o efeito das forças de inércia adicionais. Desta forma, considera-se que a cunha potencial de rotura considerada no dimensionamento interno, representada na Figura 3.11 para as análises em condições estáticas, é também solicitada por uma força de inércia horizontal, P_I. Segundo as recomendações publicadas pela FHWA (2001), na análise de estabilidade interna assume-se que a localização e inclinação da superfície que contém as secções do reforço onde se estabelece o esforço máximo não se altera devido ao carregamento sísmico.

Para o dimensionamento interno de muros de solo reforçado com geossintéticos quando solicitados por acções sísmicas, a *FHWA* propõe que se proceda como se descreve na sequência.

i) Calcular a força de inércia horizontal que solicita a cunha potencial de rotura, P_I, obtida pelo produto entre o coeficiente sísmico horizontal, k_h, determinado de acordo com a Equação (3.62) e o peso da cunha W_A (Figuras 3.11 e 3.27):

$$P_I = k_h W_A \tag{3.68}$$

ii) Calcular o valor máximo da força de tracção, por metro de comprimento do muro, do reforço i, $T_{max,i}$, para condições estáticas, através da Equação (3.10).

iii) Calcular o incremento sísmico do esforço de tracção em cada nível de reforço, i, $\Delta T_{din,i}$, induzido pela força de inércia, P_I. Nesta determinação, a força de inércia, P_I, é distribuída pelos diferentes reforços proporcionalmente à sua "área resistente", isto é, para o nível de reforço i, o incremento dinâmico de esforço é dado por:

$$\Delta T_{din,i} = P_I \frac{l_{a,i}}{\sum_{j=1}^{n} l_{a,j}} \tag{3.69}$$

sendo a "área resistente" igual ao comprimento de arranque de reforço i, $l_{a,i}$, dividido pelo somatório dos comprimentos de arranque de todos os níveis de reforço.

iv) Determinar a força de tracção máxima, em cada nível de reforço, pela soma das duas componentes anteriores, isto é:

$$T_{total,i} = T_{max,i} + \Delta T_{din,i} \tag{3.70}$$

v) Verificar a segurança em relação à rotura por falta de resistência dos reforços, para coeficientes de segurança iguais a 75% do valor mínimo exigido em condições estáticas. No documento publicado pela *FHWA* é sugerido que no caso dos geossintéticos, a segurança seja verificada separadamente para as duas componentes da equação anterior. Para a componente estática do esforço máximo em cada nível de reforço, i, deve garantir-se que:

$$T_{max,i} \leq \frac{T^{e}_{ult,i}\, r_c}{0{,}75 \times RF \times FS} \tag{3.71}$$

Tendo em consideração que a acção sísmica é aplicada por um curto período de tempo, a verificação de segurança para o incremento sísmico, $\Delta T_{din,i}$, deve ser efectuada sem considerar a redução devida à fluência, ou seja:

$$\Delta T_{din,i} \leq \frac{T^{din}_{ult,i}\, r_c}{0{,}75 \times FS \times RF_D \times RF_{ID}} \tag{3.72}$$

Nas duas inequações anteriores, RF é o produto de todos os coeficientes parciais de segurança (factores de redução) a aplicar sobre o esforço resistente máximo do reforço, RF_D é o coeficiente parcial de segurança em relação à durabilidade e RF_{ID} é o coeficiente parcial de segurança relativo à danificação durante a instalação. Assim, o esforço resistente total exigido ao nível de reforço i, $T_{ult,i}$, resulta da soma das duas componentes, isto é:

$$T_{ult,i} = T^{e}_{ult,i} + T^{din}_{ult,i} \tag{3.73}$$

em que, $T^{e}_{ult,i}$ é o esforço resistente, por unidade de comprimento do muro, necessário para absorver a componente estática do carregamento, e $T^{din}_{ult,i}$ é o esforço resistente, por unidade de comprimento do muro, necessário para resistir à acção dinâmica.

vi) Verificar a segurança em relação à rotura por arranque, reduzindo o coeficiente de resistência ao arranque, F^{*}, e o coeficiente de segurança em relação à rotura por arranque, FS_a, em condições sísmicas, para 80% e 75% do seu valor em condições estáticas, respectivamente. Ou seja, deve assegurar-se que:

$$T_{total,i} \leq \frac{2 \times (0{,}8F^{*})\, \gamma z_i\; l_{a,i}\, r_c \kappa}{0{,}75 FS_a} \tag{3.74}$$

O cálculo do incremento dinâmico do esforço de tracção, $\Delta T_{din,i}$, através da Equação (3.69) é equivalente, no caso em que todos os reforços apresentam o mesmo comprimento, a considerar na análise de estabilidade interna a distribuição de pressões dinâmicas representada na Figura 3.27. Contudo, a distribuição de pressões dinâmicas considerada na análise de estabilidade externa pelo mesmo documento, apresenta a tendência inversa (ver Figura 3.26) o que representa alguma incoerência. A este propósito, note-se que o método recomendado pela FHWA (2001) para a análise da estabilidade interna em condições sísmicas foi desenvolvido para o caso de reforços rígidos (metálicos). No entanto, o documento refere que esta metodologia também é aplicável a reforços mais deformáveis, como é o caso dos geossintéticos.

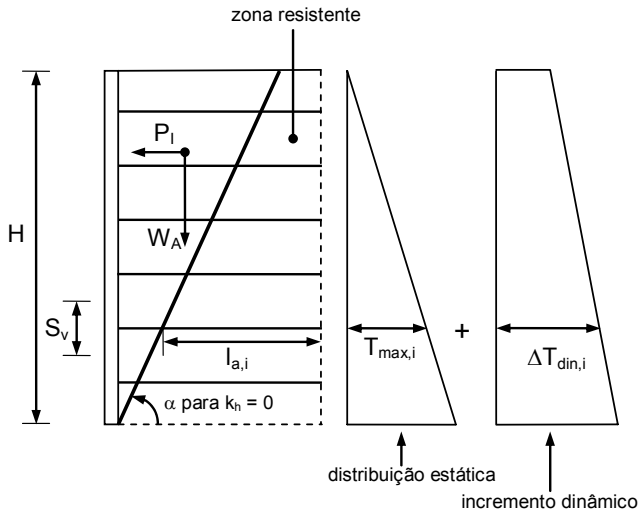


Figura 3.27 – Cálculo do esforço máximo de tracção em cada nível de reforço e correspondente distribuição de pressões de acordo FHWA (2001).

3.3.3.2.5 Método de dimensionamento proposto pela *NCMA*

O método de dimensionamento para condições sísmicas proposto pela *NCMA* (Bathrust, 1998) é aplicável a muros convencionais (tipo gravidade) e de solo reforçado com geossintéticos com face em blocos, assentes em fundação competente. O método só é aplicável a situações em que a componente horizontal da aceleração sísmica é inferior a 0,4g e despreza a componente vertical da aceleração.

As análises de estabilidade externa de muros reforçados com geossintéticos são semelhantes, tal como já se referiu em pontos anteriores, às efectuadas para as estruturas de suporte tipo gravidade, considerando-se como "massa gravítica" a massa de solo reforçado. No caso particular dos muros de solo reforçado com face em blocos, a *NCMA* considera que nessa "massa gravítica" devem ser incluídos os elementos de face, que, no caso de estruturas de reduzida altura, representam uma parcela importante, e as forças de inércia adicionais correspondentes, originadas pela solicitação sísmica.

Para efeito da análise de estabilidade externa (deslizamento pela base, derrubamento ou capacidade resistente do solo de fundação), as forças instabilizadoras devem ser determinadas considerando a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) e representada na Figura 3.24, admitindo que o coeficiente sísmico horizontal é determinado pela Equação (3.63). As componentes horizontais do impulso activo, P_{ah}, e do incremento do impulso activo sísmico, ΔP_{aeh}, são determinadas admitindo a mobilização total do atrito na interface entre o solo reforçado e o solo suportado (isto é, $\delta_e = \phi$, sendo ϕ o menor entre os valores do ângulo de atrito do solo reforçado e do ângulo de atrito do solo suportado).

Na Figura 3.28 ilustra-se a geometria e as forças que, segundo as indicações da *NCMA*, devem ser consideradas nas análises de estabilidade externa. Note-se que esta figura é semelhante à Figura 3.13 referente ao dimensionamento para condições estáticas, sendo, no entanto, necessário considerar as forças de inércia e retirar as sobrecargas, que não são incluídas na metodologia proposta para condições sísmicas de dimensionamento.

Resultados de estudos paramétricos, realizados por Bathurst & Cai (1995), mostraram que, com o aumento da inclinação do terrapleno, β, os coeficientes de segurança em relação aos modos

de rotura externa diminuem rapidamente, resultando comprimentos de reforço não razoáveis, mesmo para valores da aceleração sísmica não muito elevados. Para prevenir estas ocorrências é sugerido no manual da *NCMA*, que, independentemente da geometria do muro e do comprimento dos reforços, o valor máximo da largura da zona reforçada, para efeitos da análise de estabilidade externa, L_{min}, deve ser menor ou igual à altura da estrutura, isto é, $L_{min} \leq H$ (Figura 3.28).

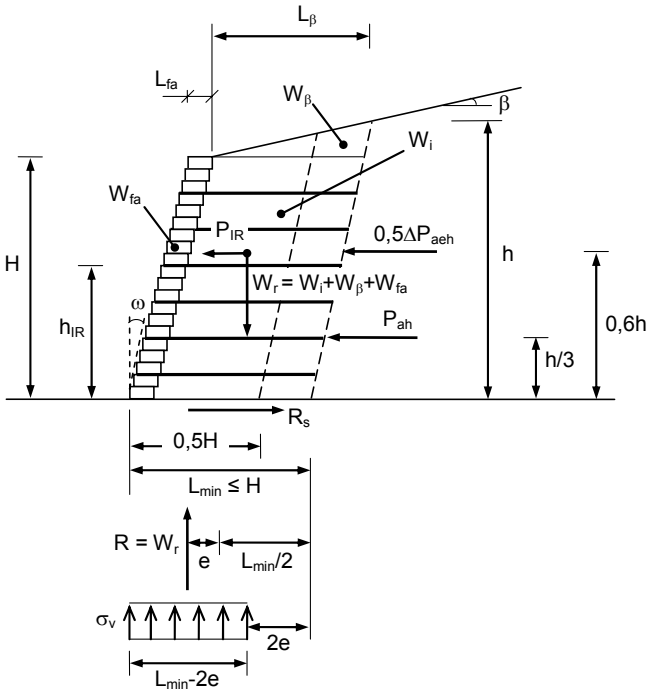


Figura 3.28 - Forças e geometria para as análises de estabilidade externa de acordo Bathurst (1998).

Como se referiu no ponto anterior, em relação à força de inércia, P_{IR}, que solicita o bloco de solo reforçado, tem vindo a ser proposto por alguns autores (Christopher *et al.*, 1990; Cai & Bathurst, 1995) e também outras entidades reguladores dos Estados Unidos (*FHWA*, *AASHTO*) que se considere P_{IR} inferior a $k_h W_r$, para que as dimensões das estruturas obtidas através do dimensionamento externo (nomeadamente, o comprimento dos reforços) possam considerar-se razoáveis. A justificação para tal redução baseia-se no facto de que os valores das forças de inércia induzidas no solo reforçado e no solo suportado não atingirem os seus valores máximos simultaneamente durante um evento sísmico.

A *NCMA* propõe, tal como a *FHWA* e *AASHTO*, que a força de inércia horizontal, P_{IR}, seja determinada com base numa massa equivalente a uma largura reduzida da zona reforçada igual a 0,5H, medida a partir da face (Figura 3.28). A força de inércia P_{IR} será então determinada através da equação:

$$P_{IR} = k_h \left(W_{fa} + W_i' + W_\beta' \right) \tag{3.75}$$

onde k_h é o coeficiente sísmico horizontal, determinado pela Equação (3.63), e W_i' e W_β' representam os valores reduzidos do peso do maciço reforçado e da zona em talude, determinados para a largura de 0,5H, isto é:

$$W_i' = (0{,}5H - L_{fa})\gamma H$$

$$W_\beta' = \frac{1}{2}\gamma(0{,}5H - L_{fa})^2\left(\frac{tg\beta}{1 - tg\beta tg\omega}\right) \tag{3.76}$$

De acordo com o documento em análise, o impulso activo sísmico, P_{ae}, deve considerar-se aplicado atrás da zona reforçada delimitada pelo comprimento mínimo do reforço L_{min}. A componente vertical do impulso activo sísmico é desprezada e a componente horizontal, P_{aeh}, é calculada como a soma das duas seguintes parcelas:

$$P_{aeh} = P_{ah} + 0{,}5 \times \Delta P_{aeh} = \frac{K_{ah}\gamma_r h^2}{2} + 0{,}5 \times \frac{\Delta K_{aeh}\gamma_r h^2}{2} \tag{3.77}$$

ou seja, na análise de estabilidade externa considera-se apenas 50% do incremento do impulso activo sísmico que actua ao longo da altura h.

O coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base, FS_e, é determinado através da equação:

$$FS_e = \frac{R_s}{P_{IR} + P_{ah} + 0{,}5 \times \Delta P_{aeh}} \tag{3.78}$$

sendo o valor da força resistente ao deslizamento, R_s, calculado através das Equações (3.23), (3.24) e (3.25), apresentadas para o dimensionamento em condições estáticas, excluindo a parcela referente à sobrecarga. Para o dimensionamento em condições sísmicas, o coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base deve ser igual ou superior a 1,1.

O coeficiente de segurança em relação ao derrubamento, FS_{der}, é obtido pelo quociente entre o momento estabilizador resultante do peso do maciço reforçado e dos elementos de face e o momento derrubador provocado pela força de inércia horizontal e por uma parcela da componente horizontal do impulso activo sísmico, isto é:

$$FS_{der} = \frac{W_{fa}X_{fa} + W_iX_i + W_\beta X_\beta}{P_{IR}h_{IR} + P_{ah}h/3 + 0{,}5 \times \Delta P_{aeh}\,0{,}6h} \tag{3.79}$$

onde, X_{fa}, X_i e X_β representam os braços relativos às três componentes do peso, W_r (W_{fa}, W_i e W_β), e h_{IR} é determinado tendo em consideração as três componentes da força de inércia horizontal (Equação 3.75). O coeficiente de segurança FS_{der} deve ser no mínimo igual a 1,1.

Para a determinação do coeficiente de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação deve considerar-se a largura efectiva (L_{min}-2e) e admitir que nessa largura a tensão vertical aplicada é uniforme (ver Figura 3.28). Em condições de carregamento sísmico o coeficiente de segurança FS_c dever ser maior ou igual a 1,5.

Para a análise de estabilidade interna admite-se, tal como no dimensionamento externo, a distribuição de pressões de terras apresentada na Figura 3.24, sendo exigido que cada nível de reforço seja capaz de absorver uma parcela do valor do impulso de terras. A força que o nível de reforço, i, deve ser capaz de absorver é, tal como se ilustra na Figura 3.29, função da sua área (ou altura) de influência, $S_{v,i}$. O elemento de reforço deve, ainda, resistir às forças de inércia que solicitam o painel de face correspondentes à mesma altura de influência, $S_{v,i}$. Assim, o esforço máximo total no nível de reforço i, $T_{total,i}$, é composto pelas três seguintes parcelas:

$$T_{total,i} = k_h \Delta W_{fa} + T_{max,i} + \Delta T_{din,i} \tag{3.80}$$

onde a primeira parcela diz respeito às forças de inércia no painel de face, a segunda parcela refere-se à componente estática das pressões de terras e a terceira parcela à componente dinâmica das mesmas pressões.

A componente estática do esforço que o nível de reforço deve absorver, $T_{max,i}$, determina-se através da Equação (3.10). O incremento dinâmico $\Delta T_{din,i}$ determina-se, tendo presente a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) e o esquematizado na Figura 3.29, através da equação:

$$\Delta T_{din,i} = \left(0{,}8 - 0{,}6\frac{z_i}{H}\right)\Delta K_{ae}\gamma H S_{v,i} \tag{3.81}$$

onde z_i é a profundidade a que se encontra o nível de reforço i e ΔK_{ae} é o incremento do coeficiente de impulso activo resultante da solicitação sísmica.

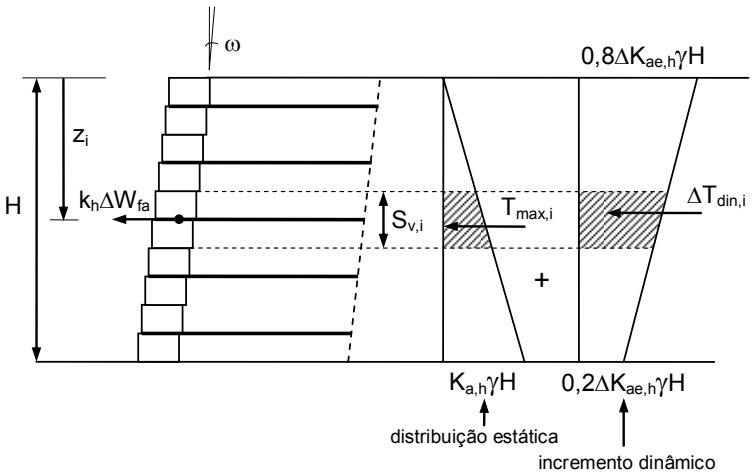


Figura 3.29 – Determinação do esforço máximo de tracção em cada nível de reforço e correspondente distribuição de pressões de acordo com NCMA (1998).

Para efeitos da análise de estabilidade interna, exceptuando a rotura por deslizamento ao nível do reforço, o coeficiente sísmico horizontal deve determinar-se através da Equação (3.62). Isto significa que as pressões de terras consideradas na análise de estabilidade interna são distintas (superiores) às pressões que se admitem no dimensionamento externo. A forma como se distribuem em altura obedece, tal como já se referiu, ao esquematizado na Figura 3.24, quer para a análise de estabilidade interna, quer na análise de estabilidade externa. Assim, como resultado dos diferentes coeficientes sísmicos horizontais, o valor do coeficiente de impulso activo sísmico utilizado nas duas análises é distinto.

Determinado o esforço máximo em cada nível de reforço, é necessário garantir a segurança em relação à rotura por insuficiente capacidade resistente do reforço, por arranque e por deslizamento ao nível do reforço (Figura 3.5).

Segundo as indicações da *NCMA*, no dimensionamento para condições sísmicas, o valor mínimo do coeficiente de segurança em relação à rotura por insuficiente capacidade resistente do reforço é igual a 1,0. Tal significa que deve ser garantido que o esforço máximo instalado no reforço é inferior ao valor de cálculo do esforço resistente do reforço para condições de carregamento sísmico. Para a

determinação do valor de cálculo do esforço resistente do reforço, em condições de carregamento sísmico, é sugerido que, tal como pela *FHWA*, se considere unitário o coeficiente de segurança (ou factor de redução) referente à fluência, atendendo à curta duração do evento sísmico.

O esforço máximo instalado no nível de reforço i, $T_{total,i}$, deve ser suportado pelo comprimento de arranque localizado para além da superfície potencial de rotura. De forma semelhante ao sugerido pela *FHWA*, a *NCMA* considera que o plano de rotura que deve considerar-se, para efeitos da análise de estabilidade interna, corresponde à cunha de impulso activo definida pela Teoria de Coulomb, isto é, o valor do ângulo α_{ae}, representado na Figura 3.30, é determinado pela Equação (3.60), considerando o ângulo sísmico de inércia nulo, $\theta = 0$.

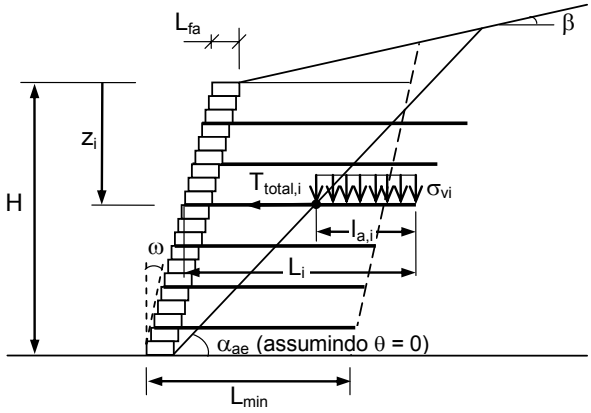


Figura 3.30 – Geometria e forças para o cálculo do esforço resistente ao arranque do nível de reforço, i (adaptado de Bathurst, 1998 - *NCMA*).

No dimensionamento em condições sísmicas o coeficiente de segurança em relação à rotura por arranque, definido pelo quociente entre o esforço resistente ao arranque, $T_{a,i}$, e o esforço máximo instalado no nível de reforço i, $T_{total,i}$, deve ser superior a 1,1. Considera-se que o esforço resistente ao arranque não sofre qualquer redução devido à solicitação dinâmica.

Deve ainda ser assegurada a estabilidade em relação ao deslizamento ao nível de todos os reforços (Figura 3.5c). A verificação de segurança a efectuar é semelhante à descrita em termos do deslizamento pela base, porém, para a análise de estabilidade em relação ao deslizamento ao nível do reforço i, a força resistente, a força de inércia e o impulso activo sísmico são os correspondentes logicamente apenas à profundidade z_i. O coeficiente sísmico horizontal, k_h, na análise de estabilidade em relação ao deslizamento ao nível do reforço, i, é determinado, tal como nas análises de estabilidade externa através da Equação (3.63). O coeficiente de segurança em relação ao deslizamento ao nível do reforço deve ser superior a 1,1.

Tendo em consideração que o manual publicado pela *NCMA* (Bathurst, 1998) se refere a estruturas com face em blocos, é necessário garantir a estabilidade do sistema de face. Devem ser efectuadas análises de estabilidade em relação à rotura por esforço excessivo na ligação (Figura 3.6a), deve assegurar-se que o atrito entre eles é capaz de evitar o deslizamento (Figura 3.6b) e evitar o derrubamento envolvendo apenas parte da face (Figura 3.6c). O coeficiente de segurança para qualquer destes modos de rotura deve ser no mínimo igual a 1,1.

A distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995), cuja utilização é recomendada pela *NCMA*, pode implicar a necessidade de um número de reforços muito superior ao necessário para condições estáticas junto ao topo da estrutura. Vrymoed (1989) chegou a uma conclusão

semelhante utilizando uma metodologia baseada em áreas de influência, que assume que, para espaçamento entre reforços constante, a força de inércia absorvida por cada nível aumenta linearmente com a altura em relação à base do muro.

3.3.3.2.6 Método de dimensionamento para estruturas na linha férrea no Japão

No Japão, país onde a frequência de ocorrência de sismos é muito elevada, o alargamento das linhas férreas e a substituição de aterros existentes têm vindo a ser realizados através de muros de solo reforçado com geossintéticos, com painel de face de elevada rigidez (Tatsuoka *et al.*, 1997). O Instituto Ferroviário de Investigação Japonês "*Japan Railway Technical Research Institute*" (JPTRI, 1999) propõe um método de dimensionamento, para as estruturas de solo reforçado utilizadas na linha férrea, que apresenta algumas variantes em relação aos métodos apresentados nos pontos anteriores, nomeadamente no que se refere à análise de estabilidade interna. Note-se que as estruturas a que se refere este manual apresentam uma face com alguma rigidez (Figura 3.31a).

Segundo o manual publicado pelo JPTRI (1999), o dimensionamento de muros de solo reforçado com geossintéticos deve compreender análises de estabilidade interna, análises de estabilidade externa e a avaliação dos assentamentos da fundação.

A análise de estabilidade interna baseia-se, fundamentalmente, na estabilidade da face que deve ser capaz, em conjunto com o sistema de reforço, de absorver as pressões de terras exercidas pelo solo e pelas eventuais cargas exteriores. O impulso que solicita o sistema de face é determinado através do mecanismo de rotura bilinear apresentado na Figura 3.31a, considerando o equilíbrio de forças representadas nas Figuras 3.31b e 3.31c.

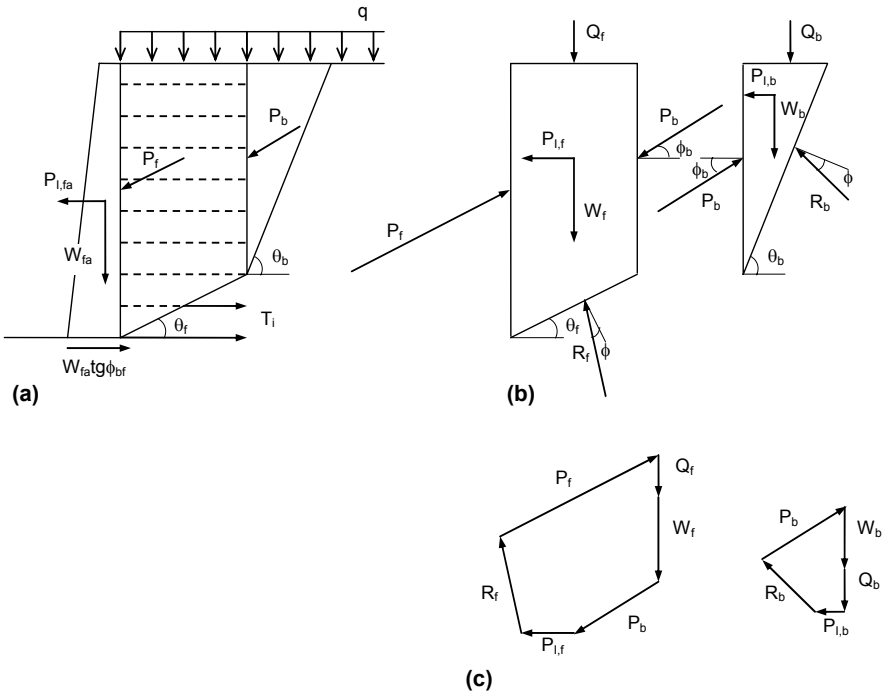


Figura 3.31 – Determinação do impulso de terras de acordo com JPTRI (1999): a) mecanismo de rotura bilinear; b) forças actuantes em cada bloco; c) polígonos de forças.

De acordo com este manual japonês, a análise de estabilidade interna compreende a determinação dos coeficientes de segurança em relação ao escorregamento e ao derrubamento da

face, para distintas superfícies de rotura, fazendo variar os ângulos θ_f e θ_b, representados na Figura 3.31. Estes coeficientes de segurança devem ser superiores a 2,0, para acções permanentes, e superiores a 1,25, em condições sísmicas. Caso se encontre um mecanismo de rotura bilinear para o qual os valores mínimos dos coeficientes de segurança não são respeitados, é necessário alterar a disposição e/ou a resistência dos geossintéticos e recalcular a estrutura, até que seja possível garantir a segurança para qualquer mecanismo potencial de rotura.

Para o cálculo do coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base da face, FS_{ef}, é sugerida a utilização da equação:

$$FS_{ef} = \frac{\Delta H_r}{\Delta H_d} = \frac{\sum T_i + W_{fa} tg\phi_{bf}}{P_{f,h} + P_{l,fa}} \tag{3.82}$$

onde ΣT_i representa o somatório dos esforços nos reforços intersectados pela superfície potencial de rotura, W_{fa} é o peso do painel de face, ϕ_{bf} é o ângulo de atrito na interface painel de face-fundação, $P_{f,h}$ é a componente horizontal do impulso que solicita a face e $P_{I,fa}$ é a força de inércia horizontal referente ao painel de face (ver Figura 3.31). Na equação anterior, a parcela $W_{fa}tg\phi_{bf}$ representa a força resistente ao longo da interface painel de face-fundação, sendo, segundo o próprio manual, habitualmente desprezada. O valor do esforço nos elementos de reforço obtém-se através da Equação (3.83), não devendo, contudo, ultrapassar o valor de cálculo do esforço resistente à tracção do reforço, T_d:

$$T_i = \frac{2 l_{a,i} \sigma_v tg\,\phi}{FS_a} < T_d \tag{3.83}$$

Na equação anterior $l_{a,i}$ é o comprimento de arranque do reforço, isto é, o comprimento para além da superfície de rotura, σ_v é a tensão vertical ao nível do reforço, ϕ é o ângulo de atrito do material de aterro e FS_a é o coeficiente de segurança em relação à rotura por arranque do reforço.

O coeficiente de segurança em relação ao derrubamento da face, FS_{der}, é determinado através da equação:

$$FS_{der} = \frac{\Delta M_r}{\Delta M_d} = \frac{\sum (T_i X_i) + (P_{f,v} - P_{b,v}) Y_f + P_{b,v} Y_b + W_{fa} Y_{fa}}{P_{f,h} h_f + P_{l,f} h_g} \tag{3.84}$$

estando o significado das diversas grandezas esquematizado na Figura 3.32.

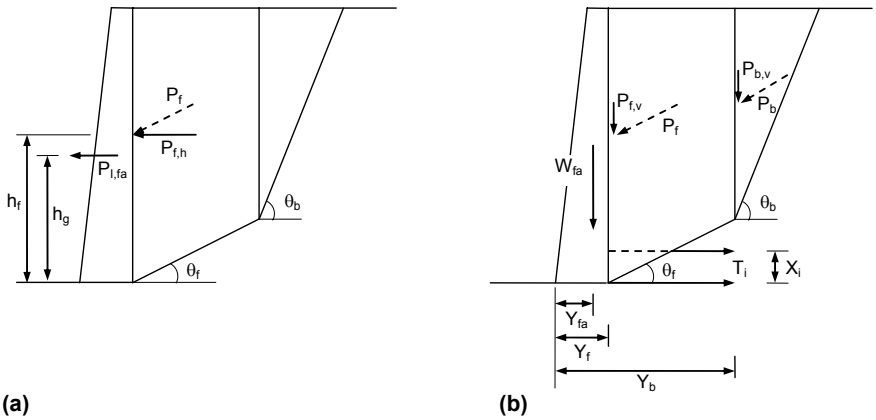


Figura 3.32 – Forças a considerar no cálculo do coeficiente de segurança em relação ao derrubamento (adaptado de JPTRI, 1999): a) momento derrubador; b) momento estabilizador.

O impulso que solicita o painel de face, P_f, é, como se referiu, determinado através do equilíbrio de forças dos polígonos representados na Figura 3.31c. Para a determinação do coeficiente de segurança em relação ao derrubamento é necessário conhecer a localização do ponto de aplicação do impulso, h_f. De acordo com o manual japonês, o ponto de aplicação do impulso, P_f, pode determinar-se através da equação

$$h_f = \frac{P_s h_s + P_q h_q + P_p h_p}{P_f} \tag{3.85}$$

onde P_s é o impulso exercido pelo solo e h_s é o correspondente ponto de aplicação, sendo admitida uma distribuição triangular, P_q e h_q são o impulso resultante da sobrecarga e o seu ponto de aplicação, respectivamente, e P_p e h_p representam o impulso devido ao efeito da acção sísmica sobre as sobrecargas e a respectiva localização. Na equação anterior o termo P_s inclui o efeito da acção sísmica sobre o solo suportado, dado que não é referenciado noutra parcela.

Na determinação do impulso que solicita a face, P_f, intervêm as forças de inércia que solicitam os dois blocos e o painel de face. Como é do conhecimento geral, o valor dessas forças de inércia dependem do valor do coeficiente sísmico horizontal, k_h. Em relação ao valor de k_h o manual apenas faz referência a que, em vias de grande importância, é recomendada a utilização de $k_h = 0{,}15$ devendo aplicar-se sobre este valor factores correctivos, dependendo da região e do tipo de solo.

Com o objectivo de assegurar que não existe a possibilidade de rotura por escorregamento global deve efectuar-se, com base no manual publicado pela JPTRI (1999), uma análise de estabilidade externa.

A análise de estabilidade externa deve ser realizada através do método de Fellenius modificado, assumindo uma superfície circular de rotura que passa pela base de toda a secção transversal, incluindo a face (Figura 3.33).

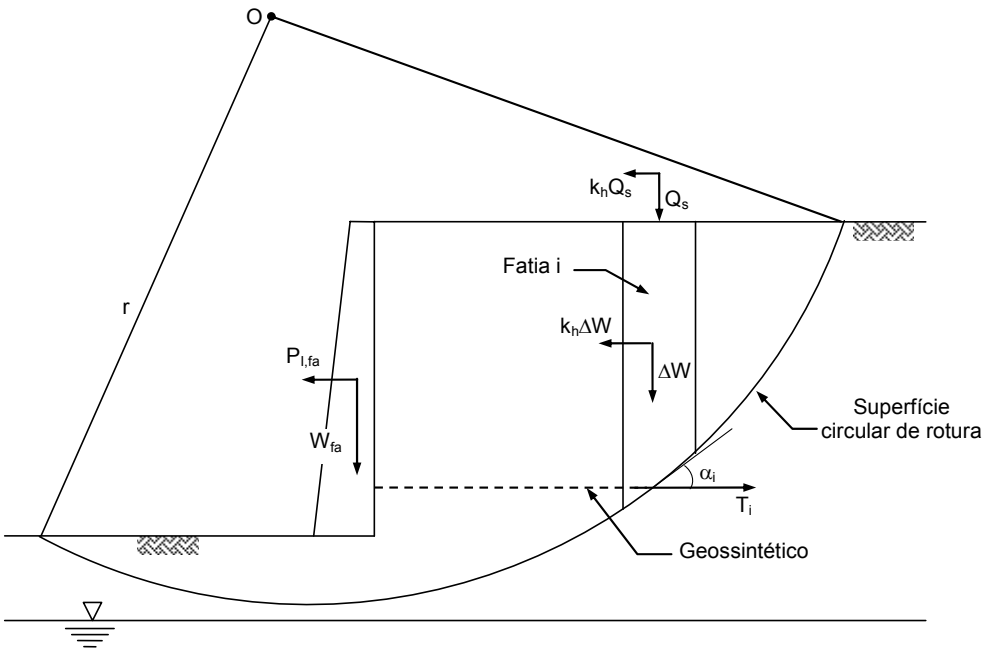


Figura 3.33 – Superfície potencial de rotura para análise de estabilidade externa de acordo com JPTRI (1999).

O coeficiente de segurança em relação à estabilidade externa, FS_{ext}, que deve ser superior a 1,3 e 1,0 para acções permanentes e condições sísmicas, respectivamente, determina-se de acordo com a equação:

$$FS_{ext} = \frac{M_{r,s} + M_{r,g}}{M_{d,s} + M_{d,fa} + M_{d,q}} \tag{3.86}$$

onde $M_{r,s}$ é o momento resistente associado à massa de solo em escorregamento, $M_{r,g}$ é o momento resistente dos elementos de reforço intersectados pela superfície potencial de rotura, $M_{d,s}$ é o momento instabilizador associado ao peso da cunha de solo em rotura e às forças de inércia horizontais, $M_{d,fa}$ é o momento instabilizador devido ao peso do painel de face e às forças de inércia respectivas e $M_{d,q}$ é o momento instabilizador provocado por eventuais sobrecargas à superfície. Pormenores sobre a determinação destes momentos podem encontrar-se em JPTRI (1999).

3.3.3.3 Métodos pseudo-dinâmicos

Steedman & Zeng (1990) propuseram uma teoria de pressões de terras pseudo-dinâmica, que considera a influência da diferença de fase ao longo da altura de uma estrutura de suporte com face vertical. Note-se que esta teoria foi desenvolvida para estruturas de suporte convencionais, isto é, sem existência de quaisquer inclusões para o reforço do solo. Esta teoria admite que a aceleração imposta na base da estrutura se propaga através do solo suportado, com uma velocidade correspondente à velocidade das ondas de corte do solo, v_s e que o módulo de distorção é constante em profundidade e, por isso, só há variação de fase em altura, mantendo-se constante o valor da aceleração.

Considere-se uma estrutura de suporte em consola (Figura 3.34), admitindo, por simplicidade, o terrapleno horizontal e o coeficiente sísmico vertical, k_v, igual a zero. Para uma solicitação sísmica sinusoidal, a aceleração à profundidade z é dada por:

$$a(z,t) = k_h g \, \text{sen}\left[\omega\left(t - \frac{H - z}{v_s}\right)\right] \tag{3.87}$$

onde ω é a frequência angular, g é a aceleração da gravidade e t é o tempo.

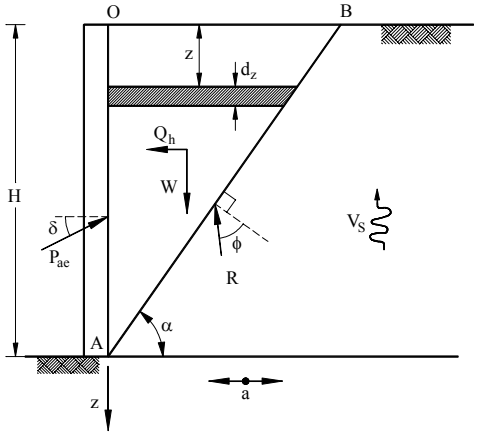


Figura 3.34 – Esquema das forças consideradas no cálculo das pressões dinâmicas de terras (adaptado de Steedman & Zeng, 1990).

O peso da cunha de rotura obtém-se multiplicando o peso volúmico do solo pela área do triângulo AOB (Figura 3.34), isto é:

$$W = \frac{1}{2}\frac{\gamma H^2}{\operatorname{tg}\alpha} \tag{3.88}$$

Considerando, na cunha de rotura, uma fatia de altura infinitesimal, dz, a massa desta fatia é igual a:

$$m(z) = \frac{\gamma}{g}\frac{H - z}{\operatorname{tg}\alpha}\,dz \tag{3.89}$$

Assim, a força de inércia horizontal, a que fica submetida a cunha de rotura, é obtida através do integral:

$$Q_h(t) = \int_o^H m(z)\, a(z,t)\, dz \tag{3.90}$$

Resultando, após integração:

$$Q_h(t) = \frac{\lambda\,\gamma\,k_h}{4\pi^2\,\operatorname{tg}\alpha}\left[2\pi H\cos(\omega\zeta) + \lambda\left(\operatorname{sen}(\omega\zeta) - \operatorname{sen}(\omega t)\right)\right] \tag{3.91}$$

onde $\lambda = 2\pi v_s/\omega$ é o comprimento de onda das ondas de corte e $\zeta = t\text{-}H/v_s$.

A força de inércia, para o caso particular em que se admite que a cunha de rotura se comporta como um bloco rígido ($v_s \to \infty$), obtém-se através do limite:

$$\lim_{v_s \to \infty} Q_h = \frac{\gamma H^2 k_h}{2\operatorname{tg}\alpha} = k_h W \tag{3.92}$$

sendo coincidente com a força de inércia que se admite nos métodos pseudo-estáticos.

Estabelecendo o equilíbrio de forças na cunha de rotura, determina-se o impulso total (estático+dinâmico) exercido sobre a estrutura:

$$P_{ae}(t) = \frac{Q_h(t)\cos(\alpha - \phi) + W\operatorname{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta - \alpha + \phi)} \tag{3.93}$$

A separação do impulso activo sísmico, proposta por Seed & Whitman (1970), em duas componentes - impulso activo em condições estáticas e incremento de impulso activo -, é contestada por Steedman & Zeng (1990), alegando que a cunha de terras que dá origem ao impulso activo em condições dinâmicas não é coincidente com a cunha de terras em condições estáticas. Assim, estes autores consideram que o impulso activo sísmico deve decompor-se em duas parcelas, porém, uma relativa ao peso da cunha de terras em rotura e outra resultante da existência da força de inércia horizontal, Q_h. Desta forma, a distribuição das pressões activas dinâmicas é expressa através de:

$$p_{ae}(z) = \frac{\partial P_{ae}(z)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\operatorname{tg}\alpha}\frac{\operatorname{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta - \alpha + \phi)} + \frac{\cos(\alpha - \phi)k_h\gamma z}{\cos(\delta - \alpha + \phi)\operatorname{tg}\alpha}\operatorname{sen}\left(\omega\left(t - \frac{z}{v_s}\right)\right) \tag{3.94}$$

Como a distribuição das pressões dinâmicas tem, de acordo com a equação anterior, uma evolução não linear, a posição da componente dinâmica do impulso activo pode determinar-se estabelecendo o equilíbrio de momentos em relação à base da estrutura, resultando:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos(\omega\zeta) + 2\pi\lambda H \text{sen}(\omega\zeta) - \lambda^2(\cos(\omega\zeta) - \cos(\omega t))}{2\pi^2 H \cos(\omega\zeta) + \pi\lambda(\text{sen}(\omega\zeta) - \text{sen}(\omega t)} \quad (3.95)$$

Para baixos valores da frequência de excitação, o ponto de aplicação da componente dinâmica do impulso activo toma valores de cerca de um terço da altura do muro, $h_d = H/3$, subindo consideravelmente com o aumento da frequência. Este facto conduz a que se possa considerar que, quando, por exemplo, na verificação de segurança em relação ao derrubamento se admite o ponto de aplicação de ΔP_{ae} a 0,6H, se está do lado da segurança.

Esta teoria foi posteriormente alargada, por Sabhahit *et al.* (1996), ao caso de taludes com pregagens. Aplicando esta teoria pseudo-dinâmica a um talude cuja inclinação da face é ψ (Figura 3.35), a força de inércia horizontal é obtida através do integral apresentado na Equação (3.90). Porém, a massa da fatia de altura infinitesimal, dz, deve ser determinada através da equação:

$$m(z) = \frac{\gamma}{g}(H - z)(\text{cotg}\alpha - \text{tg}\,\psi)\,dz \quad (3.96)$$

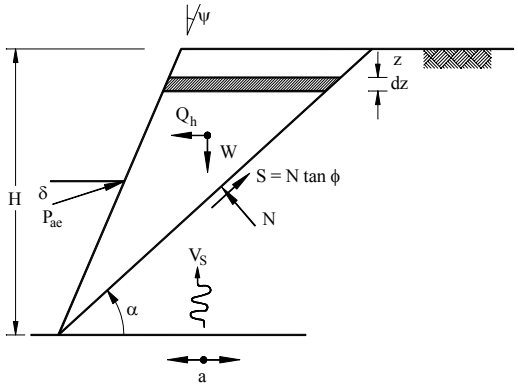


Figura 3.35 – Aplicação do método pseudo-dinâmico ao caso de taludes (adaptado de Sabhahit *et al.*, 1996).

3.3.3.4 Métodos com avaliação dos deslocamentos

3.3.3.4.1 Generalidades

Devido à natureza transiente da aceleração, a estrutura pode sofrer apenas pequenos deslocamentos, mesmo quando momentaneamente o coeficiente de segurança desce abaixo do valor unitário. Porém, os métodos pseudo-estáticos não permitem avaliar quantitativamente o deslocamento que a estrutura sofre. Esta deficiência tem vindo a ser reconhecida e têm-se desenvolvido alguns métodos de deslocamentos como metodologias alternativas, ou extensões, das metodologias pseudo-estáticas.

A implementação das análises baseadas em deslocamentos requer, em primeiro lugar, uma análise iterativa pseudo-estática, para determinar a aceleração crítica da estrutura em análise e, em segundo lugar, uma avaliação dos parâmetros característicos da solicitação sísmica. A maioria dos métodos de deslocamentos têm vindo a ser formulados tendo por base a Teoria de Newmark.

Os métodos de deslocamentos parecem proporcionar um compromisso entre as metodologias pseudo-estáticos simplistas, que fornecem um coeficiente de segurança como único indicador, e as análises mais sofisticadas de elementos finitos (ou de diferenças finitas), que podem fornecer detalhes sobre o comportamento das estruturas, mas cuja utilização requer uma melhor quantificação dos parâmetros do solo e a implementação de leis constitutivas adequadas.

A grande importância em termos práticos dos métodos com avaliação dos deslocamentos resulta do facto de permitirem avaliar rapidamente e de forma quantitativa os movimentos da estrutura sob acções sísmicas, levando à exigência de análises numéricas mais sofisticadas, caso essas deformações sejam significativas.

3.3.3.4.2 Teoria de Newmark

A teoria que tem por base o escorregamento de um bloco rígido numa superfície plana, foi apresentada pela primeira vez por Newmark (1965), para estimar o deslocamento permanente induzido pelos sismos em barragens de aterro ou em aterros. A massa de solo em escorregamento foi, simplificadamente, considerada por Newmark como um bloco rígido-plástico, admitindo-se que o deslocamento ocorre apenas quando a aceleração excede a aceleração crítica. Uma vez iniciado o escorregamento, assume-se que o bloco continua com uma aceleração constante, igual à aceleração crítica, até que a velocidade relativa entre a massa em escorregamento e a base volte a anular-se. Na Figura 3.36 apresenta-se uma interpretação gráfica da teoria de Newmark. Nesta figura g é a aceleração da gravidade, a(t) é a aceleração sísmica horizontal em função do tempo, $k_m g$ é o valor de pico da aceleração e $k_c g$ é a aceleração crítica do bloco rígido.

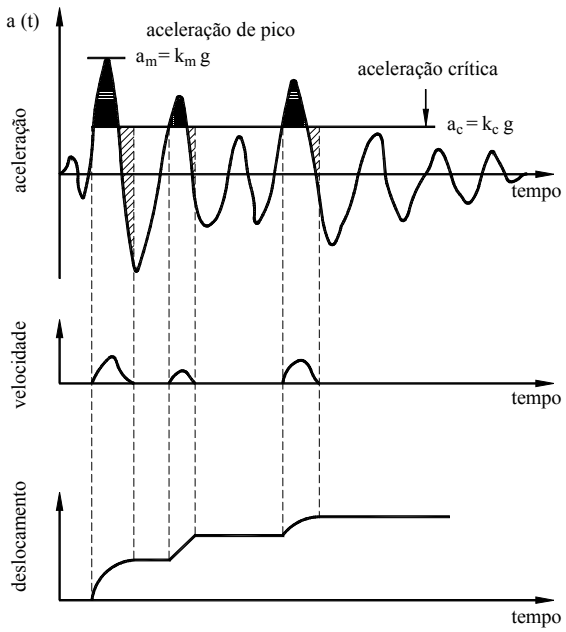


Figura 3.36 - Interpretação gráfica da aplicação da teoria de Newmark ao cálculo de deslocamentos permanentes.

Para um determinado acelerograma e um valor conhecido da aceleração crítica da massa de solo deslizante, o deslocamento induzido pela solicitação sísmica é calculado integrando as zonas do acelerograma que se encontram acima do valor da aceleração crítica e as zonas que se encontram abaixo desse nível de referência até que a velocidade relativa entre a massa e o terreno se anule.

De acordo com este procedimento, ocorrerá deslocamento sempre que a aceleração sísmica exceda o valor da aceleração crítica. Note-se que o deslocamento acumulado calculado se refere só a uma direcção (direcção descendente no caso dos taludes e direcção para o exterior, no caso de muros).

3.3.3.4.3 Metodologias empíricas

A teoria de Newmark tem vindo a ser largamente utilizada para efectuar análises preliminares de estabilidade de barragens de aterro e de aterros submetidos a solicitações sísmicas. Muitos autores têm aplicado esta teoria e integrado diversos registos sísmicos para estabelecer relações empíricas entre o deslocamento permanente e os parâmetros sísmicos característicos.

A razão da aceleração crítica (*critical acceleration ratio*), que é definida como o quociente entre a aceleração crítica ($k_c g$) do bloco e o valor de pico da aceleração sísmica ($k_m g$) é um parâmetro com grande importância no valor do deslocamento. Por este motivo, aparece frequentemente na bibliografia o deslocamento permanente da massa potencialmente em rotura expresso em função da razão da aceleração crítica (k_c/k_m).

O valor de pico da aceleração do terreno ($k_m g$) é o parâmetro de referência que mais frequentemente é utilizado nas funções de deslocamentos que têm vindo a ser apresentadas por diversos autores. No entanto, outros parâmetros, tais como o valor de pico da velocidade do terreno (v_m), o período fundamental (T) do espectro de aceleração ou o período fundamental da estrutura são também utilizados.

Apresentam-se, de seguida, metodologias para o cálculo dos deslocamentos permanentes, induzidos por solicitações sísmicas que utilizam como parâmetros de referência, os valores de pico da aceleração e da velocidade (Newmark, 1965; Franklin & Chang, 1977; Richards & Elms, 1979; Whitman & Lião, 1984 e Cai & Bathurst, 1996) e metodologias que admitem o valor de pico da aceleração e o período predominante, como parâmetros de referência (Sarma, 1975; Makdisi & Seed, 1978; Yegian *et al.*, 1991 e Ambraseys & Menu, 1988).

Com base na teoria que apresentou em 1965, Newmark integrou quatro acelerogramas normalizados para uma aceleração de pico de 0,5g e uma velocidade de pico de 760 mm/s. O deslocamento permanente calculado para o registo normalizado da aceleração foi designado, por Newmark, como "deslocamento normalizado".

De acordo com Franklin & Chang (1977), o deslocamento normalizado (d_s) pode ser convertido no deslocamento permanente (d) da massa de solo através de:

$$d = d_s \frac{0{,}86\, v_m^2}{k_m} \tag{3.97}$$

onde d_s é o deslocamento normalizado, em metros, v_m é o valor de pico da velocidade do terreno, em m/s, e k_m é o valor de pico da aceleração expressa como uma fracção de aceleração da gravidade.

Newmark (1965) introduziu a aceleração de pico e a velocidade de pico como parâmetros sísmicos e propôs duas envolventes para os valores de deslocamentos determinados, cada uma delas aplicável a uma gama de valores da razão da aceleração crítica (k_c/k_m). As equações propostas para essas duas envolventes foram apresentadas de forma diferente por Cai & Bathurst (1996), com o intuito de serem expressas como funções explícitas da razão da aceleração crítica (k_c/k_m), apresentando a seguinte forma:

$$d = 3\frac{v_m^2}{k_m g}\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-1} \quad \text{para} \quad \frac{k_c}{k_m} < 0{,}16$$

$$d = 0{,}5\frac{v_m^2}{k_m g}\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-2} \quad \text{para} \quad \frac{k_c}{k_m} > 0{,}16 \tag{3.98}$$

Newmark propôs ainda um impulso rectangular, para simular o acelerograma do terreno, e apresentou a expressão seguinte, para estimar o deslocamento permanente:

$$d = 0{,}5\frac{v_m^2}{k_m g}\left(1-\frac{k_c}{k_m}\right)\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-2} \tag{3.99}$$

Cai & Bathurst (1996) com base em todos os valores de deslocamentos normalizados obtidos por Newmark propõem a equação:

$$d = 9{,}2\frac{v_m^2}{k_m g}\exp\left(-5.87\frac{k_c}{k_m}\right)\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-0.49} \tag{3.100}$$

para o cálculo do deslocamento permanente da massa em escorregamento.

Franklin & Chang (1977) aplicaram a teoria de Newmark e integraram 169 registos sísmicos, de 27 sismos intensos, e 10 acelerogramas artificiais. Os acelerogramas foram divididos em diferentes grupos, de acordo com as condições locais, sendo os deslocamentos normalizados calculados para cada registo utilizando o método de Newmark. O elevado número de registos sísmicos analisado por estes autores resultou numa série extensa de valores de deslocamentos previstos. Assim, a relação entre o deslocamento normalizado, d_s, e a razão de aceleração crítica para os diferentes grupos considerados foi apresentada em termos da envolvente dos valores obtidos (Figura 3.37). O deslocamento da massa de solo, d, pode obter-se do deslocamento normalizado, d_s, através da Equação (3.97).

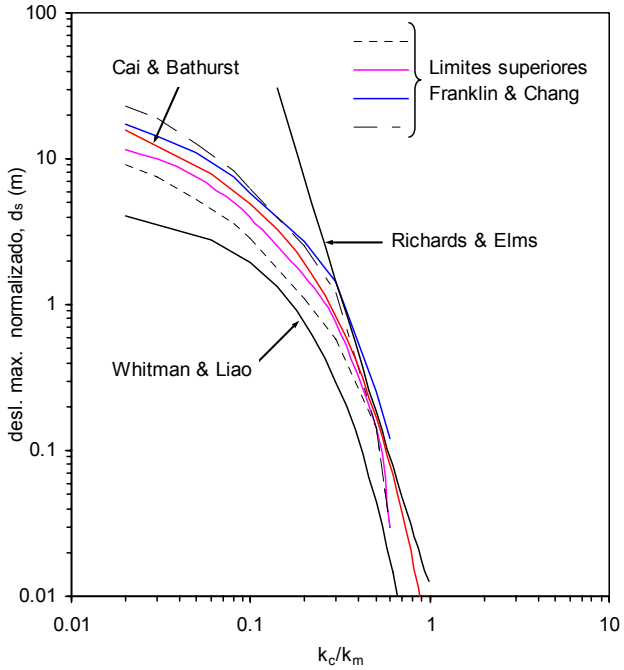


Figura 3.37 – Deslocamentos normalizados obtidos por Franklin & Chang (1977) e estimados pelas equações propostas por diversos autores.

Richards & Elms (1979) apresentaram uma equação para a envolvente dos resultados obtidos por Franklin & Chang (1977), ajustando uma linha recta (escala logarítmica) envolvendo os valores dos deslocamentos normalizados apresentados na Figura 3.37. A equação desta envolvente, proposta por Richards & Elms (1979) para estimar o deslocamento permanente (limite superior) em estruturas de suporte tipo gravidade, pode ser expressa através de:

$$d = 0{,}087 \frac{v_m^2}{k_m g}\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-4} \tag{3.101}$$

Como é óbvio, dado que se trata de uma envolvente ajustada aos limites superiores de deslocamentos obtidos a partir diferentes registos sísmicos, a equação anterior é conservativa.

Whitman & Liao (1984) efectuaram uma retroanálise com os deslocamentos normalizados obtidos por Franklin & Chang (1977) e sugeriram a equação, que se apresenta seguidamente, para estimar o valor médio do deslocamento permanente da massa de solo:

$$d = 37 \frac{v_m^2}{k_m g}\exp\left(-9{,}4\frac{k_c}{k_m}\right) \tag{3.102}$$

Em relação à Equação (3.102), saliente-se que, pelo facto de estimar o valor médio do deslocamento, há uma probabilidade de 50% do valor do deslocamento permanente previsto ser excedido.

Para reduzir o excessivo conservadorismo da fórmula proposta por Richards & Elms (1979) e a possível "subestimativa" dos deslocamentos propostos por Whitman & Lião (1984), Cai & Bathurst (1996), com base numa retroanálise sobre todos os limites superiores dos deslocamentos normalizados apresentados por Franklin e Chang, propõem a equação seguinte para estimar a média dos limites superiores dos deslocamentos permanentes de uma massa de solo submetida a um determinado sismo:

$$d = 35 \frac{v_m^2}{k_m g}\exp\left(-6{,}91\frac{k_c}{k_m}\right)\left(\frac{k_c}{k_m}\right)^{-0.38} \tag{3.103}$$

Esta fórmula tem a vantagem, segundo os seus autores, de fornecer uma estimativa razoável do limite superior dos deslocamentos, ao longo de toda a gama de valores da razão de aceleração crítica (k_c/k_m), e é menos conservativa do que a expressão proposta por Richards e Elms (1979), especialmente quando o valor de k_c/k_m é inferior a 0,3.

Introduzindo um deslocamento adimensional, dado por $d/\left(v_m^2/k_m g\right)$, pode efectuar-se uma comparação mais geral entre os métodos apresentados anteriormente. A Figura 3.38 ilustra essa comparação entre os diferentes métodos em termos deste deslocamento adimensional. Como se referiu anteriormente, a proposta de Richards & Elms (1979) é muito conservativa, enquanto a equação apresentada por Whitman & Liao (1984) deve ser utilizada com alguma cautela.

Sarma (1975) propôs um método analítico que usa um impulso do tipo rectangular, triangular ou sinusoidal para reproduzir o acelerograma. Aos impulsos deve ser atribuída uma amplitude igual ao valor de pico do acelerograma considerado e uma duração igual a metade do período predominante do espectro de aceleração. Sarma utilizou um deslocamento adimensional expresso

como $4d/(\alpha k_m g T^2)$, onde T é o período predominante do espectro de aceleração e α é uma constante relacionada com a geometria do bloco em deslizamento potencial. Os deslocamentos normalizados, apresentados por Sarma, resultantes da integração, de acordo com a teoria de Newmark, de quatro registos sísmicos e cinco explosões, apresentam-se na Figura 3.39.

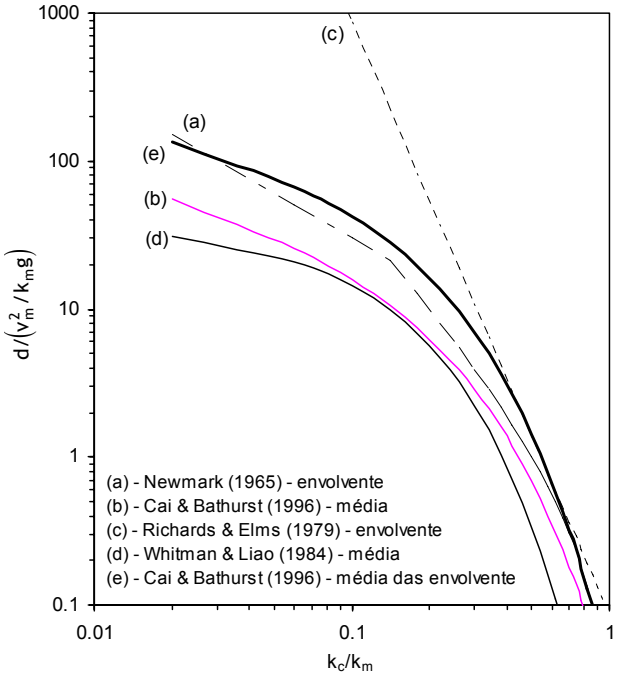


Figura 3.38 – Comparação de diversas metodologias empíricas para o cálculo do deslocamento devido à acção sísmica (adaptado de Cai & Bathurst, 1996).

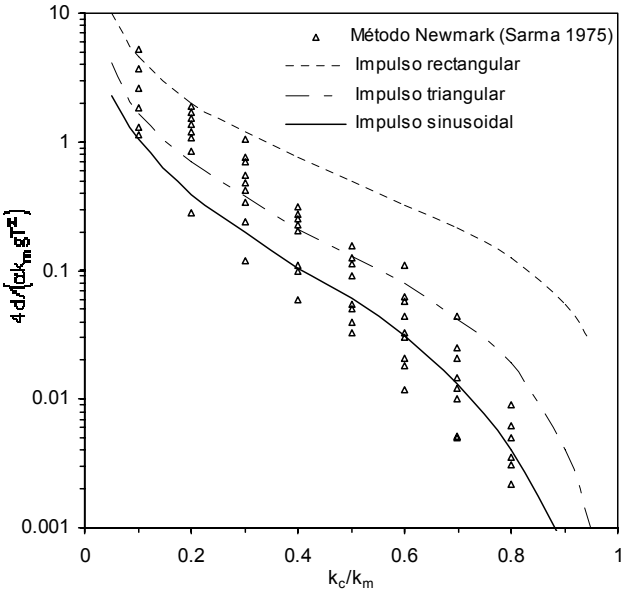


Figura 3.39 - Deslocamentos adimensionais apresentados por Sarma (1975).

Os dados apresentados na Figura 3.39 mostram que os resultados obtidos pelos diferentes tipos de impulso diferem significativamente entre si e, dependendo da grandeza da razão da aceleração crítica (k_c/k_m), podem distanciar-se de forma considerável dos resultados obtidos pela integração. Por exemplo, quando $k_c/k_m > 0{,}5$, o impulso triangular parece fornecer uma envolvente

dos deslocamentos (com excepção de três valores), enquanto que, para o mesmo intervalo de k_c/k_m, o impulso sinusoidal parece fornecer uma razoável estimativa para o valor médio.

Cai & Bathurst (1996), após terem realizado uma retroanálise com os dados obtidos por Sarma através da integração dos acelerogramas, propõem a seguinte equação como a recta que melhor se ajusta a esses dados:

$$\log\left(\frac{4d}{\alpha k_m g T^2}\right) = 0{,}85 - 3{,}91\frac{k_c}{k_m} \tag{3.104}$$

Assumindo que não há incertezas quando à avaliação dos parâmetros α, k_c, k_m e T, a fórmula anterior tem 50% de probabilidade de ser excedida. Considerando apenas 5% de probabilidade de exceder o valor estimado do deslocamento, Cai & Bathurst (1996) propõem a equação:

$$\log\left(\frac{4d}{\alpha k_m g T^2}\right) = 1{,}0 - 3{,}86\frac{k_c}{k_m} \tag{3.105}$$

Note-se que Ambraseys & Menu (1988) já haviam proposto uma expressão semelhante à Equação (3.105) como envolvente aos resultados da integração obtidos por Sarma e expressa por:

$$\log\left(\frac{4d}{\alpha k_m g T^2}\right) = 1{,}07 - 3{,}83\frac{k_c}{k_m} \tag{3.106}$$

Makdisi & Seed (1978) aplicaram a teoria de Newmark com o objectivo de determinar o deslocamento permanente de taludes, com período natural (T) conhecido, utilizando para o efeito acelerogramas de três sismos com magnitudes 6,5, 7,5, 8,25, tendo obtido e apresentado os deslocamentos normalizados ($d/(k_m g T)$) em função da razão da aceleração crítica (k_c/k_m), para os diferentes valores da magnitude.

Yegian *et al*. (1991) reanalisaram os dados apresentados por Franklin & Chang (1977), utilizando um deslocamento adimensional, dado por $d/(N_c k_m g T^2)$, em que N_c é o número de ciclos uniformes equivalentes e T é o período predominante do acelerograma. Estes autores apresentaram uma relação polinomial do 3º grau entre o logaritmo do valor médio do deslocamento adimensional e a razão de aceleração crítica, k_c/k_m, para diferentes valores de probabilidade do deslocamento ser excedido.

Ambraseys & Menu (1988) aplicaram a teoria de Newmark para integrar diversos registos sísmicos e efectuaram diferentes análises de regressão sobre os deslocamentos obtidos, admitindo diversos parâmetros sísmicos como variáveis independentes. Esses parâmetros incluem a razão de aceleração crítica, a aceleração de pico, o período predominante e a distância ao epicentro para sismos com magnitude igual a $6{,}9\pm0{,}3$. Os resultados obtidos por estes autores mostraram que o parâmetro mais importante é a razão da aceleração crítica (k_c/k_m) e recomendam, para a determinação do deslocamento permanente, a equação:

$$\log(d) = 0{,}9 + \log\left[\left(1 - \frac{k_c}{k_m}\right)^{2{,}53}\left(\frac{k_c}{k_m}\right) - 1{,}09\right] + 0{,}3t \tag{3.107}$$

onde, t é uma função do nível de confiança que se pretende (e pode obter-se através de uma tabela de distribuição normal).

As análises de Ambraseys & Menu (1988) mostram que a consideração do período predominante, do valor de pico da aceleração e da distância epicentral têm um efeito pouco significativo na estimativa do deslocamento. Esta conclusão é incoerente com os métodos descritos anteriormente onde a aceleração de pico ($k_m g$) e o período predominante (T) são considerados factores importantes no cálculo do deslocamento permanente. O efeito pouco significativo do período predominante (T) no deslocamento permanente, demonstrado por estes autores, talvez se possa justificar pelo facto dos registos sísmicos por eles integrados serem relativos a sismos com magnitudes que se situam numa estreita faixa (6,9±0,3).

Uma descrição mais pormenorizada e a comparação dos métodos referidos pode encontrar-se em Cai & Bathurst (1996).

3.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO

3.4.1 Considerações gerais

O objectivo principal da utilização de reforço na construção de um aterro é conseguir que os seus taludes apresentem uma inclinação superior ao valor que seria possível atingir caso os reforços não fossem utilizados. Além deste propósito, a utilização do reforço permite uma melhor compactação do aterro junto à face.

No dimensionamento de taludes ou aterros de solo reforçado devem considerar-se três modos de rotura (Figura 3.40): rotura interna, em que a superfície de rotura atravessa os elementos de reforço, rotura externa, em que a superfície de rotura passa atrás da zona reforçada e abaixo desta, envolvendo o solo de fundação, e rotura composta, em que a superfície de rotura atravessa a zona reforçada, cortando alguns elementos de reforço, e passa atrás desta.

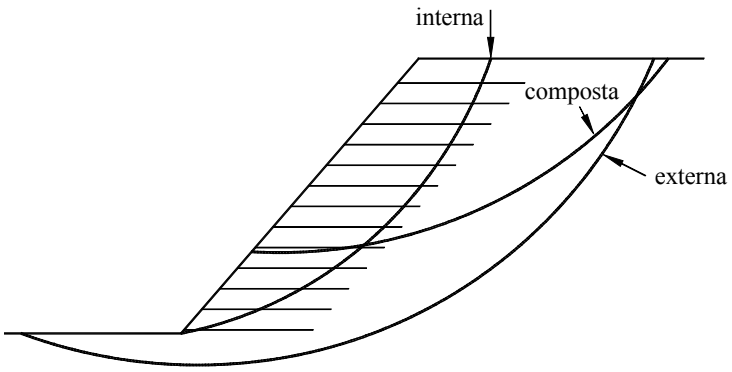


Figura 3.40 – Modos de rotura a considerar num aterro de solo reforçado (adaptado de FHWA, 2001).

Encontram-se na bibliografia diversos métodos de dimensionamento e de análise de estabilidade de taludes de solo reforçado, que têm vindo a ser propostos nas duas últimas décadas. A generalidade dos métodos propostos enquadra-se numa das seguintes três categorias: métodos de análise de estabilidade, que correspondem à extensão dos métodos convencionais de fatias utilizados na estabilidade de taludes, nos quais são incluídos os esforços nos reforços (Wright & Duncan, 1991; FHWA, 2001), métodos baseados em considerações de equilíbrio limite, que consideram um mecanismo de rotura do tipo biplanar ou do tipo espiral logarítmica (Schmertmann *et al.*, 1987; Leshchinsky & Boedeker, 1989; Jewell, 1989) e métodos que se baseiam em análises limite. Nesta última categoria encontram-se análises limite de meio contínuo, em que o solo e o reforço primeiro são homogeneizados e posteriormente a análise limite é aplicada a um meio

anisotrópico contínuo (Sawicki & Lesniewska, 1989; de Buhan *et al.*, 1989) e análises limite do tipo estrutural (Michalowski, 1997) nas quais o solo e o reforço são considerados como dois componentes distintos. Esta última abordagem é designada, por alguns autores, como análise "mista" dado que o reforço é o elemento estrutural e o solo é considerado como meio contínuo.

O dimensionamento de taludes de solo reforçado deve contemplar, tal como no caso dos muros, o dimensionamento interno e o dimensionamento externo. Como se referiu no parágrafo anterior, existem formas distintas de abordar o dimensionamento destas estruturas, nomeadamente o dimensionamento interno. Contudo, nos métodos de aplicação mais generalizada o dimensionamento é feito com base no conceito de tensão exigida.

Em termos de análise de estabilidade externa, caso se considere, como é usual, que o talude de solo reforçado assenta sobre uma fundação competente, significa que a ocorrência de rotura por insuficiente capacidade resistente do solo de fundação e por escorregamento global envolvendo superfícies de rotura que atravessem o solo de fundação não é muito provável. O derrubamento não é um modo de rotura com grande probabilidade de ocorrência nos taludes de solo reforçado (relembre-se que, regra geral, são considerados taludes de solo reforçado, estruturas com $\beta < 70º$). Desta forma, poderá dizer-se que o dimensionamento externo de taludes de solo reforçado assentes em fundação competente, fica reduzido às verificações de segurança relativas ao deslizamento pela base e ao longo das restantes interfaces solo-reforço.

Nos pontos que se seguem apresentam-se diversas metodologias de dimensionamento que se enquadram nas três categorias anteriormente referidas. Para evitar que a apresentação se torne demasiado longa e fastidiosa e evitar a repetição de informação, optou-se por, nos casos em que os diversos autores propõem metodologias considerando o efeito da acção sísmica – métodos pseudo-estáticos, apresentar apenas a versão mais geral dos métodos, dado que, anulando a acção sísmica, os métodos pseudo-estáticos se transformam nas metodologias propostas pelos mesmos autores para o dimensionamento em condições estáticas.

3.4.2 Dimensionamento interno com base no conceito de tensão exigida

Num talude de solo reforçado podem identificar-se 3 zonas com funções distintas (Figura 3.41). A Zona 1, ou zona activa, correspondente à massa de solo potencialmente deslizante. A Zona 2, ou zona resistente, limitada pela Zona 1 e pela zona não reforçada do aterro (Zona 3), deve garantir a mobilização, através dos mecanismos de interacção solo-reforço, dos esforços instalados nas inclusões na Zona 1, isto é, a Zona 2 corresponde à zona de "ancoragem" dos elementos de reforço.

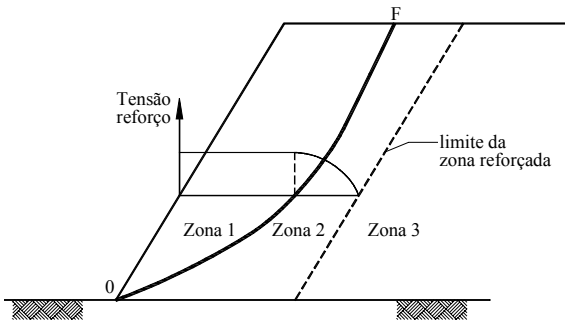


Figura 3.41 - Três zonas a considerar num talude reforçado (adaptado de Jewell, 1996).

Segundo Jewell (1996), pode admitir-se, idealmente, que os diversos níveis de reforço estão submetidos a uma tensão constante na Zona 1, que diminui progressivamente na Zona 2, até se anular na fronteira com a Zona 3 (Figura 3.41).

O primeiro aspecto a verificar no dimensionamento de uma estrutura reforçada é o equilíbrio interno na Zona 1. Admite-se que a tensão exigida aos reforços, devido ao peso próprio do solo, varia linearmente com a profundidade, ou seja, à profundidade z_i, a tensão que o nível de reforço i deve ser capaz de absorver pode estimar-se através da equação:

$$\sigma_{req,i} = K_{req}\gamma z_i \tag{3.108}$$

onde K_{req} é o coeficiente de impulso de terras e γ é o peso volúmico do solo.

Considere-se um dado nível de reforço, i, cujo valor de cálculo do esforço resistente à tracção é $T_{d,i}$, o espaçamento vertical entre reforços é $S_{v,i}$ e o espaçamento na direcção horizontal é igual a S_h, na eventualidade dos reforços não serem contínuos. A tensão que esse nível de reforço pode absorver, designada como tensão disponível, caso não ocorram fenómenos de deslizamento ao nível da interface solo-reforço, quantifica-se através de:

$$\sigma_{disp,i} = \frac{T_{d,i}}{S_{v,i}S_h} \tag{3.109}$$

No caso concreto do reforço com geossintéticos, os reforços são elementos bidimensionais, pelo que é prática corrente a análise de estabilidade ser efectuada por metro de comprimento do talude, isto é, $S_h = 1$.

A distribuição, ao longo da altura do talude, do esforço resistente dos reforços e/ou do espaçamento vertical entre eles é efectuada de forma a que, qualquer que seja o nível de reforço, a tensão disponível seja igual ou superior à tensão exigida aos reforços a essa profundidade (Figura 3.42). Este conceito de tensão exigida para o equilíbrio de taludes reforçados, também presente implicitamente nos métodos descritos em 3.3, é idêntico à teoria de pressões de terras de Rankine. Porém, ao contrário do que acontece, por exemplo, numa estrutura de suporte tipo gravidade, em que as tensões são absorvidas pela estrutura de suporte propriamente dita, nas estruturas de solo reforçado essas tensões são transmitidas para a Zona 2 (Figura 3.41) através das forças de tracção nos reforços (Jewell, 1996).

Na Figura 3.42 está ilustrado o que se explicou no parágrafo anterior, apresentando-se dois esquemas possíveis para a distribuição dos reforços em altura. A Figura 3.42b pretende ilustrar a opção pela escolha de níveis de reforço de igual esforço resistente e espaçamento vertical ao longo de toda a altura do talude, enquanto a Figura 3.42c ilustra a opção por duas (ou mais) zonas com níveis de reforço distintos, assegurados por diferentes valores de esforço resistente ou de espaçamento vertical. Note-se que, em qualquer dos casos, deve sempre considerar-se uma tensão mínima no topo do talude, para atender a fenómenos como, por exemplo, a compactação do aterro.

O valor do coeficiente de impulso de terras, K_{req}, que permite quantificar a tensão exigida aos reforços é habitualmente determinado através de métodos de equilíbrio limite, como o método das duas cunhas (ou rotura biplanar) e o método da espiral logarítmica. Existem na bibliografia (Schmertmann *et al.*, 1987; Leshchinsky & Boedeker, 1989; Jewel, 1989; Michalowski, 1997) ábacos que fornecem o valor do coeficiente de impulso, K_{req}, em função do ângulo de atrito do solo e da inclinação da face da estrutura. No âmbito do presente trabalho foi também desenvolvido um

programa de cálculo com o objectivo de quantificar o coeficiente K_{req}, admitindo mecanismos de rotura biplanar e do tipo espiral logarítmica, que será descrito no Capítulo 4.

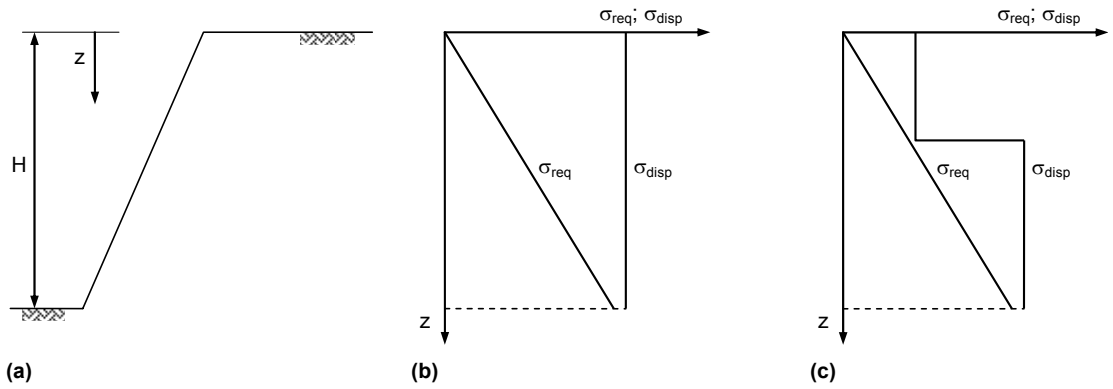


Figura 3.42 – Dimensionamento interno com base no conceito de tensão exigida: a) esquema do talude; b) nível de reforço uniforme em altura; c) nível de reforço variável em altura.

3.4.3 Métodos de análise de estabilidade

Os métodos de fatias, utilizados frequentemente na análise de estabilidade de taludes, podem ser adaptados aos taludes de solo reforçado, considerando o momento estabilizador relativo aos diferentes níveis de reforço. Neste ponto apresenta-se o método de análise de estabilidade admitindo um mecanismo de rotura circular no seu caso mais geral, isto é, admitindo o efeito da acção sísmica através das forças de inércia horizontais e verticais.

O coeficiente de segurança em relação ao colapso do talude, FS, obtém-se através do equilíbrio de momentos em relação ao ponto O (ver Figura 3.43a), isto é:

$$FS = \frac{M_e + \Delta M_e}{M_d} \tag{3.110}$$

onde M_e é o momento estabilizador resultante da resistência ao corte do solo, ΔM_e é o acréscimo de momento estabilizador resultante da existência dos reforços e M_d é o momento derrubador.

Recorrendo ao método de Bishop Simplificado e considerando as forças de inércia horizontais e verticais (Figura 3.43b), resulta, para o momento derrubador, a equação:

$$M_d = \sum W \left[(1 \pm k_v)\, R \operatorname{sen}\alpha + k_h y\right] \tag{3.111}$$

O momento estabilizador, admitindo o solo de natureza puramente friccional, obtém-se através de:

$$M_e = (1 \pm k_v) R \sum \frac{W \operatorname{tg}\phi \sec\alpha}{1 + \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\phi} \tag{3.112}$$

e o momento estabilizador adicional, resultante da capacidade resistente dos reforços pode calcular-se por:

$$\Delta M_e = R \sum_{i=1}^{n} T_i \cos(\psi_i - \delta_i) \tag{3.113}$$

onde, T_i é o esforço resistente disponível do nível de reforço i (menor valor entre o esforço resistente à tracção do reforço e o seu esforço resistente ao arranque), ψ_i é o ângulo que o raio faz com a vertical (Figura 3.43a) e δ_i é o ângulo que essa força faz com a horizontal. Para o caso em que os reforços são flexíveis, como é o caso dos geossintéticos, considera-se, habitualmente, tal como se representa na Figura 3.43a, que a força T_i é tangente à superfície de rotura. Nestes casos $\delta_i = \psi_i$ resultando na equação anterior o termo $\cos(\psi_i - \delta_i)$ igual à unidade.

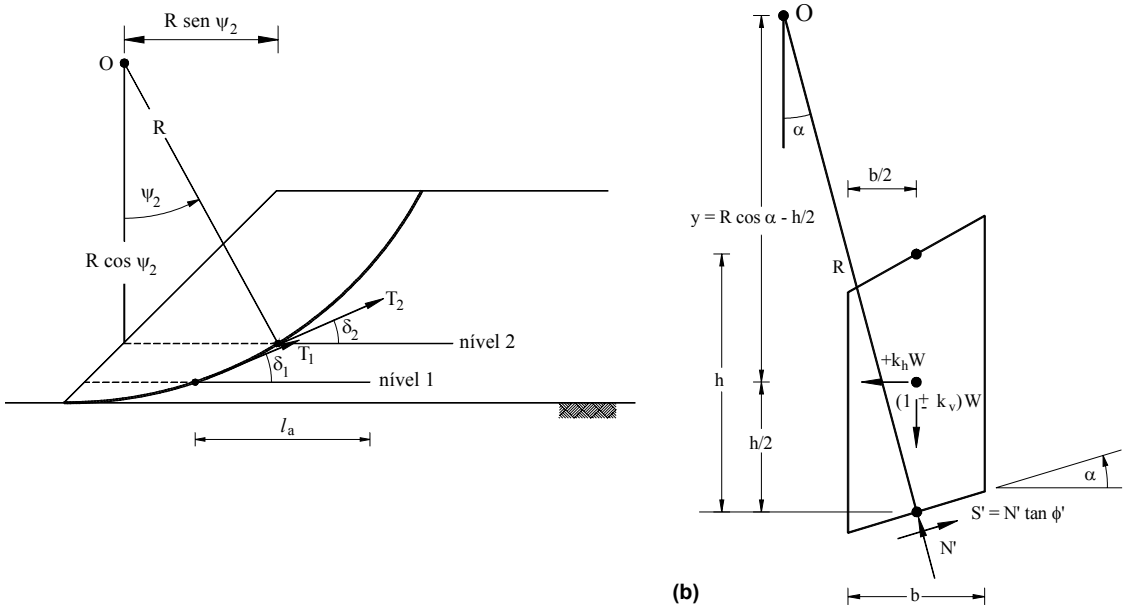


Figura 3.43 - Mecanismo de rotura circular para a análise de estabilidade de taludes reforçados: a) superfície de rotura e forças nos reforços intesectados; b) forças que se admitem numa fatia (excluindo reforços).

Este método de análise de estabilidade considerando k_v = 0 é, tal como se verá posteriormente, o método proposto pela *Federal Highway Administration* (FHWA, 2001), nos Estados Unidos.

3.4.4 Método de dimensionamento proposto por Jewell

O método de dimensionamento de taludes de solo reforçado proposto por Jewell, contempla o equilíbrio interno da Zona 1 ou zona activa, o equilíbrio global que permite determinar o comprimento mínimo dos reforços para que seja assegurada a estabilidade interna e o equilíbrio externo.

O dimensionamento interno proposto por Jewell (Jewell, 1989; 1996) baseia-se no conceito de tensão exigida, apresentado em 3.4.2. Como se referiu, é necessário assegurar que, qualquer que seja o nível de reforço, i, a tensão disponível seja igual ou superior à tensão que lhe é exigida (Figura 3.42), determinada através do coeficiente de impulso, K_{req}.

Para a determinação do coeficiente de impulso, K_{req}, Jewell (1989) recorre aos dois mecanismos potenciais de rotura representados na Figura 3.44.

No mecanismo de rotura biplanar, representado na Figura 3.44a, a separação entre os dois blocos intersecta alguns níveis de reforço e é admitido que a resistência ao corte do solo é totalmente mobilizada ao longo dos três planos de rotura. A força máxima para que se estabeleça o

equilíbrio, P_R, é aplicada na face do talude, admitindo uma tensão horizontal linearmente crescente em profundidade (o que significa que o ponto de aplicação de P_R é a 1/3 da altura).

No mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, Jewell admite que o raio da superfície varia de acordo com $dr/rd\theta = tg\ \phi$, tal como o ilustrado na Figura 3.44b.

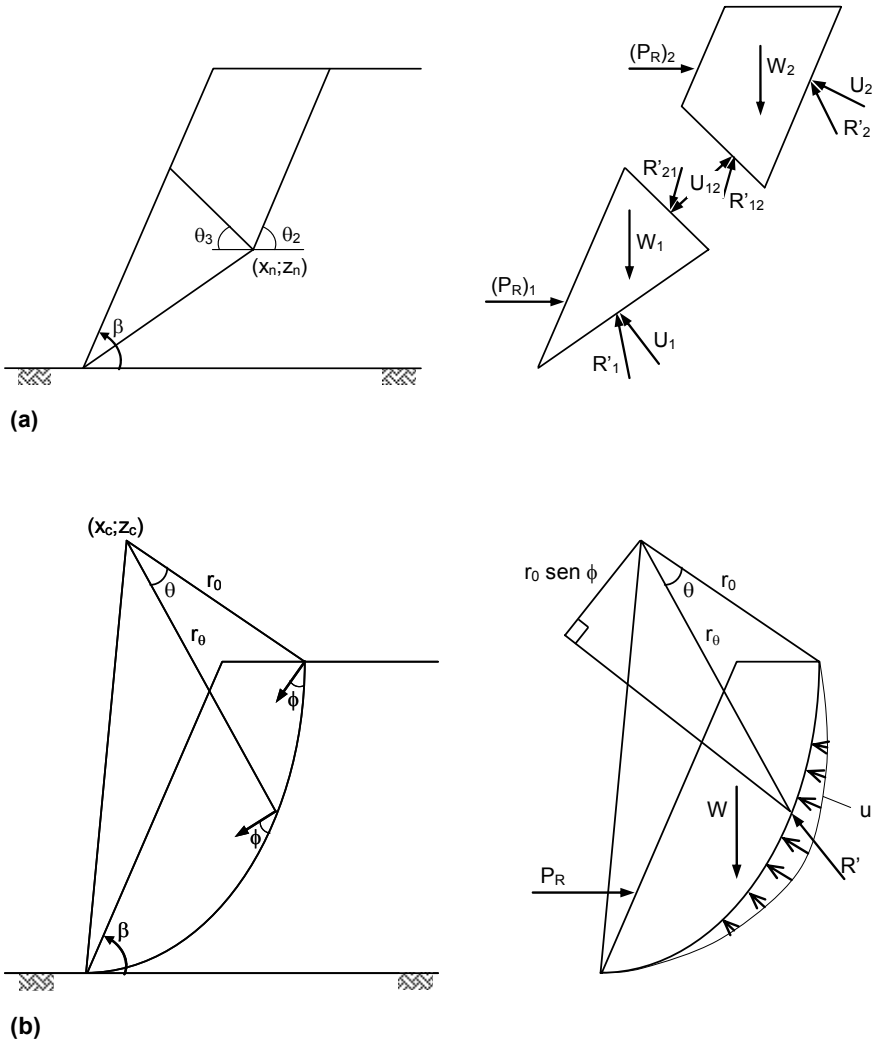


Figura 3.44 – Mecanismos de rotura considerados por Jewell (1989) para a determinação de K_{req}: a) mecanismo biplanar e forças actuantes nos blocos; b) mecanismo tipo espiral logarítmica e forças nas fronteiras.

Estando garantido o equilíbrio interno da zona activa, é necessário definir as dimensões da Zona 2 (Figura 3.41), isto é, determinar o comprimento dos reforços. Deve assegurar-se que, por um lado, o comprimento dos reforços é suficiente para que, através dos mecanismos de interacção solo-reforço, seja possível a mobilização dos esforços exigidos aos reforços e, por outro lado, que os reforços têm comprimento suficiente para garantir o equilíbrio em relação a mecanismos de rotura que intersectem apenas alguns níveis de reforço localizados na parte inferior do talude (Figura 3.45).

Existem numerosas combinações possíveis, estabelecidas em termos da resistência, espaçamento e comprimento dos reforços que asseguram o equilíbrio de um talude. De acordo com Jewell (1989; 1996), a solução óptima é aquela em que o espaçamento entre reforços é determinado de forma a satisfazer as tensões exigidas pelo equilíbrio interno e o seu comprimento é determinado impondo que o equilíbrio global seja satisfeito.

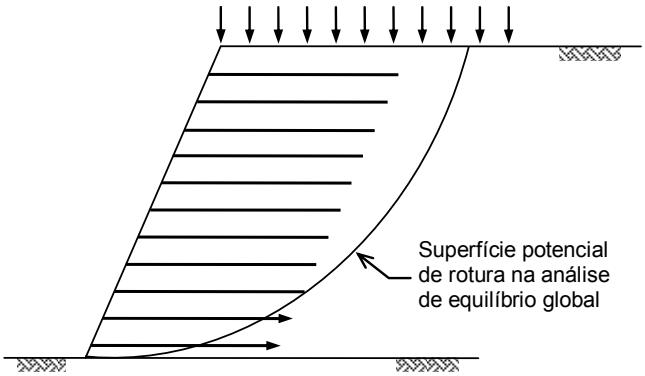


Figura 3.45 – Verificação do equilíbrio global para determinação do comprimento dos reforços (adaptado de Jewell, 1996).

Nos ábacos de dimensionamento apresentados por Jewell (1989), o comprimento mínimo dos reforços, que assegura o equilíbrio global, foi determinado, tal como se esquematiza na Figura 3.46, admitindo que a força disponível pode ser totalmente mobilizada nos níveis de reforço intersectados. Dado que, para esta hipótese ser válida deve existir um comprimento mínimo de arranque, o autor sugere uma correcção a efectuar sobre o comprimento dos reforços determinado directamente a partir desses ábacos. O comprimento de arranque na base do talude, $l_{a,base}$, deve determinar-se através da equação:

$$\frac{l_{a,base}}{H} = \left(\frac{T_d}{2w_r\gamma H^2}\right)\left(\frac{1}{1-r_u}\right)\left(\frac{1}{f_a tg\,\phi}\right) \tag{3.114}$$

onde T_d é o valor de cálculo do esforço resistente do reforço, w_r é a largura dos reforços e f_a é o coeficiente de interacção solo-reforço relativo à rotura por ao arranque.

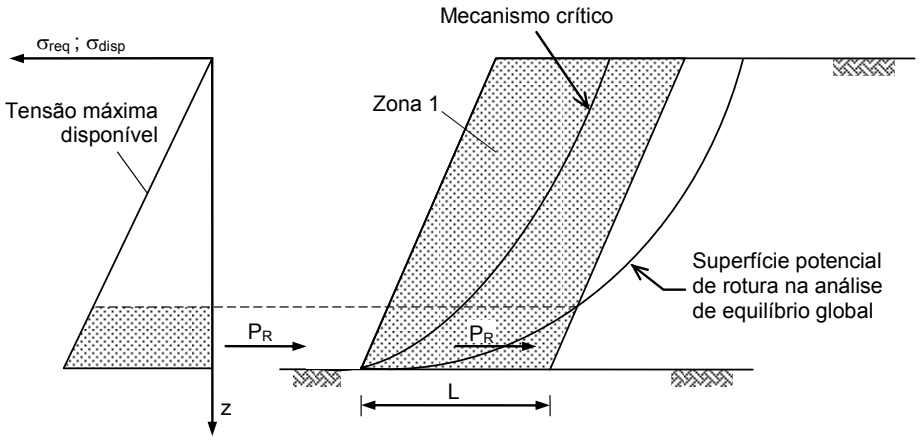


Figura 3.46 – Consideração da força máxima disponível, P_R, nas análises de equilíbrio global (Jewell, 1996).

Para garantir o equilíbrio externo, Jewell considera ser necessário, dependendo das situações, como se verá em seguida, efectuar verificações de segurança em relação ao deslizamento pela base, à capacidade resistente do solo de fundação, à excentricidade excessiva da resultante ao nível da base e ao escorregamento global envolvendo a fundação.

Para a análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base, Jewell considera o mecanismo de rotura biplanar representado na Figura 3.47. O comprimento mínimo dos reforços,

para garantir a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, é também apresentado sob a forma de ábacos, obtidos considerando o coeficiente de interacção, C_{ds}, igual a 0,8 e admitindo que o ângulo de atrito do solo de fundação é maior ou igual ao ângulo de atrito do material de aterro. Caso se verifique que o coeficiente de interacção C_{ds} é inferior ao valor considerado na obtenção dos gráficos, é necessário efectuar uma correcção, multiplicando-se o valor obtido directamente dos ábacos por $0,8/C_{ds}$. Jewell (1996) alerta para o facto de, em taludes de baixa inclinação e dependendo do ângulo de atrito do material de aterro, a rotura por deslizamento pela base não ser condicionante.

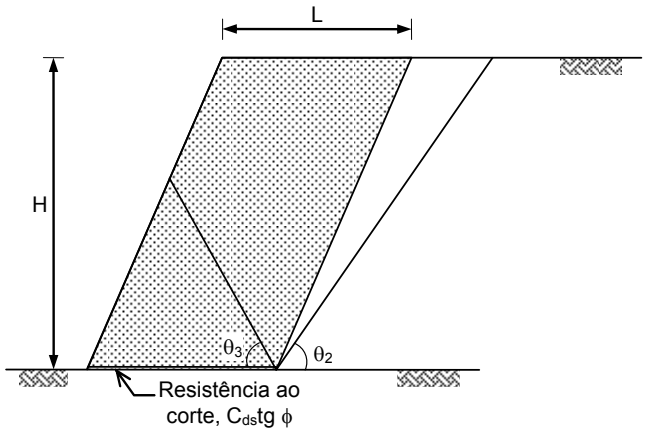


Figura 3.47 – Mecanismo de rotura considerado por Jewell para a análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base.

Jewell (1996) considera que, no caso dos taludes com inclinação da face $\beta \geq 70º$ (logo classificados como muros), deve realizar-se a verificação de segurança em relação à capacidade resistente do solo de fundação e assegurar que a resultante das forças ao nível da base se localiza no interior do terço central. No caso dos taludes esses modos de rotura não serão, em princípio, condicionantes.

Para a análise da estabilidade em relação ao escorregamento global envolvendo o solo de fundação é recomendada a utilização dos métodos convencionais de equilíbrio limite, como por exemplo, os métodos de fatias.

A descrição da metodologia de aplicação do método de dimensionamento proposto por Jewell encontra-se já publicada em língua portuguesa (Lopes, 1998; Mendonça, 2004). Porém, este ponto do presente trabalho ficaria incompleto caso não se apresentassem os passos sugeridos por Jewell para a aplicação do método que propõe. Jewell (1996) sugere, para o dimensionamento de taludes de solo reforçado com geossintéticos, o procedimento que se passa a descrever.

i) Seleccionar os valores de cálculo das propriedades dos materiais e determinar, recorrendo aos ábacos de dimensionamento, o valor do coeficiente de impulso, K_{req}, e das relações $(L/H)_{global}$ e $(L/H)_{ds}$. Dado que, como se referiu anteriormente, na definição do comprimento mínimo que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pela base se considerou o coeficiente de interação $C_{ds} = 0,8$, caso na situação em análise este coeficiente seja inferior a este valor, a relação $(L/H)_{ds}$ obtida directamente do ábaco deve ser multiplicada por $0,8/C_{ds}$. O comprimento dos reforços a adoptar deve definir-se do seguinte modo:

- se $(L/H)_{global} > (L/H)_{ds}$, adoptar um comprimento, constante em altura, igual a $(L/H)_{global}$;

- se $(L/H)_{ds} > (L/H)_{global}$, pode optar-se pela consideração do comprimento constante em altura e igual a $(L/H)_{ds}$ ou, considerar reforços com comprimento variável em altura, com $(L/H)_{ds}$ na base e $(L/H)_{global}$ no topo.

ii) Definir a envolvente das tensões máximas exigidas, considerando, como resultado da necessidade do comprimento mínimo de arranque, um valor de cálculo do coeficiente de impulso, K_d, dado por:

$$K_d = \frac{K_{req}}{1 - \frac{l_{a,base}}{L}} \tag{3.115}$$

Na definição da envolvente deve considerar-se um valor mínimo da tensão exigida junto ao topo, para atender, entre outros, a fenómenos tais como a compactação. Na fase de pré-dimensionamento pode considerar-se a tensão residual de compactação igual a 15 kPa.

iii) Construir o diagrama das tensões disponíveis nos reforços, em função do valor de cálculo do esforço resistente, T_d, e do espaçamento entre eles (Equação 3.109), podendo variar em altura, quer a resistência, quer o espaçamento vertical, desde que a tensão disponível seja, para qualquer profundidade, superior à tensão exigida (Figura 3.42).

3.4.5 Método de dimensionamento proposto por Schmertmann *et al.* (1987)

Os ábacos de dimensionamento apresentados por Schmertmann *et al.* (1987) são referidos neste trabalho, por um lado, pelo facto de serem utilizados com frequência no dimensionamento de aterros de solo reforçado em particular nos países da América do Norte (na Europa o recurso aos ábacos de Jewell está mais generalizado) e, por outro lado, pelo facto de, como se verá posteriormente, a *FHWA* recomendar a sua utilização como termo de comparação ou de verificação da metodologia que propõe.

Schmertmann *et al.* (1987) consideram três mecanismos de rotura biplanar distintos para a definição do coeficiente de impulso e do comprimento dos reforços (Figura 3.48). Consideram o solo de natureza puramente friccional, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, a resistência das interfaces solo-reforço igual a 90% da resistência ao corte do solo e que o ângulo de atrito na interface entre os dois blocos, δ, é igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito do solo.

Com base no mecanismo biplanar, apresentado na Figura 3.48a, é determinada a força total que os reforços devem absorver, T_t, sendo a proporção entre as grandezas das forças absorvidas pelos reforços nos dois blocos, T_1 e T_2, determinada admitindo uma distribuição triangular de tensões.

Relativamente ao comprimento dos reforços, Schmertmann *et al.* (1987) consideram os reforços truncados por um plano não paralelo à face do talude, isto é, admitem o comprimento dos reforços crescente em profundidade, para, segundo os autores, reduzir os custos e aumentar a aplicabilidade deste tipo de estruturas. Assumem que o comprimento dos reforços na base, L_B, é controlado pela estabilidade externa e que o comprimento no topo, L_T, é controlado por exigências de estabilidade interna.

O mecanismo de rotura planar apresentado na Figura 3.48b é o utilizado, por Schmertmann *et al.* (1987), para a determinação do comprimento dos reforços no topo, L_T, dado que, segundo estes autores, dá origem a valores superiores aos obtidos considerando o mecanismo biplanar ilustrado na Figura 3.48a. É efectuada a pesquisa da inclinação da cunha de rotura que

produz o valor máximo da força horizontal e a intersecção dessa superfície crítica com o topo do talude define o valor mínimo de L_T (Figura 3.48b).

Para a determinação do comprimento dos reforços na base, L_B, é considerado o mecanismo de rotura representado na Figura 3.48c, admitindo que ao longo da superfície de rotura horizontal a resistência ao corte corresponde a 90% da resistência do solo, isto é, C_{ds} = 0,9.

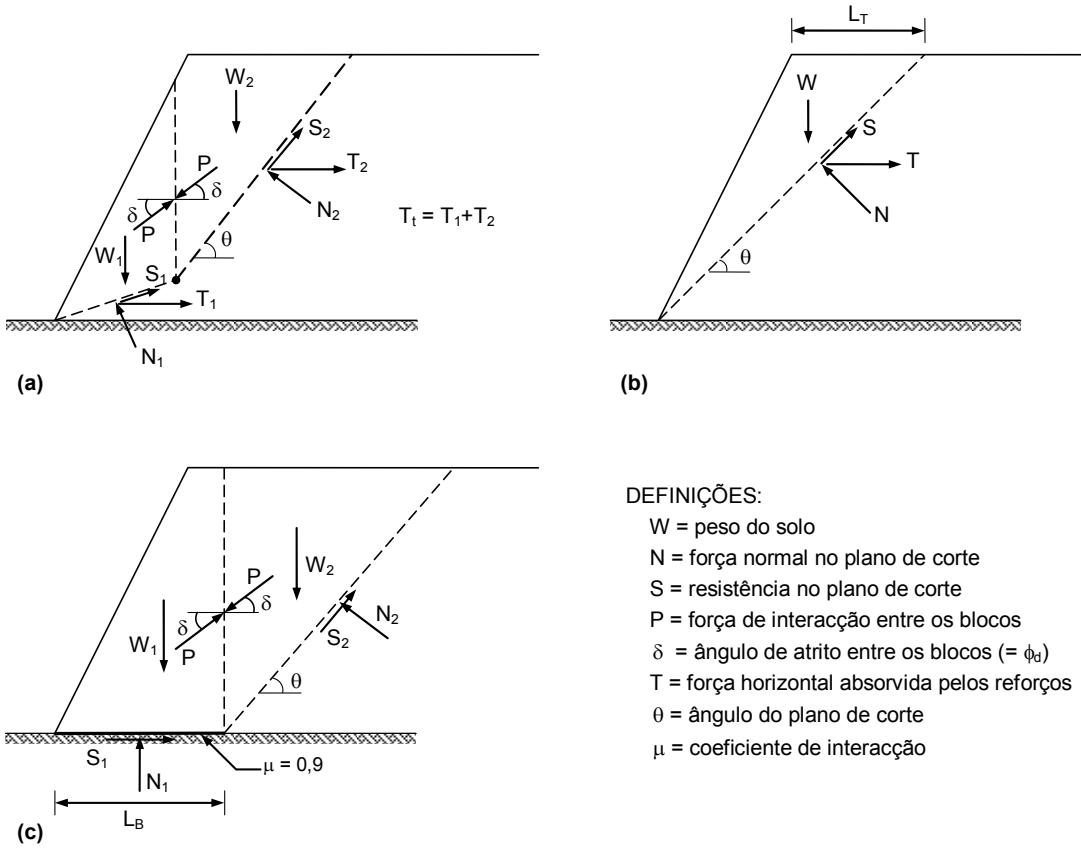


Figura 3.48 – Mecanismos de rotura considerados por Schmertmann *et al*. (1987) para: a) a determinação da força exigida aos reforços; b) a determinação do comprimento do reforço no topo do talude; c) a determinação do comprimento do reforço na base do talude.

Com base em análises mais detalhadas, designação dos autores, baseadas no método de Bishop para a determinação da força total a ser absorvida pelos reforços, T_t, e do comprimento L_T e baseadas no método de Spencer, que admite superfícies de rotura não circulares, para a determinação do comprimento L_B, Schmertmann *et al*. (1987) obtiveram valores superiores para o coeficiente de impulso e para o comprimento dos reforços. Com base nesta conclusão e na comparação com os resultados obtidos previamente por Jewell *et al*. (1985), os valores apresentados nos ábacos de dimensionamento de Schmertmann *et al*. (1987), ilustrados na Figura 3.49, resultam de uma majoração (não constante) dos valores obtidos pela análise de equilíbrio limite, descrita anteriormente.

Relembre-se que os ábacos de Schmertmann *et al*. (1987) são aplicáveis apenas nas seguintes condições: maciço de natureza puramente friccional, aterro suportado por fundação competente, terrapleno horizontal, ausência de pressões intersticiais, sobrecarga uniforme, ausência de solicitação sísmica e reforços horizontais, sendo o coeficiente de interacção igual a 0,9.

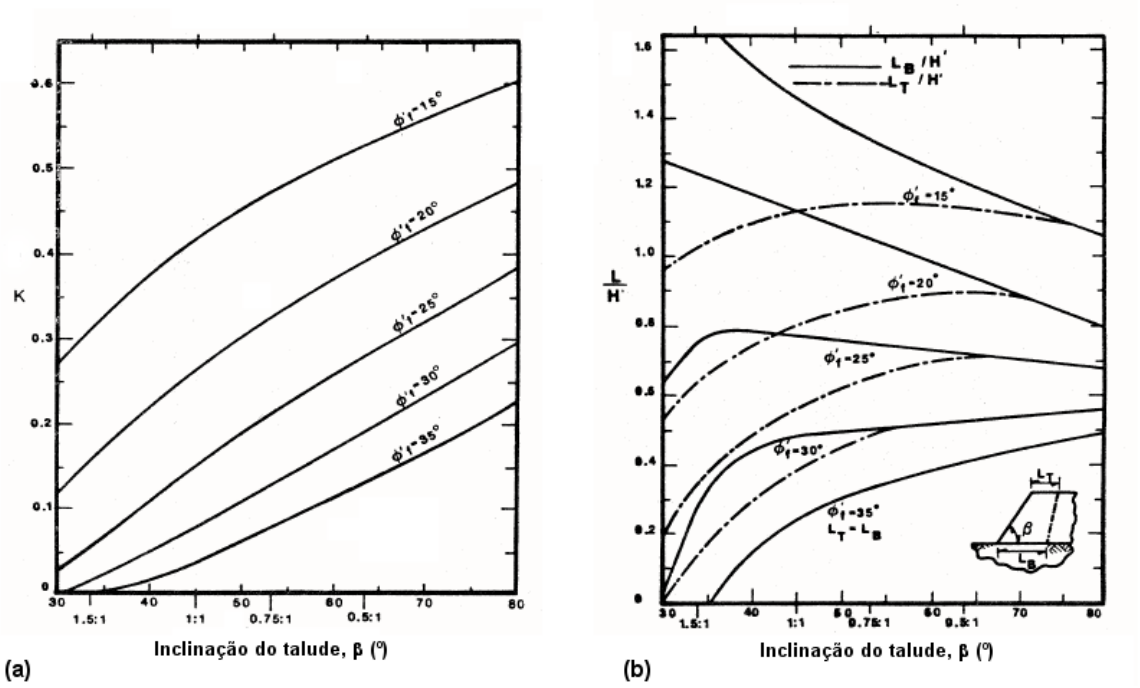


Figura 3.49 – Ábacos de dimensionamento propostos por Schmertmann *et al*. (1987): a) coeficiente de impulso; b) comprimento dos reforços.

3.4.6 Metodologia proposta por Ling *et al*. (1997)

3.4.6.1 Generalidades

Ling *et al*. (1997) propõem um método de dimensionamento, que inclui o efeito das acções sísmicas, baseado em análises pseudo-estáticas de equilíbrio limite, aplicável a muros e taludes de solo reforçado com qualquer inclinação de face. Esta metodologia de dimensionamento constitui uma extensão do método proposto por Leshchinsky *et al*. (1995) para o dimensionamento em condições estáticas. Para evitar a repetição de informação, optou-se por apresentar o método mais geral, que inclui o efeito da acção sísmica através da introdução das forças de inércia, tendo presente que quando as forças de inércia não são consideradas, esta metodologia degenera no método proposto previamente. Apesar do método proposto por estes autores ser aplicável a muros e taludes de solo reforçado, optou-se por incluí-lo na secção referente aos taludes.

O método proposto por estes autores compreende análises de estabilidade interna, externa e composta, considerando diferentes modos de rotura, que permitem determinar a resistência e o comprimento dos reforços.

3.4.6.2 Análise de estabilidade interna

A análise que estes autores propõem baseia-se numa formulação de equilíbrio limite, que considera o mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica. Este mecanismo de rotura degenera numa superfície plana, tal como a teoria de Mononobe-Okobe, nos casos em que esta superfície representa a situação mais crítica (estruturas de face aproximadamente vertical).

A análise de estabilidade interna proposta por Ling *et al*. (1997), visa a determinação da resistência à tracção exigida a cada nível de reforço, de forma a assegurar a estabilidade da massa de solo potencialmente instável. Embora o método proposto permita a determinação do esforço resistente exigido individualmente a cada nível de reforço, T_i, os próprios autores consideram que

esta análise é equivalente à determinação do esforço de tracção total, necessário para resistir ao impulso activo que é exercido sobre a face do talude. Leshchinsky *et al*. (1995) e Ling & Leshchinsky (1998) apresentam resultados sob a forma de ábacos, que fornecem o valor da resistência normalizada, definida como:

$$K = \frac{\sum T_i}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \approx \frac{T_i}{\gamma h_i D_i} \tag{3.116}$$

onde, $\sum T_i$ representa a somatório dos esforços determinados de acordo com a metodologia que propõem. Este conceito de resistência normalizada coincide, segundo os próprios autores, com o conceito de impulso de terras. Por outro lado, conhecido o valor de K é possível estimar o valor do esforço absorvido por cada nível de reforço i, T_i, recorrendo ao segundo termo da Equação (3.116), onde h_i é a profundidade a que se encontra o nível de reforço i e D_i é a sua área contributiva, definida de acordo com o esquematizado na Figura 3.50.

Neste método admite-se que as forças absorvidas pelos geossintéticos actuam horizontalmente dado que, segundo alguns autores (Leshchinsky & Boedeker, 1989), a inclinação destas forças não tem um efeito muito significativo nos resultados em solos não coesivos e é uma opção conservativa no que se refere à resistência exigida aos geossintéticos. Consideram ainda que deve ser utilizado o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, obtido reduzindo o ângulo de atrito através de um coeficiente de segurança, e que o valor de cálculo não deve ser superior ao valor residual do ângulo de atrito do solo.

Conhecida a geometria do talude e o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, deve ser definido o número de reforços, n, e a sua distribuição ao longo da altura da estrutura. O esforço resistente necessário para cada nível de reforço, T_i, é calculado com base nos procedimentos apresentados na Figura 3.50 e que se passa a descrever.

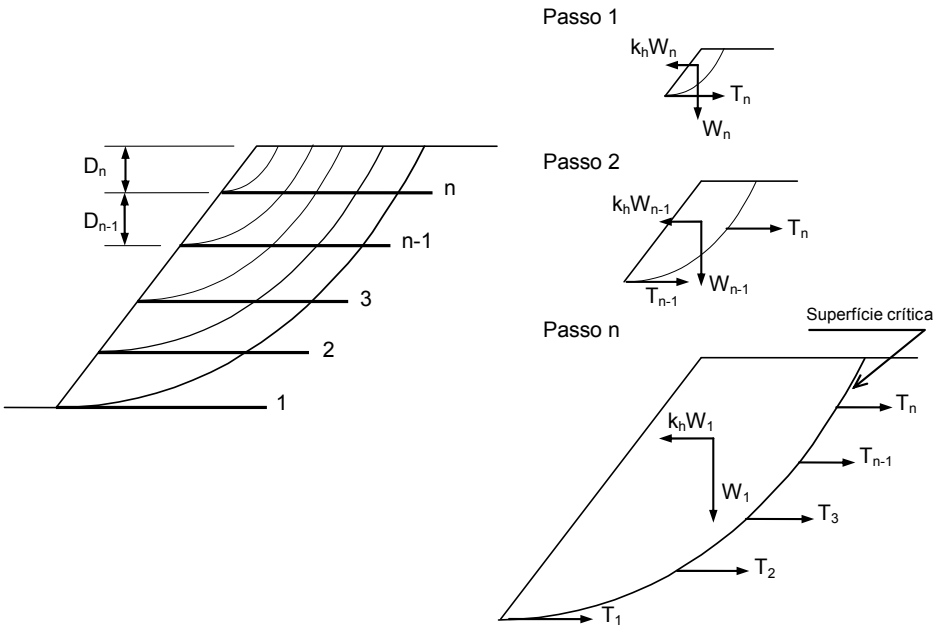


Figura 3.50 - Análise de estabilidade interna de acordo com a metodologia proposta por Ling *et al*. (1997).

Começa-se por considerar a superfície potencial de rotura que se estende desde o topo da estrutura até ao nível de reforço n. A superfície crítica é aquela que está associada ao valor máximo

da resistência do nível de reforço, n, T_n, que é calculado de forma a equilibrar as forças horizontais correspondentes à área contributiva D_n, através do equilíbrio de momentos em relação ao polo da superfície de rotura do tipo espiral logarítmica. No passo seguinte consideram-se as áreas contribuitivas D_n e D_{n-1} (ver Figura 3.50) e dado que T_n foi determinado anteriormente, T_{n-1} é a única incógnita. Repetindo este procedimento até ao nível inferior de reforço (nível 1), é possível quantificar os esforços T_n a T_1, que constituem a distribuição idealizada dos esforços nos diferentes níveis de reforço.

Na Figura 3.50, que pretende esquematizar o método proposto por Ling *et al*. (1997), não se encontram representadas as forças normal e tangencial que se desenvolvem ao longo das sucessivas superfícies potenciais de rotura, dado que, a linha de acção da sua resultante passa no polo da superfície, não produzindo qualquer momento. Por uma questão de simplicidade da apresentação e mantendo fidelidade à apresentação de Ling *et al*. (1997), não se encontram representadas nesta figura as forças de inércia verticais. Porém, é possível a sua inclusão na metodologia proposta tendo, inclusivamente, o seu efeito sido avaliado num trabalho posteriormente publicado pelos mesmos autores (Ling & Leshchinsky, 1998).

A superfície crítica, que se estende desde o topo da estrutura até ao nível de reforço 1 (Passo n), define aquilo a que se chama zona activa, isto é, teoricamente define a fronteira entre a massa deslizante e o solo estável. Porém, alguns níveis de reforço podem exigir comprimentos superiores aos definidos por esta superfície, isto é, esses níveis podem ser solicitados por possíveis superfícies de rotura "mais profundas", que atravessam parte da zona reforçada e do solo suportado. A estes modos de rotura os autores chamam rotura composta (*compound failure*).

3.4.6.3 Análise de estabilidade composta

Através da análise de estabilidade interna, descrita no ponto anterior, determina-se o esforço resistente à tracção exigido a cada nível de reforço e identifica-se a superfície potencial de rotura que define a zona activa. Porém, a capacidade de um nível de reforço disponibilizar a totalidade da sua resistência depende fundamentalmente do seu comprimento de arranque. As superfícies potenciais de rotura que se possam desenvolver atrás da superfície crítica, determinada na análise de estabilidade interna, podem não permitir, por insuficiente comprimento dos reforços, que neles se mobilize a resistência necessária à estabilidade para essas superfícies de rotura. Assim, segundo os autores, é necessário efectuar análises de estabilidade visando determinar o comprimento dos reforços que assegurem que esses modos de rotura "composta" não ocorram.

Para que fique assegurada a estabilidade em relação a modos de rotura composta, os níveis de reforço 1 a m (ver Figura 3.51) devem estender-se para além da superfície crítica determinada na análise de estabilidade interna, de forma a que seja possível mobilizar a totalidade da sua resistência. A determinação do nível de reforço m resulta de considerar que, na prática, os níveis de reforço têm um esforço resistente admissível, T_{adm}, igual ou superior ao valor exigido pela análise de estabilidade interna, T_i. Dado que o esforço resistente admissível, na maioria dos reforços, é superior ao valor que lhe é exigido, a resistência disponível pelos reforços será superior ao valor mínimo necessário para que se mantenha a estabilidade em relação à superfície potencial de rotura crítica. Neste sentido, os níveis m+1 a n não são teoricamente necessários. Então o número mínimo de reforços localizados junto ao pé do talude, m, que contribuem com o seu esforço resistente admissível, para manter a estabilidade global pode determinar-se através da equação:

$$\sum_{i=1}^{m} T_{adm,i} \geq \sum_{i=1}^{n} T_i \qquad (3.117)$$

onde $\sum_{i=1}^{n} T_i$ representa a resistência exigida à totalidade dos reforços determinada pela análise de estabilidade interna.

Conhecido o nível de reforço m, deve calcular-se o coeficiente de segurança admitindo mecanismos de rotura do tipo espiral logarítmica, considerando a resistência admissível dos níveis de reforço 1 a m (ver Figura 3.51). Se o coeficiente de segurança calculado é superior ao exigido, o nível m é truncado e o coeficiente de segurança recalculado para verificar se satisfaz o valor mínimo de FS. Se for inferior ao valor exigido, o comprimento do nível m é aumentado até que o coeficiente de segurança calculado seja igual ao valor mínimo exigido (situação apresentada na Figura 3.51). O comprimento mínimo para o nível m é obtido no ponto D da Figura 3.51. Este processo é então repetido para o nível de reforço m-1 desprezando a contribuição dos níveis de reforço superiores, dado que os seus comprimentos já foram truncados, isto é, os níveis de reforço superiores não são efectivos para as superfícies potenciais de rotura mais profundas. Quando o coeficiente de segurança igualar o valor mínimo exigido, encontra-se o ponto E. Repete-se todo este procedimento até ao nível 1, obtendo-se a curva DEFGH representada na Figura 3.51, que define o comprimento mínimo dos reforços que assegura o valor mínimo de FS para todas as superfícies potenciais de rotura que se desenvolvam a partir da base do talude.

Segundo os autores deste método, devem ainda efectuar-se análises semelhantes admitindo superfícies potenciais de rotura que atravessem a face do talude. Leshchinsky (1997) sugere que este procedimento seja repetido considerando superfícies potenciais de rotura que intersectam a face do talude em pontos coincidentes com os níveis de reforço 2 a n.

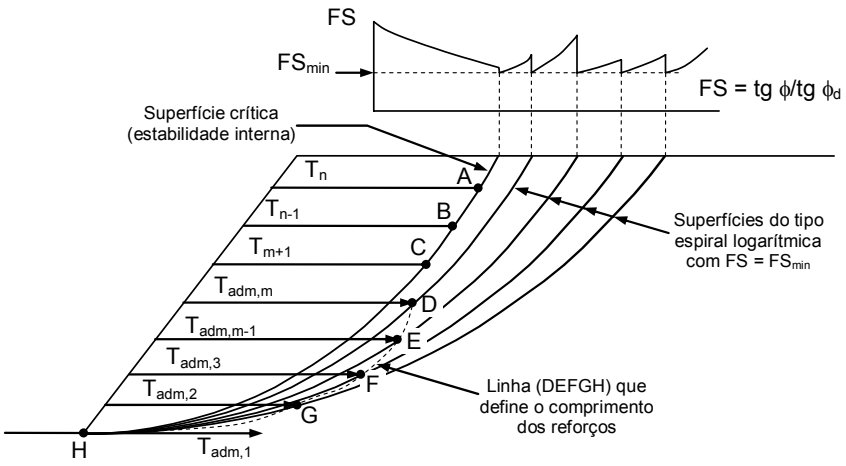


Figura 3.51 - Análise de estabilidade composta (Ling *et al.*, 1997).

3.4.6.4 Análise de estabilidade externa

O comprimento dos reforços, determinado com base na exigência de um valor mínimo do coeficiente de segurança em relação à estabilidade composta, pode não ser suficiente para prevenir a ocorrência de rotura por deslizamento pela base ou ao longo de qualquer das interfaces solo-reforço.

O comprimento mínimo dos reforços para assegurar a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, L_{ds}, é determinado, de acordo com a metodologia proposta por Ling *et al.* (1997), considerando o mecanismo de rotura biplanar representado na Figura 3.52. Consideram que o ângulo de atrito entre os blocos A e B é igual ao ângulo de atrito interno do solo e, fazendo variar o valor da inclinação que define o bloco A, α, determina-se, estabelecendo o equilíbrio de forças

neste bloco, o valor máximo da força de interacção entre os blocos (força P). O comprimento mínimo dos reforços, L_{ds}, obtém-se igualando a força que resiste ao escorregamento pela base, S_B, à força instabilizadora que o tende a provocar. Isto é:

$$(P\,\mathrm{sen}\delta + W_B)\,\mathrm{tg}\delta_b = k_h W_B + P\cos\delta \tag{3.118}$$

sendo δ_b o ângulo de atrito na interface solo-reforço, determinado recorrendo a ensaios de corte directo, W_B o peso do bloco B, função do comprimento L_{ds}, e P o valor máximo da força de interacção entre os blocos, determinado impondo o equilíbrio do bloco A.

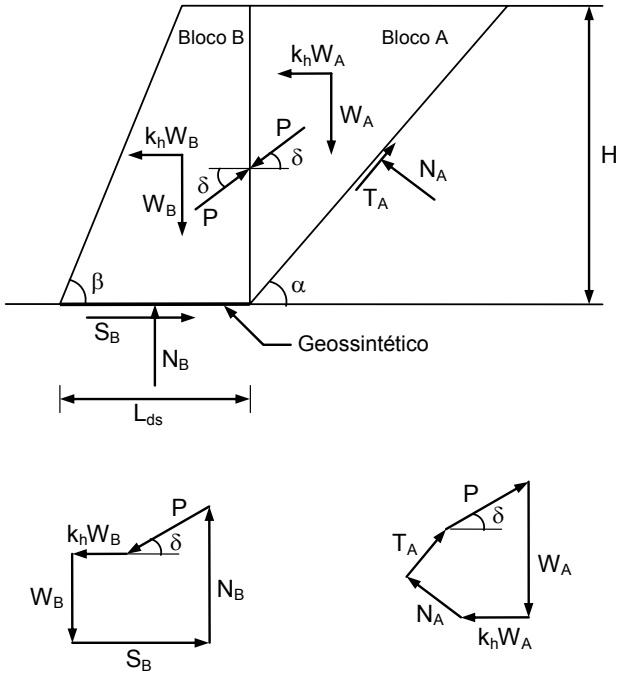


Figura 3.52 – Determinação do comprimento dos reforços para assegurar a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, de acordo com a metodologia proposta por Ling *et al*. (1997).

Da análise de estabilidade composta resultam níveis de reforço com comprimentos variáveis. Porém, sabe-se que, em termos práticos, é preferível que os reforços tenham um comprimento uniforme. Assim, deve adoptar-se para comprimento dos reforços, o maior valor entre o determinado pela análise de estabilidade composta e o comprimento mínimo que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, isto é:

$$L = \max(l_c + l_a; L_{ds}) \tag{3.119}$$

onde l_c é o maior valor do comprimento exigido pela análise de estabilidade composta, l_a é o comprimento de arranque necessário para assegurar a mobilização da resistência exigida ao reforço e L_{ds} é o comprimento mínimo que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base.

3.4.7 Metodologia de dimensionamento proposta por Michalowski

3.4.7.1 Generalidades

Como se referiu em 3.4.1, existem formas distintas de abordar o dimensionamento de taludes de solo reforçado. Entre essas metodologias encontra-se a abordagem através de análises limite.

Michalowski (1997) apresenta uma metodologia de dimensionamento de taludes de solo reforçado com base numa análise limite do tipo estrutural (com a consideração em separado do solo e dos reforços), apresentando resultados sob a forma de gráficos, que fornecem o valor do esforço resistente exigido ao sistema de reforço e o comprimento dos reforços, em função da inclinação do talude, β, e do ângulo de atrito interno do solo, ϕ. Posteriormente, o mesmo autor, estende a aplicação deste método ao dimensionamento em condições sísmicas (Michalowski, 1998).

Dado tratar-se de uma abordagem distinta das metodologias habituais de dimensionamento, baseadas em métodos de equilíbrio limite, optou-se por apresentar neste trabalho o método proposto por Michalowski com algum detalhe. Por se tratar do caso mais geral, apresenta-se a metodologia proposta para o dimensionamento considerando o efeito das solicitações sísmicas, traduzido através do coeficiente sísmico horizontal, k_h.

Sabe-se que, para o mesmo mecanismo de colapso admissível, os resultados obtidos por um método de equilíbrio limite e por uma análise cinemática são idênticos. Porém, Michalowski considera preferível o método cinemático, argumentando que os mecanismos cinemáticos de rotura apelam mais para a intuição da engenharia do que a distribuição de forças.

O método proposto por Michalowski baseia-se no teorema cinemático de análises limites, segundo o qual, em qualquer mecanismo de rotura cinematicamente admissível, "o trabalho realizado pelas forças de massa (peso próprio e forças de inércia) é menor ou igual à energia dissipada", isto é:

$$\int_V \sigma_{ij}^* \dot{\varepsilon}_{ij}^* \, dV \geq \int_S T_i v_i \, dS + \int_V X_i v_i^* \, dV \qquad (3.120)$$

onde $\dot{\varepsilon}_{ij}^*$ é a deformação num campo de velocidades cinematicamente admissível, σ_{ij}^* é o tensor de tensões associado a $\dot{\varepsilon}_{ij}^*$, T_i são as tensões aplicadas na fronteira, $v_i^* = v_i$ é o vector velocidade, X_i é o vector das forças de massa e, S e V são a fronteira solicitada e o volume, respectivamente. Considerando que o talude não é solicitado nas fronteiras, o primeiro integral do termo da direita na Equação (3.120) é nulo.

A maioria das metodologias de dimensionamento propostas na bibliografia assume uma distribuição linear (crescente em profundidade) das forças instaladas nos reforços. No dimensionamento em estado limite, a força instalada nos reforços tem de ser interpretada como uma força "limite", caso contrário, o mecanismo de rotura considerado na análise limite (ou método de equilíbrio limite) não é admissível. Assim, caso se utilizem reforços de igual resistência, a distribuição triangular das forças nos reforços implica que estes apresentem um espaçamento variável em altura (Figura 3.53a). Através de considerações geométricas, é possível determinar a profundidade z_i de cada nível de reforço i, através da equação:

$$z_i = \frac{2}{3} nH \left[\sqrt{\left(\frac{i}{n}\right)^3} - \sqrt{\left(\frac{i-1}{n}\right)^3} \right] \qquad i = 1, 2, ..n \qquad (3.121)$$

assumindo que cada nível se encontra localizado no centroíde do diagrama trapezoidal que lhe corresponde. Alternativamente, pode considerar-se a distribuição uniforme das forças instaladas nos reforços (Figura 3.53b).

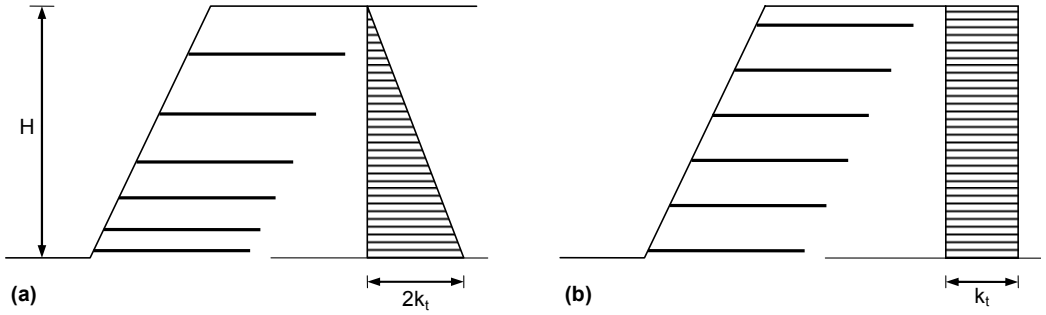


Figura 3.53 - Esquema de distribuição dos reforços em altura (adaptado de Michalowski, 1998): a) espaçamento variável (distribuição triangular); b) espaçamento uniforme (distribuição uniforme).

Se T for o esforço resistente à tracção por unidade de largura de cada nível de reforço, n o número total de reforços e γ o peso volúmico do solo, o valor médio da resistência dos reforços ao longo da altura H do talude, poderá definir-se como:

$$k_t = \frac{nT}{H} \tag{3.122a}$$

ou, de forma adimensional:

$$\frac{k_t}{\gamma H} = \frac{nT}{\gamma H^2} \tag{3.122b}$$

Então, através do dimensionamento o que se pretende determinar será o valor do coeficiente k_t e do comprimento dos reforços. Note-se, desde já, que o coeficiente k_t corresponde a metade do coeficiente de impulso, K_{req}, determinado habitualmente nas análises pseudo-estáticas de equilíbrio limite.

3.4.7.2 Mecanismo de colapso

De acordo com diversos autores (Michalowski, 1997; Jewel, 1989; Leshchinsky & Boedeker, 1989), o mecanismo de rotura do tipo espiral-logarítmica, tal como o representado na Figura 3.54a, é o modo de colapso mais adverso, isto é, prevenir a sua ocorrência acarreta um nível de reforço superior ao obtido quando se consideram outros mecanismos de rotura, como, por exemplo, o mecanismo de rotura biplanar. Para um talude de inclinação β e ângulo de atrito do solo ϕ, qualquer superfície potencial de rotura do tipo espiral logarítmica é totalmente definida através dos parâmetros θ_0 e θ_h (ver Figura 3.54a).

Para uma superfície de rotura do tipo espiral logarítmica, poderá concluir-se (ver detalhes em Michalowski, 1998) que a energia dissipada por um elemento de comprimento infinitesimal (Figura 3.54b) pode determinar-se por:

$$d\dot{D} = k_t \, r d\theta \frac{\cos(\theta - \phi)}{\cos\phi} \vec{n} \cdot v \tag{3.123}$$

onde k_t é valor médio da resistência dos reforços, definido pela Equação (3.122a), $\vec{n}$ é o versor da direcção do reforço e v é o vector velocidade ao longo da superfície de rotura.

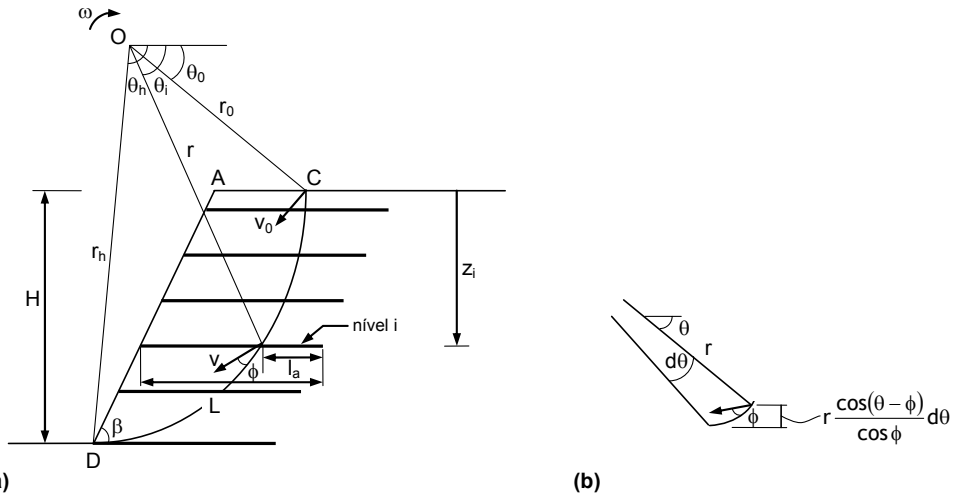


Figura 3.54 - Mecanismo de colapso e definição de parâmetros utilizados por Michalowski (1998).

O raio da superfície espiral logarítmica é definido por:

$$r = r_0 \, e^{(\theta-\theta_0)tg\phi} \tag{3.124}$$

logo a grandeza do vector velocidade é dada por:

$$v = v_0 \, e^{(\theta-\theta_0)tg\phi} = \dot{\omega} r_0 \, e^{(\theta-\theta_0)tg\phi} \tag{3.125}$$

onde $\dot{\omega}$ é a velocidade de rotação em torno do ponto O. Então, substituindo na Equação (3.123) a Equação (3.125) e atendendo a que $\vec{n} \cdot v = v \, sen\theta$, resulta:

$$d\dot{D} = k_t \dot{\omega} r_0^2 \; e^{2(\theta-\theta_0)tg\phi} \left(sen\theta \cos\theta + sen^2 \, \theta \, tg\phi \right) d\theta \tag{3.126}$$

Assumindo que k_t é constante (distribuição uniforme, Figura 3.53b) e integrando entre θ_0 e θ_h, resulta que a energia dissipada é igual a:

$$\dot{D} = \frac{1}{2} k_t \dot{\omega} r_0^2 \left(sen^2\theta_h \, e^{2(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen^2\theta_0 \right) \tag{3.127a}$$

Caso se assuma a distribuição triangular do reforço (Figura 3.53a), resultará:

$$\dot{D} = \frac{1}{3} k_t \; \dot{\omega} \; r_0^2 \left(2sen^2 \, \theta_h \, e^{2(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen\theta_0 \, sen\theta_h \, e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen^2 \, \theta_0 \right) \tag{3.127b}$$

O trabalho realizado pelo peso do solo em rotura e pela força de inércia horizontal, pode calcular-se como o trabalho realizado pelo bloco CDOC menos o trabalho realizado pelos blocos ACOA e ADOA (Figura 3.54a), obtendo-se assim:

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \, \dot{\omega} \left[f_1 - f_2 - f_3 + k_h \left(f_1^s - f_2^s - f_3^s \right) \right] \tag{3.128}$$

onde, os coeficientes f_1, f_2, f_3 e f_1^s, f_2^s, f_3^s são função da inclinação do talude, β, da geometria da superfície de rotura (θ_0, θ_h) e do ângulo de atrito do solo, ϕ, e encontram-se definidos no Anexo I.

Igualando agora o trabalho realizado pelas forças de massa (Equação 3.128) à energia dissipada pelos reforços (Equações 3.127a ou 3.127b), obtém-se:

$$\frac{k_t}{\gamma H} = \frac{2\left[f_1 - f_2 - f_3 + k_h\left(f_1^s - f_2^s - f_3^s\right)\right]}{sen^2\theta_h\, e^{2(\theta_h-\theta_o)tg\phi} - sen^2\theta_0}\ \frac{r_0}{H} \tag{3.129a}$$

para a distribuição uniforme da resistência dos reforços, e para a distribuição triangular resulta:

$$\frac{k_t}{\gamma H} = \frac{3\left[f_1 - f_2 - f_3 + k_h\left(f_1^s - f_2^s - f_3^s\right)\right]}{2sen^2\theta_h\, e^{2(\theta_h-\theta_o)tg\phi} - sen\theta_0\, sen\theta_h\ e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen^2\theta_0}\ \frac{r_0}{H} \tag{3.129b}$$

onde r_0/H é determinado por considerações geométricas através de:

$$\frac{H}{r_0} = sen\,\theta_h\, e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen\theta_0 \tag{3.130}$$

Utilizando as Equações (3.129) e (3.130), Michalowski (1998) determina a resistência média dos reforços, $k_t/\gamma H$, e apresenta os seus resultados, sob a forma de ábacos, em função do ângulo de atrito do solo, da inclinação da face do talude e do coeficiente sísmico horizontal.

3.4.7.3 Determinação do comprimento do reforço

O método apresentado por Michalowski (1998) assume que o reforço rompe por falta de resistência à tracção, de acordo com uma lei de fluxo plástico. Porém, isto só acontece quando o comprimento do reforço é suficiente, caso contrário, alguns níveis de reforço podem sofrer rotura por arranque.

A dissipação de energia durante a rotura é agora calculada como a soma da energia dissipada por todos os níveis de reforço que podem vir a sofrer rotura por arranque e pelos níveis de reforço que podem sofrer rotura por insuficiente resistência à tracção, isto é:

$$\begin{aligned} \dot{D}_a &= \sum_{i=1}^{j} T_a\, r_0\, \dot{\omega}\left(sen\theta_0 + \frac{z_i}{r_0}\right) \\ \dot{D}_t &= \sum_{i=j+1}^{n} T\, r_0\, \dot{\omega}\left(sen\theta_0 + \frac{z_i}{r_0}\right) \end{aligned} \tag{3.131}$$

onde, T_a é o esforço resistente ao arranque e j representa o número de níveis de reforço que podem vir a sofrer rotura por arranque. Igualando a energia dissipada ao trabalho realizado pelo peso próprio do solo e pela força de inércia, e tendo em atenção que $T = k_t H/n$, resulta:

$$\frac{k_t}{\gamma H} = \frac{\left(\frac{r_0}{H}\right)^2\left[f_1 - f_2 - f_3 + k_h\left(f_1^s - f_2^s - f_3^s\right)\right] - \sum_{i=1}^{j}\frac{T_a}{\gamma H^2}\left(sen\theta_0 + \frac{z_i}{r_0}\right)}{\frac{1}{n}\sum_{i=j+1}^{n}\left(sen\theta_0 + \frac{z_i}{r_0}\right)} \tag{3.132}$$

A determinação do comprimento mínimo do reforço obtém-se igualando a equação anterior às Equações (3.129a) ou (3.129b), para a distribuição de reforços uniforme ou triangular,

respectivamente. Note-se que o comprimento de reforço está implícito no esforço resistente ao arranque, T_a.

3.4.7.4 Análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base

De acordo com Michalowski (1998), o deslizamento pela base num maciço de solo reforçado é compatível com o mecanismo de translação representado na Figura 3.55.

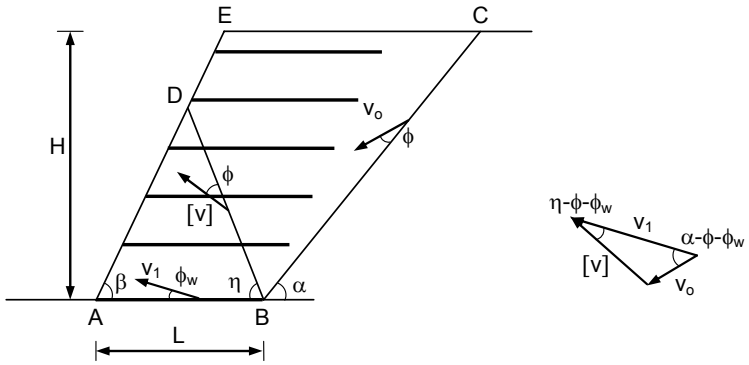


Figura 3.55 - Mecanismo de rotura a considerar na análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base (adaptado de Michalowski, 1998).

A geometria dos blocos apresentados na Figura 3.55 pode definir-se em função do comprimento L e da profundidade do reforço acima do qual ocorre o deslizamento, que, neste caso, se admite igual à altura do talude. Note-se que a superfície de rotura BC pode, ou não, intersectar alguns níveis de reforço. Os ângulos α e η consideram-se como variáveis num processo de optimização onde é obtido o valor máximo do comprimento dos reforços.

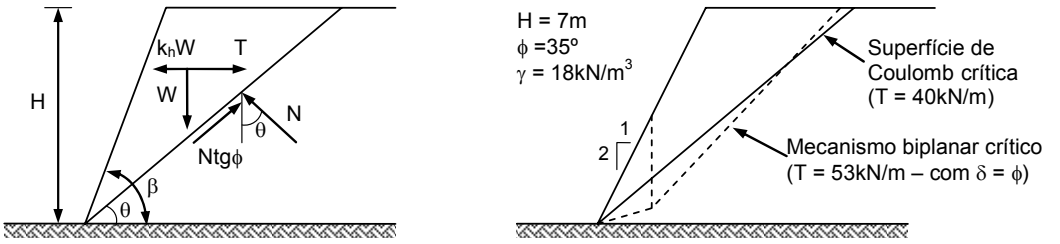
Em relação aos resultados que apresenta, Michalowski considera os coeficientes de resistência ao arranque e corte directo (deslizamento pela base) iguais a 0,8 e admite 24 níveis de reforço no talude. Desse estudo conclui que o comprimento mínimo do reforço para assegurar a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, é inferior aos valores apresentados por Ling *et al*. (1997), dado que, no método que propõe, é considerado o efeito do reforço entre os dois blocos. Concluiu, ainda, que a distribuição uniforme do reforço, ao longo da altura do talude, acarreta maiores valores do esforço resistente e do comprimento dos reforços e que o comprimento do reforço aumenta significativamente com o aumento da força de inércia, o que significa que, para valores elevados de aceleração sísmica, o dimensionamento pode tornar-se inaceitável.

3.4.8 Método de dimensionamento proposto por Bonaparte *et al*. (1986)

Bonaparte *et al*. (1986) propõem um método de dimensionamento pseudo-estático, que permite determinar o número, o comprimento e a distribuição dos reforços necessários para manter a estabilidade de taludes reforçados com geossintéticos, quando submetidos a solicitações sísmicas. Poderá afirmar-se que o método proposto por estes se resume à determinação dos acréscimos do esforço resistente e do comprimento dos reforços associados à solicitação sísmica, comparativamente com o dimensionamento em condições estáticas.

O acréscimo da força total que os reforços devem absorver devido à solicitação sísmica é determinado através de uma análise de equilíbrio limite, admitindo a superfície potencial de rotura

de Coulomb (planar) - Figura 3.56a. Bonaparte *et al*. (1986) admitem que o facto de considerarem, simplificadamente, uma superfície potencial de rotura planar conduz, regra geral, à subavaliação da força que os reforços devem absorver, quando comparada com os valores obtidos admitindo superfícies potenciais de rotura mais complexas (espiral logarítmica ou biplanar). Porém, estes autores consideram que o erro cometido, pela utilização da superfície potencial de rotura de Coulomb na determinação do acréscimo do reforço exigido pela solicitação sísmica relativamente ao dimensionamento para condições estáticas, é bastante reduzido (ver quadro apresentado na Figura 3.56b).

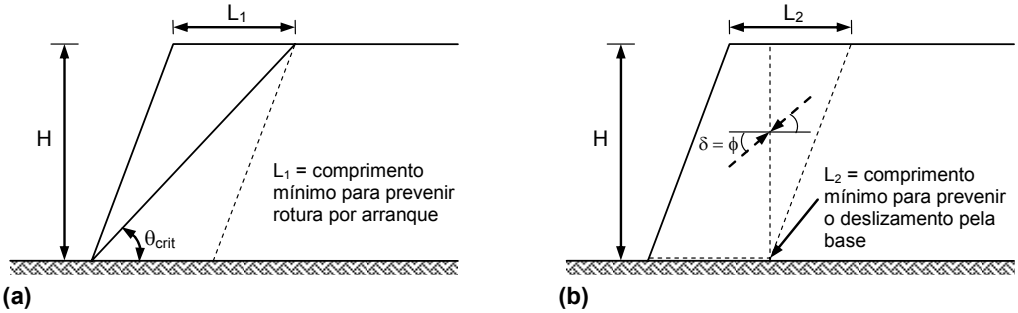


Método de análise	T_s (k_h = 0)	T_e (k_h = 0,2)	$R_T = T_e/T_s$
Superfície planar	40	86	2,15
Mecanismo biplanar	53	105	1,98

(a) **(b)**

Figura 3.56 – Método de dimensionamento sísmico proposto por Bonaparte *et al*. (1986): a) superfície de rotura de Coulomb e diagrama de forças; b) comparação com mecanismo de rotura biplanar.

O comprimento adicional de reforço necessário para absorver a força de inércia horizontal deve determinar-se, segundo Bonaparte *et al*. (1986), com base em dois critérios: a rotura por arranque e a rotura por deslizamento pela base. O comprimento dos reforços para prevenir a rotura por arranque, L_1, é determinado de acordo com o esquematizado na Figura 3.57a. Para a determinação do comprimento mínimo que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, os autores sugerem o mecanismo de rotura representado na Figura 3.57b, admitindo o coeficiente de interacção solo-reforço, C_{ds}, igual a 0,8. O comprimento a adoptar para os reforços é o maior dos valores determinados, de acordo com o esquematizado na Figura 3.57, sendo admitido uniforme ao longo de toda a altura do talude.



(a) **(b)**

Figura 3.57 – Método proposto por Bonaparte *et al*. (1986) para determinação do comprimento dos reforços: a) comprimento mínimo para prevenir rotura por arranque; b) comprimento mínimo para prevenir deslizamento pela base.

Em termos do ponto de aplicação do incremento da força total exigida aos reforços, Bonaparte *et al*. (1986) sugerem, tendo por base trabalhos de outros autores, que, no caso de taludes reforçados com geossintéticos, se considere aplicado a meia altura do talude.

Como já se referiu em 3.3.3.2.3, Bonaparte *et al*. (1986) sugerem que se considere o coeficiente sísmico horizontal, k_h, correspondente a 85% do valor de pico da aceleração. A proposta deste valor reduzido de k_h deve-se, essencialmente, ao facto da força de inércia horizontal associada à aceleração de pico actuar na estrutura durante um período de tempo muito reduzido. Consideram ainda, ser razoável, para o dimensionamento sísmico, a aplicação de um coeficiente de segurança entre 1,10 e 1,15 sobre a resistência ao corte do solo.

Note-se que para a aplicação dos gráficos apresentados por estes autores em termos dos quocientes $R_T = T_e/T_s$ e $R_L = L_e/L_s$, em que T_s e L_s são, respectivamente, o esforço total e o comprimento dos reforços para condições estáticas e T_e e L_e representam as mesmas grandezas para o dimensionamento em condições sísmicas, o coeficiente de segurança a aplicar sobre a resistência ao corte do solo, para a determinação de T_s e L_s, deve ser considerado igual ao valor adoptado no dimensionamento sísmico (1,10 a 1,15). Ou seja, T_s e L_s não correspondem aos valores que se obtêm directamente do dimensionamento sem consideração do efeito da acção sísmica, dado que no dimensionamento para condições estáticas o coeficiente de segurança a utilizar é superior.

Tendo por base um estudo paramétrico efectuado, utilizando o método de dimensionamento sísmico proposto, Bonaparte *et al*. (1986) concluem que, exceptuando o caso dos taludes submetidos a solicitações sísmicas muito intensas e o caso dos taludes em que o nível de reforço exigido pelo dimensionamento em condições estáticas é muito baixo, o número de reforços determinado para condições estáticas é, geralmente, suficiente para garantir a estabilidade em condições sísmicas. Além disso, o acréscimo no comprimento dos reforços exigido pelo dimensionamento sísmico, excluindo os dois casos particulares referidos, é pouco significativo. Estas constatações devem-se, em grande parte, ao facto dos coeficientes de segurança utilizados no dimensionamento sísmico serem inferiores aos que se consideram no dimensionamento para condições estáticas.

3.4.9 Método de dimensionamento proposto pela BS 8006 (1995)

Como se referiu em 3.2, a BS 8006 (1995) considera que, quando a face da estrutura apresenta um desvio em relação à vertical superior a 20º, esta deve ser dimensionada como um talude. Com o aumento do ângulo da face da estrutura em relação à vertical, ou, o decréscimo da inclinação da face da estrutura, β, a influência do solo suportado decresce e o efeito estabilizador dos reforços tende também a diminuir.

A norma britânica propõe, tal como se referiu em 3.3.2.3, que as estruturas de solo reforçado sejam dimensionadas recorrendo a coeficientes parciais de segurança envolvendo a majoração do peso do solo e das cargas exteriores e a minoração das propriedades resistentes do solo e dos reforços. Apresentam-se no Quadro 3.5 os coeficientes parciais de segurança propostos pela BS 8006 (1995) para o dimensionamento de taludes de solo reforçado. No entanto, a norma refere que, sempre que se julgue adequado, devem considerar-se as combinações de acções apresentadas no Quadro 3.1 para o dimensionamento de muros.

Embora a importância relativa entre as análises de estabilidade interna e externa se altere com o decréscimo da inclinação da face da estrutura, de acordo com a BS 8006, o dimensionamento de taludes de solo reforçado, em relação aos estados limites últimos, deve compreender análises de estabilidade externa, interna e composta.

Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para o dimensionamento de taludes reforçados (BS 8006, 1995).

Coeficientes parciais de segurança		Estados Limites Últimos	Estados Limites de Utilização
Acções	Peso do solo	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
	Cargas exteriores permanentes	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
	Cargas exteriores variáveis (ex. tráfego)	$f_q = 1,0$	$f_q = 1,0$
Propriedades resistentes do solo	tg ϕ'_p	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	c'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
Reforço	Resistência à tracção	Determinada com base no tipo de reforço e na vida útil da estrutura	
Interacção solo-reforço	Deslizamento ao longo do reforço	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Resistência ao arranque do reforço	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
Coeficientes parciais de segurança	Deslizamento pela base da estrutura (solo-solo)	$f_s = 1,2$	NA

Os modos de rotura a considerar na análise de estabilidade externa para os taludes íngremes ($45° < \beta < 70°$) são semelhantes aos apresentados em 3.3.2.3, para o caso dos muros (Figura 3.18). O comprimento dos reforços deve ser adoptado de forma a evitar a ocorrência de rotura por falta de capacidade resistente do solo de fundação e derrubamento (Figura 3.18a), por deslizamento pela base (Figura 3.18b) e por escorregamento global (Figura 3.18c). Nos taludes de reduzida inclinação ($\beta \leq 45°$) a análise de estabilidade externa deve ser efectuada recorrendo aos métodos clássicos de estabilidade de taludes.

Em termos da análise de estabilidade interna, deve verificar-se a segurança quer em relação à capacidade resistente do reforço, quer em relação à rotura por arranque. A norma britânica refere e apresenta os métodos de equilíbrio limite habitualmente utilizados no dimensionamento interno deste tipo de estruturas: método da superfície de rotura biplanar, método das fatias com superfície circular e método da espiral logarítmica. Neste ponto apresenta-se apenas uma breve referência a estes métodos, dado que serão apresentados com mais detalhe no Capítulo 4.

No método da superfície de rotura biplanar é pesquisada a superfície crítica que conduz ao valor máximo da força horizontal necessária à estabilidade da estrutura. Esta força é igual à resultante das tensões horizontais que solicitam o talude. Conhecida a distribuição das tensões horizontais, a força T_i, que o nível de reforço i deve absorver, será dada pela resultante do diagrama correspondente à altura de influência, $S_{v,i}$ (Figura 3.58).

O espaçamento vertical entre os reforços, $S_{v,i}$, deve coincidir com um múltiplo da espessura da camada de aterro, normalmente definida pelas condições de compactação. A espessura das camadas de aterro situa-se, habitualmente, entre os 150 mm e os 300 mm, sendo que o espaçamento vertical entre reforços não deve ultrapassar 1 m (BS 8006, 1995). Dentro destes limites, o espaçamento vertical entre os reforços para que se verifique a segurança em relação à rotura por falta de resistência do reforço, pode determinar-se através da equação:

$$S_{v,i} \leq \frac{T_i}{K(f_{fs}\gamma h_i + f_q q)} \tag{3.133}$$

onde T_i é o valor máximo do esforço de tracção que solicita o nível de reforço i, K é o coeficiente de impulso definido como a relação entre as tensões horizontais e verticais, f_{fs} e f_q são coeficientes parciais de segurança, definidos no Quadro 3.5 e q são as cargas devido a acções permanentes e variáveis.

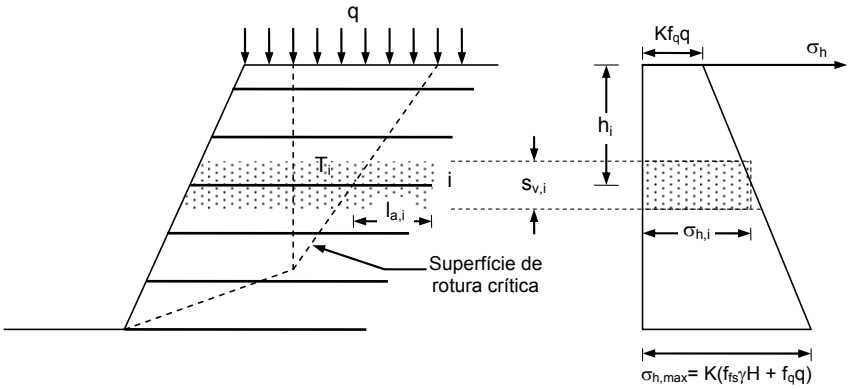


Figura 3.58 – Mecanismo de rotura biplanar para a análise de estabilidade interna de taludes de solo reforçado.

O método das fatias com superfície circular é, tradicionalmente, aplicado à análise de estabilidade de taludes, permitindo analisar estruturas com geometria variável e com diferentes camadas de solo. No caso dos taludes de solo reforçado, as forças de interacção entre fatias devem ser ignoradas devido, por um lado, à complexidade associada à influência dos reforços sobre essas forças e por outro lado, porque a presença dos reforços conduz a distorções reduzidas na massa de solo em consideração (BS 8006, 1995). Como é lógico, só devem considerar-se, na análise de estabilidade, os reforços intersectados pela superfície circular de rotura. O momento estabilizador, resultante do efeito combinado da resistência do solo e dos reforços, deve ser maior ou igual que o momento derrubador provocado pelo peso próprio do solo e eventuais cargas presentes à superfície do terreno, isto é:

$$\sum_{j=1}^{n} \frac{\left[\frac{c'}{f_{ms}} b_j + (f_{fs} W_j + f_q b_j q_j)\frac{tg\phi'_p}{f_{ms}}\right] \sec\alpha_j r}{\chi\left(1+\frac{tg\phi'_p}{f_{ms}} tg\alpha_j\right)} + \sum_{i=1}^{m} T_i Y_i \geq \sum_{j=1}^{n} \left[(f_{fs} W_j + f_q b_j q_j) sen\alpha_j\right] \cdot r \qquad (3.134)$$

em que r é o raio da superfície circular de rotura, n é o número de fatias consideradas, b_j é a largura da fatia j, W_j é o peso da fatia j, α_j é o ângulo que a tangente à base da fatia faz com a horizontal, m é o número de reforços intersectados e χ é um factor correctivo do momento que, de acordo com a norma britânica, deverá tomar o valor 1,25, nas análises em estado limite último, e 1,0, para estados limites de utilização.

A norma BS 8006 refere que pode também admitir-se que a superfície potencial de rotura é do tipo espiral logarítmica, dividindo também a massa potencialmente em rotura em n fatias, com a vantagem de, neste caso, o momento que os reforços devem equilibrar ser determinado directamente. Neste caso, é necessário garantir que o momento estabilizador resultante da presença dos reforços é maior ou igual ao momento não equilibrado ("*out of balance moment*"):

$$\sum_{i=1}^{m} T_i Y_i \geq \sum_{j=1}^{n} \left[\left(\frac{f_{fs} W_j}{\chi} + f_q b_j q_j \right) \cdot r_{d,j} \cos\theta_j \right] \tag{3.135}$$

onde $r_{d,j}$ é o raio da superfície, que não é constante e deve ser definido para o ponto de intersecção do vector peso com a base da fatia j, e o factor correctivo do momento, χ, assumirá o valor de 1,15 nas análises em estado limite último.

Independentemente do método utilizado para determinar a resistência mínima que os reforços devem apresentar para estabilizar o talude, é necessário garantir que estes apresentam um adequado comprimento de arranque, isto é, o comprimento de arranque do nível de reforço i, $l_{a,i}$ (Figura 3.58) deve ser superior a:

$$l_{a,i} \geq \frac{f_p f_n T_i}{2\left[(\gamma h_i + q) \frac{C_i \, tg\phi'_p}{f_{ms}} + \frac{a' c'}{f_{ms}} \right]} \tag{3.136}$$

onde f_p é o coeficiente parcial de segurança relativo ao arranque dos reforços (Quadro 3.5), f_n é o factor de importância que depende da categoria da estrutura, C_i é coeficiente de interacção solo-reforço para o nível de reforço i, a' é o coeficiente de adesão solo-reforço, q representa as cargas adicionais permanentes à superfície do terreno e ϕ'_p e c' são o valor de pico do ângulo de atrito do solo e a coesão, em tensões efectivas, respectivamente.

Na pesquisa da superfície de rotura crítica podem surgir superfícies compostas, isto é, superfícies que atravessam parcialmente a zona reforçada e o solo suportado. Neste caso, as análises de estabilidade são designadas por análises de estabilidade composta, sendo necessário verificar, de igual forma, a segurança em termos da capacidade resistente dos reforços e da sua resistência ao arranque. Os métodos referidos nos parágrafos anteriores para a análise de estabilidade interna são também aplicáveis às análises de estabilidade composta.

3.4.10 Método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001)

3.4.10.1 Dimensionamento interno

O método de dimensionamento proposto pela FHWA (2001), que seguidamente se descreve, é aplicável, segundo o mesmo documento, a taludes com inclinação da face até 70º. Taludes com maiores inclinações devem ser dimensionados de acordo com o apresentado em 3.3.2.1 para o caso dos muros de solo reforçado.

O dimensionamento de taludes de solo reforçado baseia-se em versões modificadas dos métodos clássicos de equilíbrio limite de análise de estabilidade de taludes. De acordo com o representado na Figura 3.59, os métodos clássicos, adaptados aos taludes de solo reforçado, consideram (i) de igual forma superfícies de rotura circular, (ii) o coeficiente de segurança definido como a relação entre o momento estabilizador e o momento derrubador, (iii) que os reforços intersectados pela superfície potencial de rotura contribuem para o acréscimo do momento estabilizador, (iv) que a força com que cada nível de reforço contribui para a estabilidade do talude é o menor valor entre o esforço resistente ao arranque relativo ao comprimento do reforço atrás da superfície de rotura e o esforço resistente disponível do reforço e (v) que quando os reforços são geossintéticos, a força mobilizada pelos reforços é tangente à superfície potencial de rotura.

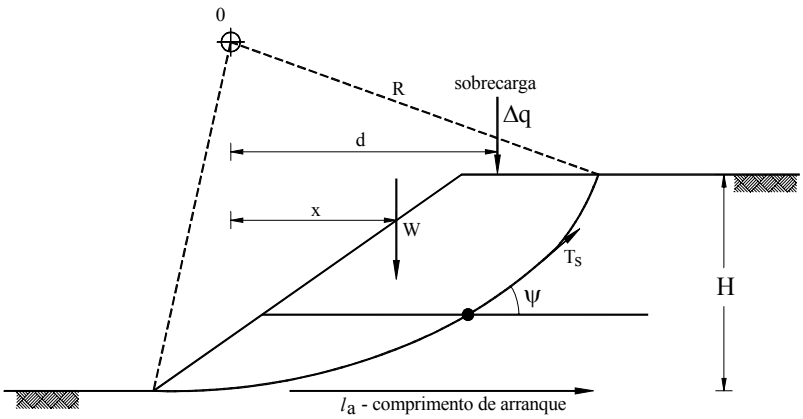


Figura 3.59 - Análise de equilíbrio limite modificada para taludes de solo reforçado (FHWA, 2001).

O coeficiente de segurança crítico é o valor correspondente à superfície potencial de rotura do talude não reforçado que exige maior quantidade de reforço para que seja assegurada a estabilidade. Esta superfície de rotura é aquela em que o desequilíbrio entre o momento derrubador e o momento resistente ou estabilizador é maior, o que não significa que seja forçosamente a esta superfície de rotura que corresponde o menor coeficiente de segurança do talude não reforçado. A superfície que exige maior quantidade de reforço é a superfície crítica para o talude reforçado, ou seja, aquela a que corresponde o menor coeficiente de segurança.

O método de dimensionamento de taludes de solo reforçado proposto pela *FHWA* consiste na determinação do coeficiente de segurança em relação à estabilidade global com sucessivas alterações na disposição do sistema de reforço (comprimento, espaçamento vertical e resistência) até que seja atingido um valor mínimo do coeficiente de segurança, qualquer que seja a superfície potencial de rotura.

O documento publicado pela *FHWA* sugere que para o dimensionamento destas estruturas se utilize um programa de cálculo de análise de estabilidade de taludes que permita efectuar modificações introduzindo o efeito estabilizador do reforço. Deve considerar-se que o reforço contribui de forma positiva para o momento resistente, determinando-se o coeficiente de segurança através da equação:

$$FS_R = \frac{M_e + T_s r}{M_d} \geq 1{,}3 \qquad (3.137)$$

em que M_e é o momento estabilizador resultante da resistência ao corte do solo, M_d é o momento derrubador associado ao peso da massa deslizante e eventuais sobrecargas, T_s é igual ao somatório das forças de tracção por unidade de comprimento do talude que os reforços intersectados pela superfície de rotura devem absorver e r é o raio da superfície circular.

Estabelecida a geometria e conhecidas as características do solo, o dimensionamento de taludes de solo reforçado deve ser efectuado de acordo com o procedimento que se passa a descrever.

i) Avaliar a estabilidade do talude não reforçado, considerando superfícies potenciais de rotura circulares e do tipo escorregamento pela base (Figura 3.60), de forma a encontrar as superfícies (uma para cada mecanismo de rotura) a que correspondem coeficientes de segurança

iguais ao valor mínimo exigido para o talude reforçado. Estas superfícies definem a "zona crítica" do talude a reforçar.

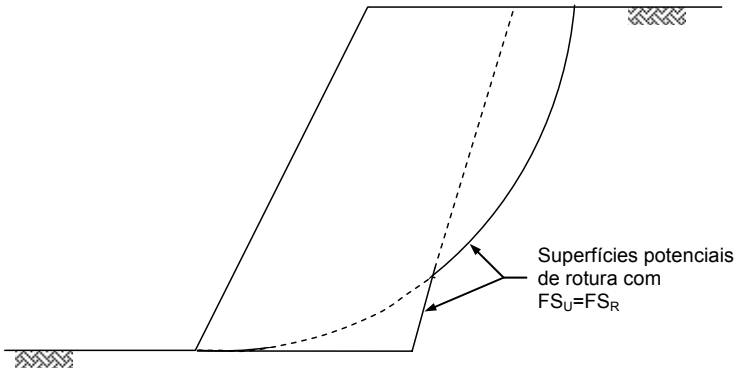


Figura 3.60 - Definição da zona crítica do talude não reforçado através da identificação das superfície de rotura onde o coeficiente de segurança iguala o valor pretendido.

ii) Calcular o valor máximo da força por unidade de comprimento do talude que os reforços devem absorver, $T_{s,max}$, para que se obtenha o valor mínimo exigido do coeficiente de segurança, FS_R, pesquisando superfícies potenciais de rotura dentro da zona crítica determinada anteriormente. Sendo FS_U o coeficiente de segurança correspondente ao talude não reforçado ($FS_U = M_e/M_d$) e FS_R o valor mínimo do coeficiente de segurança que se pretende (igual a 1,3 por recomendação da *FHWA*), para uma determinada superfície potencial de rotura, a força que os reforços devem absorver, T_s, pode determinar-se através da equação:

$$T_s = \left(FS_R - FS_U\right)\frac{M_d}{r} \tag{3.138}$$

Relembre-se que o valor máximo da força que os reforços devem absorver, $T_{s,max}$, não corresponde, obrigatoriamente, à superfície potencial de rotura referente ao talude não reforçado com menor coeficiente de segurança.

Determinado o valor máximo do esforço que os reforços devem absorver, $T_{s,max}$, é aconselhado que o seu valor seja comparado com o valor determinado através do recurso a ábacos que quantificam o coeficiente de impulso, nomeadamente os apresentados por Schmertmann *et al*. (1987). Caso o valor obtido para $T_{s,max}$ seja muito diferente do que se obteria através dos ábacos e se verifique a aplicabilidade destes, deve ser verificada a análise anterior. Esta recomendação parece um pouco contraditória dado que, se é assumido que os resultados obtidos através dos ábacos apresentados por Schmertmann *et al*. (1987) servem para comparação, a sua utilização, sendo mais simples, deveria ser recomendada.

iii) Distribuir os reforços ao longo da altura do talude, tendo em consideração que:

- para taludes de altura igual ou inferior a 6 m, deve admitir-se uma distribuição uniforme dos reforços, determinando o espaçamento vertical entre eles para um dado valor do esforço resistente ou, alternativamente, impondo um espaçamento vertical e determinando o valor do esforço máximo que cada nível deve absorver, T_{max}.

- Para taludes de altura superior a 6 m, deve dividir-se o talude em duas ou três zonas de igual altura, dividindo $T_{s,max}$ de acordo com as Equações (3.139) e (3.140), respectivamente.

Para duas zonas (base e topo):

$$T_{base} = \frac{3}{4} T_{s,max}$$
$$T_{topo} = \frac{1}{4} T_{s,max} \quad (3.139)$$

Para três zonas (base, intermédia e topo):

$$T_{base} = \frac{1}{2} T_{s,max}$$
$$T_{int} = \frac{1}{3} T_{s,max} \quad (3.140)$$
$$T_{topo} = \frac{1}{6} T_{s,max}$$

iv) Para taludes com altura superior a 6m, determinar o espaçamento vertical entre reforços, S_v, ou o esforço máximo que cada nível deve ser capaz de absorver, T_{max}, distribuindo uniformemente em casa zona definida anteriormente (base, intermédia, topo), o esforço total correspondente, T_{zona}. Isto é, para cada zona, o valor máximo do esforço que cada nível deve absorver, $T_{max,i}$, ou o espaçamento vertical, $S_{v,i}$, podem determinar-se através da equação:

$$T_{max,i} = \frac{T_{zona} S_{v,i}}{H_{zona}} = \frac{T_{zona}}{N} \leq T_d r_c \quad (3.141)$$

onde H_{zona} é a altura da zona (base, intermédia ou topo), T_d é a força admissível por unidade de comprimento dos reforços, r_c é a razão de área coberta e N é o número de reforços na zona em análise.

v) Determinar o comprimento dos reforços, de tal forma que o comprimento de arranque de cada nível, isto é, o comprimento atrás da superfície potencial de rotura, seja suficiente para absorver o esforço nele instalado, impondo que, para cada nível de reforço, se verifique a Inequação (3.12), apresentada anteriormente para o caso dos muros.

É recomendado que se verifique ainda que a soma das forças de tracção nos reforços que são intersectados por cada superfície potencial de rotura é maior do que o valor de T_s relativo a essa superfície. Só devem considerar-se os reforços que se estendem pelo menos 1 m para além da superfície potencial de rotura. Caso a resistência disponível nos reforços intersectados não seja suficiente para garantir o valor mínimo de T_s, deve aumentar-se o comprimento dos níveis de reforço não intersectados pela superfície de rotura ou incrementar o esforço resistente dos níveis de reforço intersectados pela mesma superfície.

3.4.10.2 Dimensionamento externo

A estabilidade externa de uma massa de solo reforçado depende da sua capacidade em comportar-se como um bloco estável e resistente a todas as forças exteriores. Os modos de rotura externa de taludes de solo reforçado compreendem o deslizamento pela base, o escorregamento global, a insuficiente capacidade resistente do solo de fundação e os assentamentos excessivos.

Deve realizar-se, de acordo com as indicações da *FHWA*, uma verificação de segurança em relação ao deslizamento ao longo da interface solo-geossintético, para todos os níveis de reforço. Particularizando para a situação de deslizamento pela base, deve ser garantido que o coeficiente de segurança em relação ao deslizamento, FS_d, definido como:

$$FS_d = \frac{(W + P_a \operatorname{sen}\phi_r)\operatorname{tg}\delta_{min}}{P_a \cos\phi_r} \tag{3.142}$$

é igual ou superior a 1,3. Na equação anterior, P_a é o impulso activo exercido pelo solo suportado, ϕ_r é o ângulo de atrito do solo suportado e δ_{min} é o menor valor entre o ângulo de atrito da interface solo-reforço e o ângulo de atrito do solo de fundação, ou solo de fundação-reforço e W é o peso da massa de solo reforçado determinado de acordo com:

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2}\gamma L^2 \operatorname{tg}\beta \qquad \text{para } L < H \\ W &= \left(LH - \frac{H^2}{2\operatorname{tg}\beta}\right)\gamma \qquad \text{para } L > H \end{aligned} \tag{3.143}$$

onde L é o comprimento dos reforços, H é a altura do talude e β a inclinação da face.

Em termos de análise de estabilidade externa deve ainda avaliar-se o coeficiente de segurança em relação à estabilidade global, considerando superfícies potenciais de rotura mais profundas, que passem atrás do bloco de solo reforçado e eventualmente atravessem o solo de fundação, e garantir que o coeficiente de segurança, definido pelo quociente entre o momento derrubador e o momento estabilizador, seja no mínimo igual a 1,3.

A possibilidade de ocorrência de roturas localizadas por falta de capacidade resistente do solo de fundação e a determinação dos assentamentos devem, de igual forma, ser avaliadas recorrendo aos métodos clássicos da Mecânica dos Solos.

3.4.10.3 Efeito da acção sísmica

A análise de estabilidade para condições sísmicas deve, segundo o documento publicado pela *FHWA*, ser efectuada com recurso a métodos pseudo-estáticos, considerando o coeficiente sísmico horizontal determinado pela Equação (3.63).

Como já se referiu e é do conhecimento geral, nos métodos pseudo-estáticos a análise de estabilidade é efectuada adicionando forças de inércia horizontais (e/ou verticais) no centro de gravidade de cada fatia. A *FHWA* não faz referência à consideração da componente vertical das forças de inércia. A força de inércia é igual ao produto do coeficiente sísmico pelo peso da fatia e considera-se que esta força não tem influência no momento estabilizador, isto é, só afecta o momento derrubador. Os valores mínimos dos coeficientes de segurança, em condições sísmicas, consideram-se iguais a 1,1.

3.5 RESISTÊNCIA DO SOLO E DO REFORÇO A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO

3.5.1 Generalidades

A propósito da resistência ao corte do solo e da resistência dos reforços a utilizar no dimensionamento com base em métodos de equilíbrio limite, julga-se importante ter presente o

esquematizado na Figura 3.61, adaptado do trabalho publicado por Woods & Jewell (1990). Um maciço reforçado com inclusões rígidas pode atingir o equilíbrio para reduzidos valores de deformação. No entanto, se os reforços forem mais deformáveis, como é o caso dos geossintéticos, o equilíbrio será atingido para deformações muito superiores. Por isso, quando se aplicam análises de equilíbrio limite ao solo reforçado, ao contrário do que se passa nos casos em que não existe reforço, onde as deformações são ignoradas, o nível de deformação esperado é de extrema importância.

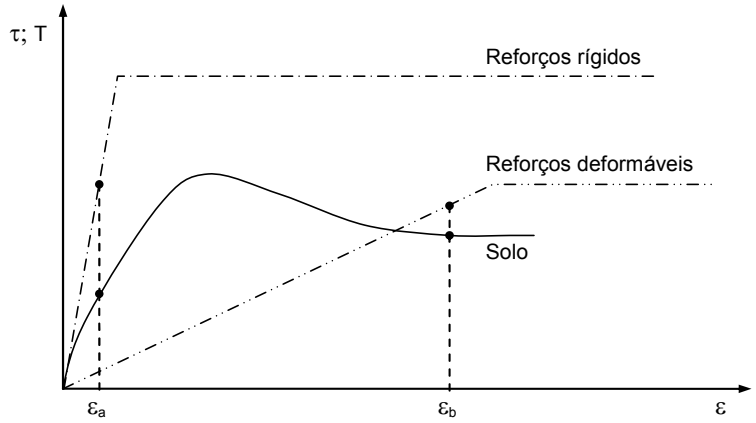


Figura 3.61 - Resistência mobilizada no solo e no reforço em função da deformação (adaptado de Woods & Jewell, 1990).

Quanto à introdução de coeficientes de segurança no dimensionamento das estruturas de solo reforçado, relembre-se que o valor do coeficiente de segurança que se considera tem influência no comportamento estrutural. Quanto maior for o coeficiente de segurança mais resistente e de maior rigidez será a estrutura que resulta do dimensionamento. Tal significa que a estrutura ficará sujeita a menores deformações, resultando maiores esforços nos elementos de reforço.

3.5.2 Resistência ao corte do solo

A caracterização da resistência ao corte do solo através do ângulo de atrito de pico ou do ângulo de atrito de volume constante ou no estado crítico (ou residual) é um dos pontos de maior controvérsia no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Pelo facto dos geossintéticos utilizados no reforço de solos serem classificados como materiais extensíveis ou deformáveis existem autores (Bonaparte *et al.*, 1986; Jewell, 1989; Gourc *et al.*, 2001; McGown, 2002) que, tendo em conta o esquematizado na Figura 3.61, sugerem que, no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, a resistência ao corte dos solo seja caracterizada através do ângulo de atrito no estado crítico, ϕ'_{cv}.Porém, outros autores e algumas entidades, tais como a *BSI*, a *FHWA*, a *AASHTO* e a *NCMA*, sugerem a utilização do valor de pico do ângulo de atrito do material de aterro, ϕ'_p. No Quadro 3.6 resumem-se diferentes opiniões e indicações encontradas na bibliografia.

Zornberg *et al.* (1998) e Zornberg (2002), com base em resultados de diversos ensaios em modelo reduzido realizados em centrifugadora, utilizando o mesmo tipo e configuração de reforço e a mesma areia com diferentes compacidades, verificaram que a rotura dos aterros reforçados ocorria para diferentes valores da aceleração, isto é, modelos idênticos construídos com um solo de igual resistência residual, mas diferente resistência de pico, não apresentaram o mesmo coeficiente

de segurança. Dado que a resistência residual de uma areia é independente da sua compacidade, estes autores consideram que os resultados dos ensaios indicam ser a resistência de pico a controlar a estabilidade deste tipo de estruturas.

Quadro 3.6 – Resumo das diferentes opiniões/indicações sobre o valor do ângulo de atrito do solo a utilizar no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Autor/entidade	**Resistência ao corte do solo**	**Justificações / comentários**
Bonaparte *et al*. (1986)	Residual	Deve considerar-se o valor de ϕ'_{cv} para que seja consistente com o nível de deformação dos reforços poliméricos
Jewell (1989)	Residual	O valor de ϕ'_{cv} não depende da tensão normal no intervalo de valores habitual
Ling *et al*. (1997)	Residual	O valor de cálculo do ângulo de atrito não deve ser superior ao valor residual
Gourc *et al*. (2001)	Residual	São permitidas elevadas deformações neste tipo de estruturas sem ocorrência de colapso
McGown (2002)	Residual	Os ELU referem-se a condições de colapso logo dizem respeito a grandes deformações
FHWA (2001)	Pico	Só surge explicitamente a referência a ϕ'_p na definição da resistência ao arranque, como uma parcela da resistência do solo
NCMA (1997; 1998)	Pico	Coerência com o dimensionamento em condições de carregamento estático conduz à utilização de ϕ'_p no dimensionamento em condições sísmicas
BS 8006 (1995)	Pico	As deformações do solo em muros e taludes de solo reforçado são habitualmente reduzidas
Zornberg *et al*. (1998) Zornberg (2002)	Pico	Com base em resultados em modelo reduzido realizados em centrifugadora
Leshchinsky (2001)	Pico e residual - Híbrida	Comprimento dos reforços determinado com a resistência de pico e resistência dos reforços definida com o valor residual

Leshchinsky (2001) refere que, caso o dimensionamento com base em métodos de equilíbrio limite seja efectuado com a resistência residual do solo, o ganho de resistência (de pico), obtido com a compactação do solo não traz qualquer benefício em termos de dimensionamento. Assim, propõe uma análise híbrida, em que é determinada a superfície potencial de rotura crítica, utilizando o valor de pico do ângulo de atrito do solo, e com base na qual se define o comprimento dos reforços, sendo posteriormente determinada uma outra superfície de rotura crítica utilizando a resistência residual do solo, para a qual se define a resistência exigida ao sistema de reforço. Segundo o autor, esta abordagem reconhece que a superfície de rotura inicial é controlada pela resistência de pico, indo ao encontro dos resultados experimentais de Zornberg *et al*. (1998), mas reconhece, de igual forma, a possibilidade da rotura progressiva envolvendo maiores deformações.

De acordo com a norma britânica BS 8006 (1995), dado que as deformações do solo em muros e taludes de solo reforçado são habitualmente reduzidas, o solo deve ser caracterizado através do valor de pico do ângulo de atrito em tensões efectivas. Porém, no caso de estruturas em que é necessário permitir que se instalem elevados níveis de deformação no solo, como por exemplo, em

aterros sujeitos a assentamentos diferenciais consideráveis, a resistência ao corte do solo deve ser caracterizada através do ângulo de atrito residual.

3.5.3 Valor de cálculo do esforço resistente dos reforços

3.5.3.1 Indicações da *Federal Highway Administration*, FHWA (2001)

A determinação do valor de cálculo do esforço resistente dos geossintéticos é mais complexa que no caso dos reforços metálicos. A resistência dos reforços poliméricos é afectada pelo polímero constituinte, por factores ambientais, pela danificação durante a construção, pela temperatura, pelo envelhecimento e pelas tensões de confinamento. Além disso, as características dos geossintéticos produzidos com o mesmo polímero de base podem ser muito variáveis. Idealmente, o valor de cálculo do esforço resistente à tracção dos reforços, T_d, deveria ser determinado tendo em consideração o nível de deformação, a fluência possível e todos os mecanismos de degradação da resistência que possam ter lugar. Porém, na generalidade das situações, tal não é realizável.

Tal como se referiu anteriormente, nas recomendações apresentadas por entidades americanas (*FHWA*, *AASHTO*, *NCMA*), o valor de cálculo do esforço resistente à tracção dos reforços, T_d, é determinado através da equação:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{RF \times FS} \qquad (3.16rep)$$

onde T_{ult} é o esforço resistente máximo do reforço ou o esforço resistente último determinado com recurso a ensaios de tracção (NP EN ISO 10319; ASTM D 4595), RF é um factor de redução que deve ter em conta os diferentes factores de degradação da resistência e FS é um coeficiente de segurança relativo às incertezas na geometria da estrutura, nas propriedades do aterro e do reforço e nas cargas exteriores eventualmente aplicadas.

De acordo com a FHWA (2001) o factor de redução ou coeficiente de segurança, RF, será o produto de três factores: um coeficiente parcial associado à fluência ou rotura em fluência, RF_{CR}, um coeficiente parcial associado à durabilidade, RF_D, que deve ter em consideração a degradação por agentes químicos e biológicos, e um coeficiente parcial associado à danificação durante a instalação, RF_{ID}. No Quadro 3.7 apresentam-se os valores propostos pela *FHWA* para estes factores de redução, designados na Europa como coeficientes parciais de segurança.

Quadro 3.7 – Coeficientes de segurança a aplicar sobre o esforço resistente dos geossintéticos (FHWA, 2001)

Coeficiente de segurança/factor de redução	**Valores sugeridos**	
Fluência, RF_{CR}	Poliéster Polipropileno PEAD	1,6 a 2,5 4,0 a 5,0 2,6 a 5,0
Durabilidade, RF_D	1,1 a 2,0	
Danificação, RF_{ID}	1,05 a 3,0	
Coeficiente de segurança, FS	Muros Taludes	1,5 1,0

De acordo com a FHWA (2001), para o pré-dimensionamento de estruturas permanentes ou outras aplicações com severas consequências de rotura, o valor de cálculo do esforço resistente à

tracção dos reforços pode ser estimado, independentemente do material a utilizar, através da equação:

$$T_d = \frac{T_{ult}}{7 \times FS} \tag{3.144}$$

A aplicabilidade da equação anterior limita-se a solos granulares, com dimensão máxima das partículas menor ou igual a 19 mm, com pH compreendido no intervalo $4,5 \leq pH \leq 9$, com temperatura média anual inferior a 30ºC e com a altura da estrutura não superior a 10 m, no caso dos muros, e a 15 m, no caso dos taludes. Em trabalhos temporários, em que as consequências de rotura não são de grande gravidade, o factor de redução RF pode ser considerado igual a 3.

3.5.3.2 Indicações do Relatório Técnico ISO/TR 20432

No Relatório Técnico ISO/TR 20432 – "*Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement*", versão de Outubro de 2006, é sugerida uma expressão, semelhante à Equação (3.16), para determinar a resistência a longo prazo dos geossintéticos:

$$T_d = \frac{T_{car}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_W \times RF_{CH} \times FS} \tag{3.145}$$

onde é expresso claramente que o esforço resistente sobre o qual se deve aplicar os coeficientes de segurança, T_{car}, corresponde ao valor característico da resistência à tracção do reforço. A redução associada à durabilidade é dividida em dois coeficientes parciais, um relativo aos agentes atmosféricos, RF_W, e outro referente aos agentes químicos e biológicos, RF_{CH}, e o coeficiente de segurança FS está associado às variações estatísticas referentes ao cálculo dos factores de redução e às incertezas na extrapolação dos resultados, sendo referido que este factor não está relacionado com as incertezas associadas à geometria ou ao cálculo das acções sobre a estrutura. O valor característico do esforço resistente corresponde ao valor médio menos duas vezes o desvio padrão.

O factor RF_{CR} é o coeficiente parcial que pretende ter em consideração o efeito, sobre a resistência do reforço, da carga constante para a temperatura de serviço. Neste factor não está incluído o efeito das cargas dinâmicas.

A rotura por fluência, ou o tempo de vida útil sob carga constante, é determinada registando o tempo até à rotura do geossintético submetido a uma carga constante pelo menos durante 10000 horas. Os resultados destes ensaios são posteriormente extrapolados para prever o tempo de vida útil para cargas inferiores e assim determinar o coeficiente parcial RF_{CR} (ISO/TR 20432).

Um dos métodos propostos pelo relatório técnico ISO/TR 20432 para a determinação do factor RF_{CR}, designado como método convencional, sugere que o comportamento de rotura por fluência do material seja avaliado de acordo com a norma EN ISO 13431: 1999, com um mínimo de 12 registos. Os resultados dos ensaios devem ser registados num gráfico com ordenada igual à carga por metro de largura a que foi realizado o ensaio (expressa como uma percentagem da resistência do material) e em abcissas o tempo até à rotura, t_R, registado em escala logarítmica (Figura 3.62). Com base numa análise de regressão linear determina-se a recta (em escala semi-logarítmica) que melhor se ajusta aos resultados, dada pela equação:

$$x = \bar{x} + m(y - \bar{y}) \tag{3.146a}$$

onde $\bar{x}$ representa o valor médio de log (t_R), $\bar{y}$ o valor médio das cargas de ensaio e 1/m é o declive da recta (note-se que na Equação 3.146a, a recta está expressa em termos de x como função de y). A recta anterior pode também ser expressa como:

$$y = y_0 - \frac{\log(t_d)}{m} \tag{3.146b}$$

em que y_0 corresponde à intercepção da recta com o eixo das ordenadas, isto é, $y_0 = y\ (x = 0)$, e t_d é o tempo de vida útil da estrutura. Segundo a ISO/TR 20432, o factor RF_{CR} é igual a:

$$RF_{CR} = \frac{100}{y} \tag{3.147}$$

que, como é lógico, deve ser superior à unidade.

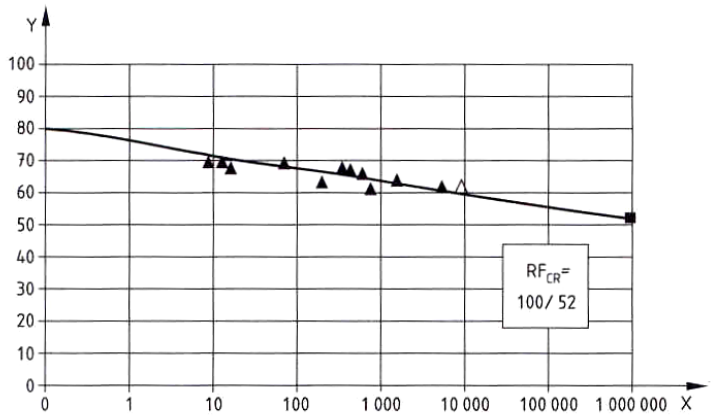


Figura 3.62 - Exemplo da utilização de resultados de ensaios de rotura por fluência para a determinação do factor RF_{CR} (ISO/TR 20432).

Os próprios materiais de aterro e as acções de compactação podem danificar os geossintéticos, causando uma imediata redução da sua resistência. Este efeito é referido, usualmente, como danificação durante a instalação e o coeficiente parcial correspondente é RF_{ID} (ou FS_{DDI} na bibliografia em língua portuguesa).

Segundo a ISO/TR 20432, a quantificação dos efeitos da danificação durante a instalação sobre a resistência e deformação dos geossintéticos deve ser determinada a partir dos resultados de ensaios de danificação durante a instalação, realizados de acordo com as indicações presentes na norma EN ISO 13437 (1998). Os ensaios de danificação durante a instalação devem simular dentro do possível as condições reais de instalação.

A resistência das amostras danificadas deve ser comparada com a resistência de amostras não danificadas retiradas do mesmo lote e, preferencialmente, do mesmo rolo, sendo o coeficiente parcial RF_{ID} expresso como a relação entre os valores médios da resistência à tracção do material não danificado e do material danificado.

O relatório ISO/TR 20432 refere que os valores de RF_{ID} podem ser obtidos por interpolação de resultados de ensaios realizados com solos de diferente granulometria e o mesmo material de reforço ou de resultados de ensaios realizados com um solo semelhante ao que se prevê utilizar em obra e geossintéticos do mesmo tipo mas com diferente massa por unidade de área. Este documento

refere claramente que o ensaio de danificação laboratorial, descrito na norma ENV ISO 10722-1 (actualmente EN ISO 10722, 2007), é um ensaio de controlo de qualidade e não deve ser utilizado na determinação dos coeficientes de segurança RF_{ID}.

Todos os polímeros são susceptíveis à degradação devido à acção dos raios ultravioleta, mesmo sendo acrescentados, regra geral, aditivos a estes materiais para que essa degradação seja minimizada. O coeficiente parcial associado à degradação devido aos agentes atmosféricos, RF_W, é quantificado na ISO/TR 20432, tendo em consideração apenas o efeito da radiação ultravioleta. De acordo com este documento, se o geossintético ficar exposto à acção dos raios ultravioleta durante no máximo 12 horas não é necessário efectuar nenhuma redução na sua resistência, isto é, $RF_W = 1$. Se o tempo de exposição for superior, os geossintéticos devem ser submetidos a ensaios de envelhecimento devido à acção do clima, de acordo com a norma EN 12224 (em Portugal, NP EN 12224, 2007). Em função da degradação da resistência e tendo em conta o tempo máximo de exposição à radiação ultravioleta durante a instalação, os valores do factor RF_W são definidos de acordo com o Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Valores do coeficiente parcial RF_W em função da degradação da resistência e do tempo máximo de exposição (ISO/TR 20432).

Resistência residual após ensaio de envelhecimento[a]	**Tempo máximo de exposição durante a instalação**	**Coeficiente parcial RF_W**
> 95%	1 mês	1,00
80% - 95%	1 mês[b]	Relação entre os valores da resistência do material não envelhecido e envelhecido
60% - 80%	2 semanas	1,25
< 60%	1 dia	1,00
Material não ensaiado	1 dia	1,00

(a) definida percentualmente em relação a amostras não envelhecidas
(b) dependendo da localização e da época do ano, o tempo de exposição pode ir até aos 4 meses

Caso se preveja que o período de exposição do geossintético à radiação ultravioleta exceda 1 mês, então este deve ser ensaiado, de acordo com a EN 12224 ou um método similar, para uma duração tal que a extrapolação para o tempo de exposição previsto possa ser justificada.

A taxa de degradação devido aos agentes químicos pode ser estimada recorrendo a ensaios acelerados, nos quais a temperatura ou a concentração de agentes químicos (ou ambos) são aumentados de forma a acelerar o efeito da degradação. O factor RF_{CH} será então determinado através da equação:

$$RF_{CH} = \frac{100}{T_{car,d}} \tag{3.148}$$

onde $T_{car,d}$ é o valor característico do esforço resistente após degradação, expresso como uma percentagem do valor referente às amostras não degradadas. Detalhes sobre a determinação deste coeficiente podem ser encontrados no relatório em análise. Para o caso dos poliésteres, são sugeridos os valores apresentados no Quadro 3.9.

Não se encontra provado que a degradação devido a agentes biológicos representem um factor significativo para a vida útil dos geossintéticos. Regra geral, não será necessário considerar a degradação biológica na determinação do coeficiente parcial R_{CH}, excepto se o ambiente biológico

for pouco usual, como por exemplo a existência de térmitas. Nesse caso, devem ser efectuados ensaios de acordo com a norma EN 12225 (em Portugal NP EN 12225, 2006).

Quadro 3.9 – Valores do coeficiente RF_{CH} para poliésteres (ISO/TR 20432).

pH	Vida útil (em anos)	Temperatura de serviço (ºC)	RF_{CH}
4 - 9	25	25	1,0
4 - 9	100	25	1,2
4 - 9	25	35	1,4

O coeficiente de segurança FS referente às incertezas associadas à extrapolação dos resultados, particularmente às extrapolações para longos períodos, pode ser determinado, de acordo com o relatório ISO/TR 20432, através da equação:

$$FS = 1 + \sqrt{(1-R_1)^2 + (1-R_2)^2}$$

$$R_1 = 1{,}2^{\log(t_d / t_{max})-1} \geq 1{,}0 \qquad (3.149)$$

$$R_2 = \frac{T_{car,d}}{T_{LCL}}$$

onde t_d é o tempo de vida útil da estrutura, t_{max} é o valor máximo do tempo registado até à rotura por fluência, $T_{car,d}$ é o valor característico do esforço resistente após degradação devido à acção dos agentes químicos e T_{LCL} é o limite inferior de confiança de $T_{car,d}$. O coeficiente de segurança FS deve ser considerado no mínimo igual a 1,2.

3.5.3.3 Indicações da *British Standard Institution*, BS 8006 (1995)

O valor de cálculo do esforço resistente à tracção dos reforços deve, segundo a BS 8006, ser determinado tendo em consideração que é necessário verificar-se os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de utilização (ELUt). Assim, o valor de T_d deve ser definido de forma a que não seja atingido um ELU durante a vida útil da estrutura, isto é, não deve ocorrer a rotura do reforço por falta de resistência (rotura por tracção) e, por outro lado, o valor de T_d deve ser definido de tal forma que a deformação do reforço durante a vida útil da estrutura não exceda um determinado valor estabelecido - ELUt. Segundo esta norma britânica, o valor de cálculo do esforço resistente à tracção do reforço deve determinar-se através da equação:

$$T_d = \frac{T_{base}}{f_m} \qquad (3.150)$$

em que o esforço resistente de base do reforço, T_{base}, ou seja, o esforço resistente sobre a qual devem ser aplicados os coeficientes de segurança, será igual à resistência à tracção do reforço a longo prazo, tendo em conta a vida útil e a temperatura a que a estrutura ficará submetida para os estados limites últimos. Para os estados limites de utilização o esforço resistente de base será igual ao esforço resistente que induz um limite prescrito de deformação no reforço após a construção (Figura 3.63). Tal como se referiu em 3.3.2.3, as deformações no reforço após a construção devem ser inferiores a 1%, no caso dos muros de suporte, e a 0,5%, nos encontros de pontes.

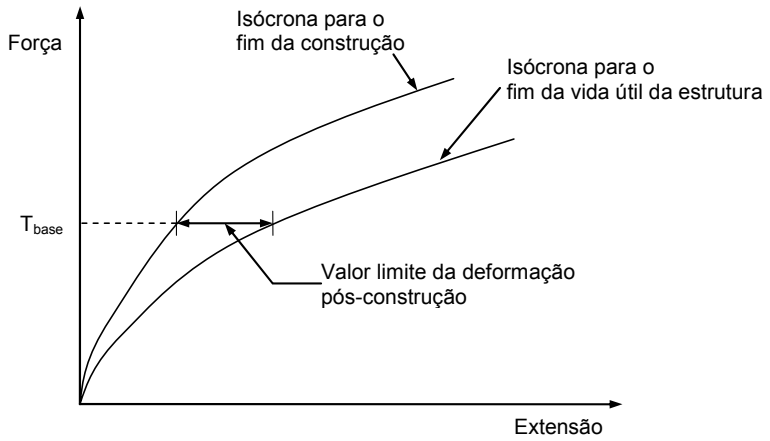


Figura 3.63 – Determinação do esforço resistente de base do reforço, T_{base}, para ELUt (BS 8006, 1995).

O coeficiente de segurança do material, f_m, a aplicar sobre o esforço resistente de base, T_{base}, é dado pelo produto de dois coeficientes de segurança ($f_m = f_{m1} \times f_{m2}$), que por sua vez se decompõem noutros coeficientes (ver Quadro 3.10).

Quadro 3.10 – Factores que compõem o coeficiente de segurança do material, f_m, a aplicar ao esforço resistente do reforço (BS 8006, 1995).

Factores principais $f_m = f_{m1} \times f_{m2}$	Factores componentes		
f_{m1} – propriedades intrínsecas do material $f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12}$	f_{m11} – consistência de fabrico do reforço e forma como a sua resistência pode ser afectada $f_{m11} = f_{m111} \times f_{m112}$	f_{m111} – forma como é definida a resistência	f_{m11} = 1,0 – resistência definida pelo valor característico $f_{m11} = 1 + \frac{1{,}64\sigma}{\mu - 1{,}64\sigma}$ μ –média; σ – desvio padrão
		f_{m112} –tolerância nas dimensões dos reforços	f_{m112} = 1,0 - geossintéticos $f_{m112} \geq$ 1,0 – reforços metálicos
	f_{m12} – extrapolação dos resultados de ensaio na definição da resistência $f_{m12} = f_{m121} \times f_{m122}$	f_{m121} – avaliação dos dados disponíveis para obtenção da envolvente estatística	f_{m121} = 1,0 – resultados obtidos em ensaios de fluência realizados para temperatura igual ao valor máximo previsto
		f_{m122} – extrapolação dessa envolvente estatística à vida útil do reforço	$f_{m122} = \log_{10}\left(\frac{t_d}{t_e}\right)$ t_d – tempo de vida útil t_e – duração real do ensaio de fluência
f_{m2} – construção e efeitos ambientais $f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$	f_{m21} – susceptibilidade de danificação durante a construção $f_{m21} = f_{m211} \times f_{m212}$	f_{m211} – efeito a curto prazo da danificação durante a instalação	Produtores e autoridades certificadas podem fornecer valores para f_{m211}
		f_{m212} – efeito a longo prazo da danificação durante a instalação	f_{m212} depende da estrutura do reforço, do polímero constituinte e do ambiente onde está inserido – deve ser avaliado através de ensaios
	f_{m22} – ambiente onde está inserido o reforço	Quando existe a probabilidade de químicos agressivos entrarem em contacto com o reforço, este facto deve ser tido em consideração no factor f_{m22} ou prevenir a sua ocorrência através de sistema de drenagem	

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo apresentaram-se alguns dos métodos propostos, por diferentes autores ou entidades, para o dimensionamento de muros e taludes (ou aterros) de solo reforçado com geossintéticos. Dado que não existe, actualmente, a nível da União Europeia regulamentação que contemple o dimensionamento destas estruturas, foi dado grande relevo aos métodos propostos pela regulamentação americana (*FHWA*, *AASTHO*, *NCMA*) e britânica (BS 8006).

Atendendo a que se encontram, especialmente nas especificações de algumas entidades, abordagens distintas para o dimensionamento de muros e de taludes, optou-se por separar a apresentação dos métodos de dimensionamento para estes dois tipos de estruturas. Note-se no entanto que, particularmente os métodos de dimensionamento interno apresentados para os taludes são, na generalidade, aplicáveis aos muros de solo reforçado. Exemplificando, os métodos de equilíbrio limite que admitem superfícies potenciais de rotura do tipo biplanar ou do tipo espiral-logarítmica degeneram em superfícies de rotura lineares quando o ângulo de inclinação da face da estrutura se aproxima dos 90º, isto é, quando se trata de um muro.

No caso dos taludes de solo reforçado, optou-se pela apresentação de métodos pseudo-estáticos para o dimensionamento em condições sísmicas. Porém, os métodos pseudo-dinâmicos e os métodos de avaliação dos deslocamentos, incluídos na secção referente ao dimensionamento de muros, são, tal como foi referido, aplicáveis de igual forma ao caso dos taludes de solo reforçado.

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS COM BASE EM MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O dimensionamento de muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos tem por objectivo a definição do esforço resistente mínimo do reforço para um dado espaçamento vertical entre reforços e o comprimento mínimo que estes devem apresentar. Tal como se referiu no capítulo anterior, uma das possibilidades para definir o esforço resistente mínimo que cada nível de reforço deve absorver para assegurar a estabilidade da estrutura, inclui a quantificação do coeficiente de impulso de terras e a avaliação da distribuição das pressões ao longo da altura da estrutura. O cálculo do impulso que deve ser absorvido pelos reforços é, habitualmente, efectuado com recurso a métodos de equilíbrio limite, nomeadamente, os métodos que admitem superfícies potenciais de rotura biplanares e do tipo espiral logarítmica.

Neste capítulo esquematizam-se os métodos de equilíbrio limite que, habitualmente, são empregues na determinação do coeficiente de impulso, apresentam-se resultados (coeficientes de impulso e comprimento mínimo dos reforços) obtidos com um programa de cálculo desenvolvido e comparam-se esses resultados com valores publicados na bibliografia. Complementarmente, avalia-se o efeito da consideração da acção sísmica no que diz respeito à resistência exigida aos reforços e ao seu comprimento mínimo. Finaliza-se o capítulo apresentando uma proposta para um método de pré-dimensionamento que contempla condições de carregamento estático e sísmico.

Tal como em trabalhos publicados por outros autores, nomeadamente Bonaparte *et al*. (1986), Schmertmann *et al*. (1987), Jewell (1989), Ling *et al*. (1997) e Michalowski (1997), admite-se que a estrutura de solo reforçado assenta sobre um estrato de fundação competente e que o terrapleno é horizontal. O efeito de uma eventual sobrecarga vertical uniforme, embora não esteja contemplado directamente no estudo paramétrico, poderá ser considerado através de uma altura adicional de aterro. O efeito das pressões intersticiais não é considerado no presente trabalho, pelo que os resultados e conclusões apresentados são apenas aplicáveis a maciços não saturados.

4.2 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE PARA O CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE IMPULSO

4.2.1 Método das duas cunhas ou da superfície de rotura biplanar

No método das duas cunhas ou da superfície de rotura biplanar, a massa de solo em rotura é divida em dois blocos (Figura 4.1). Estabelecendo o equilíbrio de forças que solicitam esses dois blocos, é possível quantificar o valor da força resultante ou impulso, P_{ae} (ou P_a - carregamento estático), que os reforços devem absorver. No presente trabalho a separação entre os dois blocos foi estabelecida através de um plano vertical e admitiu-se que a resistência ao corte do solo é totalmente mobilizada ao longo das superfícies de rotura OA e AB (Figura 4.1).

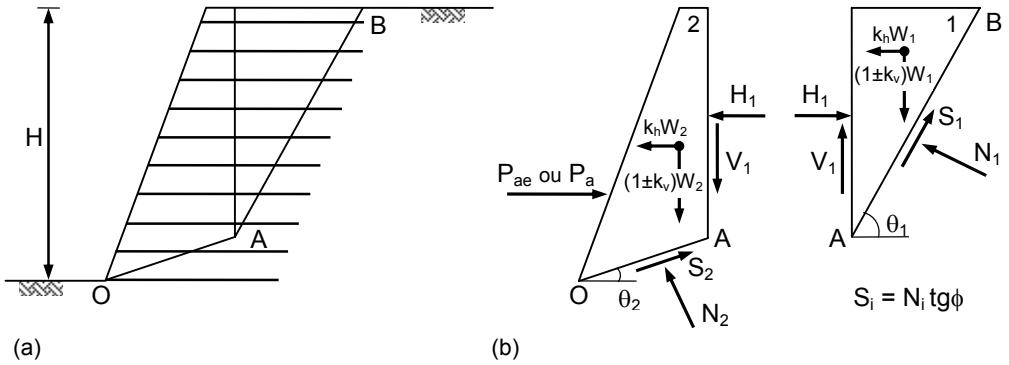


Figura 4.1 – Método da superfície de rotura biplanar: a) mecanismo de rotura; b) geometria dos blocos e forças que os solicitam (situação geral – com carregamento sísmico).

A força de interacção entre os dois blocos é considerada através das suas componentes horizontal e vertical, H_1 e V_1, relacionadas pela equação:

$$V_1 = \lambda H_1 tg\phi \tag{4.1}$$

onde ϕ é o ângulo de atrito do solo e λ é um coeficiente, que pretende quantificar a resistência ao corte mobilizada entre os dois blocos, com valores no intervalo entre 0 e 1 ($0 \le \lambda \le 1$). No estudo paramétrico efectuado, e que se apresenta na sequência, analisaram-se as duas situações extremas: força de interacção entre os blocos horizontal ($\lambda = 0$) e resistência ao corte totalmente mobilizada ($\lambda = 1$).

A geometria dos blocos que conduz ao valor máximo da força resultante que os reforços devem absorver, isto é, a geometria apresentada na Figura 4.1, não é à partida conhecida. Assim, para determinar o valor máximo da força P_{ae} (ou P_a) desenvolveu-se um programa de cálculo automático, que permite determinar a geometria mais desfavorável, variando as coordenadas do ponto A e a inclinação da recta AB.

Estabelecendo o equilíbrio de forças que solicitam o bloco 1, e tendo em consideração que as componentes horizontal e vertical da força de interacção entre os blocos se relacionam através da Equação (4.1), obtém-se a componente horizontal da força de interacção, H_1, dada por:

$$H_1 = \frac{(1 \pm k_v)W_1 + B_1 A_1 k_h W_1}{\lambda tg\phi + B_1 A_1} \tag{4.2a}$$

sendo os parâmetros A_1 e B_1 calculados através de:

$$A_1 = \frac{1}{sen\theta_1 - tg\phi \cos\theta_1} \tag{4.2b}$$

$$B_1 = tg\phi sen\theta_1 + \cos\theta_1 \tag{4.2c}$$

Conhecida a componente horizontal da força de interacção entre os blocos, H_1, determina-se o impulso horizontal, P_{ae} (ou P_a), que estabelece o equilíbrio do mecanismo em análise, impondo o equilíbrio de forças que solicitam o bloco 2 segundo a direcção horizontal, obtendo-se:

$$P_{ae} = H_1 + k_h W_2 - B_2 A_2 \left[(1 \pm k_v) W_2 + V_1\right] \tag{4.3a}$$

onde os parâmetros A_2 e B_2 são determinados pelas equações:

$$A_2 = \frac{1}{tg\phi sen\theta_2 + \cos\theta_2} \tag{4.3b}$$

$$B_2 = tg\phi \cos\theta_2 - sen\theta_2 \tag{4.3c}$$

O programa de cálculo pesquisa a geometria de blocos mais desfavorável, isto é, a geometria que conduz ao valor máximo do impulso P_{ae} (ou P_a), sendo o coeficiente de impulso, K_{req}, determinado pela equação:

$$K_{req} = \frac{2P_{ae}}{\gamma H^2} \tag{4.4}$$

onde H é altura do muro ou talude e γ é o peso volúmico do solo reforçado.

Note-se, desde já, que o valor do coeficiente de impulso, obtido pela equação anterior, admitindo o efeito da solicitação sísmica, não corresponde directamente ao coeficiente de impulso activo obtido pela Teoria de Mononobe-Okabe, K_{ae}, quando se admite que o coeficiente sísmico vertical, k_v, é não nulo, mesmo para o caso particular das estruturas com face vertical. Relembre-se que, de acordo com a teoria referida, o impulso activo sísmico é determinado através da equação:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} (1 \pm k_v) \gamma H^2 \tag{4.5}$$

logo, o coeficiente de impulso determinado pelo programa desenvolvido, K_{req}, no caso particular de estruturas com face vertical, em que, como se verá posteriormente, as superfície potenciais de rotura degeneram numa superfície planar, coincidente com a definida pelas teorias de Mononobe-Okabe, está relacionado com K_{ae} pela equação:

$$K_{req} = (1 \pm k_v) K_{ae} \tag{4.6}$$

Determinado o valor máximo de P_{ae} e o coeficiente de impulso correspondente, é possível definir um sistema de reforço para o muro ou talude em análise, isto é, determinar o esforço resistente dos reforços e a sua localização em profundidade (espaçamento vertical entre reforços), de tal forma que o somatório do valor de cálculo do esforço resistente dos reforços seja maior ou igual à força P_{ae}.

O método da superfície de rotura biplanar pode também ser utilizado, em alternativa, para quantificar o coeficiente de segurança relativo a um determinado sistema de reforço previamente estabelecido. De acordo com Bathurst & Alfaro (1996), a Equação (4.3a) pode ser reescrita considerando o efeito do esforço resistente dos reforços intersectados pelas superfícies de rotura OA ($\Sigma T_{1,i}$) e AB ($\Sigma T_{2,i}$), obtendo-se desta forma:

$$P_{ae} = H_1 - \frac{B_1 A_1 \sum T_{1,i}}{\lambda tg\phi_d + B_1 A_1} + k_h W_2 - \sum T_{2,i} - B_2 A_2 \left[(1 \pm k_v) W_2 + V_1 \right] \tag{4.7}$$

O coeficiente de segurança, FS, para um determinado mecanismo de rotura biplanar, corresponde ao valor desse coeficiente que conduz a P_{ae} = 0 na equação anterior. Note-se que o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, ϕ_d, e o valor de cálculo do esforço resistente dos

reforços, $\Sigma T_{1,i}$ e $\Sigma T_{2,i}$ dependem do valor de FS. O coeficiente de segurança para uma dada estrutura e um determinado sistema de reforço é o menor valor de FS obtido na pesquisa de possíveis mecanismos de rotura biplanar. De acordo com a Equação (4.7), o valor do coeficiente de segurança em relação à rotura global é independente da localização dos reforços quando se admite $\lambda = 0$ (força de interacção entre os blocos horizontal).

4.2.2 Método da espiral logarítmica

O mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica (Figura 4.2) tem vindo a ser utilizado no cálculo da força resultante (ou impulso) que os reforços devem absorver, quer no dimensionamento em condições estáticas (Jewell, 1989; Leshchinsky *et al.*, 1995; Michalowski, 1997), quer nos métodos pseudo-estáticos quando as estruturas são submetidas à acção sísmica (Michalowski, 1998; Ling & Leshchinsky, 1998). Uma vantagem deste método é que, para além do equilíbrio de forças, é também satisfeito o equilíbrio de momentos, isto é, trata-se de um problema estaticamente determinado.

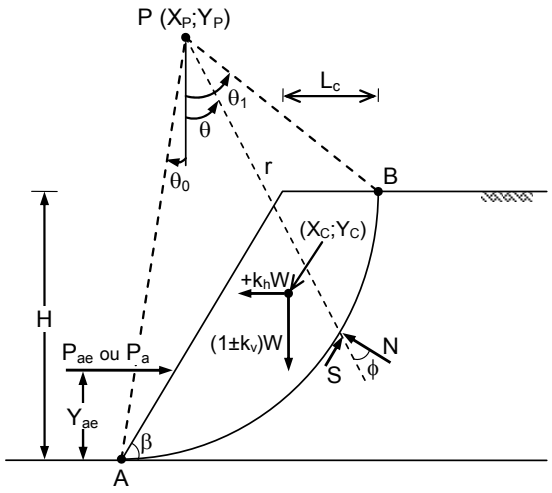


Figura 4.2 – Mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica.

A superfície potencial de rotura do tipo espiral logarítmica pode ser definida através da equação:

$$r = r_0 \, e^{-\theta \mathrm{tg}\phi} \tag{4.8}$$

onde r_0 é o raio para $\theta = 0$ e é uma variável de pesquisa, θ é o ângulo que em cada ponto o raio r faz com a vertical que passa pelo ponto P, designado por pólo, e ϕ é o ângulo de atrito do solo (Figura 4.2).

Para uma determinada superfície potencial de rotura (Figura 4.2), a equação de equilíbrio de momentos em relação ao ponto P pode escrever-se como:

$$\sum M_P = (1 \pm k_v) W \times (X_C - X_P) + k_h W \times (Y_P - Y_C) - P_{ae} \times (Y_P - Y_{ae}) = 0 \tag{4.9}$$

sendo W o peso próprio da massa de solo potencialmente em rotura, X_C e Y_C as coordenadas do centro de gravidade da massa considerada, Y_{ae} a ordenada do ponto de aplicação do impulso e X_P e Y_P as coordenadas do ponto P.

Note-se que, pelo facto da resultante das tensões normais e tangenciais ao longo da superfície de rotura, representada na Figura 4.2 pelas suas componentes N e S, passar pelo polo, P, o momento, em relação a esse ponto, é independente da distribuição das tensões. No programa desenvolvido considerou-se que as forças de inércia relativas à massa em rotura têm o seu ponto de aplicação no centro de massa.

O mecanismo de rotura crítico é aquele a que corresponde o valor máximo de P_{ae} (ou P_a) que satisfaz a equação de equilíbrio de momentos (4.9). O ponto de aplicação da força P_{ae} (ou P_a) tem logicamente influência na sua grandeza. Nas análises efectuadas consideraram-se duas hipóteses quanto à sua localização. Admitiu-se uma distribuição triangular de tensões ao longo da altura da estrutura, o que significa que essa força tem o seu ponto de aplicação a um terço da altura em relação ao pé, isto é, $Y_{ae} = H/3$. Porém, como é frequente, em termos práticos, adoptar sistemas de reforço com resistência uniforme em altura, considerou-se também a distribuição uniforme de pressões, o que implica que a força resultante P_{ae} (ou P_a) deve ser considerada a meia altura da estrutura ($Y_{ae} = H/2$).

Em relação à força resultante P_{ae} refira-se, por um lado, que a acção sísmica tende a subir o seu ponto de aplicação e, por outro lado, sendo o cálculo realizado em estado limite último, é possível uma redistribuição de tensões e de esforços nos reforços, que se traduz por uma uniformização do diagrama de pressões. Assim, como se refere na sequência, considera-se que a distribuição uniforme seja mais próxima da distribuição real de tensões em condições sísmicas de carregamento.

O programa de cálculo efectua a pesquisa do mecanismo potencial de rotura crítico, isto é, aquele que conduz ao valor máximo da força P_{ae} (ou P_a). Determinado o valor máximo do impulso pode determinar-se o coeficiente de impulso de terras através da Equação (4.4), caso se tenha considerado uma distribuição triangular das pressões de terras (P_{ae} localizado a H/3), ou, caso se tenha admitido a distribuição uniforme de pressões, o coeficiente de impulso será determinado através de:

$$K_{req}^{uniforme} = \frac{P_{ae}}{\gamma H^2} \tag{4.10}$$

Admitindo um mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, é também possível determinar o coeficiente de segurança relativo a um sistema de reforço previamente estabelecido para o muro ou talude em análise. Substituindo na Equação (4.9) a parcela $P_{ae}(Y_P - Y_{ae})$ por $\sum T_i(Y_P - Y_i)$ obtém-se:

$$(1 \pm k_v)W \times (X_C - X_P) + k_h W \times (Y_P - Y_C) - \sum T_i(Y_P - Y_i) = 0 \tag{4.11}$$

Definindo as superfícies potenciais de rotura utilizando o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo, isto é, introduzindo na Equação (4.8) o valor de ϕ_d, função do coeficiente de segurança, FS e considerando na equação anterior T_i como o valor de cálculo do esforço resistente do reforço, o coeficiente de segurança, FS, é o menor valor que satisfaz a Equação (4.11).

4.3 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO MÍNIMO DOS REFORÇOS

4.3.1 Generalidades

A determinação do comprimento mínimo dos reforços deve assegurar simultaneamente a estabilidade interna e externa da estrutura. No dimensionamento interno, o comprimento foi determinado com base em considerações de equilíbrio global, isto é, deve ser assegurada a estabilidade da estrutura quando as superfícies potenciais de rotura são mais profundas e intersectam apenas os níveis de reforço inferiores (mais próximos da base). No dimensionamento externo, tendo em consideração que se admite que a estrutura assenta numa fundação competente, foi apenas contemplada a estabilidade em relação ao deslizamento pela base.

4.3.2 Equilíbrio global

A determinação do comprimento mínimo dos reforços, exigido pela análise de estabilidade interna em condições de carregamento estático, foi realizada seguindo de perto a metodologia proposta por Jewell (1989). Assim, estando assegurado o equilíbrio interno da zona activa, isto é, estando definida a resistência dos reforços, deve garantir-se que o seu comprimento é suficiente para, por um lado, permitir a mobilização do esforço instalado através da interacção solo-reforço e, por outro lado, assegurar o equilíbrio relativamente a superfícies potenciais de rotura que atravessem apenas alguns reforços. Para que seja possível a mobilização do esforço que solicita um determinado nível de reforço, este deve ter um comprimento de arranque adequado (comprimento para além da superfície potencial de rotura que define o valor máximo do impulso). Mas, por outro lado, o comprimento dos reforços deve estender-se o suficiente, por forma a que, qualquer que seja a superfície potencial de rotura, seja possível o equilíbrio entre as forças instabilizadoras e a resultante das tensões disponíveis nos reforços intersectados pela superfície de rotura (Figura 4.3a).

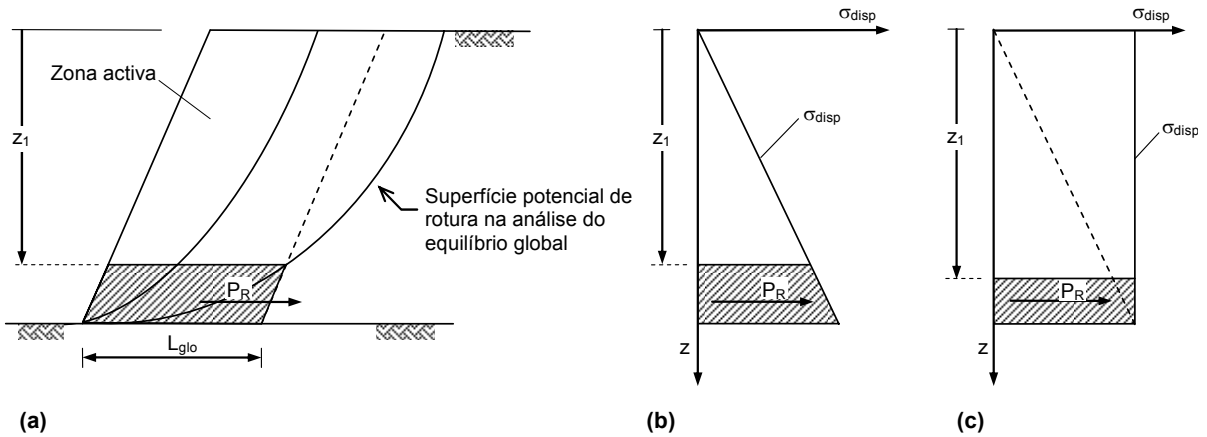


Figura 4.3 – Análise do equilíbrio global: a) geometria e superfície potencial de rotura; b) distribuição triangular da resistência dos reforços; c) distribuição uniforme da resistência dos reforços.

Jewell (1989) adopta um procedimento semelhante para a análise do equilíbrio global considerando que as tensões disponíveis nos reforços ($\sigma_{disp} = K_{req}\gamma z$) se distribuem de forma triangular (Figura 4.3b). Porém, dado que, frequentemente, se adopta uma distribuição uniforme de reforços ao longo da altura da estrutura, quer em termos de espaçamento vertical entre os reforços, quer no que diz respeito à sua resistência, neste trabalho considerou-se ainda a possibilidade do cálculo do comprimento dos reforços que assegura o equilíbrio global ser efectuado admitindo que a tensão disponível é constante e igual ao valor da tensão exigida na base da estrutura (Figura 4.3c).

Note-se desde já que, para as duas hipóteses efectuadas quanto à distribuição da tensão disponível, a profundidade de intersecção da superfície potencial de rotura com a zona reforçada, z_1, é diferente. Quando se admite a distribuição apresentada na Figura 4.3c pelo facto da profundidade z_1 ser superior, resultam menores comprimentos de reforço.

Saliente-se, ainda, que a distribuição uniforme da tensão disponível, apresentada na Figura 4.3c, não corresponde à distribuição obtida com o coeficiente de impulso determinado pela Equação (4.10), mas ao valor máximo da tensão exigida na base admitindo a distribuição triangular.

A metodologia apresentada na Figura 4.3 para a determinação do comprimento mínimo dos reforços pressupõe, em particular quando se admite a distribuição triangular (Figura 4.3b), que a resistência disponível nos reforços é igual à tensão que lhe é exigida. Com base nas hipóteses esquematizadas na Figura 4.3 pode determinar-se o comprimento mínimo dos reforços em função do ângulo de atrito do material de aterro, da inclinação da face e da altura da estrutura.

Em termos práticos, o espaçamento vertical entre os reforços e a sua resistência são determinados previamente pela análise de equilíbrio interno. Assim, conhecida a distribuição dos reforços (resistência e localização em altura), o programa de cálculo desenvolvido permite também determinar o comprimento mínimo que assegura que, qualquer que seja a superfície potencial de rotura, é possível o equilíbrio entre as forças instabilizadoras e as forças disponíveis nos reforços intersectados pela superfície de rotura (Figura 4.4). Em qualquer dos casos, deve sempre adicionar-se ao comprimento do reforço determinado pela análise de equilíbrio global, L_{glo}, o necessário comprimento de arranque, l_a. No caso esquematizado na Figura 4.4, o comprimento de arranque que deve ser adicionado ao comprimento L_{glo} deve ser determinado para o último nível (o mais superficial) de reforço intersectado pela superfície de rotura, T_3, e não para o nível da base como por vezes é sugerido.

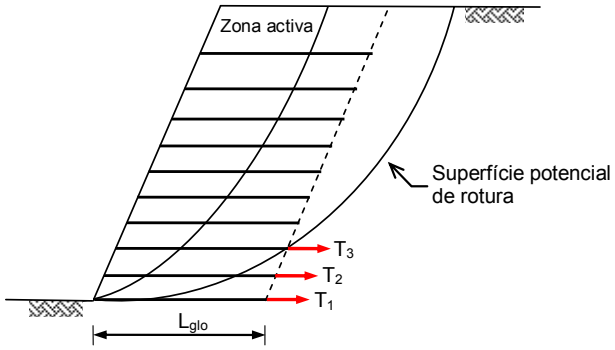


Figura 4.4 – Determinação do comprimento dos reforços conhecida a sua localização e resistência disponível.

4.3.3 Deslizamento pela base

Como se referiu no Capítulo 3, o deslizamento pela base é um aspecto crítico no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos. Para prevenir a ocorrência do deslizamento pela base, da massa de solo reforçado ao longo da interface solo-geossintético, é necessário um comprimento de reforço adequado. A determinação do comprimento de reforço necessário para que se verifique a segurança em relação ao deslizamento pela base, L_{ds}, pode ter como base um mecanismo de rotura biplanar. A geometria do mecanismo de rotura admitido no presente trabalho e as forças consideradas na análise de estabilidade encontram-se representadas na Figura 4.5. Admitiu-se que o plano de separação entre os dois blocos (bloco A e bloco B) é vertical. A mesma hipótese, quanto à separação dos blocos, é também admitida por outros autores

(Ling *et al.*, 1997), enquanto que existem autores (Jewell, 1989; Michalowski, 1997) que consideram que o plano de separação entre os blocos atravessa parte dos reforços.

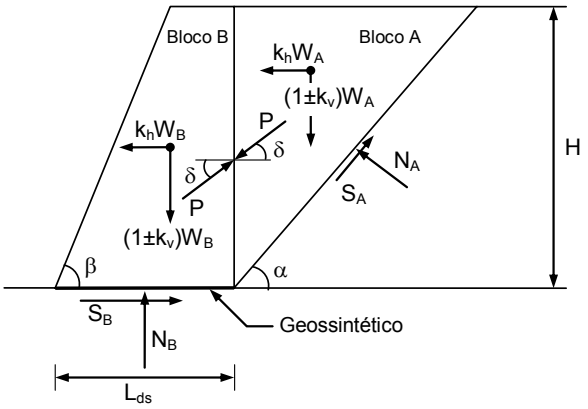


Figura 4.5 – Geometria e forças admitidas na análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base (caso geral - condições de carregamento sísmico).

Nas análises efectuadas no presente trabalho, admitiu-se que a resistência ao corte ao longo do plano de separação entre os blocos se mobiliza na sua totalidade, isto é, considera-se que o ângulo de atrito na interface entre os dois blocos, δ, é igual ao valor do ângulo de atrito do solo.

A análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base deve iniciar-se com a determinação do plano de rotura crítico no solo suportado (bloco A, na Figura 4.5). Admitindo que α é o ângulo que esse plano crítico faz com a horizontal, é possível determinar, através das equações de equilíbrio de forças do bloco A, o valor máximo da força de interacção entre os blocos, P, resultando:

$$P = W_A \frac{k_h - (1 \pm k_v) tg(\phi - \alpha)}{\cos\delta - sen\delta tg(\phi - \alpha)} \tag{4.12}$$

onde W_A é o peso do bloco A e k_h e k_v são os coeficientes sísmicos horizontal e vertical, respectivamente. Conhecido o valor da força de interacção entre os blocos, o comprimento mínimo do reforço para garantir a estabilidade em relação ao deslizamento pela base é determinado impondo que a força resistente ao longo da interface solo-geossintético, S_B, seja igual à força instabilizadora:

$$\left[W_B(1 \pm k_v) + Psen\delta\right] C_{ds} tg\phi = k_h W_B + P\cos\delta \tag{4.13}$$

onde C_{ds} é o coeficiente de interacção solo-geossintético, admitindo um mecanismo de rotura do tipo corte directo, definido como a relação entre a resistência ao corte da interface solo-geossintético e a resistência ao corte do solo. De acordo com a bibliografia, este coeficiente assume, normalmente, valores entre 0,6 e 1,0. No programa de cálculo este parâmetro é definido pelo utilizador. Porém, os resultados que serão apresentados referem-se a um coeficiente de interacção C_{ds} = 0,8.

A Figura 4.5 e as equações anteriores referem-se a um caso geral de carregamento sísmico, em que a componente vertical da aceleração sísmica, traduzida pelo coeficiente sísmico k_v, poderá ser ascendente ou descendente. Porém, a situação mais desfavorável em termos do deslizamento pela base ocorre quando as forças de inércia verticais apontam no sentido ascendente.

4.4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.4.1 Generalidades

O estudo paramétrico, que se apresenta, visa: i) comparar os dois métodos de equilíbrio limite habitualmente empregues na determinação dos coeficientes de impulso utilizados no dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado com geossintéticos; ii) avaliar o efeito da força de interacção considerada entre os dois blocos no mecanismo de rotura biplanar; iii) avaliar o efeito do tipo de distribuição das tensões exigidas aos reforços no mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica; iv) determinar o comprimento mínimo dos reforços, tendo em consideração o equilíbrio interno e externo; v) avaliar o efeito da consideração da aceleração sísmica; vi) comparar os resultados obtidos com resultados publicados na bibliografia.

A necessidade da realização e a apresentação deste estudo paramétrico resultou de se ter verificado que o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos tem como base, regra geral, o recurso a ábacos de dimensionamento. Assim, o objectivo final deste capítulo é apresentar, com base nos resultados deste estudo paramétrico, uma proposta para um método de dimensionamento simplificado, que evite o recurso a tabelas ou a ábacos.

No estudo paramétrico, que se apresenta, admitiu-se que a estrutura é constituída por um maciço homogéneo puramente friccional, com ângulo de atrito variável entre 20º e 45º, considerando incrementos de 5º, e com inclinação da face, β, compreendida entre 30º e 90º (com incrementos de 10º).

4.4.2 Mecanismo de rotura biplanar

Na Figura 4.6 apresentam-se os coeficientes de impulso, K_{req}, obtidos recorrendo ao mecanismo de rotura biplanar, considerando as forças de interacção entre os dois blocos horizontais ($\lambda = 0$ na Equação 4.1) e admitindo a resistência ao corte entre os blocos totalmente mobilizada ($\lambda = 1$). Para simplificar a interpretação da figura, optou-se pela sua apresentação em dois gráficos. No gráfico da esquerda comparam-se os coeficientes de impulso para valores de cálculo do ângulo de atrito de 20º, 30º e 40º e na figura da direita apresentam-se os resultados para os restantes valores do ângulo de atrito do material de aterro. Constata-se pela análise da figura que, como seria de esperar tendo presente o polígono de forças que equilibra o bloco 2 (Figura 4.1), admitir as forças de interacção entre os dois blocos horizontais conduz a resultados mais conservativos. Como resultado dos menores valores do coeficiente de impulso, a diferença tende a aumentar percentualmente com o acréscimo do ângulo de atrito do solo.

Para 90º de inclinação da face da estrutura, o mecanismo de rotura biplanar transforma-se num mecanismo planar (superfície potencial de rotura plana), logo o valor do coeficiente de impulso para esta inclinação da face é independente do valor do coeficiente λ e coincide com o valor obtido através da Teoria de Rankine.

A Figura 4.7 ilustra as superfícies potenciais de rotura críticas (aquelas que dão origem ao valor máximo do impulso de terras), determinadas pelo programa de cálculo, para taludes com inclinação de face de 50º e 80º, admitindo as forças de interacção entre os dois blocos horizontais ($\lambda = 0$) e considerando a resistência ao corte entre os blocos totalmente mobilizada ($\lambda = 1$). As Figuras 4.7a e 4.7b referem-se a um talude com 50º de inclinação de face, apresentando-se as superfícies potenciais de rotura e o valor do coeficiente de impulso, K_{req}, admitindo o ângulo de atrito do material de aterro igual a 20º e 30º, respectivamente. As Figuras 4.7c e 4.7d dizem

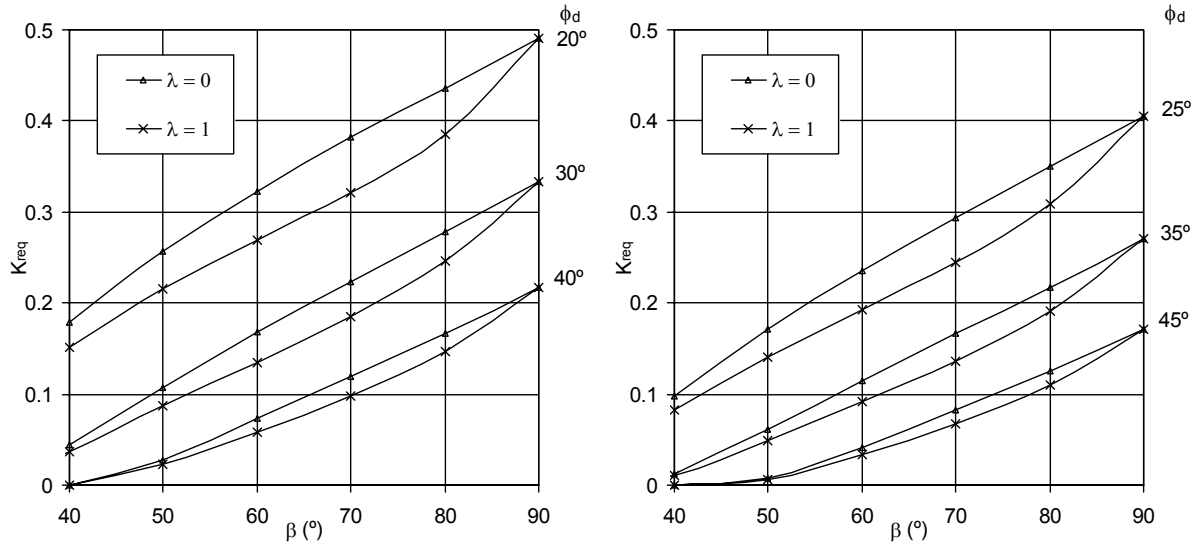


Figura 4.6 – Efeito sobre o coeficiente de impulso, K_{req}, da direcção da força de interacção entre os blocos no mecanismo de rotura biplanar.

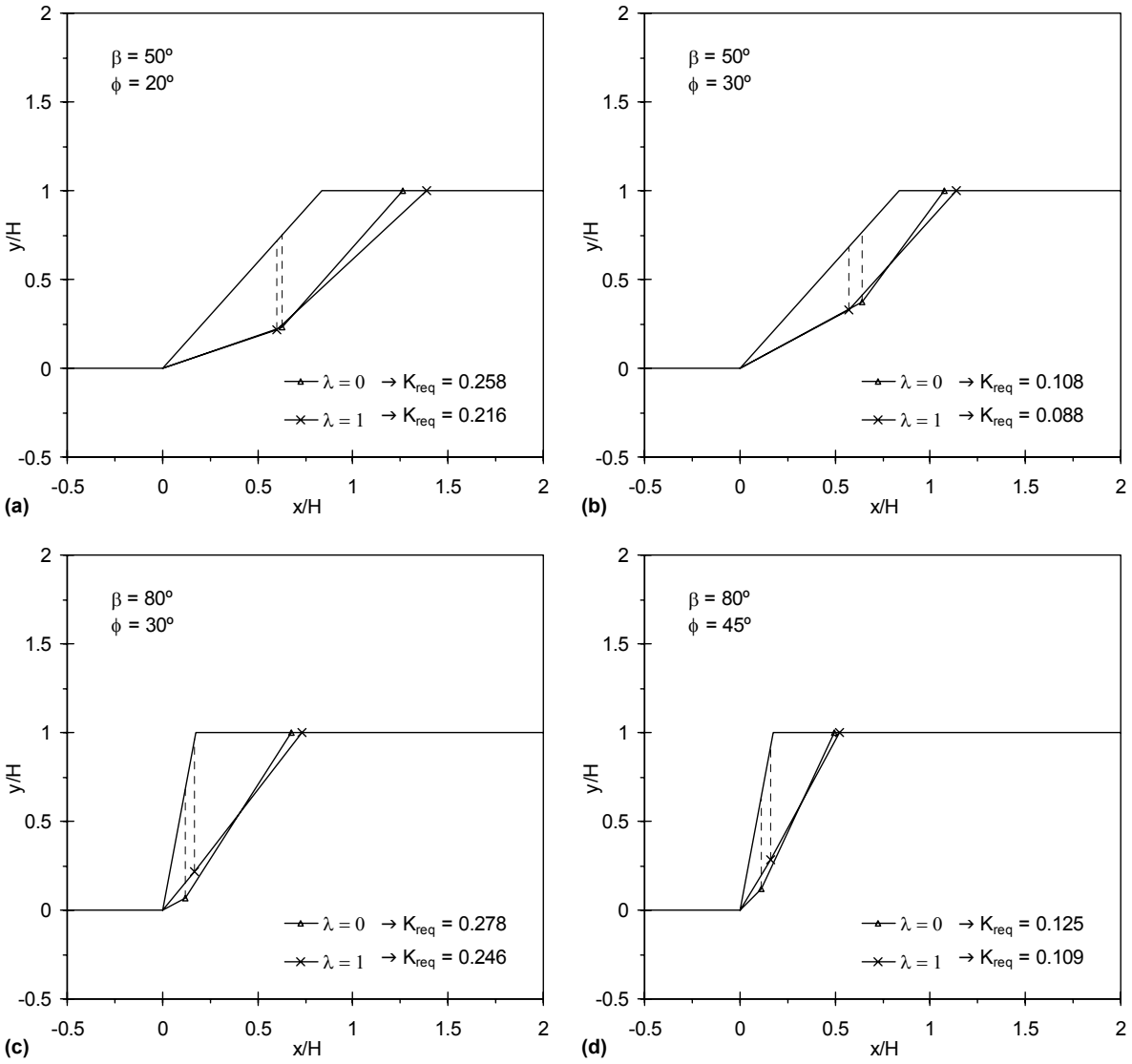


Figura 4.7 – Comparação entre as superfícies potenciais de rotura considerando $\lambda = 0$ e $\lambda = 1$, para talude com inclinação de face e ângulo de atrito do solo iguais a: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 20º$; b) $\beta = 50º$ e $\phi = 30º$; c) $\beta = 80º$ e $\phi = 30º$; d) $\beta = 80º$ e $\phi = 45º$.

respeito a uma estrutura com inclinação de face de 80º construída com material de aterro de 30º e 45º de ângulo de atrito.

A análise conjunta dos gráficos que compõem a Figura 4.7 permite concluir que a superfície potencial de rotura é tanto mais profunda quanto menor é o ângulo de atrito do solo, isto é, quanto maior é a quantidade de reforço necessária à estabilidade da estrutura.

Da análise das Figuras 4.7a e 4.7b, constata-se que o ângulo θ_2, que define a superfície potencial de rotura a partir do pé (ver Figura 4.1), é aproximadamente igual, independentemente do valor do coeficiente λ, ao valor do ângulo de atrito do solo. Porém, esta conclusão é válida apenas para taludes com inclinação da face menor ou igual a 50º e para taludes com inclinação da face entre 50º e 70º admitindo que as forças de interacção entre os blocos são horizontais ($\lambda = 0$). Nas estruturas em que a inclinação da face é superior a 70º (ver Figuras 4.7c e 4.7d), a superfície potencial de rotura tende a aproximar-se da cunha de impulso activo, deixando de ser válida a conclusão anterior.

Tendo presente que, no mecanismo de rotura biplanar, se admite que a resistência ao corte do solo se encontra totalmente mobilizada ao longo das superfícies OA e AB (Figura 4.1), considera-se que este mesmo critério deve ser adoptado para a superfície vertical de separação entre os blocos. Admitir como horizontal a força de interacção entre os blocos parece ser demasiado conservativo para o dimensionamento. Note-se que, por exemplo, no dimensionamento de uma estrutura com inclinação da face de 50º, admitindo o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo igual a 30º, a consideração da força de interacção entre os blocos horizontal acarreta um acréscimo da ordem dos 23% no esforço total exigido aos reforços.

4.4.3 Mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica

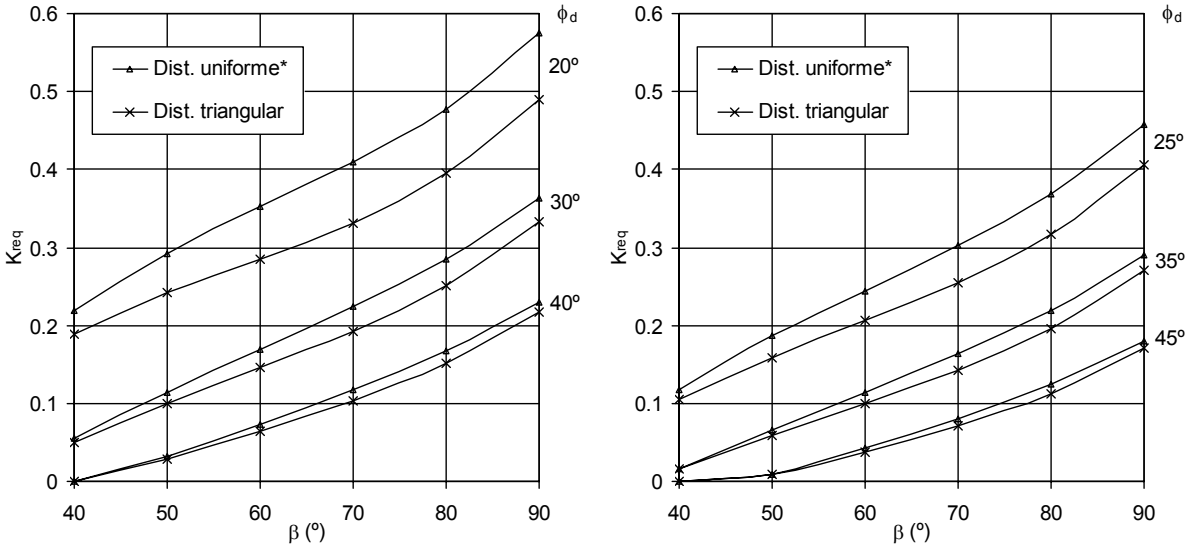
Como se referiu em 4.2.2, o ponto de aplicação do impulso que os reforços devem absorver para que o talude se torne estável tem influência na sua grandeza. Referiu-se ainda que aparecem na bibliografia duas hipóteses quanto à localização do seu ponto de aplicação: a um terço da altura da estrutura em relação ao seu pé - distribuição triangular de tensões ou da resistência dos reforços - e, a meia altura do talude - distribuição uniforme de tensões ou de resistência dos reforços.

Note-se que os valores do coeficiente de impulso de terras que se obtêm através das Equações (4.4) e (4.10) não são directamente comparáveis, dado que, para o mesmo valor da força resultante, P_{ae} (ou P_a), o valor de $K_{req}^{uniforme}$ obtido através da Equação (4.10) é metade do valor de K_{req} obtido através da Equação (4.4). Assim, a comparação dos resultados em termos de coeficientes de impulso obriga a que o valor de K_{req} seja confrontado com duas vezes o valor de $K_{req}^{uniforme}$.

A Figura 4.8 compara os coeficientes de impulso de terras, K_{req}, determinados pelo mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, admitindo a distribuição triangular e a distribuição uniforme das tensões exigidas aos reforços. Tal como se referiu em relação à Figura 4.6, para facilitar a interpretação de resultados optou-se por decompor a figura em dois gráficos.

Da análise da Figura 4.8 verifica-se que, admitindo a distribuição uniforme resultam valores superiores do impulso que os reforços devem absorver. Esta conclusão era à partida esperada, dado que a resultante da distribuição triangular localiza-se a um terço da altura e dá origem a um maior momento resistente em relação ao ponto P (ver Figura 4.2) do que a força com a mesma grandeza correspondente à distribuição uniforme. Assim, em relação à mesma superfície potencial de rotura, para se obter o mesmo momento resistente será necessário menor reforço se a sua resistência se

distribuir de forma triangular. A Figura 4.8 permite concluir, ainda, que a diferença entre os resultados obtidos com as distribuições de tensões uniforme e triangular tende a decrescer com o aumento do ângulo de atrito do solo.



* considera-se $K_{req} = 2K_{req}^{uniforme}$

Figura 4.8 - Método da espiral logarítmica. Comparação em termos do coeficiente de impulso de terras obtido considerando as distribuições uniforme e triangular das tensões exigidas aos reforços.

Uma análise simplista da Figura 4.8 poderá induzir a conclusão de que a consideração da distribuição uniforme das tensões exigidas aos reforços, pelo facto de dar origem a um valor superior do coeficiente de impulso, é mais conservativa do que a distribuição triangular de tensões. Porém, em termos práticos, esta conclusão pode não ser verdadeira. Quando, no dimensionamento deste tipo de estruturas, se recorre aos ábacos que fornecem os coeficientes de impulso determinados admitindo a distribuição triangular de tensões, regra geral, o esforço resistente dos reforços e(ou) o espaçamento vertical entre eles não são adoptados de forma a que a tensão disponível se distribua de forma triangular. Na prática, e em particular no caso de taludes de altura não muito elevada, adopta-se um sistema de reforço uniforme em altura (resistência e espaçamento constantes), de tal forma que a resistência disponível iguale ou ultrapasse o valor máximo da tensão exigida - situação representada pela linha vertical na Figura 4.9a. Isto significa que o reforço adoptado apresenta pelo menos o dobro da capacidade resistente necessária. Quando o coeficiente de impulso de terras, necessário à quantificação das tensões exigidas ao sistema de reforço é determinado admitindo uma distribuição uniforme de tensões, o valor (uniforme) das tensões exigidas é inferior ao valor máximo da tensão exigida (tensão na base) determinado considerando a distribuição triangular de tensões (ver Figura 4.9). Desta forma, para o mesmo espaçamento vertical entre reforços, o esforço resistente do reforço que se irá adoptar será inferior quando se recorre aos coeficientes de impulso determinados considerando uma distribuição uniforme.

Admita-se, por exemplo, que se pretende dimensionar um aterro com 8,4 m de altura, com talude de face de inclinação igual a 50º, apresentando o material de aterro peso volúmico igual a 19 kN/m^3 e valor de cálculo do ângulo de atrito de 20º. Considerando que o espaçamento vertical entre reforços se pretende manter constante em altura e igual a 0,60 m, o esforço resistente mínimo, exigido ao nível do reforço localizado a maior profundidade, será de 23,1 kN/m, utilizando

o coeficiente de impulso determinado admitindo a distribuição triangular, enquanto que o esforço mínimo exigido aos reforços será de 14,0 kN/m, considerando que esta se distribui de forma uniforme em altura. No primeiro caso os reforços na sua totalidade, ou apenas junto à base caso se optasse por variar a resistência em altura, poderiam ser materializados, por exemplo, através de uma geogrelha comercial de *PEAD* com 90 kN/m de resistência nominal e valor de cálculo de 33,7kN/m (RF_{ID} = 1,05, RF_{CH}= 1,0, FS = 1,20 e resistência a longo prazo igual a 42,4 kN/m – de acordo com ficha do produtor), enquanto no segundo caso, os reforços poderiam ser materializados através de uma geogrelha com 45 kN/m de resistência nominal e 16,8 kN/m de valor de cálculo do esforço resistente.

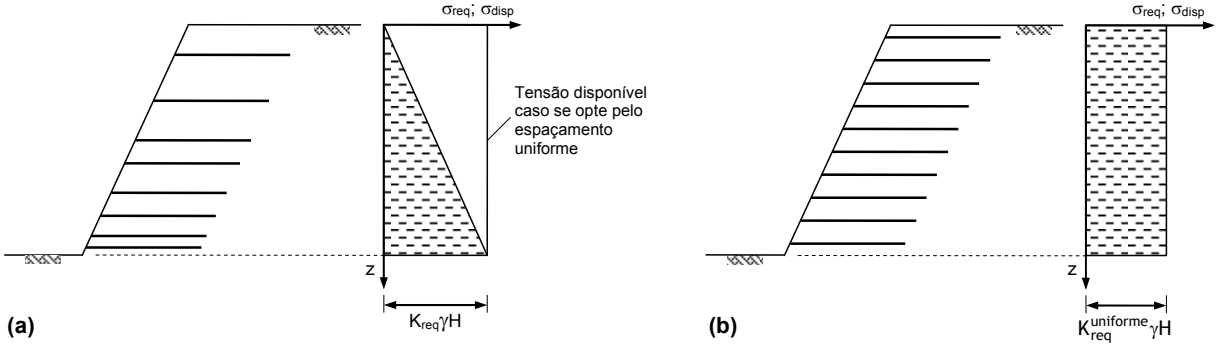


Figura 4.9 – Distribuição dos reforços em altura: a) espaçamento variável; b) espaçamento e resistência uniformes.

A conclusão, que se retira da análise da Figura 4.8, é que a área a tracejado na Figura 4.9a, que representa o impulso de terras ou força resultante, P_a, é inferior à área tracejada representada na Figura 4.9b.

Na Figura 4.10 comparam-se as superfícies potenciais de rotura críticas para dois taludes com 50º e 80º de inclinação da face, admitindo que as tensões exigidas aos reforços se distribuem de forma triangular e uniforme. Constata-se pela análise das Figuras 4.10a e 4.10b e das Figuras 4.10c e 4.10d que, tal como se referiu em 4.2.1, quanto menor é o valor do ângulo de atrito do material de aterro, maior é o volume de terras potencialmente em rotura, o que equivale a dizer que maior é a necessidade de reforço. A consideração do impulso de terras localizado a meia altura da estrutura (distribuição uniforme) conduz a que o pólo da superfície potencial de rotura crítica se aproxime do terrapleno, originando, desta forma, uma maior curvatura da superfície de rotura na parte superior do aterro. As diferenças em termos de superfícies potenciais de rotura para os dois tipos de distribuição são tanto mais notórias quanto maior é o volume de solo envolvido na rotura.

Note-se que, a consideração da distribuição uniforme de tensões para estruturas com face de inclinação igual a 90º (muros) origina valores distintos dos obtidos pela Teoria de Rankine, estes últimos coincidentes com os calculados com a distribuição triangular. Este facto resulta da superfície potencial de rotura quando se admite a distribuição uniforme se afastar da superfície linear admitida pelas teorias clássicas de pressões de terras.

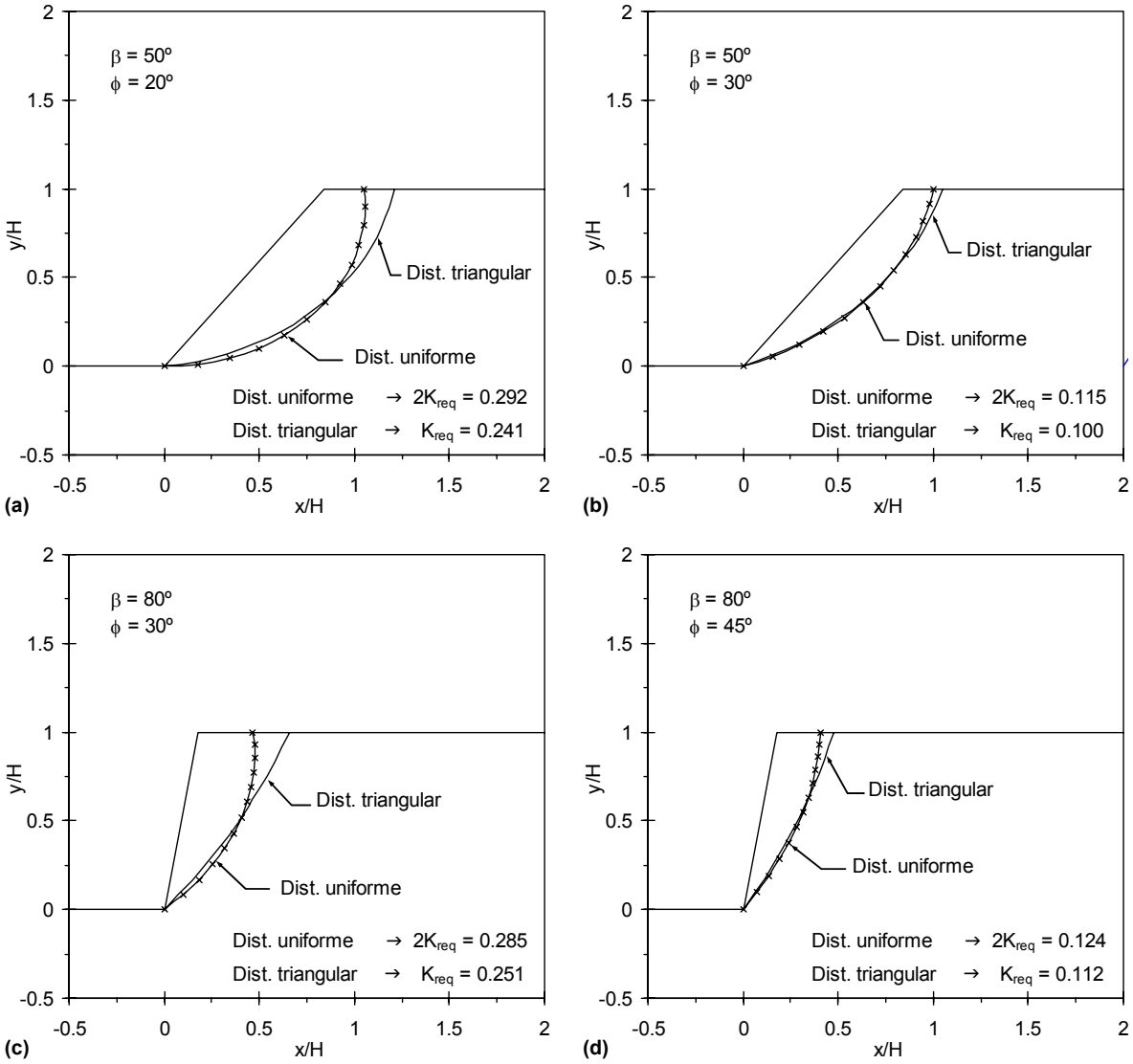


Figura 4.10 - Comparação entre as superfícies potenciais de rotura considerando a distribuição triangular e uniforme de tensões: a) $\beta = 50º$ e $\phi = 20º$; b) $\beta = 50º$ e $\phi = 30º$; c) $\beta = 80º$ e $\phi = 30º$; d) $\beta = 80º$ e $\phi = 45º$.

4.4.4 Comparação entre os mecanismos de rotura biplanar e espiral logarítmica

Apresentam-se na Figura 4.11 os coeficientes de impulso de terras obtidos pelos mecanismos potenciais de rotura biplanar e espiral logarítmica. Nesta comparação considera-se que a resistência ao corte do solo se encontra totalmente mobilizada ao longo das superfícies de rotura (incluindo a separação entre os blocos no mecanismo de rotura biplanar – $\lambda = 1$) e que a força resultante ou o impulso que os reforços devem absorver se localiza a um terço da altura da estrutura a partir da base (distribuição triangular).

Constata-se, pela análise da Figura 4.11, que os coeficientes de impulso obtidos através do mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica são ligeiramente superiores aos que se obtêm com o mecanismo de rotura do tipo biplanar. Como se referiu no Capítulo 3, Jewell (1989) embora estabeleça uma geometria de blocos mais complexa para o mecanismo de rotura biplanar, apresenta a mesma conclusão quanto à comparação dos dois mecanismos potenciais de rotura. Note-se que os valores dos coeficientes obtidos pelos dois mecanismos tendem a aproximar-se com o aumento do ângulo de atrito do solo e da inclinação da face da estrutura.

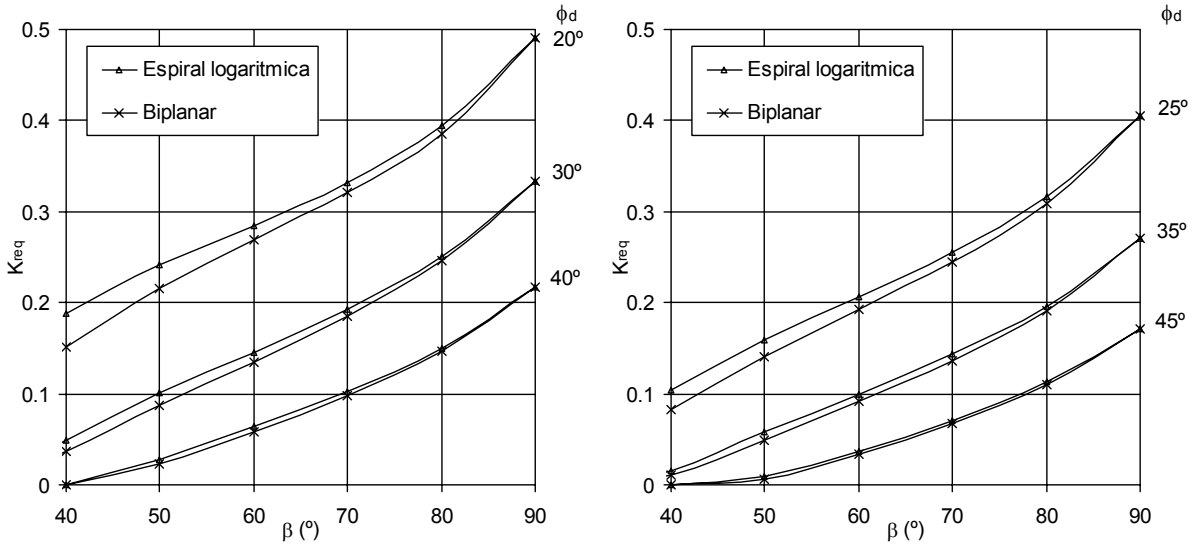


Figura 4.11 – Coeficientes de impulso obtidos admitindo os mecanismos de rotura do tipo espiral logarítmica (distribuição triangular) e biplanar (λ = 1).

Para 90º de inclinação da face, os dois mecanismos de rotura dão origem a coeficientes de impulso e superfícies potenciais de rotura coincidentes e iguais aos obtidos pela Teoria de Rankine para o impulso activo.

A Figura 4.12 ilustra as superfícies potenciais de rotura obtidas pelo programa desenvolvido, admitindo os mecanismos de rotura biplanar (λ = 1) e do tipo espiral logarítmica (distribuição triangular), para dois valores da inclinação da face do talude (50º e 80º), valores distintos do ângulo de atrito do material de aterro e na ausência de pressões intersticiais. Nesta figura apresentam-se ainda os valores do coeficiente de impulso obtidos pelos dois mecanismos. Nas Figuras 4.12a e 4.12b, relativas ao talude de menor inclinação, distinguem-se facilmente as duas superfícies potenciais de rotura, constatando-se que o valor do coeficiente de impulso de terras obtido pelo mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica é cerca de 11,6% e 13,6% superior ao valor resultante do mecanismo de rotura biplanar para valores do ângulo de atrito de 20º e 30º, respectivamente. No talude com maior inclinação (Figuras 4.12c e 4.12d) verifica-se que as duas superfícies potenciais de rotura se aproximam, dando origem a coeficientes de impulsos também muito próximos (diferença da ordem dos 2,4%, para ϕ = 30º, e 2,7%, para ϕ = 45º).

4.4.5 Comparação dos resultados com valores publicados na bibliografia

Com o objectivo de validar o programa de cálculo desenvolvido, comparam-se os resultados obtidos neste estudo paramétrico com valores publicados na bibliografia. Apresenta-se no Quadro 4.1 um resumo comparativo de valores do coeficiente de impulso de terras, K_{req}, para diferentes valores da inclinação da face da estrutura e do ângulo de atrito do material de aterro.

Sendo o objectivo a comparação dos resultados obtidos com valores publicados na bibliografia, seria desejável que os resultados disponíveis para comparação apresentassem igual precisão. Dado que usualmente os valores do coeficiente de impulso, K_{req}, são apresentados sob a forma de ábacos, não seria possível apresentar no Quadro 4.1 valores com três casas decimais, caso não se encontrasse os valores sob a forma numérica (em tabelas). Assim, a escolha dos valores da inclinação da face do talude, β, e do ângulo de atrito do solo, ϕ, apresentados no Quadro 4.1,

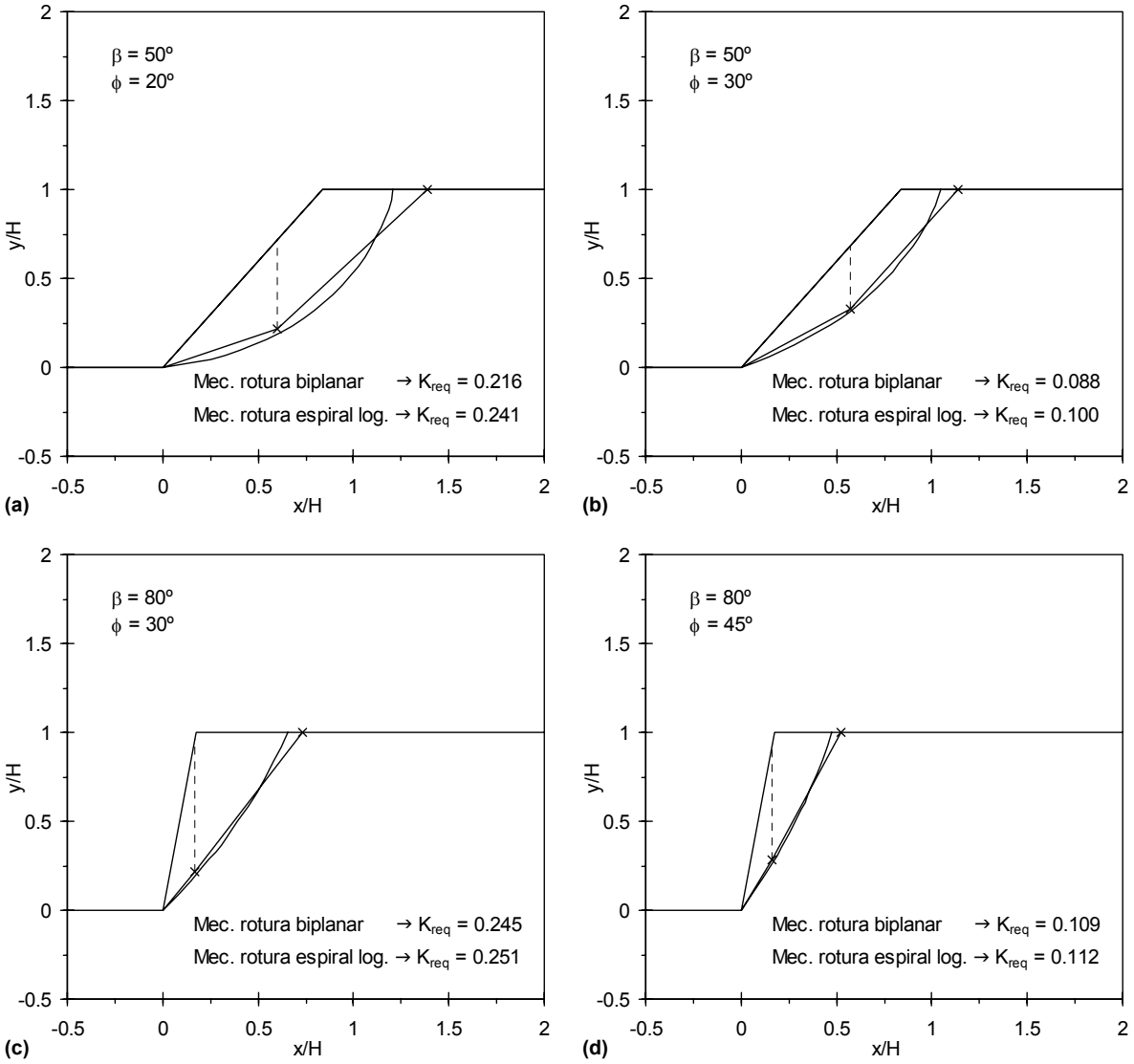


Figura 4.12 – Comparação entre os mecanismos de rotura biplanar e espiral logarítmica para um talude de inclinação e ângulo de atrito do solo iguais a: a) β = 50º e ϕ = 20º; b) β = 50º, ϕ = 30º; c) β = 80º, ϕ = 30º; d) β = 80º, ϕ = 45º.

resultam de se encontrarem na bibliografia os valores com a precisão que se pretendia para esses valores de β e ϕ. Os valores do coeficiente de impulso apresentados por Schmertmann *et al.* (1987) aparecem publicados apenas com duas casas decimais e os valores apresentados por Ling *et al.* (1997) surgem no Quadro 4.1 apenas com duas casas decimais, porque foram retirados de ábacos publicados pelos autores.

A comparação com os resultados publicados por Schmertmann *et al.* (1987) é apresentada neste trabalho tendo presente que estes ábacos são frequentemente referenciados e utilizados no dimensionamento de taludes de solo reforçado em particular nos Estados Unidos da América. Porém, refira-se que os resultados publicados por estes autores revestem-se de algum conservadorismo (note-se que foram publicados em 1987), quer pelo facto dos valores apresentados nos ábacos resultarem de uma majoração dos valores obtidos através do mecanismo de rotura biplanar, quer pelo facto destes últimos serem só por si conservativos (ver Quadro 4.1). Comparando os valores obtidos com os publicados por Jewell *et al.* (1985), Schmertmann *et al.* (1987) optaram pela sua majoração. Contudo, os resultados publicados por Jewell *et al.* (1985) foram objecto de

uma revisão devido ao seu conservadorismo (Jewell, 1989), resultando nos ábacos de dimensionamento de Jewell actualmente utilizados no dimensionamento de taludes de solo reforçado.

Quadro 4.1 – Comparação entre valores do coeficiente de impulso, K_{req}, obtidos com o programa desenvolvido e valores publicados na bibliografia.

Ângulo talude β (º)	Ângulo atrito ϕ (º)	Programa Desenvolvido				Jewell e Michalow.	Michalowski (1997)	Ling *et al.* (1997) *	Schmertmann *et al.* (1987)	
		Mec. biplanar		Mec. espiral Log.						
		$\lambda = 0$	$\lambda = 1$	Dist. triangular	Dist. uniforme	Dist. triangular	Dist. uniforme		Mec. biplanar	Ábaco
40	20	0,179	0,152	0,188	0,218	0,188	0,218	0,17	0,20	0,22
	30	0,045	0,037	0,049	0,054	0,049	0,054	0,05	0,04	0,05
60	20	0,323	0,270	0,285	0,353	0,285	0,353	0,29	0,34	0,37
	30	0,168	0,135	0,146	0,169	0,146	0,169	0,14	0,16	0,17
	40	0,073	0,058	0,064	0,073	0,064	0,073	0,06	0,06	0,07
80	20	0,436	0,386	0,394	0,477	0,394	0,479	0,41	0,44	0,48
	30	0,278	0,245	0,251	0,285	0,251	0,285	0,26	0,27	0,30
	40	0,167	0,147	0,151	0,167	0,151	0,167	0,16	0,16	0,18

* Valores retirados dos gráficos e interpolação quando necessário.

Da análise do Quadro 4.1 pode concluir-se que:

i) a adopção do mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, considerando a distribuição triangular de tensões, fornece resultados coincidentes com os publicados por Jewell (1989) e Michalowski (1997);

ii) a distribuição uniforme de tensões no mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica fornece resultados também coincidentes (exceptuando um único valor, cuja diferença não tem qualquer significado) com os publicados por Michalowski (1997);

iii) o mecanismo de rotura biplanar, considerando a resistência ao corte entre os blocos totalmente mobilizada ($\lambda = 1$), origina valores ligeiramente inferiores aos publicados por Jewell (1989) e Michalowski (1997) admitindo o mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica e distribuição triangular de tensões (conclusão referida no ponto 4.4.4);

iv) o mecanismo de rotura do tipo biplanar, considerando $\lambda = 0$, fornece resultados próximos, em alguns casos inferiores, aos publicados por Schmertmann *et al.* (1987);

v) o programa de cálculo desenvolvido fornece resultados coincidentes com os publicados na bibliografia quando se admitem as mesmas condições (mecanismo de rotura e distribuição de tensões).

4.4.6 Comprimento mínimo dos reforços

4.4.6.1 Equilíbrio global

Uma vez definida o esforço resistente mínimo dos reforços, deve ser assegurado que o seu comprimento é suficiente para permitir a mobilização do esforço instalado, isto é, que os reforços apresentam suficiente comprimento de arranque para além da superfície de rotura crítica, e para garantir que, caso se desenvolvam superfícies de rotura mais profundas que atravessem apenas

parte dos reforços, o esforço resistente por eles disponibilizado seja suficiente para assegurar o equilíbrio. Esta última verificação de segurança é habitualmente designada por análise do equilíbrio global.

Tal como apresentado em 4.3.2, na análise do equilíbrio global pode admitir-se que a resistência disponível nos reforços coincide com a resistência mínima exigida ou que é superior a esta. Nas Figuras 4.13a e 4.13b apresenta-se o comprimento mínimo do reforço que garante o equilíbrio global, em função da inclinação da face da estrutura e do valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro, admitindo que a tensão disponível nos reforços é crescente em profundidade (distribuição triangular) e é uniforme em altura, respectivamente. Note-se que o comprimento mínimo do reforço apresentado na Figura 4.13b resulta de considerar que o ponto de aplicação do impulso de terras se localiza a meia altura da estrutura. A Figura 4.13c refere-se à situação descrita na Figura 4.3c, em que o coeficiente de impulso é determinado admitindo que as tensões se distribuem de forma triangular, optando-se, posteriormente, por exigir que todos os reforços apresentem a mesma resistência, de valor igual ao valor máximo exigido pela distribuição triangular.

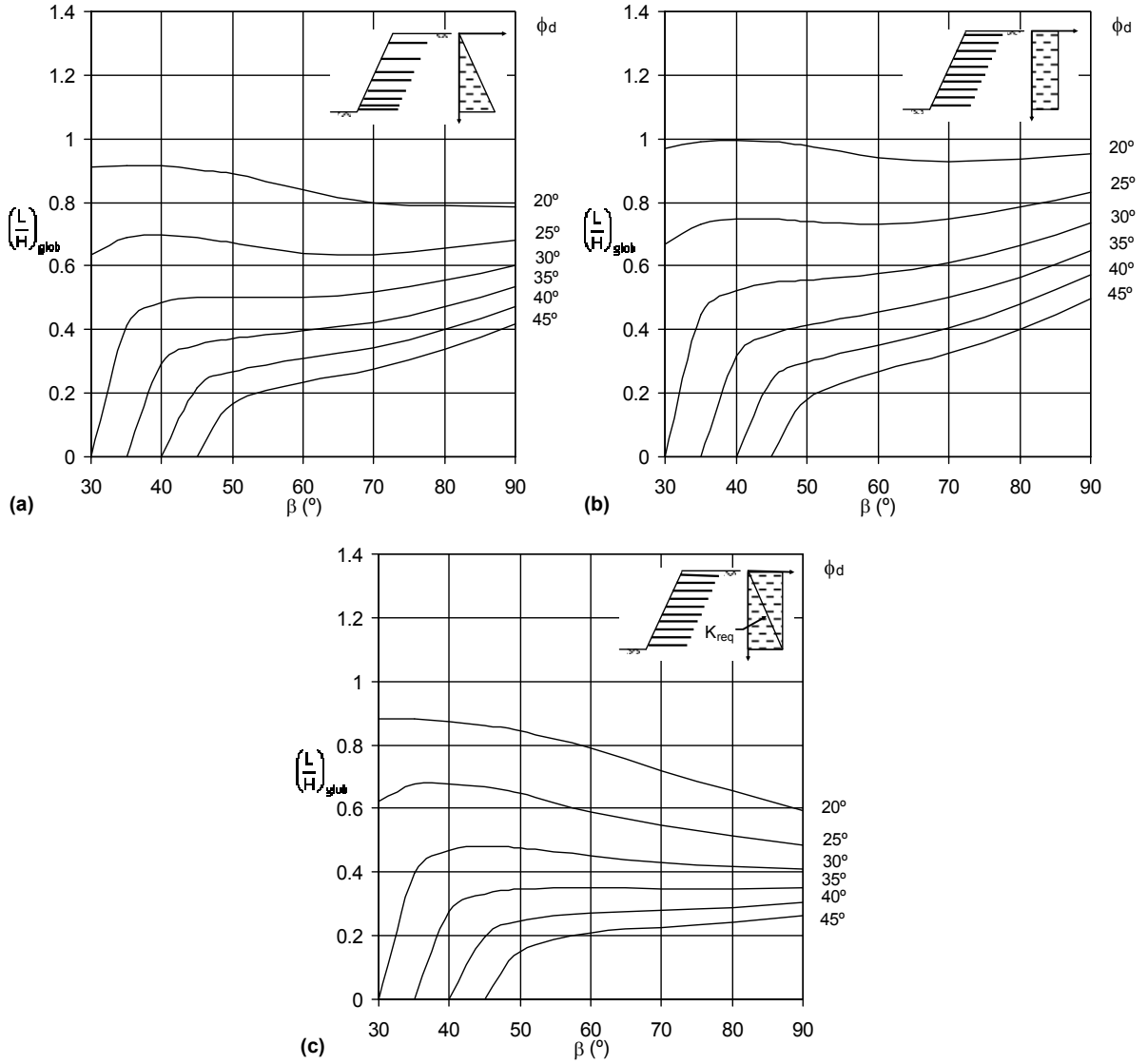


Figura 4.13 – Comprimento mínimo dos reforços obtido por considerações de equilíbrio global considerando: a) a tensão disponível triangular; b) a tensão disponível uniforme; c) a tensão disponível uniforme e coincidente com o valor máximo da distribuição triangular.

A adopção do comprimento mínimo do reforço apresentado na Figura 4.13c deve ser encarada com alguma prudência, dado que pressupõe que todos os reforços apresentam a mesma resistência de valor igual ou superior à resistência exigida ao nível de reforço localizado junto à base da estrutura.

Optou-se pela apresentação da Figura 4.13c para realçar que, quando, em estruturas de altura não muito significativa, se opta pela consideração da resistência e espaçamento entre reforços uniformes em altura, caso se determine o comprimento mínimo dos reforços de acordo com os pressupostos da Figura 4.13a se está perante um duplo conservadorismo. Exemplificando para um talude com 6 m de altura, inclinação de face de face de 60º, valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro de 30º e espaçamento vertical entre reforços constante e igual a 0,60 m, na ausência de sobrecargas, o esforço resistente mínimo exigido ao nível de reforço mais profundo é de 10,5 kN/m, o que significa que em termos práticos adoptar-se-á certamente o mesmo reforço ao longo de toda a altura da estrutura. Caso se determine o comprimento mínimo dos reforços com base na Figura 4.13a, significa que esse comprimento deve ser superior a 3,01 m. Porém, caso se tenha em consideração que todos os reforços apresentam uma resistência igual (ou superior) a 10,5 kN/m, poderá adoptar-se um comprimento mínimo de 2,72 m, o que significa uma economia da ordem dos 10% de material.

Comparando as Figuras 4.13a e 4.13b constata-se, tal como à partida era esperado, que o comprimento mínimo do reforço é superior quando se considera no cálculo do impulso que as tensões exigidas aos reforços se distribuem uniformemente em altura. Voltando ao exemplo apresentado no parágrafo anterior, a consideração da distribuição uniforme das tensões no cálculo de K_{req} conduz a que a resistência mínima exigida aos reforços seja de 6,1 kN/m, devendo o seu comprimento ultrapassar os 3,46 m. Em termos práticos, tratando-se de uma estrutura de altura reduzida e tendo em conta a gama de produtos disponível no mercado, qualquer das opções tomadas, em termos de dimensionamento, conduziria ao mesmo elemento de reforço (por exemplo, uma geogrelha uniaxial de *PEAD* com 40 kN/m ou 45 kN/m de resistência nominal).

No Quadro 4.2 apresentam-se, sob a forma adimensional, $(L/H)_{global}$, os valores do comprimento mínimo exigido aos reforços, com base em considerações de equilíbrio global, determinados com o programa de cálculo e comparam-se com valores publicados na bibliografia.

Quadro 4.2 – Comparação do valor de $(L/H)_{global}$, determinado com base em considerações de equilíbrio global, com valores publicados na bibliografia.

Ângulo talude β (º)	Ângulo atrito ϕ (º)	Programa Desenvolvido		Jewell (1989)*	Michalowski (1997) **		Schmertmann *et al.* (1987)
		Dist. triangular Figura 4.13a	Dist. uniforme Figura 4.13b		Dist. triangular	Dist. uniforme	L_{Topo}/H
40	20	0,913	0,995	1,05	1,000	0,960	0,72
	30	0,484	0,523	0,47	0,445	0,435	0,29
60	20	0,838	0,941	0,84	0,840	0,950	0,89
	30	0,502	0,576	0,51	0,505	0,580	0,52
	40	0,309	0,353	0,31	0,310	0,355	0,28
80	20	0,791	0,937	0,80	0,805	0,935	0,80
	30	0,555	0,666	0,57	0,565	0,675	0,56
	40	0,401	0,479	0,40	0,410	0,485	0,42

* Valores retirados dos ábacos

** Valores calculados, de acordo com o autor, para 50 níveis de reforço e coeficiente de interacção solo-reforço igual a 0,9.

Da análise do Quadro 4.2 pode concluir-se que:

i) exceptuando o valor referente ao talude de baixa inclinação e reduzido ângulo de atrito do material de aterro, os valores obtidos admitindo a distribuição triangular são coincidentes com os apresentados por Jewell (1989); esta conclusão era esperada dado que o programa de cálculo desenvolvido se baseia nos pressupostos de Jewell;

ii) qualquer que seja a distribuição de tensões considerada, os valores obtidos são muito próximos dos apresentados por Michalowski (1997);

iii) para os taludes mais íngremes, os comprimentos obtidos com a distribuição triangular de tensões tendem a aproximar-se dos publicados por Schmertmann *et al.* (1987) para o topo do talude, sendo mais conservativos que estes no talude de menor inclinação.

Neste quadro não se incluem os valores apresentados por Ling *et al.* (1997), dado que a abordagem apresentada por estes autores não é directamente comparável com os valores em análise.

Tendo sido adoptados os pressupostos de Jewell (1989) para a determinação do comprimento mínimo dos reforços, torna-se necessário apresentar a razão pela qual os resultados não são coincidentes em taludes de baixa inclinação (30º-40º), construídos com material de aterro de reduzida resistência.

No presente estudo paramétrico, tal como no trabalho publicado por Jewell (1989), admite-se que a estrutura de solo reforçado assenta sobre um estrato de fundação competente. Desta forma, não parece lógico, à partida, considerar superfícies potenciais de rotura que atravessem o solo de fundação e admitir que este possui as mesmas características resistentes do material de aterro. No caso de taludes de baixa inclinação, as superfícies de rotura críticas, em termos do equilíbrio global, tendem a intersectar o maciço de fundação, tal como o esquematizado na Figura 4.14a. Caso seja permitido ao programa de cálculo considerar superfícies de rotura que envolvam o solo de fundação, o comprimento mínimo dos reforços coincide com os valores publicados por Jewell.

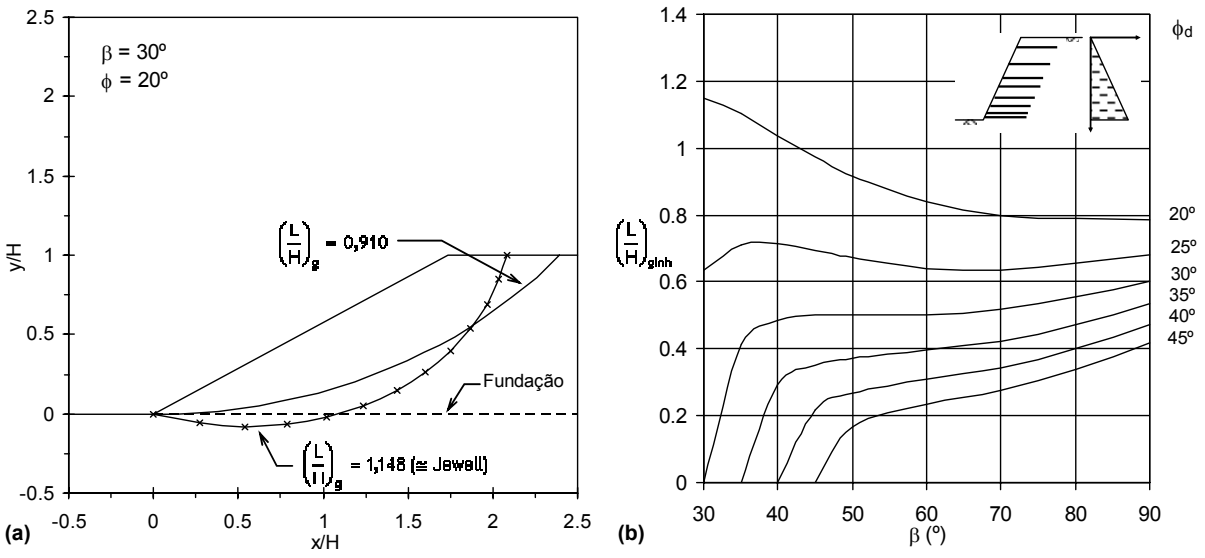


Figura 4.14 – Consideração de superfícies de rotura mais profundas: a) exemplo das superfícies de rotura de Jewell e a adoptada no Quadro 4.2; b) efeito da superfície de rotura profunda sobre o comprimento mínimo dos reforços.

Optando por considerar improváveis este tipo de superfícies de rotura, obtêm-se os valores apresentados na Figura 4.13 e no Quadro 4.2. Comparando as Figuras 4.13a e 4.14b, verifica-se que só existem diferenças nos taludes com inclinação inferior a 50º quando o valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro é da ordem dos 20º.

Como se referiu, admite-se que o talude assenta sobre um estrato de fundação competente. Porém, os taludes de inclinação muito suave só serão, em princípio, construídos, por razões económicas, em fundações pouco resistentes. Nestas condições é provável que as superfícies de rotura envolvam o solo de fundação. Apesar do programa de cálculo desenvolvido permitir que se considere a possibilidade de ocorrência destas superfícies de rotura mais profundas, na generalidade dos resultados que se apresentam na sequência, estas superfícies foram desprezadas.

4.4.6.2 Deslizamento pela base

Apresenta-se na Figura 4.15, sob a forma adimensional, o comprimento mínimo do reforço que previne a ocorrência de deslizamento pela base, L_{ds}, admitindo o mecanismo potencial de rotura representado na Figura 4.5 e o coeficiente de interacção solo-geossintético, C_{ds}, igual a 0,8, função da inclinação da face da estrutura e do valor de cálculo do ângulo de atrito do solo.

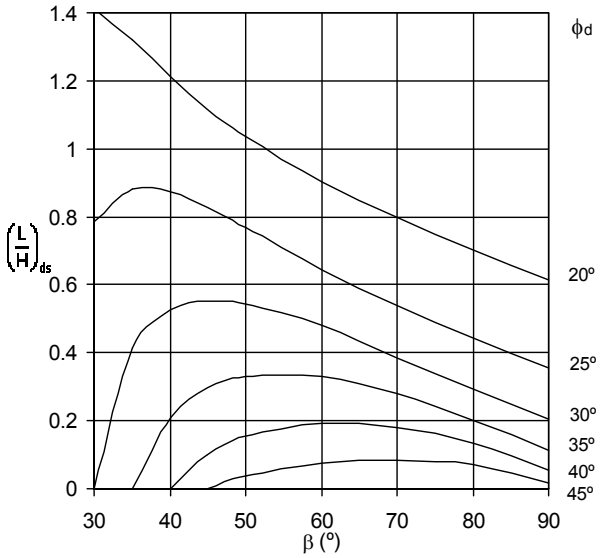


Figura 4.15 – Comprimento mínimo do reforço que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pela base (C_{ds} = 0,8).

Comparando as Figuras 4.13a e 4.15 constata-se que o deslizamento pela base só será condicionante para a definição do comprimento mínimo dos reforços em taludes de baixa a média inclinação, construídos com material de aterro de reduzida resistência.

Note-se que no presente trabalho se admite, como está implícito na Figura 4.15, que o dimensionamento externo, nomeadamente a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, assenta na filosofia de dimensionamento com base em coeficientes parciais de segurança.

Comparam-se no Quadro 4.3 os valores do comprimento mínimo do reforço que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, com valores publicados por outros autores. A análise deste quadro permite concluir que:

i) o programa desenvolvido tende a ser ligeiramente menos conservativo que os resultados publicados por Jewell (1989) quando se utilizam solos com baixa resistência ao corte, verificando-se a tendência inversa nos restantes casos;

ii) exceptuando o caso do talude mais íngreme, os valores obtidos tendem a ser ligeiramente mais conservativos que os publicados por Michalowski (1997);

iii) os valores do comprimento L_{ds} obtidos com o programa desenvolvido são muito próximos dos apresentados por Ling *et al.* (1997); note-se que o mecanismo potencial de rotura considerado é semelhante;

iv) apesar de Schmertmann *et al.* (1987) considerarem o coeficiente de interacção, C_{ds}, superior, os resultados que apresentaram são mais conservativos, exceptuando os valores referentes ao talude de menor inclinação.

Quadro 4.3 – Comparação do valor de $(L/H)_{ds}$, que garante a estabilidade em relação ao deslizamento pelo base, com valores publicados na bibliografia.

Ângulo talude β (º)	Ângulo atrito ϕ (º)	Figura 4.15 C_{ds} = 0,8	Jewell (1989) * C_{ds} = 0,8	Michalowski (1997) C_{ds} = 0,8	Ling *et al.* (1997) * C_{ds} = 0,8	Schmertmann *et al.* (1987) C_{ds} = 0,9
40	20	1,212	1,27	1,160	1,16	1,14
	30	0,525	0,50	0,459	0,55	0,42
60	20	0,904	0,98	0,934	0,91	0,98
	30	0,480	0,45	0,417	0,46	0,52
	40	0,190	0,16	0,161	0,18	0,28
80	20	0,704	0,72	0,795	0,70	0,80
	30	0,292	0,30	0,306	0,28	0,56
	40	0,135	0,08	0,090	0,14	0,42

* Valores retirados dos ábacos

4.4.7 Efeito da acção sísmica

4.4.7.1 Generalidades

Nos métodos de equilíbrio limite, a acção sísmica é, tradicionalmente, introduzida através da consideração de forças de inércia horizontais e verticais, função dos coeficientes sísmico horizontal e vertical, respectivamente (ver Figuras 4.1 e 4.2). Nos pontos seguintes apresenta-se o efeito da acção sísmica sobre a resistência e o comprimento dos reforços. A acção sísmica é considerada através da sua componente horizontal, actuando isoladamente ou em simultâneo com a componente vertical.

Embora na generalidade das recomendações publicadas por entidades norte-americanas, tal como se viu no Capítulo 3, o efeito da componente vertical da acção sísmica não seja considerado explicitamente, no presente trabalho tentou avaliar-se a importância da sua consideração em termos da resistência e do comprimento exigido aos reforços. A componente vertical da solicitação sísmica foi considerada como uma função da componente horizontal.

4.4.7.2 Efeito da acção sísmica horizontal

4.4.7.2.1 Efeito da acção sísmica horizontal sobre a resistência exigida ao reforço

Como se verificou nas análises em condições de carregamento estático, o mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica fornece resultados em termos de resistência exigida aos reforços ligeiramente superiores aos que se obtêm admitindo um mecanismo de rotura biplanar. A Figura 4.16 ilustra os mecanismos potenciais de rotura, do tipo espiral logarítmica e biplanar, para taludes com inclinação de face de 50º e 80º, considerando a acção sísmica traduzida por um coeficiente sísmico horizontal igual a 0,2. Comparando as Figuras 4.16a e 4.12b e as Figuras 4.16b e 4.12c, verifica-se que os dois mecanismos se tornam mais próximos considerando o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,2, tornando-se mesmo coincidentes para a estrutura com 80º de inclinação de face.

Tendo presente que o mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica é ligeiramente mais conservativo, optou-se por avaliar o efeito da acção sísmica considerando apenas este mecanismo potencial de rotura.

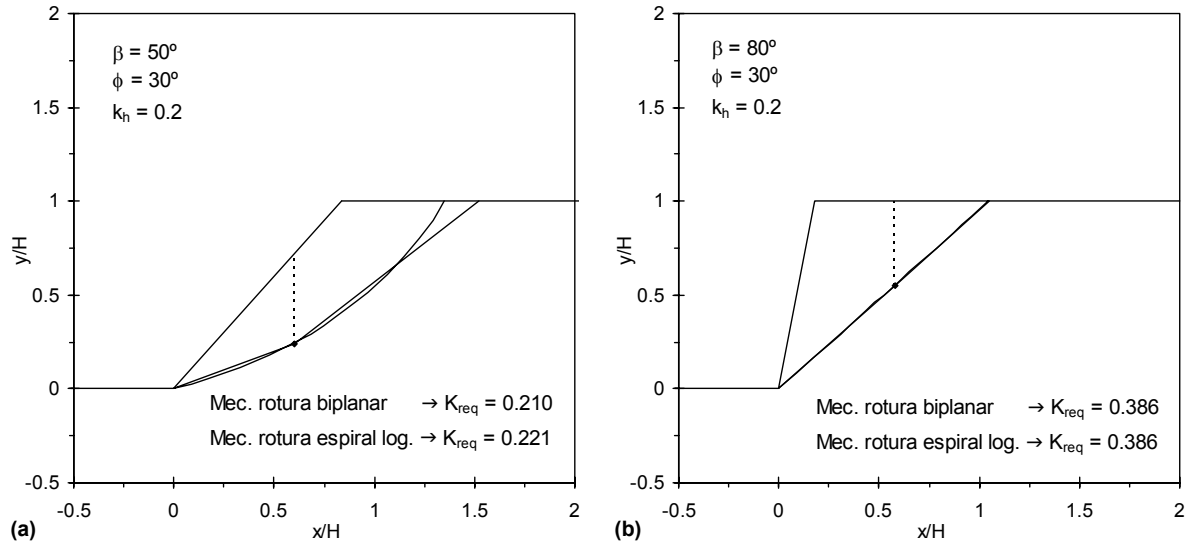


Figura 4.16 – Comparação entre os mecanismos potenciais de rotura biplanar e espiral logarítmica, considerando k_h = 0,2, ângulo de atrito do solo ϕ = 30º e um talude de inclinação igual a: a) β = 50º; b) β = 80º.

A Figura 4.17 ilustra o efeito do coeficiente sísmico horizontal, k_h, sobre a resistência exigida aos reforços para dois valores da inclinação da face do talude (β = 50º e β = 80º). Nas Figuras 4.17a e 4.17b apresenta-se o efeito da componente horizontal da aceleração sísmica sobre o coeficiente de impulso, K_{req}, enquanto que as Figuras 4.17c e 4.17d apresentam o acréscimo da resistência exigida aos reforços induzido pela solicitação sísmica, traduzido em termos da relação entre o coeficiente de impulso em condições sísmicas, K_{req}, e o valor correspondente em condições estáticas, $K_{req}^{k_h=0}$. Como seria de esperar, quanto maior o coeficiente sísmico horizontal maior a resistência exigida ao sistema de reforço, verificando-se, como se pode observar pela análise das Figuras 4.17c e 4.17d, que o aumento é mais significativo no talude com menor inclinação.

O elevado acréscimo de resistência induzido pela solicitação sísmica no talude com 50º de inclinação de face, para valores do ângulo de atrito do material de aterro de 40º e 45º, deve-se ao facto da resistência exigida aos reforços, em condições estáticas, tender para zero quando a

inclinação, β, se aproxima do ângulo de atrito, ϕ. Para estes valores do ângulo de atrito do solo, o valor do coeficiente de impulso K_{req} é muito baixo, conduzindo a valores muito elevados do quociente $K_{req}/K_{req}^{k_h=0}$, que traduz o acréscimo da resistência induzido pela acção sísmica.

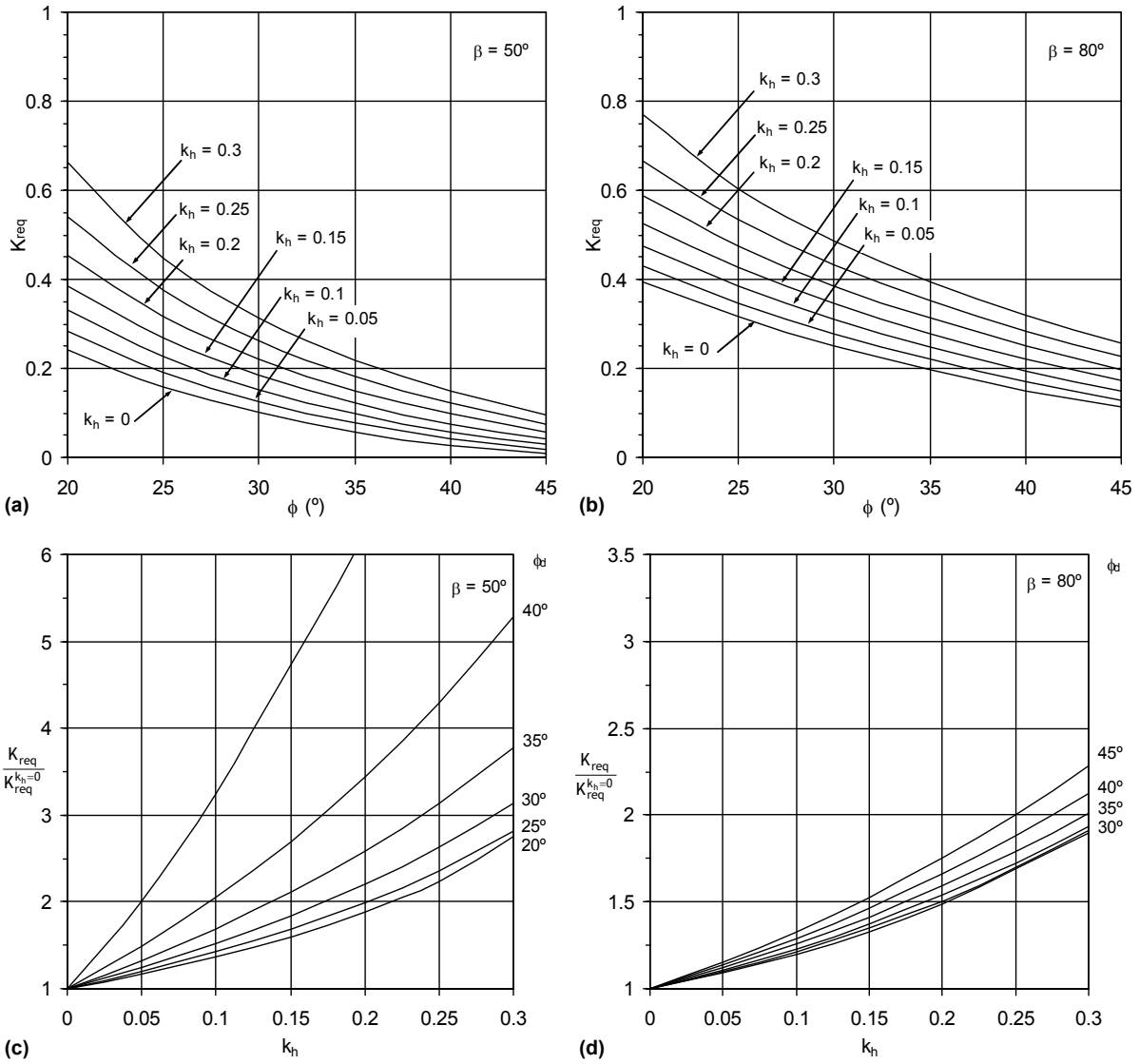


Figura 4.17 - Efeito do coeficiente sísmico horizontal, k_h, sobre a resistência dos reforços: a) K_{req} para talude com β = 50º ; b) K_{req}, para talude com β = 80º ; c) acréscimo de resistência para talude com β = 50º; d) acréscimo de resistência para talude com β = 80º.

Na Figura 4.18 apresenta-se o valor do acréscimo de resistência, traduzido pelo quociente $K_{req}/K_{req}^{k_h=0}$, em função da inclinação da face do talude, admitindo o ângulo de atrito do material de aterro igual a 20º (Figura 4.18a) e a 30º (Figura 4.18b). O aumento da resistência exigida aos reforços, comparativamente com a resistência mínima determinada pelo dimensionamento em condições estáticas, parece aumentar com o acréscimo do ângulo de atrito do material de aterro.

Para ser possível generalizar a conclusão anterior, representa-se na Figura 4.19 o quociente $K_{req}/K_{req}^{k_h=0}$ em função do ângulo de atrito do solo e da inclinação da face da estrutura, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,20 e a 0,30. A análise desta figura permite afirmar que a conclusão anterior é válida apenas para taludes de baixa a média inclinação. Para taludes mais íngremes (com inclinação igual ou superior a 70º) o acréscimo da resistência exigida aos reforços é

praticamente independente do valor do ângulo de atrito do material de aterro. Esta constatação prende-se, essencialmente, com a relação entre a resistência exigida ao sistema de reforço e a inclinação da face da estrutura em condições estáticas de carregamento.

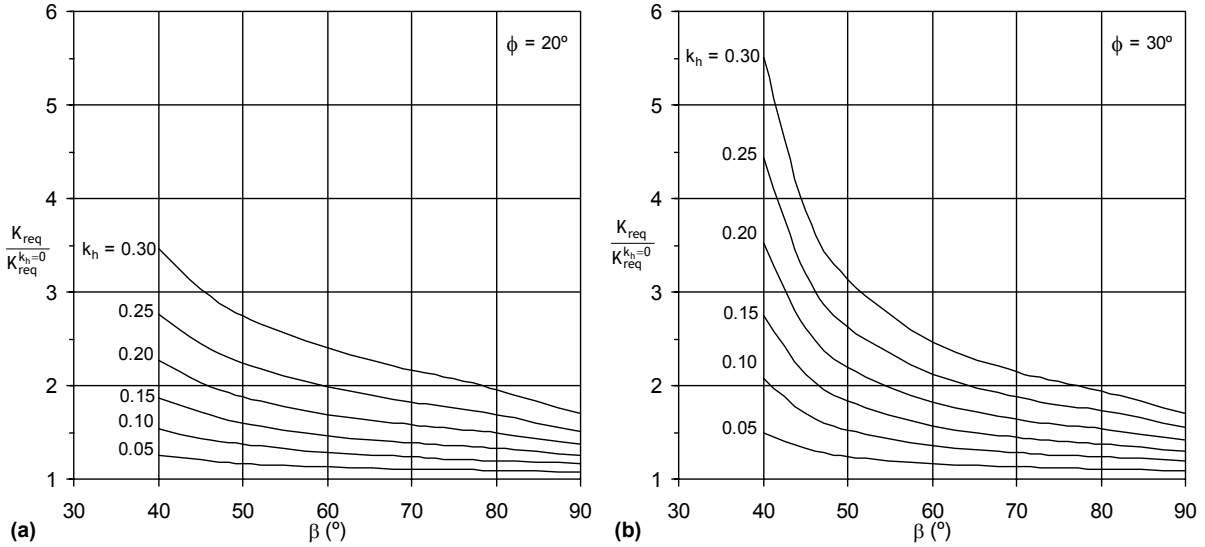


Figura 4.18 – Acréscimo da resistência dos reforços em função da inclinação do talude, β, para ângulos de atrito do solo iguais a: a) ϕ = 20º; b) ϕ = 30º.

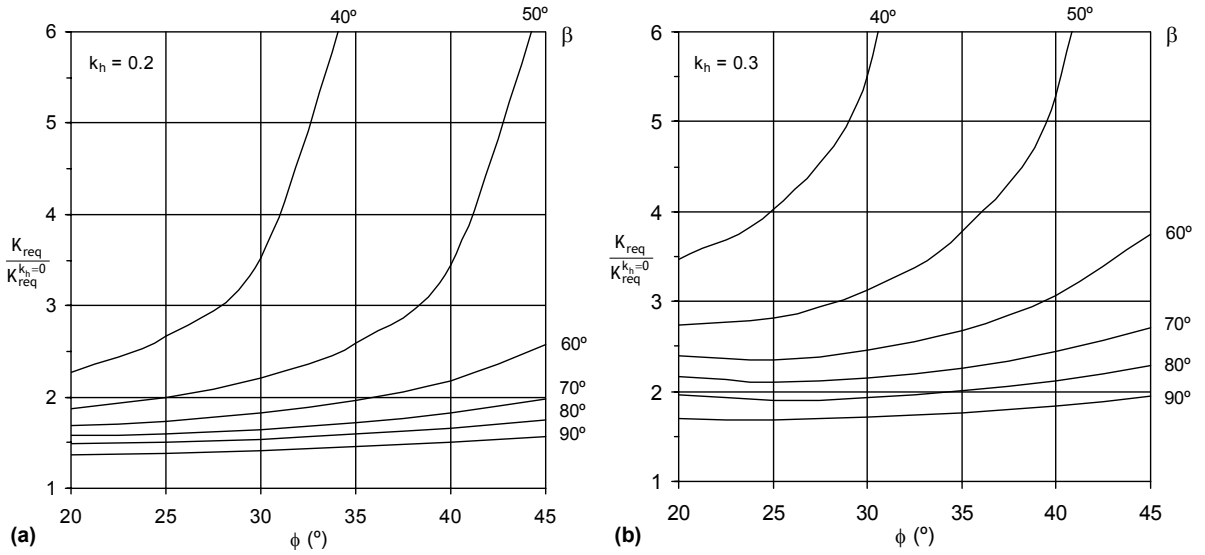


Figura 4.19 – Acréscimo da resistência dos reforços em função do ângulo de atrito do material de aterro, para coeficientes sísmicos horizontais iguais a: a) k_h = 0,2; b) k_h = 0,3.

Os aumentos apresentados nas Figuras 4.17 e 4.19 não correspondem aos aumentos reais da resistência exigida aos reforços pelo dimensionamento em condições sísmicas. Exemplificando, de acordo com os dados apresentados na Figura 4.17, para um talude com β = 50º e ϕ = 30º, o coeficiente de impulso aumenta de 0,100 (em condições estáticas) para 0,221 considerando k_h = 0,20, o que equivale a um acréscimo da ordem dos 120%, enquanto que, no talude mais íngreme, o aumento é cerca de 55% (de 0,251 para 0,386). No entanto, os coeficientes de segurança no dimensionamento sísmico são, devido à natureza transitória da solicitação, inferiores aos exigidos no dimensionamento em condições estáticas. Considerando os coeficientes parciais de segurança a aplicar sobre a tangente do ângulo de atrito do solo preconizados pelos Eurocódigos 7 e

8 (1,25 e 1,10, respectivamente), as diferenças diminuem de forma considerável. Admitindo que o valor característico do ângulo de atrito do solo é igual a 30º, o valor de cálculo será de 24,8º e 27,7º para o dimensionamento em condições estáticas e sísmicas, respectivamente. Assim, o coeficiente de impulso para o cálculo da resistência exigida aos reforços aumentará de 0,163 para 0,265, no caso do talude com 50º de inclinação, e de 0,319 para 0,427, no talude mais íngreme (β = 80º), a que correspondem aumentos da ordem dos 63% e 33%, respectivamente, significativamente inferiores aos valores de 120% e 55% referidos anteriormente. Para além deste aspecto, deve ainda ter-se em consideração que o valor de cálculo do esforço resistente dos reforços, no dimensionamento sísmico, deve ser determinado, de acordo com alguma regulamentação (FHWA, 2001), desprezando o factor redutor associado aos fenómenos de fluência dos geossintéticos.

Apresentam-se na Figura 4.20 as superfícies potenciais de rotura em função do coeficiente sísmico horizontal, para taludes com inclinação da face igual a 50º e a 80º, admitindo que o ângulo de atrito do material de aterro é de 30º. Constata-se que, tal como expectado, o volume de solo envolvido na rotura aumenta com o valor do coeficiente sísmico horizontal, tornando-se a superfície de rotura linear para valores de k_h superiores a 0,10 no talude mais íngreme. Note-se que a taxa de incremento do volume de solo potencialmente em rotura é superior à taxa de crescimento do coeficiente sísmico horizontal, isto é, a diferença entre os volumes limitados pelas superfícies potenciais de rotura quando k_h sobe de 0,20 para 0,30 é significativamente superior à diferença entre os volumes limitados pelas superfícies quando k_h sobe de 0,10 para 0,20. Esta diferença encontra-se traduzida nas Figuras 4.17c e 4.17d em termos do coeficiente de impulso, K_{req}, onde a inclinação das curvas é tendencialmente crescente.

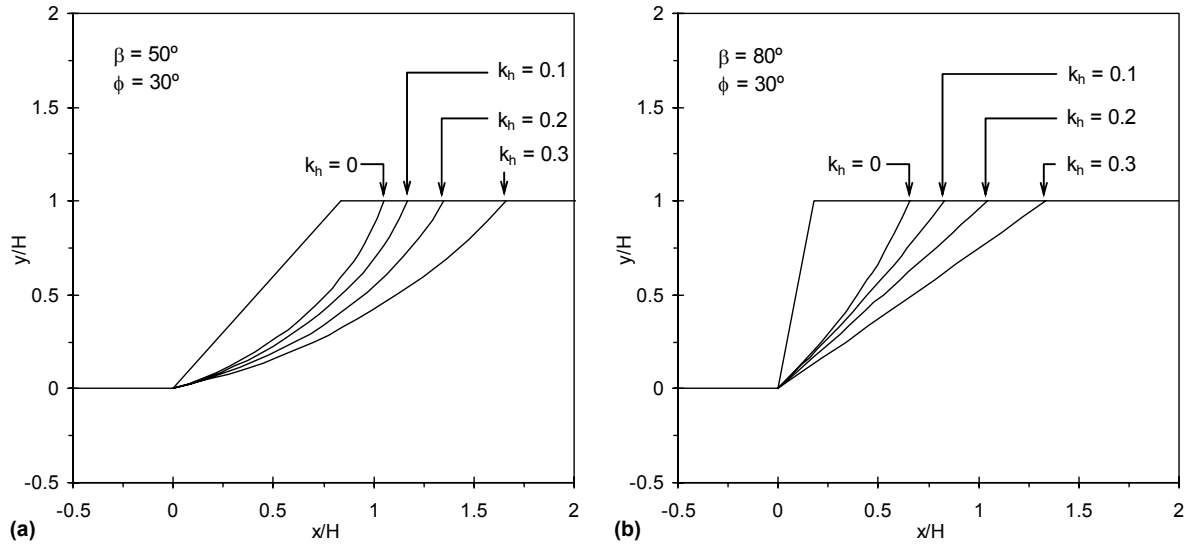


Figura 4.20 – Efeito do valor do coeficiente sísmico horizontal na superfície potencial de rotura, em taludes de inclinação e ângulo de atrito do solo iguais a: a) β = 50º e ϕ = 30º; b) β = 80º e ϕ = 30º.

A Figura 4.21 resume os resultados em termos do coeficiente de impulso para valores de k_h iguais a 0 (condições estáticas), 0,10, 0,20 e 0,30, em função da inclinação da face, β, e do ângulo de atrito do material de aterro, ϕ. Os resultados obtidos são similares aos apresentados por Ling *et al*. (1997) para taludes com 45º, 60º, 75º e 90º de inclinação da face. O programa de cálculo fornece resultados também em concordância com os publicados por Michalowski (1998),

exceptuando os resultados para taludes de inclinação suave ($\beta \leq 45°$) e valores reduzidos do ângulo de atrito do solo (20°-25°).

Tal como se referiu em 3.4.6.1, tendo em consideração que o solo de fundação apresenta características distintas do material de aterro (mais resistente), considerou-se que a superfície potencial de rotura crítica não atravessa o solo de fundação. Em taludes de inclinação suave e material de aterro com resistência reduzida, as superfícies de rotura que conduzem ao valor máximo de K_{req} tendem a atravessar o solo de fundação. Considerando que a ocorrência de rotura segundo estas superfícies não é provável, resultam coeficientes de impulso inferiores.

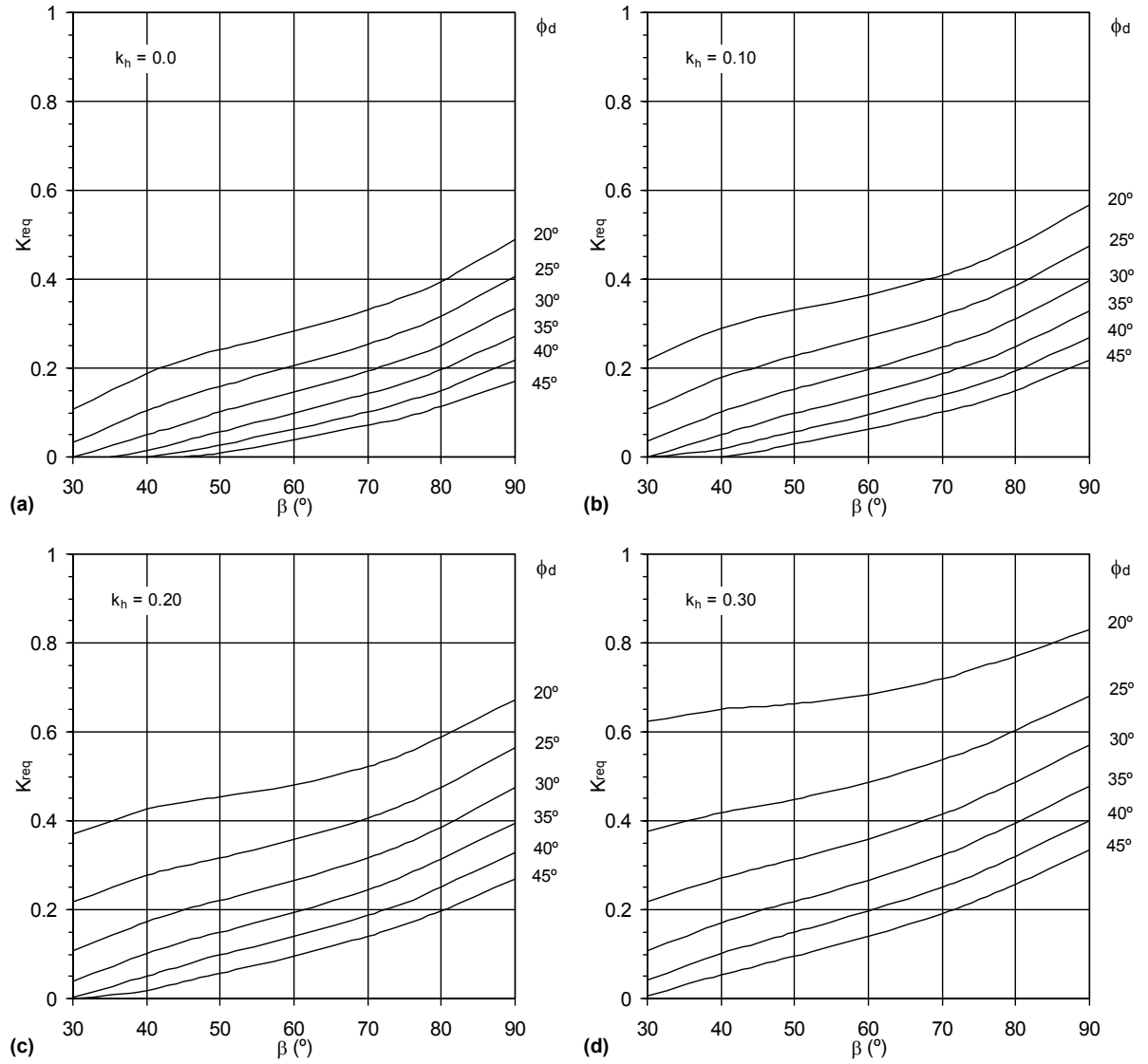


Figura 4.21 – Efeito do valor do coeficiente sísmico horizontal, k_h, sobre K_{req} admitindo uma distribuição triangular de tensões: a) k_h = 0 (condições estáticas); b) k_h = 0,10; c) k_h = 0,20; d) k_h = 0,30.

Na Figura 4.22a apresenta-se um exemplo com a superfície potencial de rotura que fornece o valor máximo de K_{req} e a superfície potencial de rotura considerada pelo programa de cálculo. Note-se que nesta figura as escalas horizontal e vertical não são coincidentes. Na Figura 4.22b comparam-se os valores de K_{req} para k_h = 0,30, admitindo a possibilidade de se desenvolverem superfícies de rotura que intersectam a fundação (linha a tracejado) e impedindo o seu

desenvolvimento – opção admitida no programa de cálculo. Como já se referiu, as diferenças só se fazem sentir em taludes de inclinação suave e materiais de aterro de baixa resistência ao corte.

Permitir que se desenvolvam superfícies de rotura que atravessem o solo de fundação conduz a que, por exemplo, caso se utilize um material de aterro com valor de cálculo do ângulo de atrito da ordem dos 20º, a construção de um aterro com taludes de 30º de inclinação exija maior resistência dos reforços do que a opção por taludes com 40º ou 50º de inclinação (Figura 4.22b).

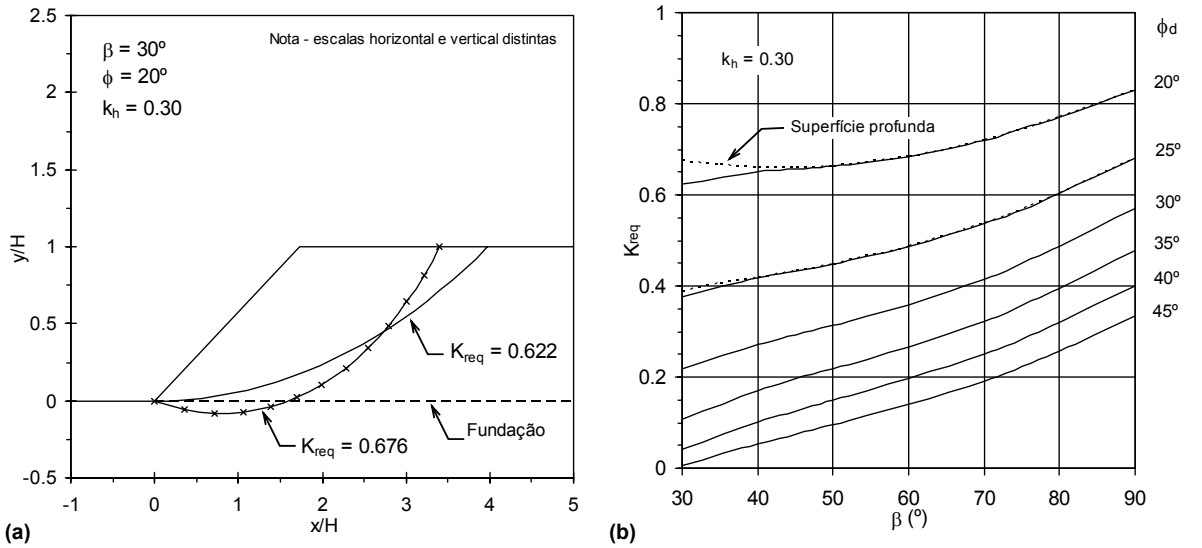


Figura 4.22 – Efeito da consideração de superfícies de rotura que intersectam a fundação: a) comparação entre as superfícies potenciais de rotura; b) diferença em termos de coeficientes de impulso.

Os coeficientes de impulso apresentados na Figura 4.21 têm por hipótese de base, tal como a generalidade dos resultados publicados na bibliografia, que as tensões horizontais que os reforços devem absorver aumentam linearmente com a profundidade (distribuição triangular). Se esta hipótese é discutível no dimensionamento em condições de carregamento estático, sabe-se que se afasta ainda mais da distribuição real quando se considera o efeito da solicitação sísmica. Admitindo que se vai optar por uma resistência dos reforços uniforme em altura, opção habitual em obras com altura inferior a 5-6 m, os coeficientes de impulso que devem ser utilizados no dimensionamento são os apresentados na Figura 4.23. Relembre-se que os valores apresentados nesta figura correspondem a duas vezes o valor do coeficiente de impulso, para que seja possível a comparação em termos da resistência total dos reforços com os resultados obtidos considerando a distribuição triangular de tensões. A análise comparativa das Figuras 4.21 e 4.23 permite concluir que as diferenças entre as duas opções de distribuição de resistência tendem a diminuir com o aumento do coeficiente sísmico horizontal, k_h.

4.4.7.2.2 Efeito do coeficiente sísmico horizontal sobre o comprimento mínimo do reforço

Tal como ilustrado na Figura 4.20, as superfícies de rotura críticas tornam-se tanto mais profundas quanto maior o coeficiente sísmico horizontal. Assim, no dimensionamento em condições sísmicas de carregamento deve garantir-se que a superfície crítica se desenvolva no interior do maciço reforçado. Os reforços devem apresentar no mínimo um comprimento correspondente à intersecção do nível de reforço mais superficial com a superfície de rotura, acrescido do necessário comprimento de arranque (Figura 4.24).

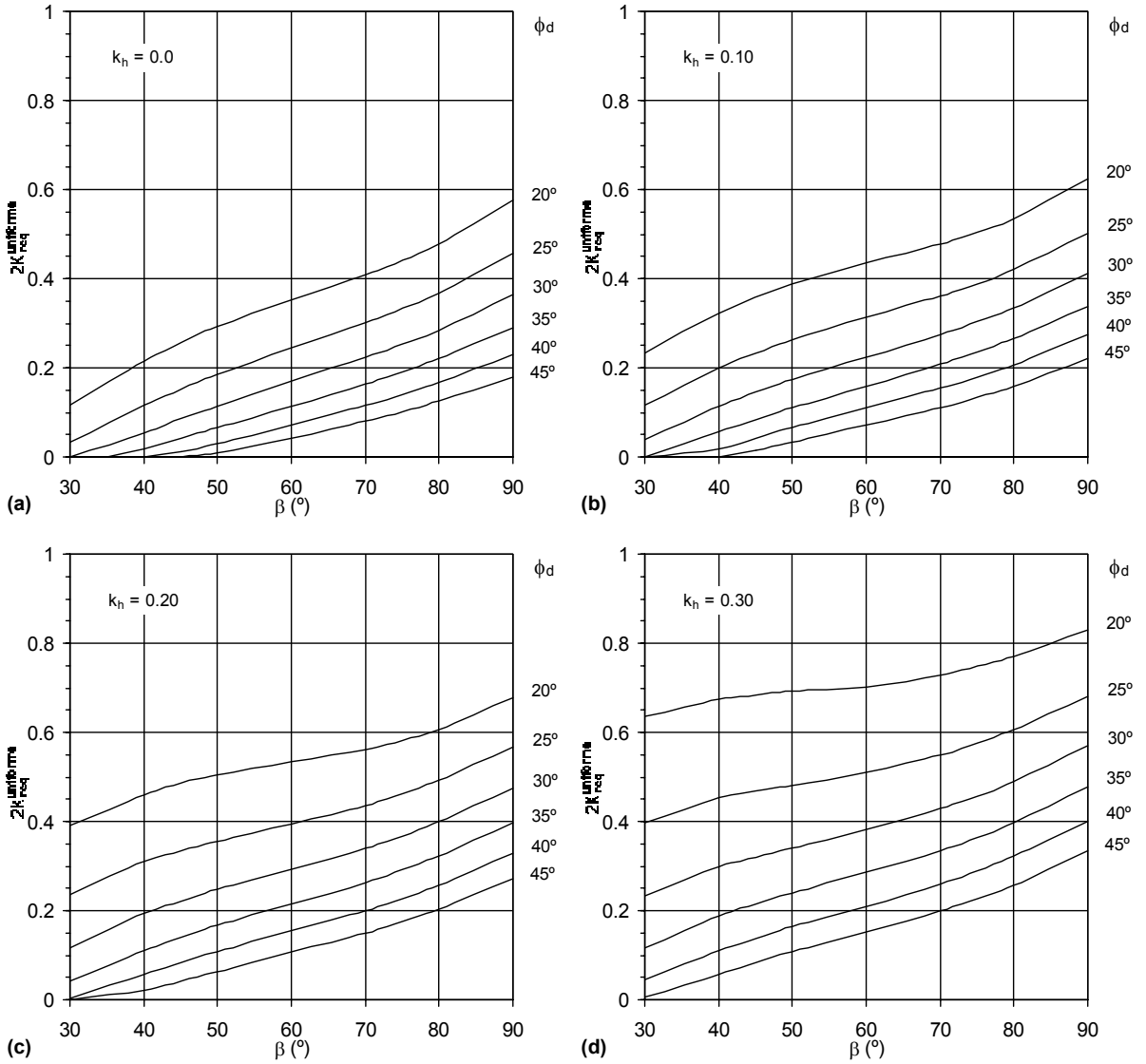


Figura 4.23 – Efeito do valor de k_h, sobre o coeficiente de impulso, $2K_{req}^{uniforme}$, admitindo a distribuição uniforme de tensões: a) k_h = 0 (condições estáticas); b) k_h = 0,10; c) k_h = 0,20; d) k_h = 0,30.

Tendo em consideração que, à partida, a cota do último nível de reforço (mais próximo da superfície) pode não ser conhecida, optou-se por apresentar os resultados em termos do comprimento definido pela intersecção da superfície potencial de rotura com o terrapleno, L_c.

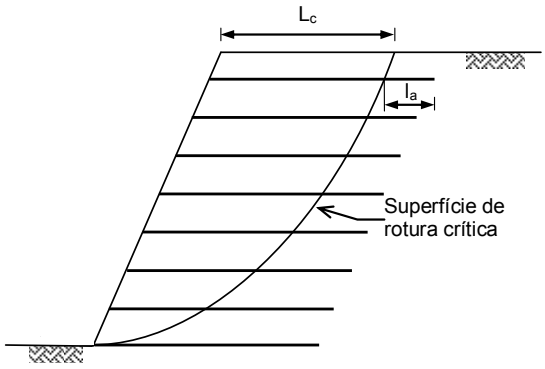


Figura 4.24 – Esquema do comprimento mínimo exigido aos reforços.

Na Figura 4.25 apresenta-se o comprimento mínimo L_c em função do coeficiente sísmico horizontal e do ângulo de atrito do material de aterro, para taludes com inclinação de face de 50º e 80º. Verifica-se que o aumento do comprimento mínimo do reforço induzido pela acção sísmica tem maior significado no talude de maior inclinação, assumindo valores muito elevados, em particular, quando o solo de aterro apresenta média a baixa resistência ao corte. Relembre-se que os valores apresentados nesta figura não são directamente comparáveis com os apresentados para o dimensionamento em condições estáticas, em virtude das diferenças em termos de coeficientes parciais de segurança.

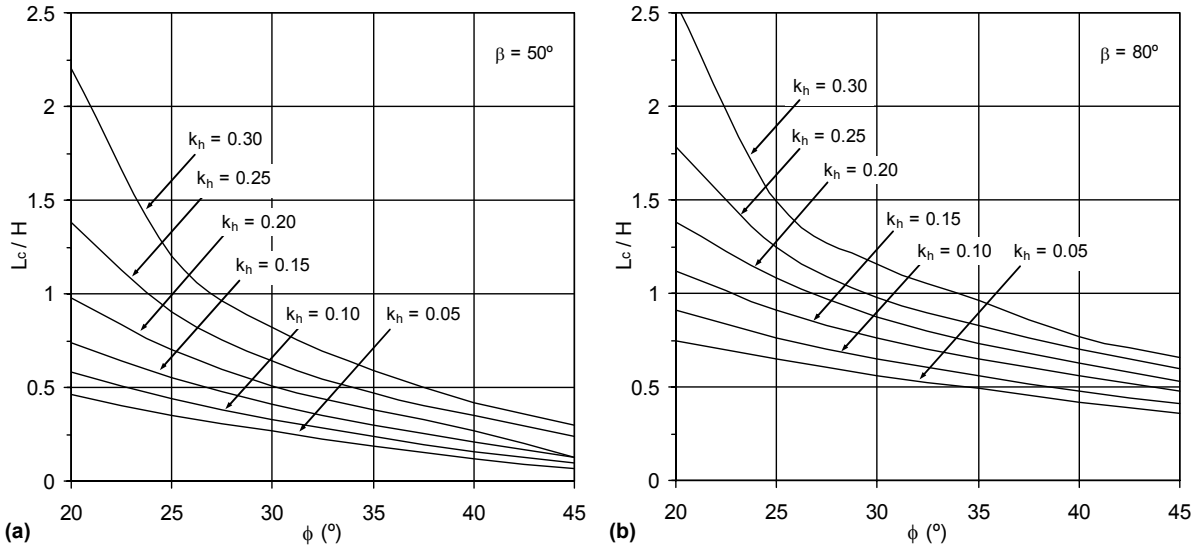


Figura 4.25 – Efeito de k_h sobre o comprimento L_c: a) β = 50º; b) β = 80º.

Na determinação do coeficiente de impulso, K_{req}, com recurso aos métodos de equilíbrio limite, assume-se que o impulso de terras (estático e dinâmico) actua a um terço da altura da estrutura. Se para a determinação do comprimento mínimo do reforço que assegura o equilíbrio global em condições estáticas (ver Figura 4.3) é razoável admitir que as tensões horizontais absorvidas pelos reforços se distribuem de forma triangular, quando a estrutura é solicitada por acções sísmicas essa hipótese perde razoabilidade.

Bathurst & Cai (1995) sugeriram uma distribuição de pressões sísmicas, apresentada no capítulo anterior, que se baseia no facto de se admitir, correntemente, que o ponto de aplicação do incremento de impulso activo sísmico se situa a 0,6H (a partir da base). Porém, caso se considere a distribuição de pressões proposta por estes autores na determinação do comprimento dos reforços para que se verifique o equilíbrio global, a subida do ponto de aplicação do impulso conduz a que a superfície de rotura que equilibra o impulso de terras seja menos profunda (envolva menor volume de terras) do que a superfície potencial de rotura crítica. Quando se tenta assegurar o equilíbrio relativamente a superfícies potenciais de rotura que atravessem apenas alguns reforços, admitindo a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995), na maioria dos casos, em consequência da subida do ponto de aplicação do impulso, o equilíbrio não é atingido.

Tendo presente que, na construção destas estruturas, é prática corrente considerar a resistência dos reforços uniforme em altura, ou dividir a altura da estrutura em troços com esforço resistente e espaçamento uniformes, propõe-se que, para a determinação do comprimento mínimo dos reforços que assegura a estabilidade global, se considere uma distribuição de pressões uniforme

em altura e de valor igual ao valor máximo da distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) (Figura 4.26c).

Na Figura 4.26 apresenta-se o comprimento do reforço que assegura o equilíbrio global em função do coeficiente sísmico horizontal e do valor do ângulo de atrito do material de aterro para estruturas com 50º e 80º de inclinação de face, admitindo que a tensão disponível nos reforços é uniforme em altura e de valor igual ao valor máximo determinado de acordo com a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995). Nas Figuras 4.26a e 4.26b apresenta-se a traço mais espesso o comprimento mínimo exigido pelo dimensionamento em condições estáticas ($k_h = 0$). Note-se que, em condições de carregamento estático, se admite que as tensões disponíveis nos reforços se distribuem de forma triangular, razão pela qual, no talude mais íngreme, o comprimento exigido pelo dimensionamento em condições estáticas se encontra compreendido entre os valores obtidos para $k_h = 0{,}05$ e $k_h = 0{,}10$. Relembra-se, ainda, que os valores não devem ser directamente comparados, dado que os coeficientes parciais de segurança a utilizar nas duas situações de dimensionamento são distintos. Exemplificando, uma análise simplista da Figura 4.26a poderá levar à conclusão de que, para $\phi = 30º$, o dimensionamento em condições sísmicas admitindo $k_h = 0{,}20$ conduz a um comprimento do reforço aproximadamente duplo do exigido pelo dimensionamento em condições estáticas. Porém, se 30º for o valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro em condições estáticas, o comprimento mínimo exigido no dimensionamento estático é de 0,50H, subindo para 0,83H quando a acção sísmica é traduzida por $k_h = 0{,}20$.

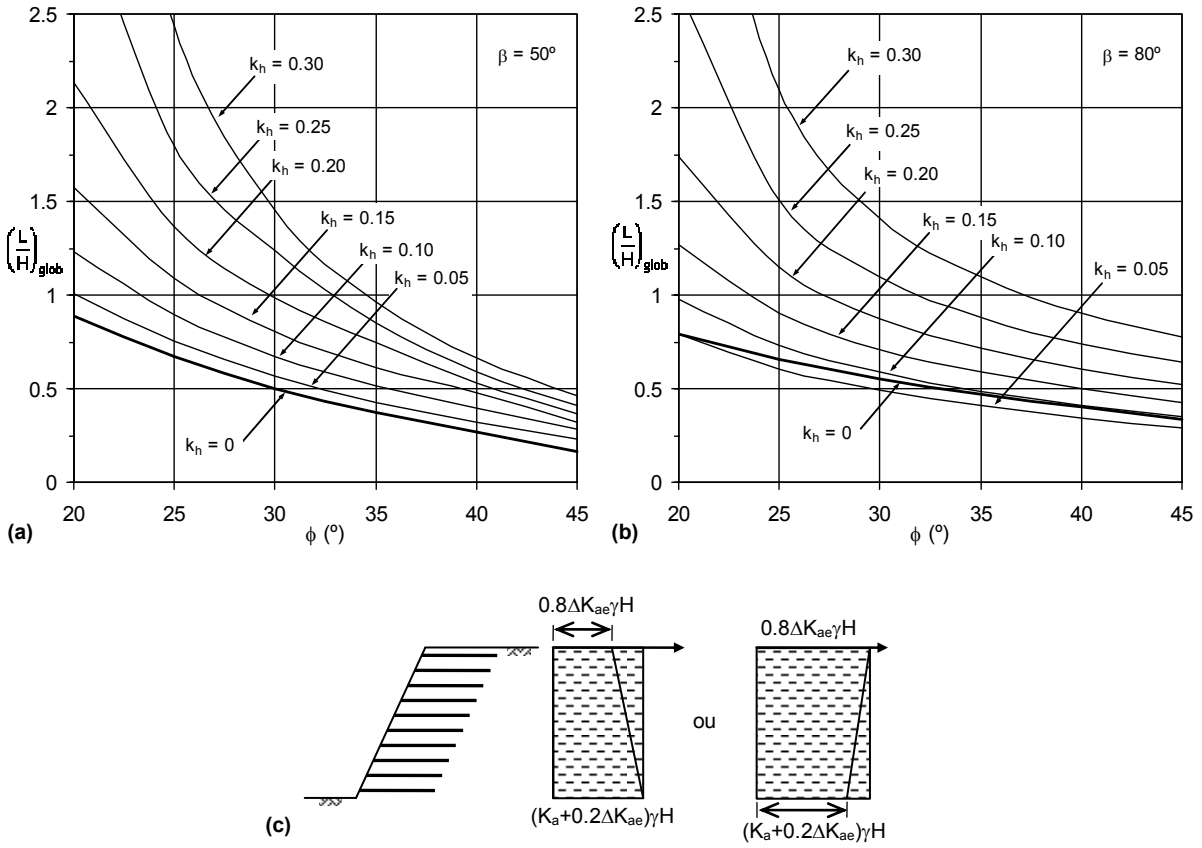


Figura 4.26 - Comprimento mínimo dos reforços exigido pelo equilíbrio global para distintos valores de k_h: a) $\beta = 50º$; b) $\beta = 80º$; c) hipótese admitida quanto à distribuição das tensões disponíveis.

Apresenta-se na Figura 4.27 o comprimento do reforço exigido pelo equilíbrio global em função da inclinação da face da estrutura, para coeficientes sísmicos horizontais iguais a 0,20 e

0,30, admitindo a distribuição de tensões esquematizada na Figura 4.26c, onde se admitiu que a resistência disponível nos reforços é uniforme em altura e obtida através do valor máximo do diagrama de pressões proposto por Bathurst & Cai (1995). Esta opção quanto à distribuição das tensões em condições de carregamento sísmico é mais conservativa em termos do comprimento exigido aos reforços do que a consideração de tensões crescentes linearmente em profundidade (distribuição triangular) admitida por alguns autores.

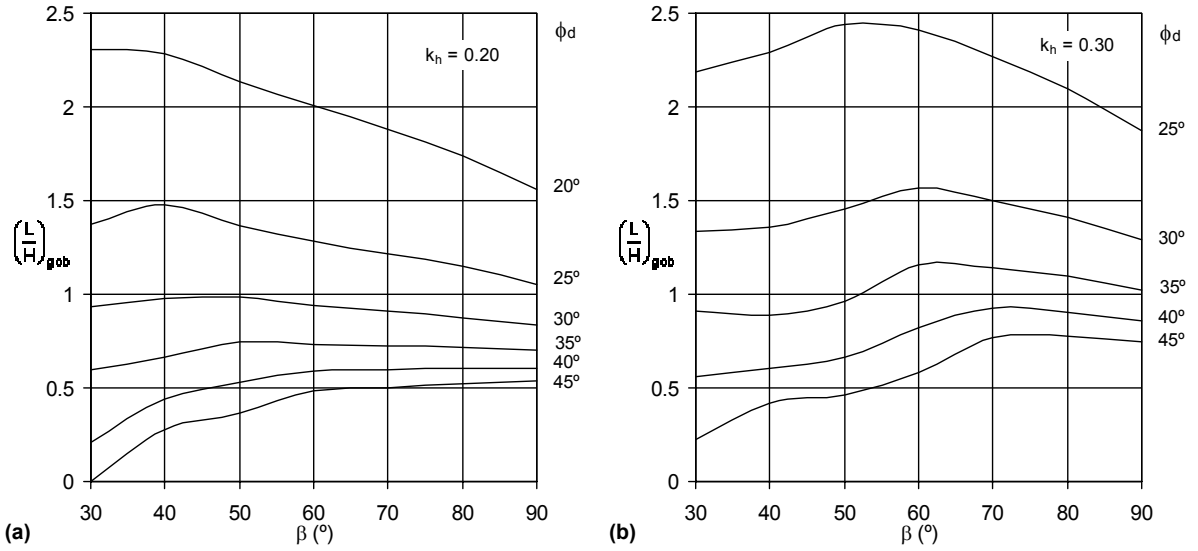


Figura 4.27 – Comprimento do reforço que garante o equilíbrio global em função da inclinação da face da estrutura para a distribuição de tensões esquematizada na Figura 4.26c: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30.

No dimensionamento em condições sísmicas, a determinação do comprimento mínimo do reforço com base no equilíbrio global não deve ser efectuada com recurso a ábacos de dimensionamento. Os ábacos de dimensionamento são obtidos, regra geral, com base numa determinada distribuição de tensões disponíveis distinta da tensão que os reforços são efectivamente capazes de mobilizar, resultando, em determinados casos, comprimentos mínimos exageradamente elevados e impraticáveis em termos construtivos. Assim, sugere-se que, em condições de carregamento sísmico, seja verificado o equilíbrio global após a definição prévia do esforço resistente e do comprimento dos reforços.

Os reforços devem apresentar ainda um comprimento suficiente para que, caso a estrutura seja solicitada por uma acção sísmica, seja garantida a estabilidade em relação ao deslizamento pela base. Ilustrou-se na Figura 4.5 a geometria e as forças admitidas na análise de estabilidade em relação ao deslizamento pela base para o caso mais geral em que se admite as duas componentes (horizontal e vertical) da acção sísmica, traduzidas através dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical.

O comprimento mínimo do reforço para que seja verificada a estabilidade em relação ao deslizamento pela base encontra-se representado na Figura 4.28 em função da inclinação da face da estrutura e do ângulo de atrito do material de aterro, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual a 0 (condições estáticas), a 0,10, a 0,20 e a 0,30. Da análise desta figura, constata-se que o valor do comprimento mínimo do reforço para que se verifique a segurança em relação ao deslizamento pela base, L_{ds}, é afectado, de forma significativa, pelo valor do coeficiente sísmico horizontal. Note-se que nas Figuras 4.28c e 4.28d não se encontram representados os resultados para os valores mais baixos do ângulo de atrito porque estes ultrapassam o limite superior da escala

da figura. No caso de solos com resistência ao corte reduzida, para valores de k_h superiores a 0,20, o comprimento mínimo do reforço pode considerar-se impraticável. Se tomarmos como exemplo uma estrutura com inclinação da face igual a 80º, construída com um material de aterro cujo valor de cálculo do ângulo de atrito, em condições sísmicas de dimensionamento, é igual a 30º, o comprimento mínimo para que seja verificada a estabilidade em relação ao deslizamento pela base é da ordem dos 0,39H, em condições estáticas (ϕ_d = 26,9º), e aumentará para 0,41H, 0,66H e 1,28H para coeficientes sísmicos horizontais iguais a 0,10, a 0,20 e a 0,30, respectivamente. Mesmo tendo em consideração que, no dimensionamento sísmico, são exigidos menores coeficientes de segurança, uma solicitação sísmica traduzida por um coeficiente sísmico horizontal igual a 0,30 dá origem a um aumento da ordem dos 230% do comprimento L_{ds}, comparativamente com o valor exigido no dimensionamento estático.

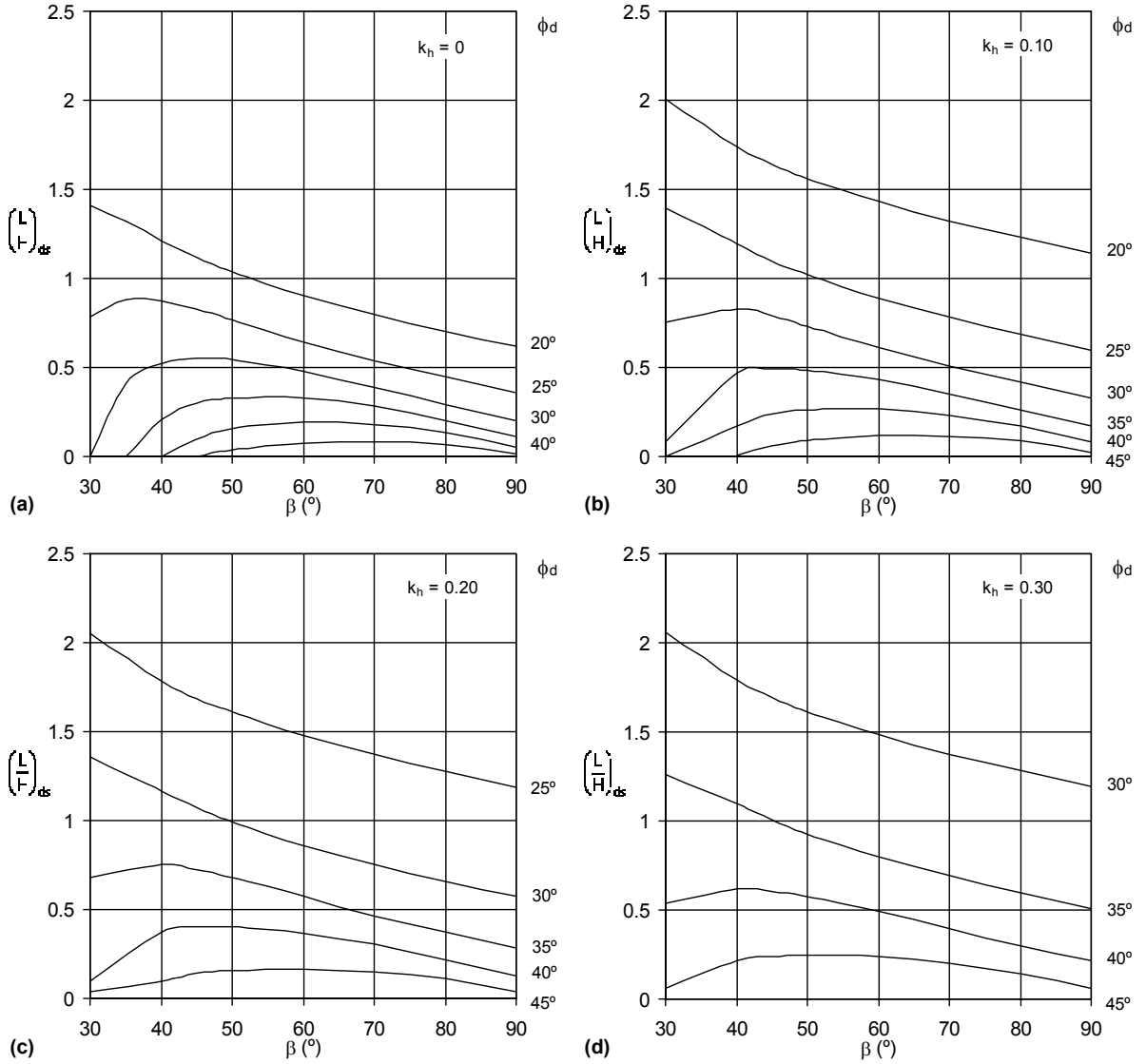


Figura 4.28 – Comprimento L_{ds} em função do ângulo de atrito e da inclinação da face do talude: a) k_h = 0 - condições estáticas; b) k_h = 0,10; c) k_h = 0,20; d) k_h = 0,30.

Tal como se referiu no Capítulo 3, existem entidades (*FHWA*, *NCMA*) que sugerem que, para efeitos da análise de estabilidade externa, a força de inércia que solicita o bloco de solo reforçado seja determinada para uma largura reduzida, igual a metade da altura da estrutura, e que se considere apenas 50% do valor do incremento do impulso activo sísmico. Com base nesta

recomendação, efectuaram-se análises de estabilidade em relação ao deslizamento pela base considerando apenas metade da força de inércia que solicita o bloco de solo reforçado (bloco B, na Figura 4.5). A Figura 4.29 ilustra os resultados obtidos para k_h igual a 0,20 e a 0,30.

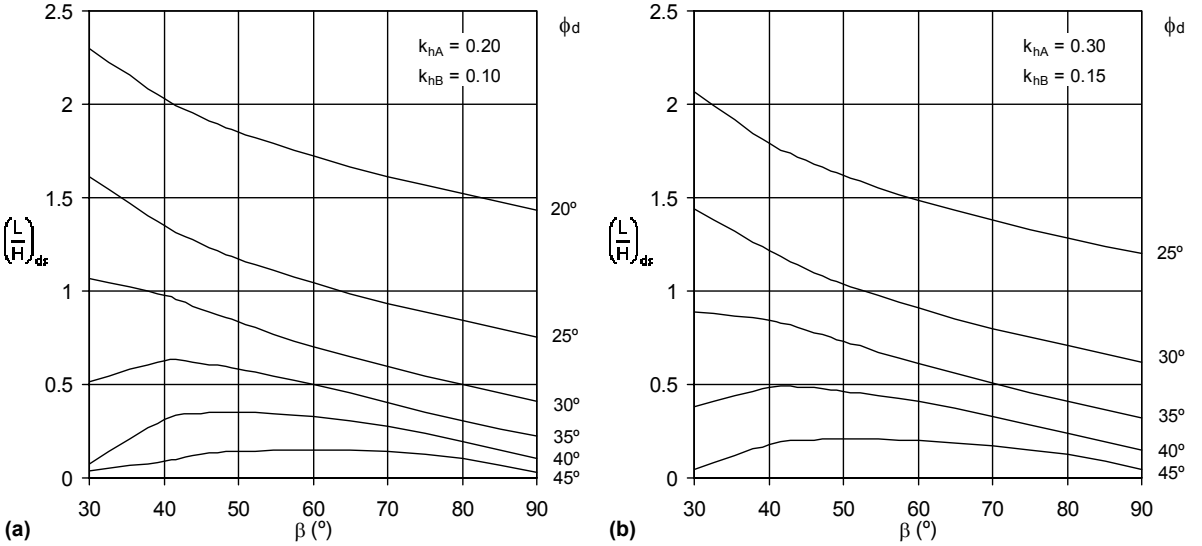


Figura 4.29 – Comprimento L_{ds} considerando metade da força de inércia que solicita o bloco reforçado: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30.

Considerar apenas metade da força de inércia que solicita o bloco de solo reforçado, torna o comprimento mínimo exigido aos reforços mais viável em termos práticos, particularmente para valores do coeficiente sísmico horizontal superiores a 0,20. Exemplificando para a estrutura referida anteriormente (β = 80º e ϕ_d = 30º) e para k_h = 0,30, o comprimento mínimo que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base diminui de L_{ds} = 1,28H para L_{ds} = 0,71H, caso se considere a força de inércia horizontal, que solicita o bloco reforçado, reduzida a metade.

A Figura 4.30 ilustra as superfícies potenciais de escorregamento para uma estrutura com 80º de inclinação de face e ângulo de atrito do solo de aterro igual a 30º, em função do coeficiente sísmico horizontal, considerando as forças de inércia na sua totalidade (Figura 4.30a) e calculando a força de inércia horizontal, que solicita o bloco de solo reforçado, com metade do valor de k_h (Figura 3.30b). É notória a redução do volume de solo envolvido no escorregamento e consequentemente do comprimento L_{ds}, em particular para valores do coeficiente sísmico horizontal superiores a 0,15.

Dado que se baseou a redução da força de inércia, que solicita o bloco de solo reforçado, nas indicações da FHWA (2001), apresenta-se no Quadro 4.4 uma comparação dos valores de L_{ds} determinados utilizando o método proposto por esta entidade, descrito no capítulo anterior, com os valores determinados através do programa de cálculo, considerando as forças de inércia na sua totalidade ou apenas metade da força de inércia no bloco de solo reforçado.

Da análise do Quadro 4.4 conclui-se que o método que se propôs para a determinação de L_{ds}, reduzindo a força de inércia do bloco de solo reforçado, é menos conservativo que o método (de coeficientes globais de segurança) preconizado pela *FHWA* para estruturas de face vertical (β = 90º). Porém, atendendo aos valores do comprimento L_{ds} nos casos em que os resultados não são satisfatórios, o deslizamento pela base não será o mecanismo de rotura que condiciona o comprimento mínimo dos reforços. Note-se que deve garantir-se que os reforços têm o comprimento mínimo L_c e, de acordo com a FHWA (2001), o comprimento dos reforços em muros de face vertical

não deve ser inferior a 0,7H (logo para H = 6m, $L \geq 4{,}2$m). Reduzindo a inclinação da face da estrutura, o método proposto para a determinação de L_{ds}, com redução para metade da força de inércia horizontal, tende a tornar-se mais conservativo que o método preconizado pela FHWA (2001).

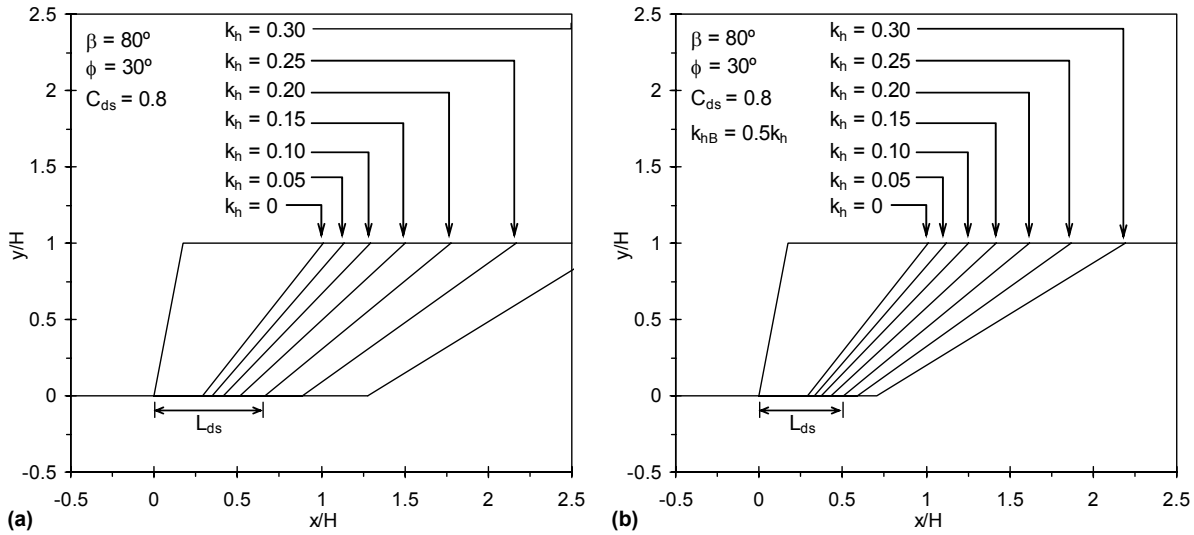


Figura 4.30 – Superfícies potenciais de deslizamento pela base em função de k_h (β = 80º; ϕ = 30º): a) considerando a totalidade da força de inércia; b) considerando metade da força de inércia no bloco reforçado.

Quadro 4.4 – Comprimento mínimo de reforço que assegura a estabilidade em relação ao deslizamento pela base para uma estrutura com 6 m de altura.

β (º)	ϕ (º)	k_h (g)	L_{ds} (m) (*)		
			FHWA	Figura 4.29 (**)	Figura 4.28 (**)
70	30	0,20	3,20	4,55	6,25
		0,30	4,25	6,45	15,10
	40	0,20	1,05	2,10	2,35
		0,30	1,65	2,55	3,35
80	30	0,20	3,70	3,95	5,70
		0,30	4,80	5,85	14,50
	40	0,20	1,45	1,55	1,80
		0,30	2,30	2,00	2,80
90	30	0,20	4,35	3,45	5,15
		0,30	5,40	5,35	14,00
	40	0,20	2,00	1,05	1,30
		0,30	3,00	1,50	2,25

(*) múltiplo de 5 cm
(**) adoptando coeficientes parciais de segurança [ϕ_d = arctg (tgϕ/1,1)].

4.4.7.3 Efeito da consideração da acção sísmica vertical

4.4.7.3.1 Efeito da aceleração sísmica vertical sobre a resistência exigida ao reforço

A consideração do efeito da componente vertical da aceleração sísmica não aparece explicitamente na generalidade dos códigos ou dos regulamentos. Inclusivamente existem entidades (AASHTO, 1994; FHWA, 2001; JPTRI, 1999) que defendem que, considerar o coeficiente sísmico

vertical não nulo, implica admitir que os valores de pico da aceleração vertical e horizontal ocorrem simultaneamente.

Com o objectivo primordial de tirar conclusões sobre as situações em que o desprezo pela componente vertical da aceleração sísmica poderá ser mais gravoso em termos de dimensionamento, apresenta-se neste estudo paramétrico uma análise envolvendo o efeito da aceleração sísmica vertical sobre a resistência e o comprimento exigido aos reforços.

No estudo que se apresenta, o coeficiente sísmico vertical, k_v, foi definido em função do coeficiente sísmico horizontal, k_h, tendo-se admitido valores da relação k_v/k_h de +1,0 (componente vertical em fase com a horizontal), +0,5, -0,5 e -1,0 (componente vertical em fase oposta à horizontal). Considera-se que o coeficiente sísmico vertical é positivo quando as forças de inércia correspondentes apontam no sentido descendente.

Na Figura 4.31 apresenta-se o efeito de k_v sobre a resistência exigida aos reforços, traduzida pelo coeficiente de impulso, K_{req}, em taludes com inclinação de face igual a 50º e 80º, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,10 e a 0,20. Nesta figura encontram-se também representados os valores de K_{req} correspondentes ao dimensionamento em condições estáticas.

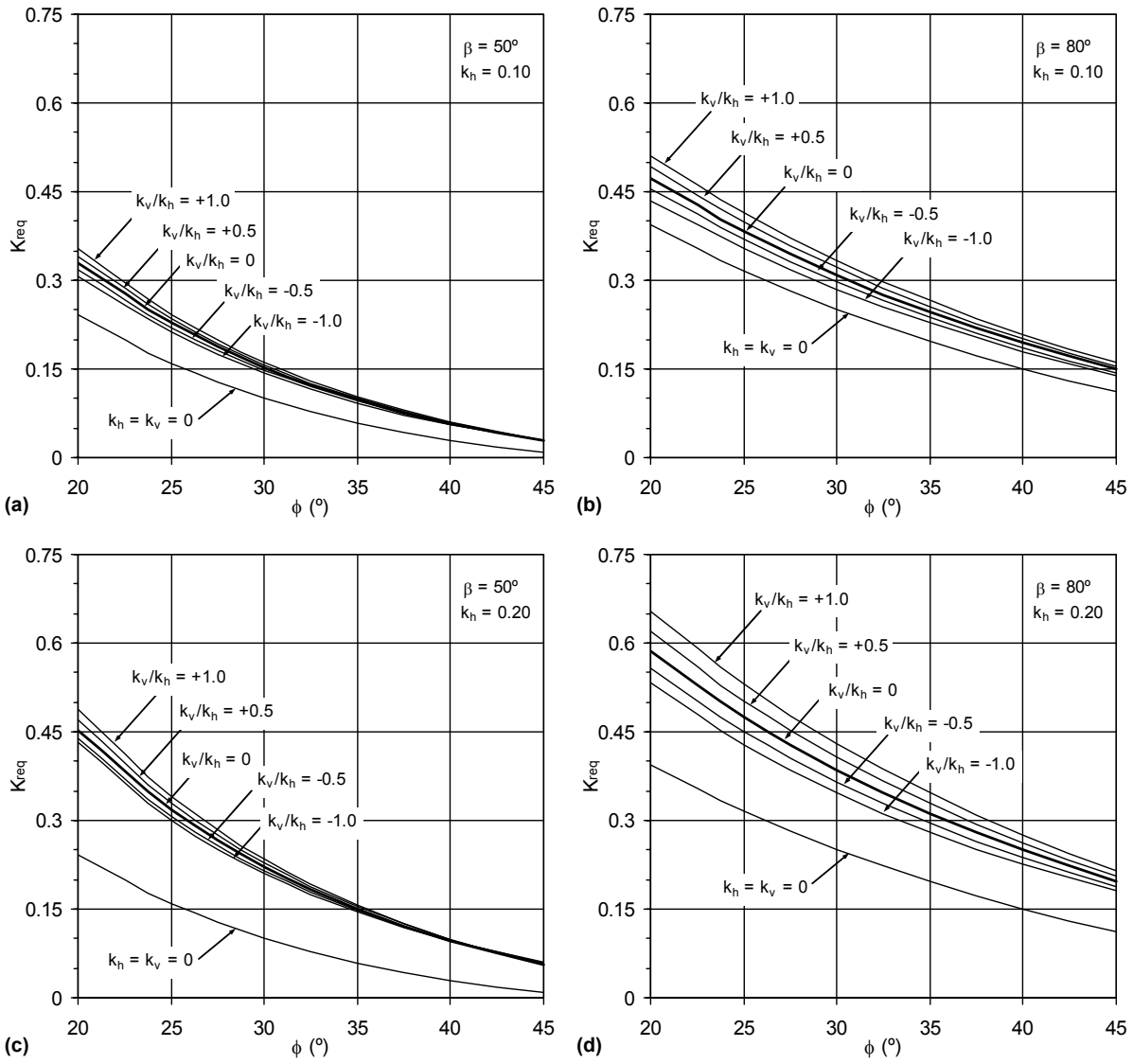


Figura 4.31 - Efeito do valor do coeficiente sísmico vertical sobre o valor do coeficiente de impulso: a) β = 50º e k_h = 0,10; b) β = 80º e k_h = 0,10; b) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20.

Da análise da Figura 4.31, conclui-se que a consideração de forças de inércia verticais descendentes ($k_v > 0$) acarreta um acréscimo da resistência exigida aos reforços, verificando-se a tendência inversa quando as forças de inércia se subtraem ao peso do solo. O efeito de k_v parece aumentar com a inclinação da face da estrutura e decrescer com o aumento do ângulo de atrito do material de aterro. Para validar estas conclusões, apresenta-se na Figura 4.32 a variação da resistência exigida ao reforço resultante da consideração do coeficiente sísmico k_v não nulo, definida como a relação entre o coeficiente de impulso, K_{req}, e o valor deste coeficiente admitindo $k_v = 0$, $K_{req}^{k_v=0}$. Constata-se que, para o talude mais íngreme, o efeito de k_v sobre a resistência exigida aos reforços é, praticamente, independente do valor do ângulo de atrito do solo, sendo as variações de resistência para $k_h = 0{,}20$ ligeiramente superiores aos valores referentes a $k_h = 0{,}10$. Para a estrutura com inclinação da face igual a 50º, o efeito de k_v sobre a resistência exigida aos reforços parece diminuir ligeiramente com o valor do ângulo de atrito do solo. O acréscimo da resistência resultante de $k_v > 0$ diminui com o ângulo de atrito do solo, verificando-se a tendência inversa em relação à redução de resistência imposta pela consideração de $k_v < 0$. Porém, para

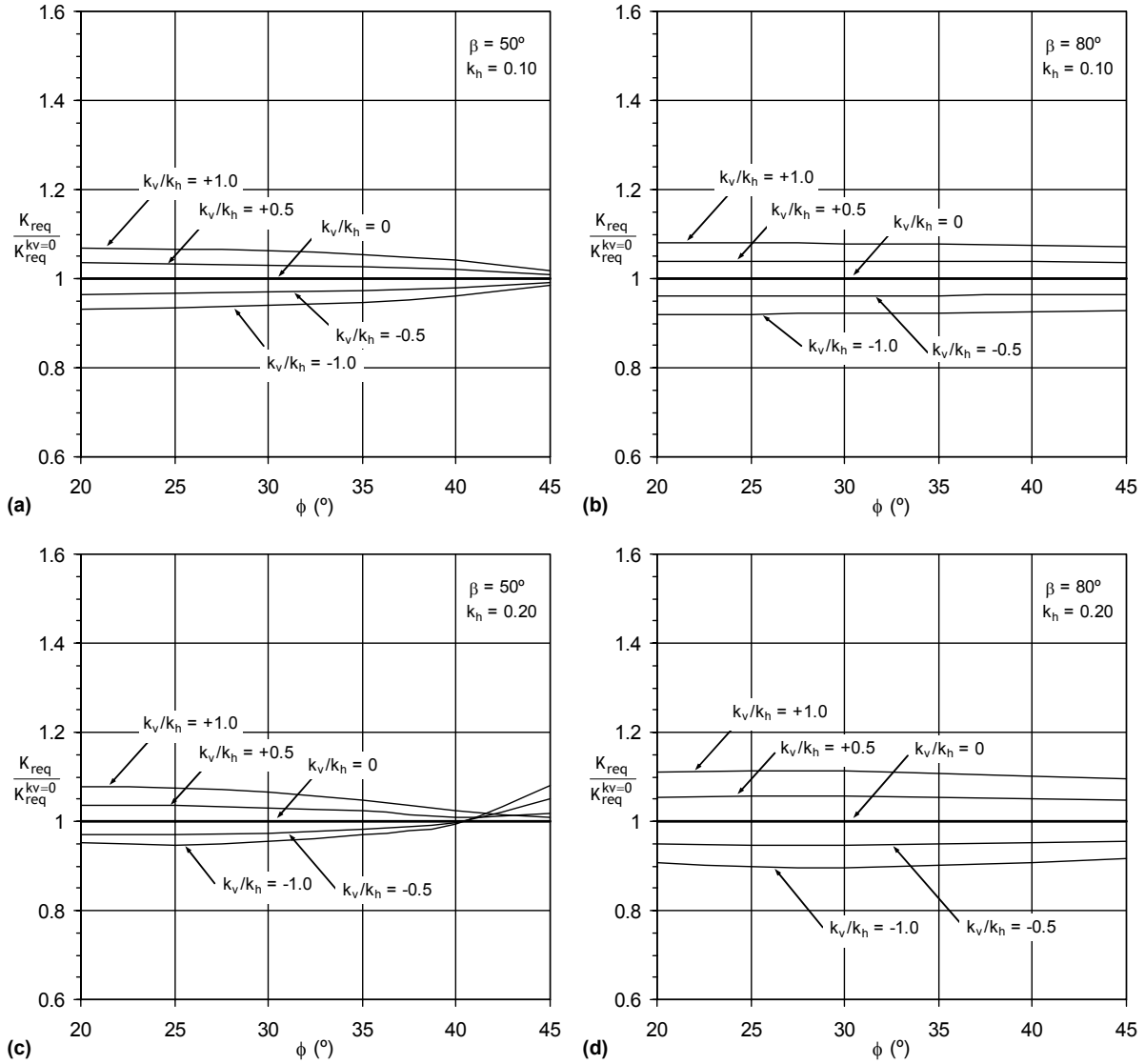


Figura 4.32 – Variação da resistência exigida ao reforço associada à consideração do coeficiente sísmico vertical: a) $\beta = 50º$ e $k_h = 0{,}10$; b) $\beta = 80º$ e $k_h = 0{,}10$; b) $\beta = 50º$ e $k_h = 0{,}20$; b) $\beta = 80º$ e $k_h = 0{,}20$.

valores do ângulo de atrito do material de aterro superiores a 40º, verifica-se que a consideração da força de inércia vertical ascendente ($k_v < 0$) dá origem a uma necessidade de aumento da resistência comparativamente com a resistência exigida para $k_v = 0$.

A Figura 4.33 ilustra o efeito do coeficiente sísmico vertical sobre as superfícies potenciais de rotura de dois taludes com inclinação de face de 50º e 80º, admitindo que o ângulo de atrito do material de aterro é igual a 30º. Verifica-se que, quando a força de inércia vertical é ascendente ($k_v < 0$), a massa de solo envolvida na rotura é superior à massa de solo correspondente à situação de $k_v = 0$, sendo o volume de solo potencialmente em rotura tanto maior quanto maior (em módulo) for a componente dessa força de inércia. O facto de, para valores do ângulo de atrito elevados, a resistência exigida ao sistema de reforço quando $k_v < 0$ ultrapassar a resistência determinada para $k_v = 0$ (Figura 4.32c) resulta de, nesses casos, o aumento do peso da massa potencialmente em rotura ser tal que, mesmo após a redução imposta pelo coeficiente sísmico vertical ao peso do solo, equivalente à consideração de uma força vertical igual a $(1-k_v)W$ (ver Figura 4.2), essa força vertical ser ainda superior ao peso da massa em rotura quando $k_v = 0$. Desta forma é requerido ao sistema de reforço maior resistência para que se atinja o equilíbrio.

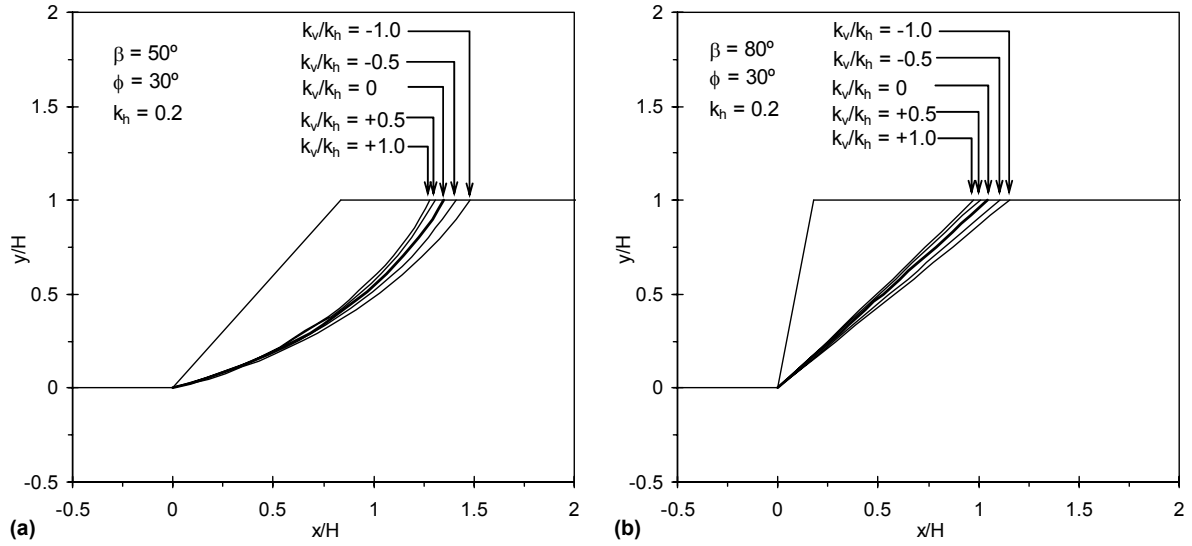


Figura 4.33 - Efeito do valor de k_v sobre a superfície potencial de rotura (k_h = 0,20; ϕ = 30º): a) β = 50º; b) β = 80º.

A análise da Figura 4.32 permite concluir que, para os dois valores da inclinação da face analisados (β = 50º e β = 80º), o acréscimo máximo da resistência exigida ao sistema de reforço, quando se considera simultaneamente as duas componentes da aceleração sísmica, é da ordem dos 10 % (note-se que se analisou a hipótese da componente vertical ser numericamente igual à componente horizontal da aceleração sísmica, $k_v = \pm k_h$).

Com o objectivo de alargar as conclusões anteriormente referidas, apresenta-se na Figura 4.34 o efeito do coeficiente sísmico vertical, k_v, sobre a resistência exigida ao sistema de reforço em função da inclinação da face da estrutura, admitindo que o ângulo de atrito do material de aterro é de 30º. Apresentam-se resultados para valores do coeficiente sísmico horizontal igual a 0,10, a 0,20, a 0,25 e a 0,30.

Verifica-se que, efectivamente, o efeito de k_v sobre o valor do coeficiente de impulso, K_{req}, aumenta com a inclinação da face da estrutura e com o valor do coeficiente sísmico horizontal, k_h. Para taludes de inclinação suave, a consideração da força de inércia vertical ascendente ($k_v < 0$) é

condicionante em termos da resistência exigida, verificando-se o oposto nos taludes de média a elevada inclinação.

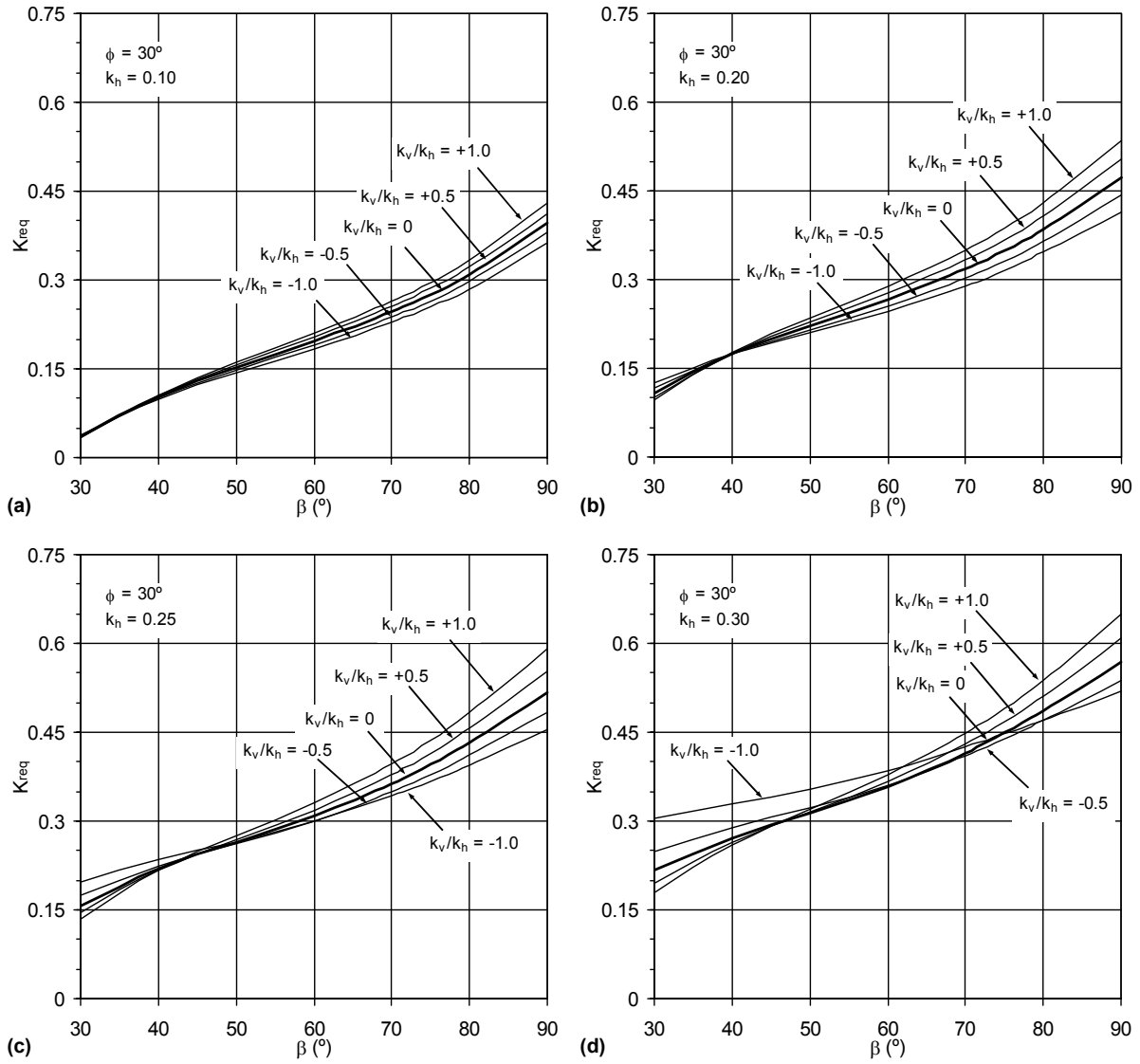


Figura 4.34 – Efeito do valor de k_v sobre o coeficiente de impulso em função da inclinação da face do talude (ϕ = 30°): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30.

Para avaliar a variação da resistência induzida pela consideração do coeficiente sísmico vertical não nulo em função da inclinação da face da estrutura, apresenta-se na Figura 4.35 a relação $K_{req} / K_{req}^{k_v=0}$. Como se referiu anteriormente, em taludes de reduzida inclinação, a consideração da força de inércia vertical ascendente tende a ser condicionante, em particular quando $k_h \geq 0{,}20$, verificando-se a tendência inversa nas restantes situações. Note-se que, por exemplo, para uma estrutura de face vertical, construída com um material de aterro de ângulo de atrito igual a 30º, considerando que a componente horizontal da aceleração sísmica é traduzida por k_h = 0,30 e, fazendo variar o coeficiente sísmico vertical entre -1,0k_h e +1,0k_h, a variação da resistência exigida ao sistema de reforço é inferior a ±14% do valor da resistência necessária quando se admite k_v = 0. Se a inclinação da face da estrutura for de 60º, a variação da resistência não ultrapassa ±7,5%.

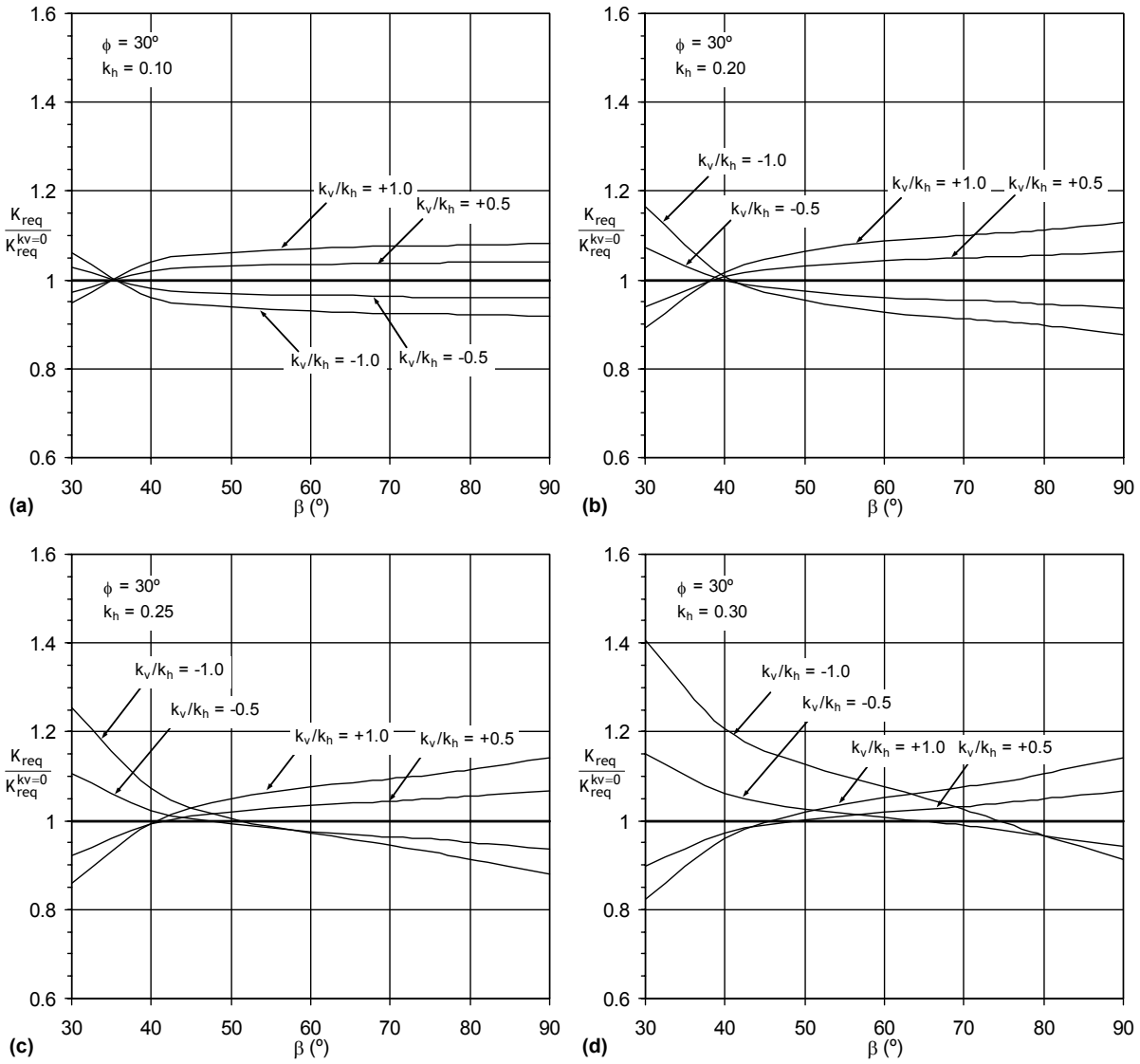


Figura 4.35 - Variação da resistência exigida ao reforço em função da inclinação da face do talude (ϕ = 30º): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30.

A consideração de forças de inércia verticais ascendentes ($k_v < 0$), quando o coeficiente sísmico horizontal é elevado ($k_h \geq 0{,}30$), é condicionante em termos da resistência que os reforços devem disponibilizar não apenas em taludes de baixa inclinação. Admitir $k_v = -1{,}0k_h$ condiciona a resistência para taludes com $\beta \leq 63°$ (Figura 4.35d).

Analisando a Figura 4.36, onde se apresentam as superfícies potenciais de rotura para k_h = 0,30, em taludes com β = 50º e β = 80º, sendo o ângulo de atrito do solo de aterro igual a 30º, constata-se que o volume de solo potencialmente em rotura aumenta de forma considerável quando as forças de inércia verticais apontam no sentido ascendente. Tal significa que, para o talude com uma inclinação de 50º, mesmo com a redução do peso do solo induzida pela força de inércia vertical, a força vertical que solicita a massa em rotura mantém-se superior ao valor correspondente à situação em que se despreza o efeito de k_v. Para o talude de 80º de inclinação, este efeito não é tão significativo pelo que resulta que, nestas situações, considerar $k_v > 0$ é condicionante em termos da resistência dos reforços.

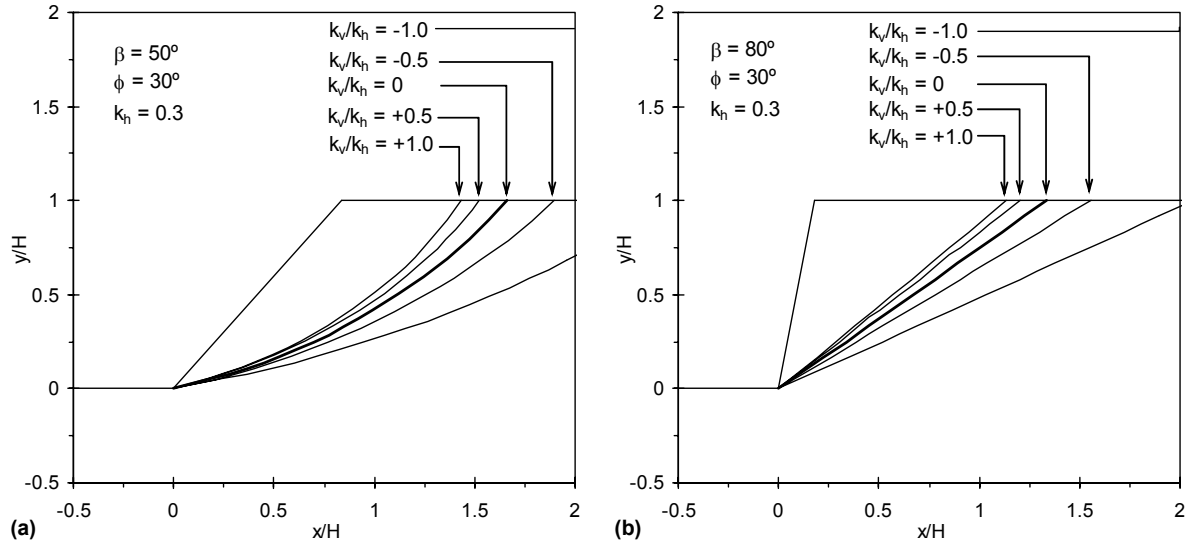


Figura 4.36 - Efeito do valor de k_v sobre a superfície potencial de rotura (k_h = 0,30; ϕ = 30º): a) β = 50º; β = 80º.

Na Figura 4.37 apresenta-se a variação da resistência que os reforços devem disponibilizar resultante da consideração do coeficiente sísmico vertical não nulo, para valores de k_h compreendidos entre 0,10 e 0,30, em taludes com 50º e 80º de inclinação da face, construídos com material de aterro com ângulo de atrito de 30º. Constata-se que, considerar o coeficiente sísmico vertical igual a zero no talude mais íngreme, é uma simplificação que se traduz numa subestimação da resistência (sobreestimação se for previsto $k_v < 0$) praticamente independente do valor do coeficiente sísmico horizontal e inferior a 11,5%. Porém, no talude com face inclinada de 50º, deve ser prestada especial atenção à possibilidade de ocorrência de forças de inércia verticais ascendentes, quando $k_h \geq 0{,}27g$.

Bathurst & Cai (1995) e El-Emam (2003) consideram que, admitir o coeficiente sísmico vertical igual a zero (k_v = 0), é uma simplificação razoável para $k_h < 0{,}35$. Note-se, porém, que a conclusão apresentada por estes autores se refere a estruturas com face praticamente vertical.

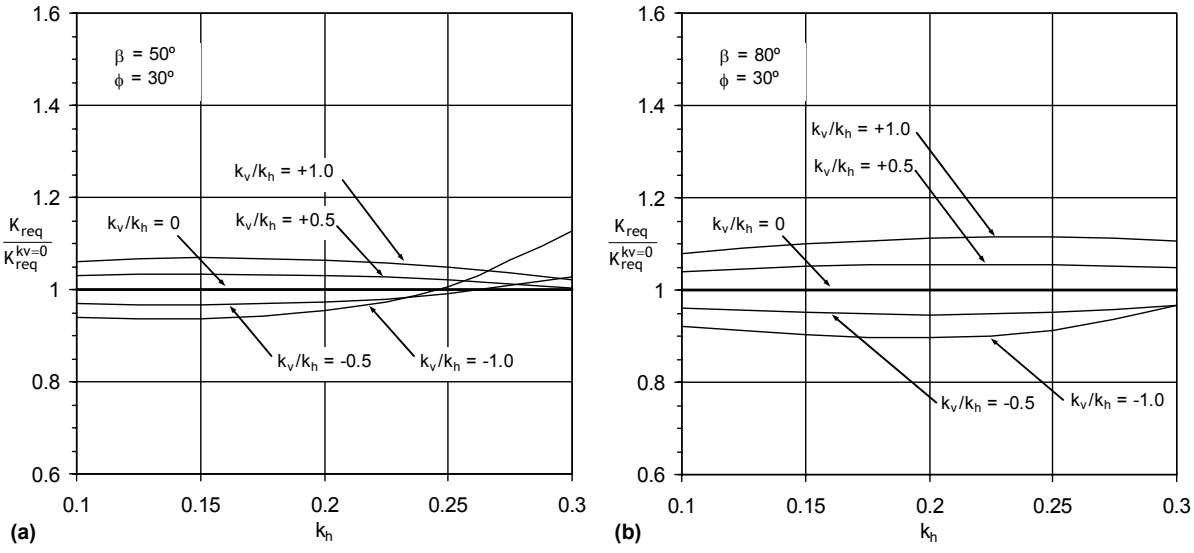


Figura 4.37 – Variação da resistência exigida ao reforço induzida pelo coeficiente sísmico vertical, k_v, em função de k_h: a) β = 50º e ϕ = 30º; b) β = 80º e ϕ = 30º.

4.4.7.3.2 Efeito da acção sísmica vertical sobre o comprimento mínimo do reforço

Tal como ilustrado nas Figuras 4.33 e 4.36, verifica-se que, quando a força de inércia vertical é ascendente ($k_v < 0$), as superfícies potenciais de rotura tornam-se mais profundas que as superfícies correspondentes à situação em que se considera nulo o coeficiente sísmico vertical. Isto significa que, em termos do comprimento dos reforços, a situação condicionante corresponde à consideração da força de inércia vertical ascendente ($k_v < 0$).

Considerando que, no dimensionamento em condições sísmicas, se deve garantir que a superfície crítica se desenvolve no interior do maciço reforçado, os reforços devem apresentar, no mínimo, um comprimento correspondente à intersecção da superfície de rotura com o nível de reforço superficial ou, em alternativa, da superfície potencial de rotura com o terrapleno, L_c (Figura 4.24), acrescido do necessário comprimento de arranque.

A Figura 4.38 ilustra o efeito do coeficiente sísmico vertical, k_v, sobre o comprimento mínimo L_c, em função do ângulo de atrito do material de aterro, em taludes com 50º e 80º de inclinação. A análise desta figura permite concluir que o efeito de k_v sobre o comprimento dos reforços diminui com o ângulo de atrito do solo. A construção de aterros com recurso a solos de reduzida resistência ao corte, quando a componente horizontal da aceleração sísmica é traduzida por um coeficiente $k_h = 0,30$ e se admite a possibilidade de ocorrência de acelerações sísmicas verticais de sentido ascendente com algum significado, conduz à necessidade de reforços com comprimentos de tal forma elevados, que podem ser inviáveis do ponto de vista prático.

Constata-se que o acréscimo de comprimento induzido pela consideração de acelerações sísmicas verticais ascendentes cresce, de forma muito significativa, entre $k_h = 0,20$ e $k_h = 0,30$. Exemplificando para um talude com inclinação de 80º, construído com um solo de aterro de 30º de ângulo de atrito: caso se considere o coeficiente sísmico vertical $k_v = -0,5k_h$, o comprimento dos reforços aumenta, comparativamente com a situação de $k_v = 0$, cerca de 7% quando $k_h = 0,20$, subindo o aumento para 19% quando $k_h = 0,30$. Caso seja provável que a componente vertical iguale a componente horizontal da aceleração sísmica, esta última traduzida por $k_h = 0,30$, o aumento do comprimento mínimo dos reforços será da ordem dos 63%.

Na Figura 4.39 apresenta-se o efeito do coeficiente sísmico vertical, definido em função do coeficiente sísmico horizontal, em aterros com inclinação da face igual a 50º e 80º, construídos utilizando um material com $\phi = 30º$. Como já se referiu, o efeito de k_v, em termos do comprimento mínimo dos reforços, é tanto maior quanto maior o coeficiente sísmico k_h, aumentando de forma muito significativa para $k_h > 0,20$. Se, para $k_h \leq 0,20$, se pode admitir que desprezar a contribuição da componente vertical da aceleração é uma simplificação razoável, o mesmo não se poderá dizer caso se preveja a ocorrência de acelerações sísmicas de maior intensidade.

Avaliou-se, ainda neste estudo, o efeito do coeficiente sísmico vertical sobre o comprimento mínimo do reforço necessário à estabilidade em relação ao deslizamento pela base, L_{ds}. Apresenta-se na Figura 4.40 esse efeito, em função do ângulo de atrito do material de aterro, para estruturas com face inclinada a 50º e 80º. Como seria de esperar, a consideração de forças de inércia verticais ascendentes, pelo facto de reduzir as forças estabilizadoras ao deslizamento, conduz ao aumento do comprimento L_{ds}. Esse aumento é tanto mais significativo quanto maiores os coeficientes sísmicos e menores as características resistentes do solo. Admitindo provável que a componente vertical da aceleração sísmica possa ser traduzida pelo coeficiente $k_v = -0,30$ ($k_v/k_h = -1,0$), tal significa que, se o material de aterro apresentar um ângulo de atrito inferior a 35º, o comprimento mínimo dos reforços para que se verifique a estabilidade em relação ao deslizamento pela base é de tal forma elevado, que se torna inviável sob o ponto de vista construtivo.

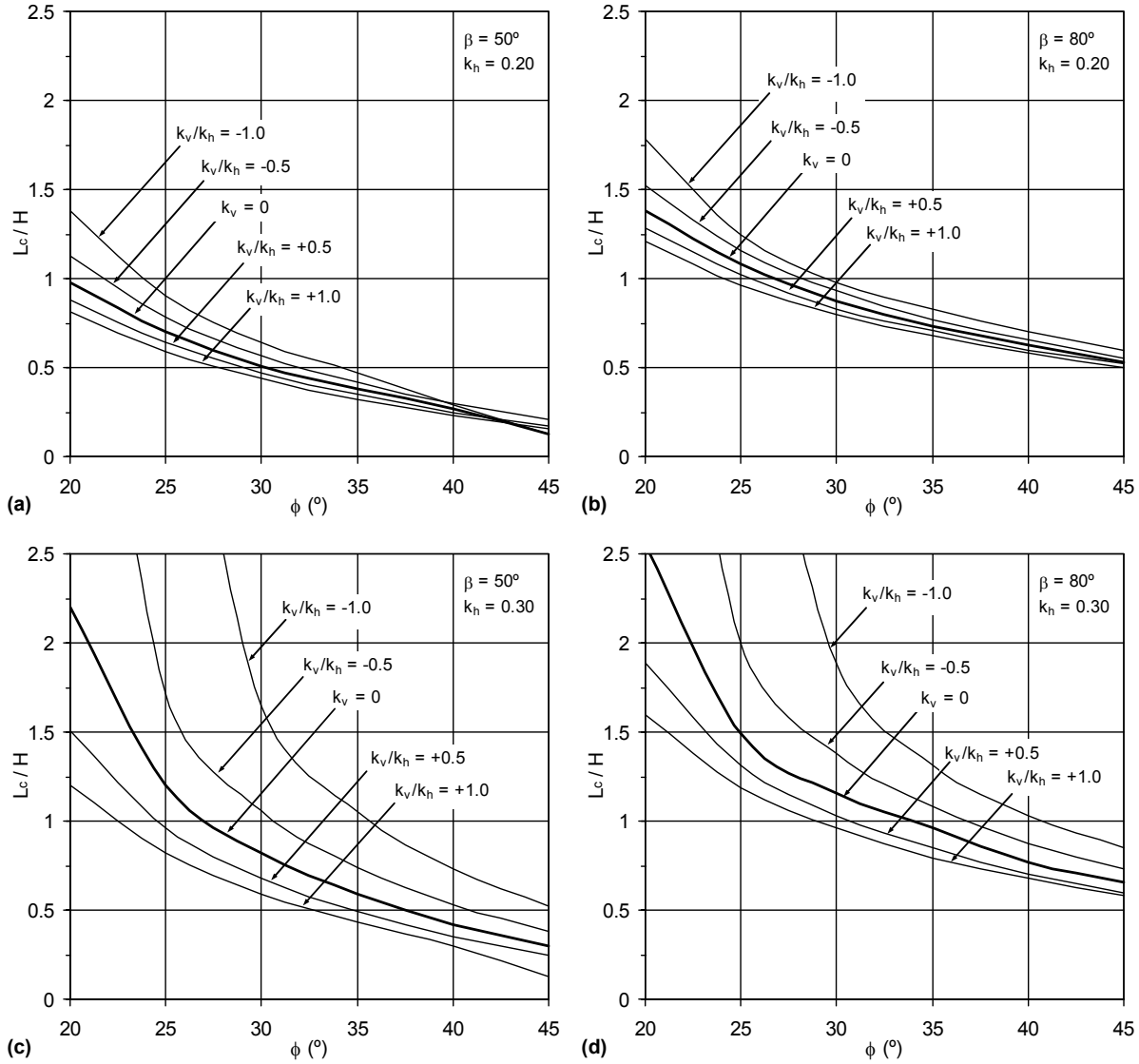


Figura 4.38 – Efeito do coeficiente sísmico vertical, k_v, sobre comprimento mínimo dos reforços L_c: a) β = 50° e k_h = 0,20; b) β = 80° e k_h = 0,20; c) β = 50° e k_h = 0,30; a) β = 80° e k_h = 0,30.

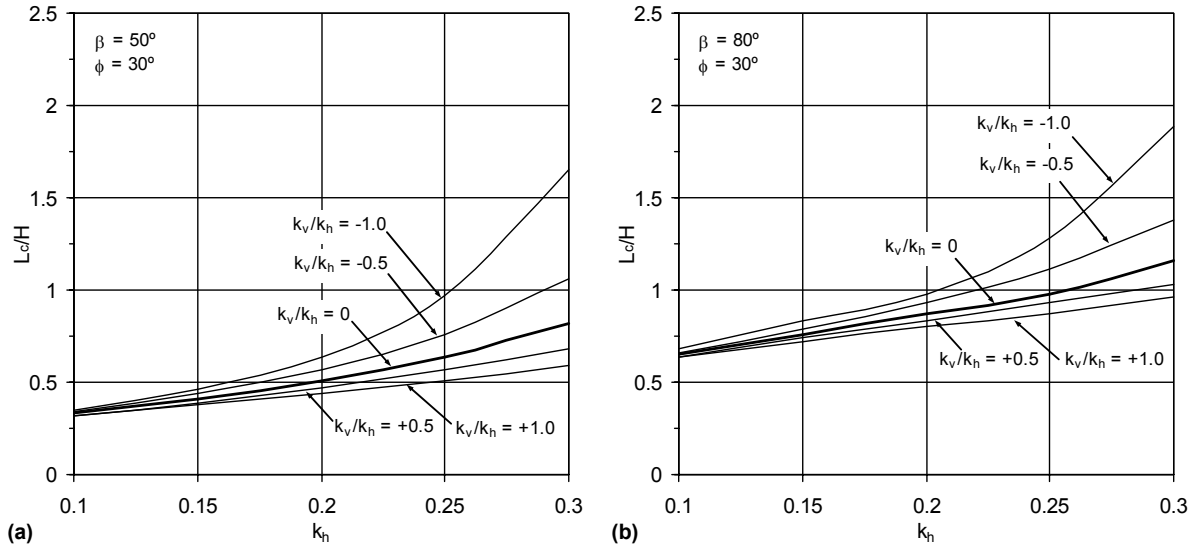


Figura 4.39 – Efeito dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical sobre o comprimento mínimo L_c para ϕ = 30°: a) β = 50°; b) β = 80°.

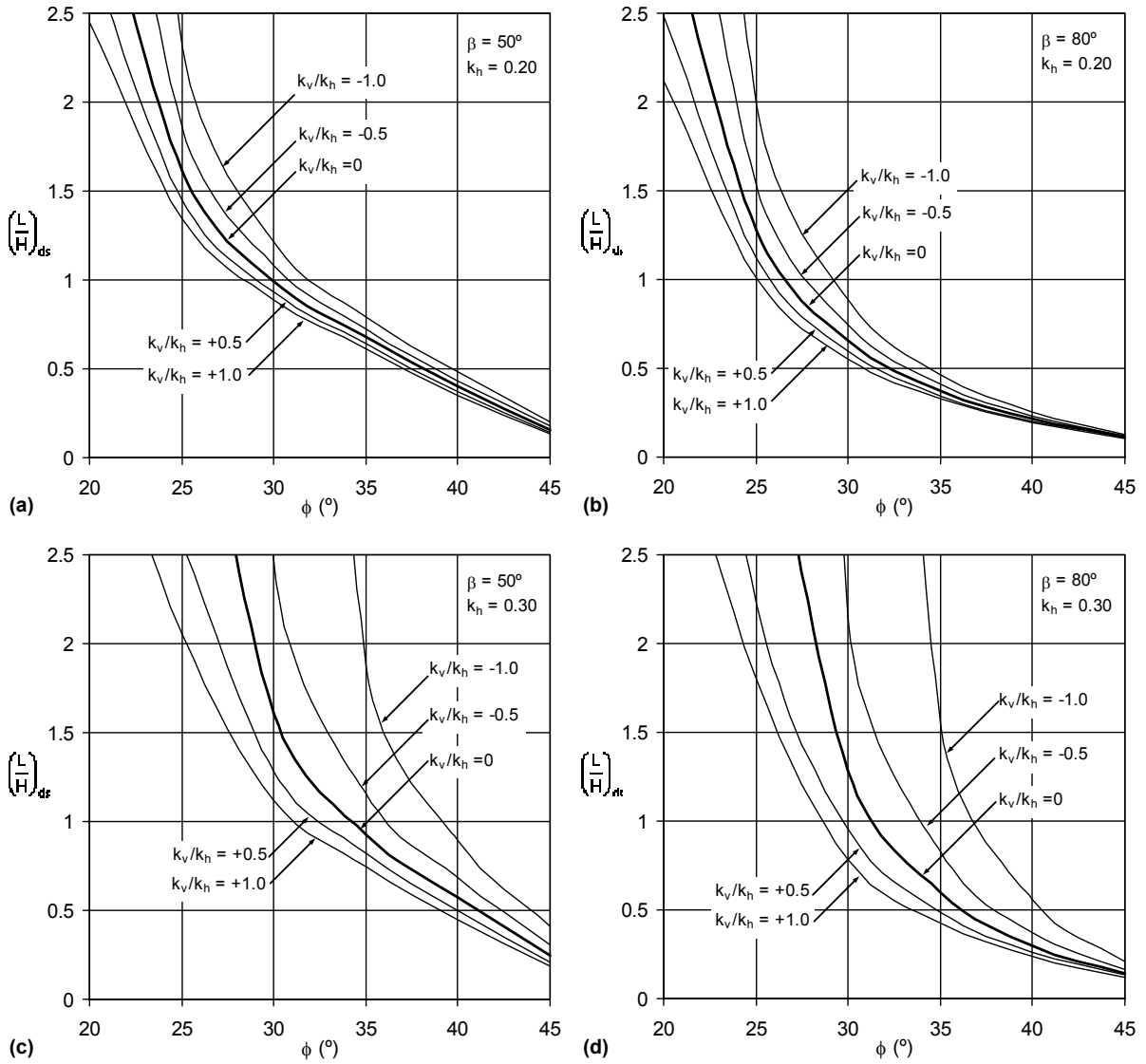


Figura 4.40 – Efeito do coeficiente sísmico vertical sobre o comprimento L_{ds} (C_{ds} = 0,8): a) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20; c) β = 50º e k_h = 0,30; a) β = 80º e k_h = 0,30.

A Figura 4.41 ilustra as superfícies potenciais de deslizamento pela base, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,20 e a 0,30, para estruturas com 50º e 80º de inclinação de face, construídas utilizando um material de aterro de ângulo de atrito igual a 30º. A consideração de forças de inércia verticais ascendentes, pelo facto de reduzir de forma significativa a força vertical estabilizadora, conduz a que a largura dos blocos de solo reforçado se torne exageradamente elevada. Para o talude mais íngreme, as superfícies de deslizamento pela base, quando as forças verticais de inércia apontam no sentido ascendente (k_v < 0), parecem improváveis.

Como se referiu em 4.4.7.2.2, com base nas recomendações de algumas entidades, que sugerem que para efeitos da análise de estabilidade externa, a força de inércia horizontal que solicita o bloco de solo reforçado seja determinada para uma largura reduzida, igual a metade da altura da estrutura, e que se considere apenas 50% do valor do incremento do impulso activo sísmico, efectuaram-se análises de estabilidade em relação ao deslizamento pela base considerando apenas metade da força de inércia horizontal que solicita o bloco de solo reforçado. Apresenta-se na Figura 4.42 o comprimento mínimo dos reforços para que se verifique a estabilidade em relação ao deslizamento pela base numa estrutura com 80º de inclinação da face, considerando apenas

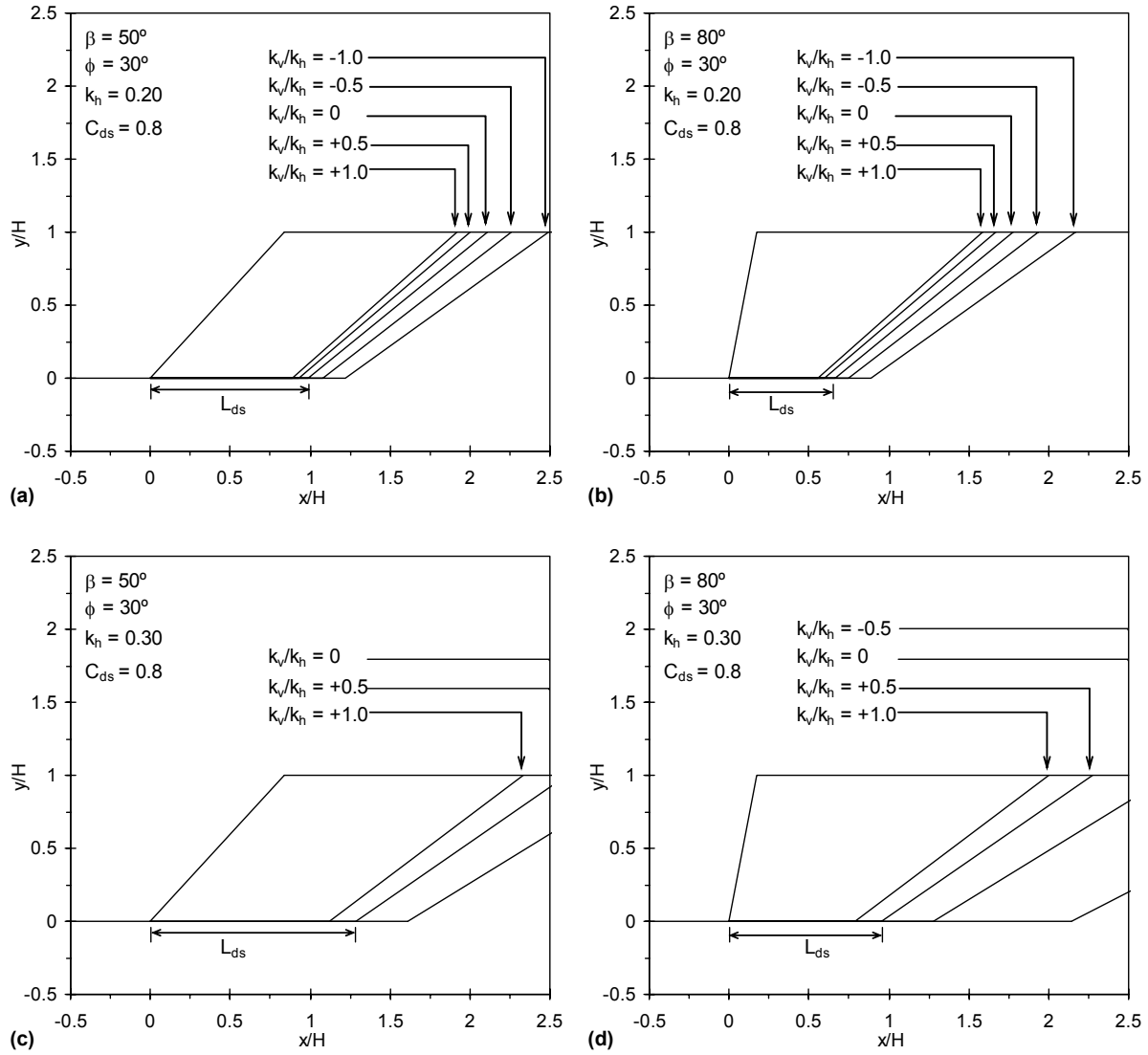


Figura 4.41 – Efeito do coeficiente sísmico k_v sobre a superfície potencial de deslizamento pela base (ϕ = 30º): a) β = 50º e k_h = 0,20; b) β = 80º e k_h = 0,20; c) β = 50º, e k_h = 0,30; d) β = 80º e k_h = 0,30.

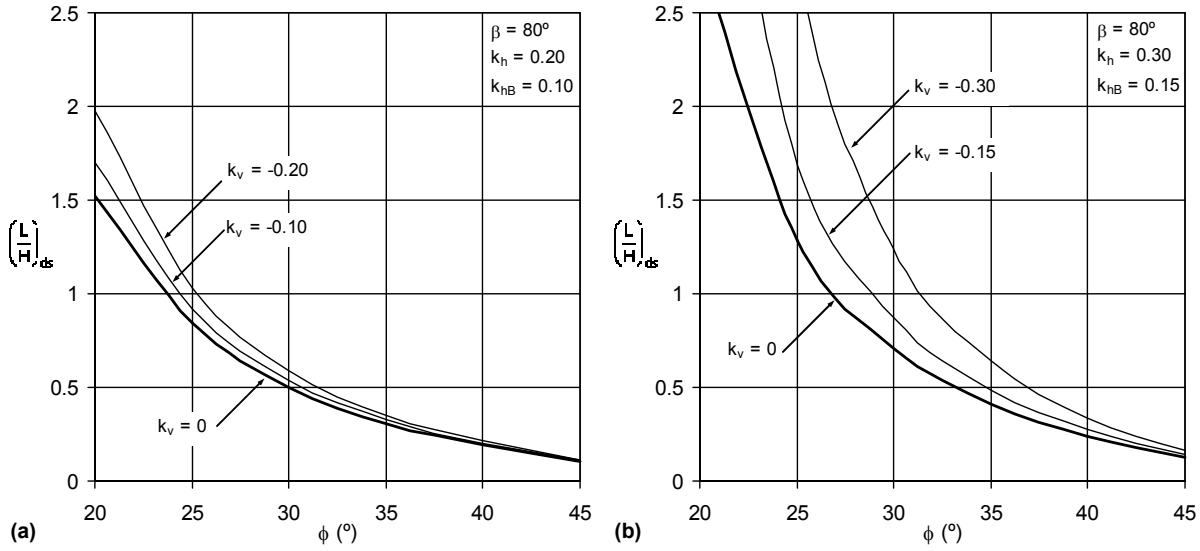


Figura 4.42 – Comprimento mínimo L_{ds} considerando metade da força de inércia horizontal que solicita o bloco de solo reforçado (C_{ds} = 0,8) num talude com β = 80º: a) k_h = 0,20; b) k_h = 0,30.

metade da força de inércia horizontal que solicita o bloco de solo reforçado (bloco B na Figura 4.5). Tendo em consideração que o comprimento mínimo dos reforços é condicionado pela ocorrência de forças de inércia verticais ascendentes ($k_v < 0$), optou-se por apresentar na Figura 4.42 apenas os resultados referentes a essa situação. Como seria de esperar, o comprimento mínimo L_{ds} reduz-se de forma considerável quando se considera apenas metade da força de inércia horizontal. Exemplificando, para um aterro construído com material de ângulo de atrito igual a 30º, caso seja provável que a aceleração sísmica possa ser traduzida pelos coeficientes sísmicos $k_v = -k_h = -0{,}30$, o comprimento mínimo do reforço para que se verifique a estabilidade em relação ao escorregamento pela base é cerca de 7 vezes inferior ao valor que seria exigido caso se admitisse a totalidade da força de inércia horizontal.

A generalidade das entidades norte-americanas (*FHWA*, *AASHTO*, *NCMA*) considera que deve desprezar-se a componente vertical da aceleração sísmica para efeitos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com recurso aos métodos pseudo-estáticos. Porém, dado que se baseou a redução da força de inércia, que solicita o bloco de solo reforçado, nas indicações deste organismo, apresenta-se no Quadro 4.5 uma comparação dos valores de L_{ds} para uma estrutura com 6 m de altura e inclinação de face igual a 80º determinados utilizando o método proposto pela FHWA (2001), incluindo as forças de inércia verticais, com os valores determinados através do programa de cálculo, considerando as forças de inércia horizontais na sua totalidade ou apenas metade da força de inércia horizontal no bloco de solo reforçado.

Quadro 4.5 – Comparação entre os resultados obtidos para o comprimento L_{ds} seguindo as indicações da *FHWA* e utilizando o programa desenvolvido - estrutura com β = 80º e 6 m de altura.

ϕ (º)	k_h (g)	k_v (g)	L_{ds} (m) (*)		
			FHWA (**)	Figura 4.42 (***)	Figura 4.40 (***)
30	0,20	-0,10	4,05	4,30	7,05
		-0,20	4,45	4,80	8,90
	0,30	-0,15	5,55	7,50	-
		-0,30	6,75	11,75	-
40	0,20	-0,10	1,65	1,65	2,00
		-0,20	1,95	1,75	2,20
	0,30	-0,15	3,10	2,35	3,75
		-0,30	3,70	3,05	6,55

(*) múltiplo de 5 cm
(**) utilizou-se o método proposto pela *FHWA* considerando $k_v \neq 0$ (notar que o método proposto pela *FHWA* admite $k_v = 0$)
(***) adoptando coeficientes parciais de segurança, isto é, $\phi_d = \text{arctg}(\text{tg}\phi/1{,}1)$

A análise do Quadro 4.5 permite concluir que, para valores do ângulo de atrito do material de aterro de 30º, o método que se propôs para a determinação de L_{ds} é ainda mais conservativo que o recurso ao dimensionamento com base em coeficientes globais de segurança proposto pela *FHWA*. No entanto, a tendência inverte-se quando o solo de aterro é mais resistente (ϕ = 40º).

Tal como se verificou na determinação de L_{ds} desprezando a contribuição das forças de inércia verticais (ponto 3.4.7.2.2), nos casos em que os resultados não são satisfatórios, o deslizamento pela base não será, em princípio, o mecanismo de rotura que condiciona o comprimento mínimo dos reforços.

Sobre a consideração da componente vertical da aceleração sísmica, no dimensionamento de estruturas de solo reforçado, com recurso a métodos pseudo-estáticos, interessa referir vários aspectos. Primeiro não é muito provável que as duas componentes da aceleração sísmica atinjam os seus valores de pico simultaneamente, pelo que, a escolha do coeficiente sísmico vertical a utilizar no dimensionamento deve ser criteriosa. Sendo os sismos eventos de natureza transitória, deve ter-se em consideração que existem situações em que é possível permitir a ocorrência de deslocamentos que possam ser considerados admissíveis, estimados com base nos métodos de avaliação dos deslocamentos, baseados na Teoria de Newmark, ou com recurso a modelos numéricos. Assim, nas situações de projecto em que se preveja a possibilidade de ocorrência de componentes verticais de aceleração sísmica significativas, a determinação do comprimento dos reforços, particularmente no que se refere ao potencial deslizamento pela base, deve ser avaliada criteriosamente para evitar o elevado conservadorismo do dimensionamento deste tipo de estruturas.

4.5 EQUAÇÕES APROXIMADAS PARA O CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE IMPULSO

4.5.1 Coeficientes de impulso para condições estáticas de carregamento

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos é efectuado, regra geral, com recurso a ábacos de dimensionamento semelhantes aos apresentados nos pontos anteriores. Com o objectivo de simplificar a determinação do coeficiente de impulso, K_{req}, e tornar prática a sua utilização, desenvolveram-se expressões aproximadas, que permitem estimar, com uma margem de erro reduzida, os valores obtidos para este coeficiente através dos métodos de equilíbrio limite. Embora se tenham desenvolvido expressões, ligeiramente distintas, para os valores do coeficiente de impulso determinado com base no mecanismo de rotura biplanar e no mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, optou-se por apresentar apenas a expressão para o mecanismo mais desfavorável.

De acordo com a Teoria de Coulomb, o coeficiente de impulso activo numa estrutura de suporte de terras com inclinação da face, β, em que o solo apresenta ângulo de atrito ϕ e o ângulo de atrito na interface solo-paramento é igual a δ (Figura 4.43), pode determinar-se através da equação:

$$K_a^{Coulomb} = \frac{\operatorname{sen}^2(\beta - \phi)}{\operatorname{sen}^2\beta \operatorname{sen}(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}\phi \operatorname{sen}(\phi + \delta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}(\beta + \delta)}}\right]^2} \tag{4.14}$$

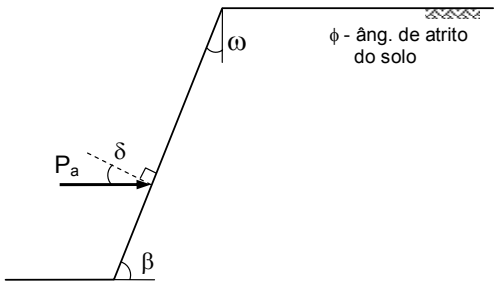


Figura 4.43 – Definição dos ângulos intervenientes no cálculo do coeficiente de impulso.

No caso particular das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, o somatório dos esforços absorvidos pelos diversos níveis de reforço deve igualar o impulso de terras. Considerando que os reforços se encontram dispostos horizontalmente, parece razoável que se considere que o impulso de terras é também horizontal. Assim o ângulo δ, definido na Figura 4.43, deve considerar-se igual a 90º-β. Substituindo δ = 90º-β na Equação (4.14), obtém-se a seguinte equação para o coeficiente de impulso:

$$K_{req}^{Coulomb} = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \phi)}{\text{sen}\beta\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}\phi\cos(\beta - \phi)}{\text{sen}\beta}}\right)} \right]^2 \tag{4.15}$$

Nas situações em que o ângulo da inclinação da face, β, se afasta dos 90º, pelo facto de fornecer resultados que não estão do lado da segurança, a equação anterior não é directamente aplicável ao cálculo do coeficiente, K_{req}. Aplicando um coeficiente de correcção à equação anterior, função da inclinação da face, β, e do ângulo de atrito do solo, ϕ, é possível estimar os valores de K_{req}, determinados através do programa de cálculo, admitindo um mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica e uma distribuição triangular de tensões, através da equação aproximada:

$$K_{req}^{aprox} = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \phi)}{\text{sen}\beta\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}\phi\cos(\beta - \phi)}{\text{sen}\beta}}\right)} \right]^2 \times \left[1 + \frac{(\cos\beta)^{1,7}}{\text{sen}\beta}\cos(\beta - \phi) \right] \tag{4.16}$$

No Quadro 4.6 comparam-se os valores dos coeficientes de impulso de terras, K_{req}, determinados através do programa de cálculo desenvolvido e representados na Figura 4.21a (mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica - distribuição triangular), com os valores determinados através da Equação (4.16). Apresentam-se ainda os coeficientes de determinação, r^2, relativos ao ajuste entre os valores.

Para facilitar a comparação entre resultados, nomeadamente ter a noção da diferença entre os valores, os coeficientes de impulso apresentados no Quadro 4.6 encontram-se reproduzidos na Figura 4.44.

Analisando o Quadro 4.6 e a Figura 4.44 constata-se que os valores de K_{req} obtidos pela equação aproximada são praticamente coincidentes com os valores determinados através do programa de cálculo, e estes últimos, como se viu em 4.4.5, muito próximos de valores publicados por outros autores. Conclui-se, assim, que a Equação (4.16) constitui uma boa aproximação para o cálculo do coeficiente de impulso, K_{req}, a utilizar no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob condições estáticas de carregamento.

4.5.2 Coeficientes de impulso para condições sísmicas de carregamento

O coeficiente de impulso em condições de carregamento sísmico é, habitualmente, determinado, em estruturas com inclinação de face, β, entre 70º e 90º, recorrendo à Teoria de Mononobe-Okabe. Alguns dos regulamentos ou dos códigos referidos no Capítulo 3, sugerem claramente a sua utilização. Porém, com o decréscimo da inclinação da face, esta teoria tende a subestimar os

Quadro 4.6 - Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.16).

K_{req}	β (º)	ϕ (º)					
		20	25	30	35	40	45
Programa de cálculo	40	0,188	0,104	0,049	0,015	-	-
	50	0,241	0,159	0,100	0,058	0,028	0,009
	60	0,285	0,206	0,146	0,099	0,064	0,037
	70	0,332	0,255	0,193	0,143	0,103	0,071
	80	0,394	0,316	0,251	0,196	0,151	0,112
	90	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172
Equação aproximada	40	0,187	0,098	0,041	0,010	-	-
	50	0,248	0,163	0,099	0,053	0,023	0,005
	60	0,292	0,213	0,150	0,100	0,062	0,034
	70	0,335	0,260	0,197	0,146	0,104	0,070
	80	0,395	0,318	0,253	0,198	0,152	0,113
	90	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172
r^2		0,999	0,998	0,998	0,999	0,999	0,999

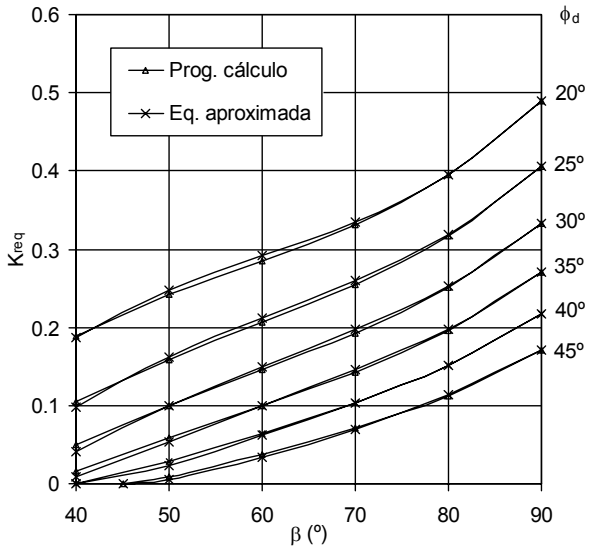


Figura 4.44 – Comparação dos coeficientes de impulso, K_{req}, obtidos através do programa de cálculo e da equação aproximada (4.16).

valores do coeficiente de impulso. Assim, tal como se procedeu para a determinação de K_{req} em condições estáticas, aplicando um coeficiente de correcção à equação proposta por Mononobe-Okabe é possível estimar o coeficiente de impulso para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado em condições de carregamento sísmico com uma boa aproximação, através da equação:

$$K_{req}^{aprox} = (1 \pm k_v) \times \left[1 + \frac{(\cos\beta)^{1,7}}{\text{sen}\beta} \cos(\beta - \phi + 5\theta - 0{,}1\theta^2) \right] \times K_{ae}^{M-O} \qquad (4.17)$$

onde k_v é o coeficiente sísmico vertical, β é o ângulo que a face da estrutura faz com a horizontal, ϕ é o ângulo de atrito do solo de aterro, θ é o ângulo sísmico de inércia e K_{ae}^{M-O} é o coeficiente de impulso activo sísmico, determinado de acordo com a teoria de Mononobe-Okabe, admitindo o ângulo $\delta = 90º-\beta = \omega$.

Em relação aos ângulos que definem a inclinação da face da estrutura, interessa alertar para o facto de, na bibliografia que aborda o dimensionamento de muros, isto é, estruturas com face aproximadamente vertical, a inclinação da face ser definida, regra geral, a partir do desvio com a vertical (ângulo ω na Figura 4.43), sendo o ângulo β atribuído à inclinação do terrapleno com a horizontal. No entanto, na bibliografia referente a taludes, a inclinação da face é definida habitualmente através do ângulo que esta faz com a horizontal (ângulo β na Figura 4.43). Neste trabalho, em especial no Capítulo 3, para evitar alterar a apresentação das equações propostas pelos diversos regulamentos, tentou contornar-se esta dupla atribuição de β explicando, sempre que se julgou necessário, a sua definição.

No cálculo do coeficiente de impulso activo sísmico pela teoria de Mononobe-Okabe, K_{ae}^{M-O}, necessário para a aplicação da Equação (4.17), deve ser tido em consideração o aspecto referido no parágrafo anterior, dado que a expressão deste coeficiente surge, tradicionalmente, na bibliografia em função do ângulo ω, estando o ângulo β atribuído à definição da inclinação do terrapleno com a horizontal.

No Quadro 4.7 comparam-se os valores do coeficiente de impulso, K_{req}, obtidos através do programa de cálculo e recorrendo à equação aproximada (4.17), considerando a acção sísmica traduzida pelo coeficiente $k_h = 0,20$, variando o ângulo de atrito do material de aterro entre 20º e 45º e a inclinação da face da estrutura entre 40º e 90º. Na última linha do quadro indicam-se os valores do coeficiente de determinação, r^2, para cada valor do ângulo de atrito.

Quadro 4.7 – Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.17) para $k_h = 0,20$ e $k_v = 0$.

K_{req}	β (º)	ϕ (º)					
		20	25	30	35	40	45
Programa de cálculo	40	0,426	0,278	0,174	0,102	0,052	0,019
	50	0,453	0,317	0,221	0,150	0,097	0,058
	60	0,481	0,357	0,265	0,195	0,140	0,096
	70	0,523	0,407	0,317	0,246	0,188	0,140
	80	0,587	0,476	0,386	0,312	0,250	0,197
	90	0,672	0,564	0,473	0,395	0,328	0,270
Equação aproximada	40	0,449	0,291	0,181	0,102	0,047	0,014
	50	0,451	0,323	0,228	0,155	0,099	0,057
	60	0,468	0,355	0,269	0,200	0,145	0,100
	70	0,517	0,402	0,318	0,249	0,192	0,145
	80	0,586	0,476	0,386	0,312	0,251	0,199
	90	0,672	0,564	0,473	0,396	0,328	0,270
r^2		0,982	0,997	0,999	0,999	0,999	0,999

Com excepção de alguns valores do coeficiente K_{req} em aterros construídos com solo de reduzida resistência (ϕ = 20-25º), a equação aproximada fornece resultados ligeiramente superiores aos obtidos com o programa de cálculo. Incluem-se também na excepção os valores de K_{req} para aterros de reduzida inclinação, construídos com materiais de elevada resistência ao corte, para os quais a resistência exigida ao sistema de reforço, mesmo considerando o efeito da acção sísmica, é muito baixa. Mesmo para o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo igual a 20º, em que o coeficiente de determinação, r^2, é mais baixo, pode admitir-se que a Equação (4.17) constitui uma boa aproximação para o cálculo de K_{req} em condições de carregamento sísmico.

Para avaliar a aplicabilidade da equação aproximada (4.17) aos casos em que se pretende considerar o efeito da componente vertical da aceleração sísmica, comparam-se no Quadro 4.8 os coeficientes de impulso obtidos com o programa de cálculo e os valores obtidos pela equação aproximada, admitindo que a acção sísmica pode traduzir-se por k_h = 0,30 e k_v = 0,15. Tal como se referiu anteriormente, a equação aproximada perde alguma eficiência para materiais de aterro de reduzida resistência ao corte. Porém, admite-se que mesmo nesses casos a aproximação é razoável e do lado da segurança.

Quadro 4.8 - Comparação entre os valores de K_{req} obtidos com o programa de cálculo e com a equação aproximada (4.17) para k_h = 0,30 e k_v = 0,15.

K_{req}	β (º)	ϕ (º)					
		20	25	30	35	40	45
Programa de cálculo	40	0,627	0,411	0,264	0,163	0,092	0,044
	50	0,647	0,449	0,315	0,218	0,146	0,092
	60	0,675	0,492	0,366	0,271	0,198	0,140
	70	0,721	0,551	0,429	0,334	0,257	0,195
	80	0,789	0,630	0,510	0,414	0,334	0,267
	90	0,871	0,725	0,608	0,510	0,426	0,353
Equação aproximada	40	0,664	0,432	0,279	0,169	0,091	0,039
	50	0,635	0,450	0,323	0,227	0,152	0,095
	60	0,651	0,481	0,366	0,277	0,205	0,147
	70	0,718	0,548	0,426	0,335	0,262	0,201
	80	0,789	0,630	0,511	0,414	0,334	0,268
	90	0,871	0,725	0,608	0,510	0,426	0,353
r^2		0,953	0,992	0,998	0,999	0,999	0,999

Na Figura 4.45 compara-se a evolução dos valores do coeficiente de impulso, K_{req}, com a inclinação da face da estrutura e com o ângulo de atrito do material de aterro, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,10, a 0,20, a 0,25 e a 0,30. A análise desta figura permite concluir de igual forma sobre a boa aproximação dos resultados.

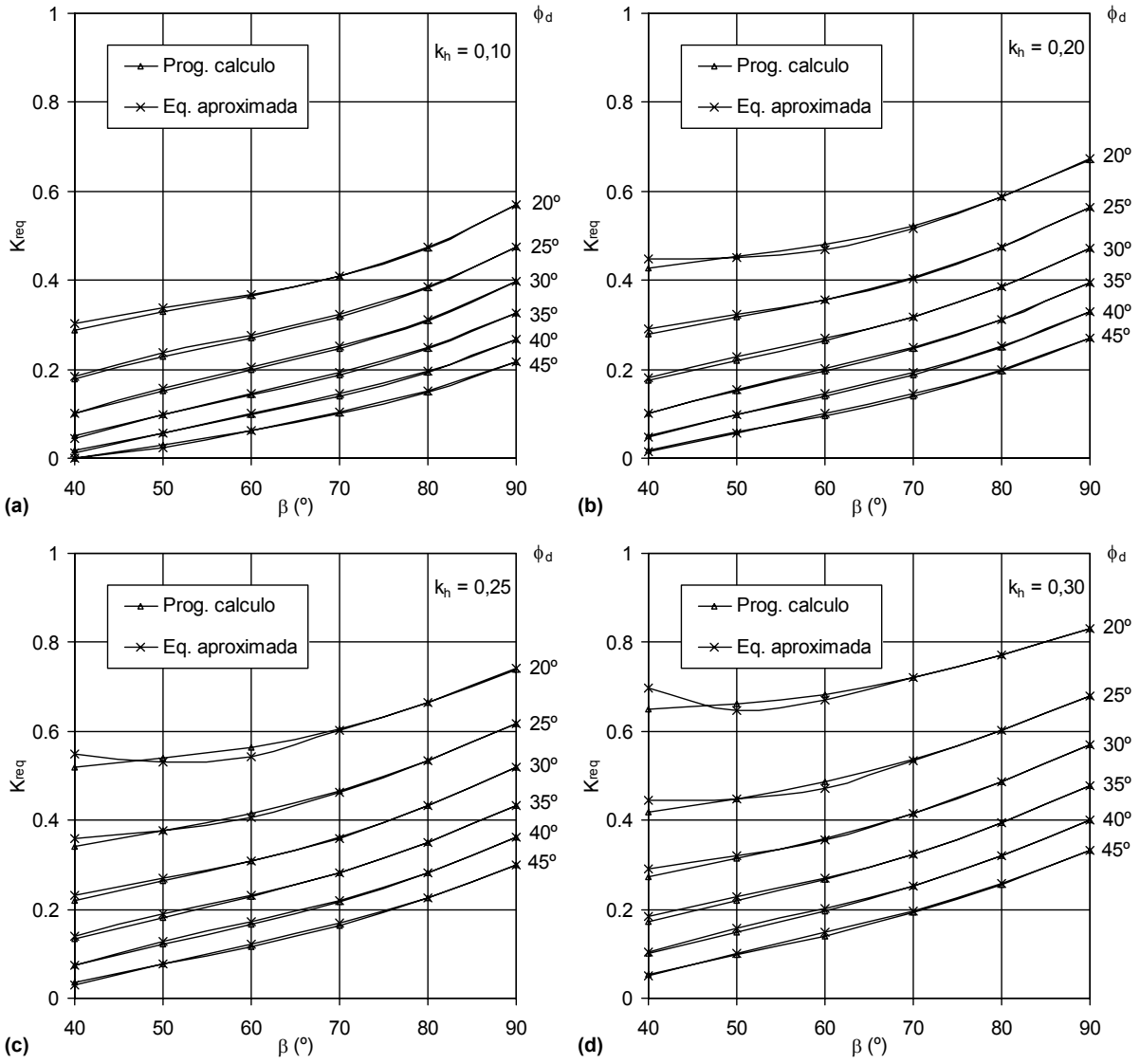


Figura 4.45 - Comparação dos coeficientes de impulso, K_{req}, obtidos através do programa de cálculo e da equação aproximada (4.17): a) k_h = 0,10; b) k_h = 0,20; c) k_h = 0,25; d) k_h = 0,30.

4.6 PROPOSTA PARA UM MÉTODO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O estudo paramétrico, apresentado nos pontos anteriores, evidenciou que existem diversos factores que afectam a resistência e o comprimento exigidos aos reforços. Não obstante essa evidência, sentiu-se que seria oportuno apresentar neste trabalho um método expedito de pré-dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos.

Para cada nível de reforço, i, localizado à profundidade z_i, o valor de cálculo da seu esforço resistente à tracção, $T_{d,i}$, deve obedecer à seguinte equação:

$$T_{d,i} \geq K_{req} \gamma z_i S_{v,i} \tag{4.18}$$

onde $S_{v,i}$ é a altura de influência ou espaçamento vertical entre reforços para o nível de reforço i e K_{req} o coeficiente de impulso de terras determinado através das equações aproximadas (4.16) ou (4.17), utilizando o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo.

Propõe-se que o comprimento do reforço seja estimado, em fase de pré-dimensionamento, de acordo com o seguinte esquema:

$$\beta \geq 70° \begin{cases} \frac{L}{H} = 0{,}7 & \phi_d \geq 25° \\ \frac{L}{H} = 0{,}8 & \phi_d < 25° \end{cases}$$

$$30° \leq \beta < 70° \begin{cases} \frac{L}{H} = 4{,}2 - 0{,}05\beta + 0{,}07\phi_d \times (0{,}025\beta - 1{,}75) & \phi_d \geq 25° \\ \frac{L}{H} = 4{,}125 - 0{,}0475\beta + 0{,}07\phi_d \times (0{,}025\beta - 1{,}75) & \phi < 25° \end{cases} \quad (4.19)$$

onde β é a inclinação da face da estrutura e ϕ_d é o valor de cálculo do ângulo de atrito do material de aterro, ambos em graus.

As Equações (4.19) são envolventes dos valores mínimos do comprimento do reforço determinados com base na análise de equilíbrio global e na segurança em relação ao deslizamento pela base, para condições estáticas de dimensionamento. Inclui-se nestas equações as recomendações de diversas entidades (*FHWA*, *AASHTO*, *NCMA*, *BSI*), no que diz respeito ao comprimento mínimo dos reforços no caso dos muros, que, independentemente do valor do ângulo de atrito do material de aterro, sugerem que seja maior ou igual 0,7H.

No Quadro 4.9 comparam-se os valores do comprimento dos reforços, sob a forma adimensional, L/H, estimados a partir das Equações (4.19) com o máximo dos valores determinados tendo em consideração o equilíbrio global e a segurança em relação ao deslizamento pela base, de acordo com o apresentado em 4.4.6. Saliente-se, de novo, que as Equações (4.19) são envolventes e não pretendem ser equações que forneçam valores aproximados do comprimento dos reforços determinados recorrendo às análises de equilíbrio limite.

Na definição das equações envolventes considerou-se o coeficiente de interacção de corte directo, C_{ds}, para avaliar a estabilidade em relação ao deslizamento pela base, igual a 0,8. Caso esse coeficiente seja inferior a 0,8, as Equações (4.19) podem deixar de ser envolventes, devendo avaliar-se, cuidadosamente, a segurança em relação ao deslizamento pela base.

Quadro 4.9 - Comparação entre os valores de L/H obtidos pela envolvente definida através das Equações (4.19) e pelo programa de cálculo.

L/H	ϕ (°)	β (°)					
		40	50	60	70	80	90
Equações (4.19)	25	0,89	0,83	0,76	0,70	0,70	0,70
	30	0,63	0,65	0,68	0,70	0,70	0,70
	35	0,36	0,48	0,59	0,70	0,70	0,70
	40	-	0,30	0,50	0,70	0,70	0,70
Max (Fig.4.13a; Fig. 4.15)	25	0,87	0,77	0,64	0,64	0,66	0,68
	30	0,53	0,54	0,50	0,52	0,56	0,60
	35	0,29	0,37	0,40	0,42	0,47	0,53
	40	-	0,27	0,31	0,34	0,40	0,47

4.7 APLICAÇÃO DO PROGRAMA DESENVOLVIDO A UMA ESTRUTURA REAL

A finalizar este capítulo apresenta-se a aplicação do programa de cálculo desenvolvido à análise do desempenho de uma estrutura real durante o sismo de Northridge, que ocorreu nos Estados Unidos, em 1994.

O muro em análise, designado como "*Gould Wall*" é um muro com face em blocos, de 4,6 m de altura máxima e de 1/16 de inclinação de face, com 11 níveis de geogrelhas, de poliéster, de 3,6 m de comprimento. Segundo o relato de Sandri (1997b), este muro, que serve de suporte a uma estrada de acesso a uns tanques de armazenamento de água, está localizado a cerca de 35 km do epicentro do sismo, tendo este autor estimado que o valor de pico da aceleração horizontal naquele local tenha sido da ordem de 0,3g. Num levantamento efectuado após a ocorrência do sismo de Northridge, Sandri relata serem visíveis fissuras, com abertura da ordem dos 6 mm, que surgiam de forma intermitente junto ao limite da massa de solo reforçado (Figura 4.46). Apesar de, segundo o mesmo autor, o dimensionamento deste muro não ter contemplado condições sísmicas de carregamento, o seu desempenho durante o sismo foi excelente.

O "*Gould Wall*" tem sido usado por outros autores (Bathurst & Cai, 1995; Ling *et al.*, 1997; Ling & Leshchinsky, 2005) para avaliar a aplicação dos métodos pseudo-estáticos às estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Bathurst & Cai (1995) apresentam valores para diversos coeficientes de segurança (deslizamento pela base, derrubamento, rotura por falta de resistência dos reforços, arranque, estabilidade da face, etc) determinados de acordo com as especificações da *NCMA*, admitindo o coeficiente sísmico horizontal igual à aceleração máxima estimada (k_h = 0,3) e igual ao valor médio da aceleração, determinado com base na interpretação de acelerogramas do sismo em causa, k_h = 0,12. Com excepção do coeficiente de segurança em relação à rotura por falta de resistência dos reforços, que para um dos níveis resultou inferior à unidade, todos os restantes coeficientes de segurança cumpriam os valores mínimos recomendados pela *NCMA*, mesmo admitindo k_h = 0,3.

A Figura 4.46 ilustra as superfícies potenciais de rotura (estabilidade interna) determinadas com o programa desenvolvido, admitindo o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0 (condições estáticas), 0,12 e 0,30 e a superfície de deslizamento pela base, a que corresponde um coeficiente de segurança unitário para k_h = 0,30. Verifica-se que a superfície potencial de rotura para o valor de k_h que Bathurst & Cai (1995) estimaram como valor médio (k_h = 0,12) intersecta a superfície do terreno numa localização muito próxima das fissuras observadas no terrapleno. No entanto, considera-se que as fissuras podem também ser justificadas pelo facto do coeficiente de segurança em relação ao deslizamento pela base ser muito próximo da unidade (FS_e = 1,02), quando se considera k_h = 0,30 e se admite que o peso dos blocos de face é igual ao peso do solo. Como se pode observar, o comprimento dos reforços é praticamente coincidente com o valor mínimo necessário à estabilidade em relação ao deslizamento pela base (sem introdução de qualquer coeficiente de segurança).

No Quadro 4.10 apresentam-se os valores dos comprimentos mínimos e do esforço resistente exigido aos reforços no dimensionamento em condições estáticas, sem introdução de qualquer coeficiente de segurança (f_m = 1,0) e aplicando um coeficiente parcial, f_m = 1,25, sobre a tangente do ângulo de atrito do solo, bem como, considerando o coeficiente sísmico horizontal igual a 0,12 e 0,30.

Tendo em consideração que este muro não foi dimensionado para condições de carregamento sísmico, o comprimento dos reforços, L = 3,60 m, é bastante superior ao valor mínimo determinado com recurso aos métodos de equilíbrio limite. Porém, relembre-se que diversas entidades, em particular norte-americanas, consideram que o comprimento dos reforços em muros de solo

reforçado com geossintéticos deve ser superior a 0,7H. Isto significa que, neste caso, o comprimento mínimo dos reforços seria de 3,22 m.

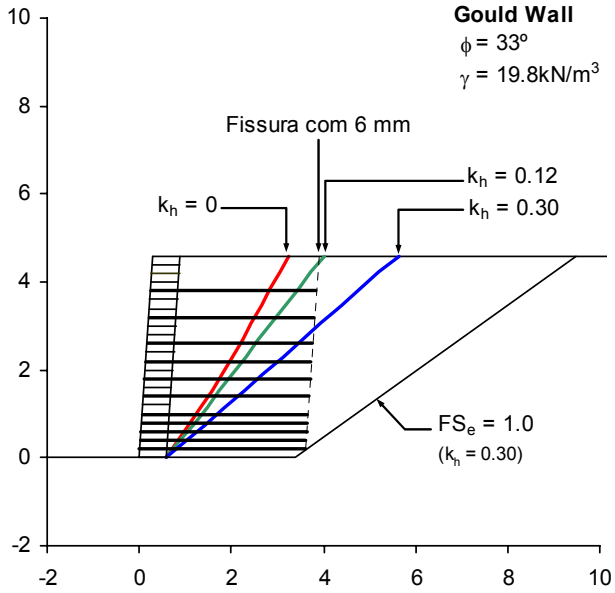


Figura 4.46 – Geometria do muro "*Gould Wall*" e superfícies potenciais de rotura para diferentes valores de k_h.

Quadro 4.10 – Comprimento e esforço resistente exigidos aos reforços para o "*Gould Wall*".

Coeficientes sísmicos e coeficientes parciais de segurança		$k_h = 0$ $f_m = 1,0$	$k_h = 0$ $f_m = 1,25$	$k_h = 0,12$ $f_m = 1,0$	$k_h = 0,30$ $f_m = 1,0$
Comprimento dos reforços, L (m)	Equilíbrio global(*)	2,50	2,95	3,20	4,90
	Deslizamento pela base $C_{ds} = 0,8$	0,80	1,40	1,30	3,40
T_{max} (kN/m)(**)	Distribuição triangular	6,87 (1)	8,70 (1)	8,73 (1)	12,56 (1)
	Proposta de Bathurst & Cai	-	-	8,33 (11)	19,01 (11)
$\sum T_i$ (kN/m)		56,7	71,8	72,0	103,5

(*) admitindo tensões disponíveis com distribuição triangular
(**) o valor dentro de parêntesis corresponde ao nível de reforço onde ocorre T_{max} a contar da base.

O comprimento mínimo, determinado com base em considerações de equilíbrio global, em condições sísmicas, é, como se referiu em 4.4.7.2.2, demasiado conservativo. Neste caso, para ser comparável com o valor determinado em condições estáticas, o comprimento foi determinado considerando uma distribuição triangular de tensões disponíveis, que, como já se referiu, se afasta do que se admite ser a realidade. Note-se, porém, que o comprimento mínimo determinado assumindo a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) seria ainda superior. Pelo comportamento evidenciado por esta estrutura, durante o sismo de Northridge, pode concluir-se que a determinação do comprimento dos reforços com base no equilíbrio global, em condições de carregamento sísmico, é muito conservativa.

Em termos do comprimento mínimo necessário à estabilidade em relação ao deslizamento pela base verifica-se, como se referiu anteriormente e tal como está representado na Figura 4.46, que o valor correspondente à situação de equilíbrio limite (coeficientes de segurança unitários) é

muito próximo do comprimento real. Assim, poderá dizer-se que, de acordo com o método pseudo-estático implementado no programa desenvolvido, desprezando a situação de equilíbrio global para o valor máximo da aceleração, o muro é estável para k_h = 0,30. Este facto é comprovado pelo seu bom desempenho.

Relativamente aos esforços instalados nos reforços, apresenta-se no Quadro 4.10 os valores máximos e dentro de parêntesis o nível de reforço onde ocorrem. Mesmo tendo em atenção que o espaçamento entre reforços é crescente em altura, considerando que as tensões que os reforços devem absorver aumentam linearmente em profundidade (distribuição triangular), o nível de reforço mais esforçado é o nível de reforço inferior. Contrariamente, caso se admita a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) o nível mais solicitado será o nível superior.

Verifica-se que o somatório dos esforços resistentes mínimos de todos os reforços, quando se considera k_h = 0,12, é muito próximo do valor obtido em condições estáticas, admitindo o coeficiente parcial de segurança f_m = 1,25. Este somatório aumenta, de forma considerável, quando se considera o valor máximo da aceleração. Como os valores máximos da aceleração sísmica actuam em períodos de tempo muito reduzidos, a escolha do coeficiente sísmico a adoptar no dimensionamento é um factor de grande importância.

Dado que a resistência dos reforços instalados no muro não é conhecida, é difícil tirar conclusões sobre o facto da resistência disponibilizada ser ou não suficiente para absorver os valores máximos determinados e apresentados no Quadro 4.10. Bathurst & Cai (1995) consideraram na sua análise que a resistência nominal dos reforços era de 35,5 kN/m e o valor de cálculo de 8,3 kN/m. Considera-se que este valor de cálculo se refere ao valor para condições estáticas de carregamento, devendo o valor de cálculo da resistência dos reforços ser considerado superior caso de despreze, como é sugerido pela *FHWA* e pela *NCMA*, o factor de redução da resistência referente à rotura em fluência.

4.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo paramétrico apresentado neste capítulo, evidenciou que existem alguns factores com influência no esforço resistente e no comprimento que, de acordo com o dimensionamento baseado em métodos de equilíbrio limite, os reforços devem apresentar. Da comparação dos resultados obtidos no estudo paramétrico efectuado com valores publicados na bibliografia pode concluir-se sobre a boa concordância entre eles.

O dimensionamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos, recorrendo a métodos pseudo-estáticos, pode conduzir a valores do comprimento dos reforços intoleráveis sob o ponto de vista prático. Refira-se, a este propósito, que o documento publicado pela *NCMA* (Bathurst – NCMA, 1998) alerta mesmo para a necessidade de considerar as forças de inércia horizontais inferiores ao produto k_hW, em especial no dimensionamento externo, para que as dimensões resultantes possam ser consideradas razoáveis.

O dimensionamento para condições sísmicas deve representar um compromisso entre a resistência e o comprimento dos reforços. Devido ao conservadorismo dos métodos de dimensionamento e à natureza transitória das solicitações sísmicas, julga-se que os valores do comprimento dos reforços, por vezes demasiado elevados, podem não ser efectivamente necessários para o bom desempenho das estruturas, quando solicitadas por acções sísmicas.

Relativamente ao efeito do coeficiente sísmico vertical, k_v, sobre a resistência exigida ao sistema de reforço, deve referir-se que é necessário ter em consideração que, em taludes de média

a reduzida inclinação quando $k_h > 0,30$, a consideração de uma força de inércia vertical ascendente pode exigir um acréscimo significativo da resistência. Assim, nas situações em que seja de prever a possibilidade de ocorrência de componentes verticais da aceleração sísmica, de valor significativo, este aspecto deve ser tido em conta.

Com o programa de cálculo desenvolvido foi possível ainda justificar o bom desempenho de uma estrutura real durante o sismo de Northridge.

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com este capítulo pretende-se avaliar os factores ou as características dos diferentes elementos que compõem um muro de solo reforçado com geossintéticos, que têm maior influência sobre o seu comportamento no final da construção. Apresenta-se um estudo paramétrico referente à simulação da construção da estrutura, analisando factores, tais como, o tipo de apoio do painel de face, o método construtivo, a rigidez e o comprimento do reforço, a altura da estrutura, a rigidez à flexão do painel de face, o ângulo de atrito do material de aterro e as características da interface solo-reforço.

Atendendo à diversidade de factores que podem controlar o comportamento dos muros reforçados com geossintéticos, tiveram de ser tomadas algumas opções no que diz respeito ao estudo paramétrico. Assim, o estudo paramétrico apresentado envolve apenas muros com painel de face contínuo, terrapleno horizontal, solo de fundação competente, ausência de sobrecargas, material de aterro de natureza puramente friccional.

Para o estudo paramétrico, que se apresenta, utilizou-se o programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua* – (Itasca 2002) que é frequentemente utilizado na análise de problemas geotécnicos.

5.2 CALIBRAÇÃO DO PROGRAMA FLAC PARA A MODELAÇÃO DE MUROS REFORÇADOS

5.2.1 Generalidades

Previamente à realização do estudo paramétrico e com o intuito de comprovar que os resultados das modelações numéricas, de muros reforçados com geossintéticos, efectuadas com recurso ao programa de diferenças finitas, *FLAC*, fornecem resultados similares aos obtidos com o método dos elementos finitos, apresenta-se a modelação numérica de um muro referenciado na bibliografia (Rowe & Ho 1998). Optou-se pela comparação com uma análise numérica efectuada por outros autores, em detrimento de estudos experimentais relatados na bibliografia, por um lado, devido ao detalhe da caracterização dos materiais envolvidos e da própria sequência construtiva, nem sempre apresentados na descrição de trabalhos experimentais, e, por outro lado, para garantir que o programa de diferenças finitas *FLAC* fornece resultados similares aos obtidos com o MEF, este último com ampla utilização na modelação numérica deste tipo de estruturas.

Além destes dois aspectos, é necessário ter em consideração que estas estruturas resultam da colocação sucessiva de camadas de aterro, sendo difícil modelar numericamente estudos experimentais ou muros construídos à escala real, dado que os deslocamentos apresentados são relativos a uma determinada leitura de referência, que habitualmente não é identificada.

Bathurst & Hatami (1998b) apresentam também a comparação entre a utilização do *FLAC* e os resultados apresentados por Rowe & Ho (1997), existindo, no entanto, algumas distinções entre as diferentes modelações.

Rowe & Ho (1998) efectuaram as suas análises em estado plano de tensão, com recurso a um programa de elementos finitos, designado por *AFENA*, onde introduziram algumas alterações para que este se adaptasse à modelação numérica de muros de solo reforçado. Trata-se de um muro, com painel de face contínuo, de 6 m de altura, com seis níveis horizontais de reforço de 4,25 m de comprimento, assente numa fundação rígida (Figura 5.1).

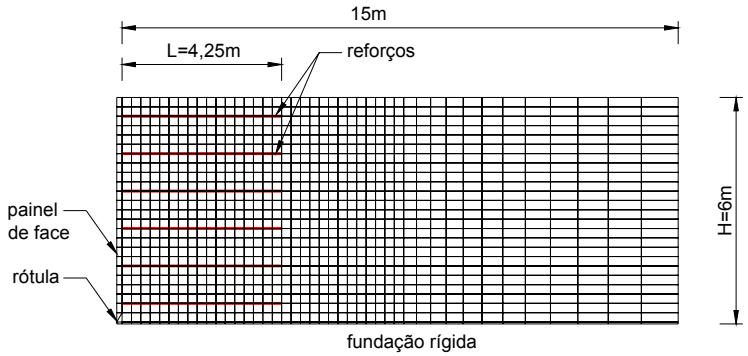


Figura 5.1 – Malha de diferenças finitas relativa ao exemplo numérico apresentado por Rowe & Ho (1998).

Admitiram que o solo era de natureza puramente friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a uma lei de fluxo não associado. O painel de face foi considerado com comportamento elástico e a estrutura apoiada numa fundação rígida. O muro foi construído em 24 camadas de aterro e, durante a construção, foi impedido que o painel de face se movimentasse na direcção horizontal. Após a conclusão do aterro, os suportes foram retirados, sequencialmente, do topo para a base (construção escorada).

No Quadro 5.1 apresenta-se um resumo das principais características e dos parâmetros do exemplo numérico que se apresenta.

Quadro 5.1 – Parâmetros caracterizadores do exemplo numérico apresentado por Rowe & Ho (1998).

Parâmetro	Símbolo	Valores
Altura (m)	H	6
Comprimento do reforço (m)	L	4,25
Espaçamento vertical entre reforços (m)	S_v	1
Rigidez do reforço (kN/m)	J	2000
Módulo de elasticidade do solo (kN/m^2)	E_s	50000
Coeficiente de Poisson do solo	ν	0,3
Rigidez à flexão do painel de face (kN.m^2)	EI	5500
Ângulo de atrito do solo (º)	ϕ	35
Ângulo de atrito solo-reforço (º)	δ_R	35
Ângulo de atrito solo-face (º)	δ	20
Ângulo de dilatância (º)	ψ	6

Na análise numérica efectuada com o programa de diferenças finitas, *FLAC*, os elementos de reforço foram considerados elementos de cabo, com comportamento elasto-plástico, e resistência à compressão desprezável. À interface entre o reforço e o solo envolvente atribuiu-se um ângulo de atrito de 35º (ver Quadro 5.1) e uma rigidez de corte de 2×10^3 kN/m/m.

5.2.2 Comparação dos resultados

Na Figura 5.2 comparam-se os deslocamentos laterais do painel de face e os deslocamentos horizontais num alinhamento vertical imediatamente atrás do bloco de solo reforçado, obtidos com o programa de diferenças finitas, com os resultados apresentados por Rowe & Ho (1998). Da análise desta figura conclui-se sobre a excelente aproximação dos deslocamentos obtidos.

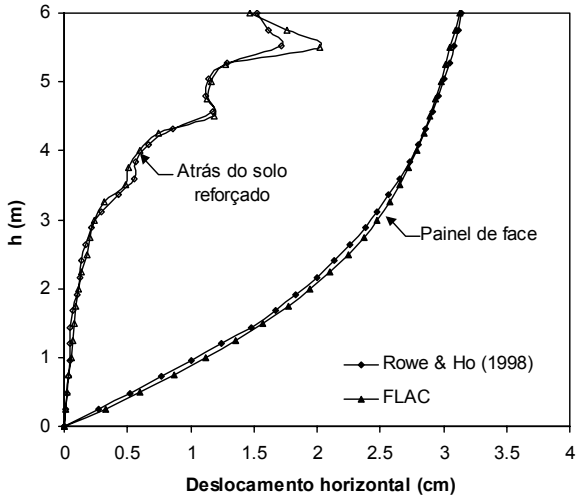


Figura 5.2 – Comparação entre os deslocamentos laterais obtidos com o *FLAC* e os apresentados por Rowe & Ho (1998).

A Figura 5.3a ilustra a comparação entre os esforços máximos de tracção instalados nos diferentes níveis de reforço no final da construção. Embora os resultados obtidos com o *FLAC* sejam ligeiramente inferiores, pode admitir-se que se conseguiu uma boa aproximação entre os resultados. A diferença mais significativa ocorre no nível de reforço inferior. De acordo com o apresentado na Figura 5.3b, as deformações ao longo do comprimento neste nível de reforço são ligeiramente diferentes, particularmente junto à ligação do reforço ao painel de face. Considera-se que as diferenças entre as duas modelações numéricas possam ser atribuídas à forma distinta como os reforços são modelados.

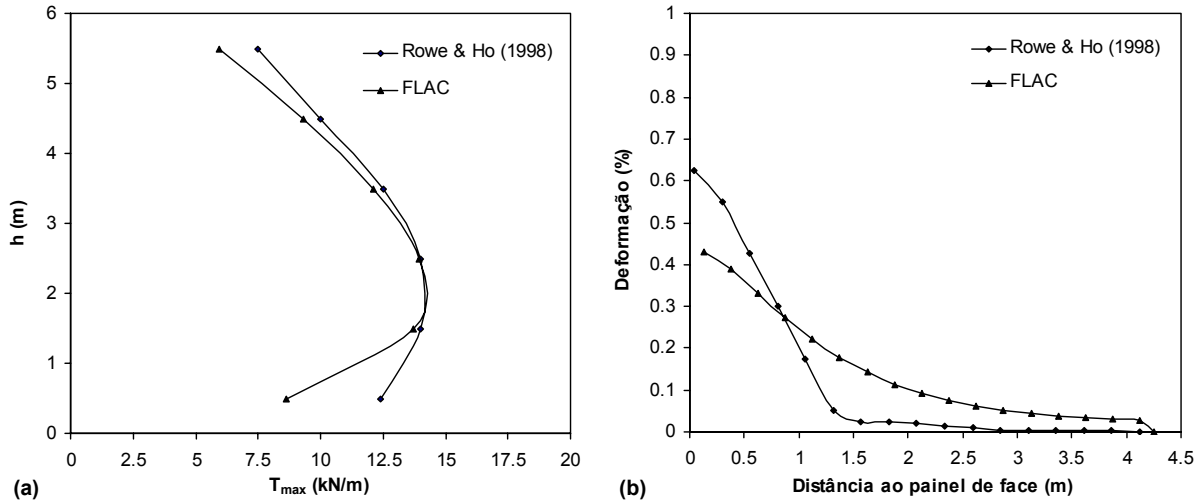


Figura 5.3 – Comparação dos resultados obtidos com o *FLAC* e os apresentados por Rowe & Ho (1998): a) forças máximas instaladas nos reforços; b) deformações ao longo do nível de reforço inferior.

5.3 PROBLEMA BASE

5.3.1 Condições de apoio do painel de face e método construtivo

Considerou-se como problema base, para o estudo paramétrico, um muro com 6 m de altura, reforçado com 10 níveis de geossintéticos, colocados horizontalmente, com espaçamento vertical constante e igual a 0,6 m, comprimento de 4,2 m e ligados a um painel de face contínuo com 15 cm de espessura. Sob o solo reforçado e o solo suportado, considerou-se uma fundação rígida com 1 m de espessura (Figura 5.4).

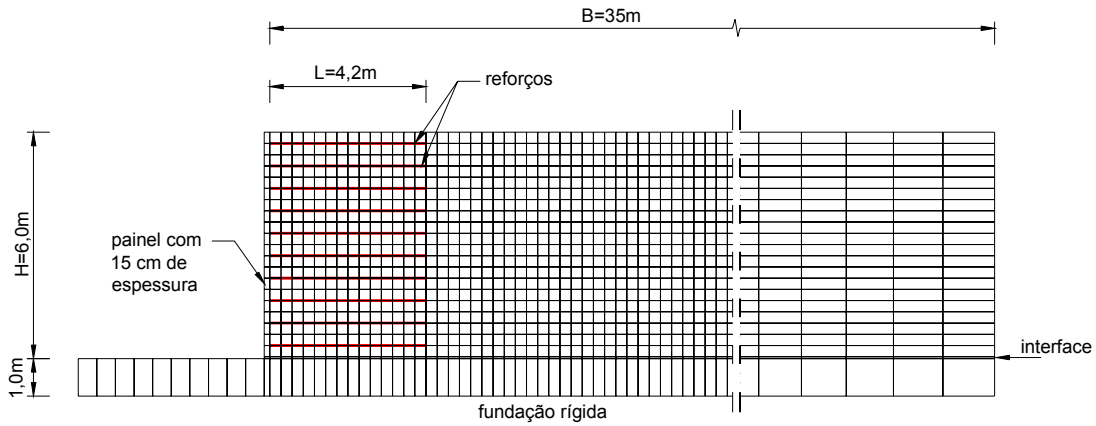


Figura 5.4 – Malha de diferenças finitas considerada para o problema base.

O comprimento do reforço, L, foi adoptado tendo em consideração o valor mínimo recomendado por diferentes entidades (*FHWA*, *AASHTO*, *NCMA*, *BSI*) para os muros de solo reforçado com geossintéticos (L = 0,7H). A largura do aterro foi prolongada cerca de 35 m em relação ao painel de face, por forma a evitar que se fizessem sentir os efeitos das fronteiras laterais em especial nas análises dinâmicas efectuadas posteriormente. Na Figura 5.4 apresenta-se a malha de diferenças finitas para o problema base.

Admitiu-se o solo de aterro de natureza puramente friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a uma lei de fluxo não associado. Considerou-se que o solo apresenta ângulo de atrito interno de 35º, peso volúmico de 22 kN/m^3, módulo de deformabilidade de 60 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3. Para o painel de face, considerou-se um material com comportamento elástico, módulo de deformabilidade de 0,237 GPa e coeficiente de Poisson 0,2 ($K \cong 200$ MPa; $G \cong 91$ MPa). Tal como no exemplo de calibração apresentado no ponto anterior, os reforços foram modelados através de elementos de cabo, com comportamento elasto-plástico, rigidez à tracção igual a 1000 kN/m e resistência à compressão desprezável. Na interface entre o reforço (elemento de cabo) e o solo de aterro, o programa de cálculo considera uma de camada de espessura desprezável (*grout material*). A esta camada atribuiu-se um ângulo de atrito de 30º e uma rigidez ao corte de 5×10^6 kN/m/m. No estudo paramétrico apresenta-se uma análise de sensibilidade em relação a estes dois parâmetros.

Para modelar a interface entre o solo de aterro e a fundação rígida, considerou-se sobre a fundação uma camada de solo, de reduzida espessura, com características iguais às do solo de aterro. Na modelação da interface vertical entre o painel de face e o solo utilizaram-se elementos de interface, aos quais se atribui um ângulo de atrito de 20º e rigidezes normal e de corte iguais a 2×10^6kPa/m.

A construção do aterro foi simulada através da colocação de camadas de solo de 0,30 m de espessura e dos reforços quando a cota destes era atingida. Tal como em trabalhos publicados por outros autores (Bathurst & Hatami, 1998b; Rowe & Ho, 1998; El-Emam, 2003), o efeito da compactação do solo durante a construção não foi considerado.

Relativamente à ligação do painel de face à fundação analisaram-se três situações: i) a ligação entre o painel e a fundação é estabelecida através de uma rótula, simulada através de elementos de viga dispostos em forma triangular (Figura 5.5a) - isto significa que, ao painel de face, é apenas permitido rodar em torno do seu pé; ii) painel de face ligado rigidamente à fundação (Figura 5.5b) – neste caso o painel fica parcialmente encastrado na fundação rígida; iii) existência de uma interface entre a base do painel e a fundação, sendo permitido simultaneamente ao painel de face deslizamentos na direcção horizontal e rotação em torno do seu pé (Figura 5.5c).

Em relação à última condição de apoio, apresenta-se na sequência duas formas distintas de modelar a interface entre o painel e a fundação rígida, introduzindo-se uma camada de solo de pequena espessura (5 cm) entre a fundação e o painel de face ou através de elementos de interface, o que implica que a interface entre o solo de aterro e a fundação deixe também de ser considerada como uma camada de solo de reduzida espessura. No problema base considerou-se o painel de face deslizante em relação à fundação (Figura 5.5c).

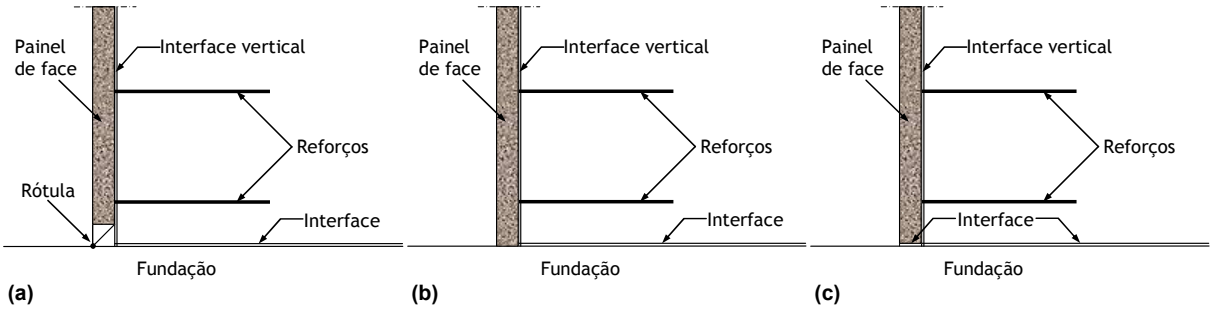


Figura 5.5 – Condições de apoio do painel de face: a) rótula; b) fixo à fundação; c) interface (deslizante).

Quanto ao método construtivo, foi considerada a construção escorada e a construção incremental. Na construção escorada efectua-se a construção do aterro com os deslocamentos horizontais do painel de face impedidos na direcção horizontal e, posteriormente, procede-se à libertação das "escoras", incrementalmente, de cima para baixo. Na construção incremental considera-se que na fase de colocação do nível de reforço i, o deslocamento horizontal da face a esse nível está impedido, sendo este permitido apenas a partir da fase seguinte de construção, isto é, o nível de reforço i entra em serviço na fase imediatamente posterior à sua colocação.

No problema base considerou-se a construção incremental. Será posteriormente apresentado um estudo comparativo entre os dois métodos de construção.

5.3.2 Resultados obtidos para o problema base

A Figura 5.6 ilustra os deslocamentos horizontais da face da estrutura e segundo um plano vertical localizado imediatamente atrás da zona reforçada, bem como os deslocamentos verticais ao longo da superfície do terrapleno, normalizados pela altura da estrutura.

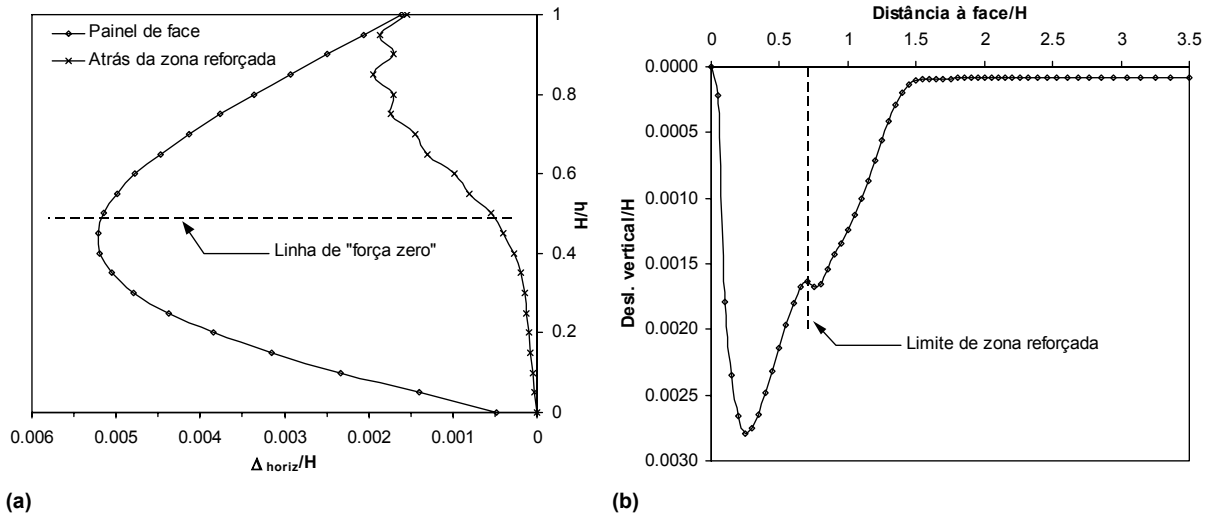


Figura 5.6 – Problema base: a) deslocamentos horizontais normalizados do painel de face e atrás do maciço reforçado; b) deslocamentos verticais normalizados ao longo da superfície do terrapleno.

A linha a traço interrompido, representada na Figura 5.6a, refere-se à intersecção com o limite da zona reforçada da linha de "força zero" (Ponto E na Figura 5.7), conceito apresentado por Ho (1993). De acordo com este autor, num muro de solo reforçado é de esperar que a deformação do solo abaixo da linha OD (Figura 5.7), que define um talude teoricamente estável, seja reduzida. A linha OD tem origem no pé do muro e tem a inclinação correspondente ao ângulo de atrito interno do solo, ϕ. Esta linha é designada por Ho (1993) como linha de "força zero", atendendo a que não é necessário qualquer reforço para manter estável o solo para além desta linha. Ho (1993) refere, ainda, que, no interior do bloco de solo reforçado, é de esperar que a parcela mais significativa da deformação horizontal resulte da cunha de impulso activo (OAB). A segunda parcela que contribui para a deformação, mas com menor significado, é referente à zona de transição entre a zona activa e a linha de "força zero" (Figura 5.7).

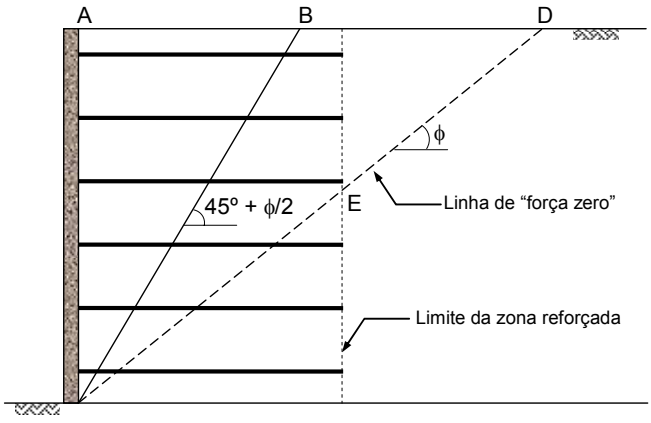


Figura 5.7 – Definição de linha de "força zero", apresentada por Ho (1993).

Da análise da Figura 5.6a, constata-se que o deslocamento horizontal relativo ao plano vertical atrás da zona reforçada e abaixo da linha de "força zero" é, efectivamente, bastante reduzido. O valor máximo do deslocamento horizontal da face ocorre a uma altura ligeiramente inferior à cota correspondente à linha referida.

No que diz respeito aos deslocamentos verticais induzidos pela construção ao longo do terrapleno, verifica-se que praticamente se anulam para além da intersecção da linha de "força zero" com a superfície do terreno (ponto D na Figura 5.7).

A Figura 5.8a apresenta os esforços máximos de tracção induzidos pela construção do aterro nos diferentes níveis de reforço, normalizados por $K_a\gamma HS_v$, sendo K_a o coeficiente de impulso activo de Rankine, γ o peso volúmico do solo, H a altura da estrutura e S_v o espaçamento vertical entre reforços. Optou-se pela utilização do coeficiente de impulso activo de Rankine no factor de normalização dos esforços máximos, em detrimento do mesmo coeficiente obtido pela Teoria de Coulomb, dado que, posteriormente, serão atribuídos diferentes valores ao ângulo de atrito na interface solo-painel de face. Nesta figura comparam-se os esforços obtidos na modelação numérica com os valores determinados com base nos métodos de equilíbrio limite, considerando o coeficiente de impulso determinado pela Teoria de Rankine e pela Teoria de Coulomb (admitindo na interface solo-painel de face, δ = 20º). Verifica-se que, para os níveis de reforço superiores, existe uma boa concordância entre os valores obtidos numericamente e os estimados pelos métodos de equilíbrio limite. Nos níveis de reforço intermédios, os esforços situam-se entre os valores obtidos pelas teorias de Rankine e de Coulomb. Para os níveis de reforço inferiores, os métodos de equilíbrio limite sobreestimam os esforços máximos que se estabelecem nas inclusões.

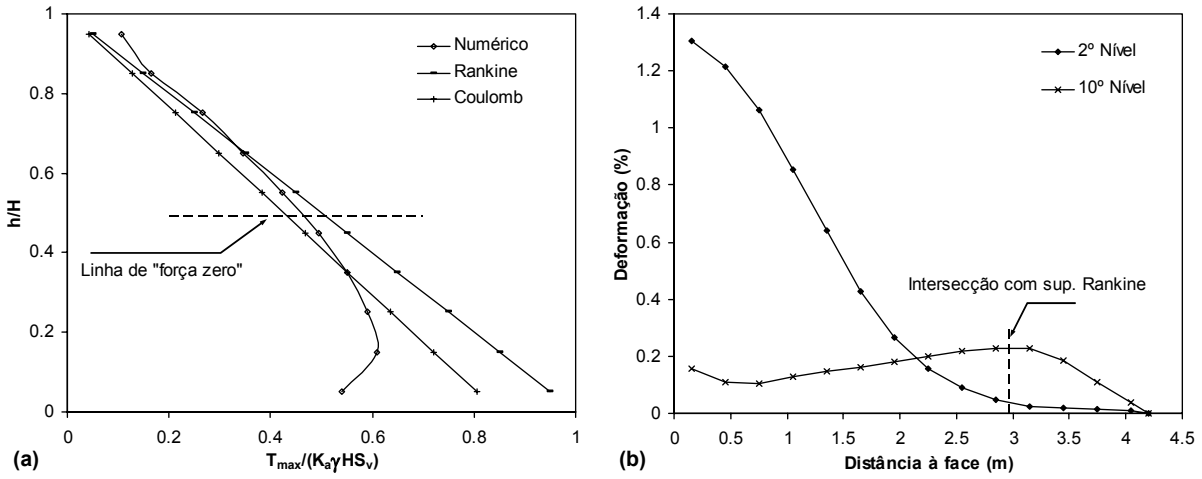


Figura 5.8 - Esforços e deformações induzidos pela construção: a) esforços máximos nos reforços; b) deformações ao longo do comprimento do 2º e 10º nível de reforço.

A modelação numérica permite concluir que os esforços nos níveis mais próximos do topo do muro tendem a exceder o valor estimado com base na teoria de Rankine, enquanto que, próximo da base do muro (isto é, nos níveis de reforço inferiores), as forças são bastante menores que os valores determinados pelas teorias de Rankine ou de Coulomb.

Na Figura 5.8b ilustram-se as deformações ao longo do comprimento do 2º e do 10º nível de reforço (a partir da base do muro). É notório que, para o nível de reforço que absorve maior esforço de tracção (2º nível), a deformação máxima ocorre junto à ligação ao painel de face, enquanto no nível de reforço superior, a deformação máxima se verifica próximo da intersecção deste nível com a superfície potencial de rotura definida pela Teoria de Rankine (linha OB na Figura 5.7).

Apresentam-se na Figura 5.9a as pressões horizontais normalizadas pelo peso de terras (γH) em alinhamentos verticais definidos imediatamente atrás do painel de face, a meio e atrás da zona

reforçada. Incluem-se ainda nesta figura as pressões em repouso e as pressões activas obtidas pelas teorias de Rankine e de Coulomb (considerando δ = 20º).

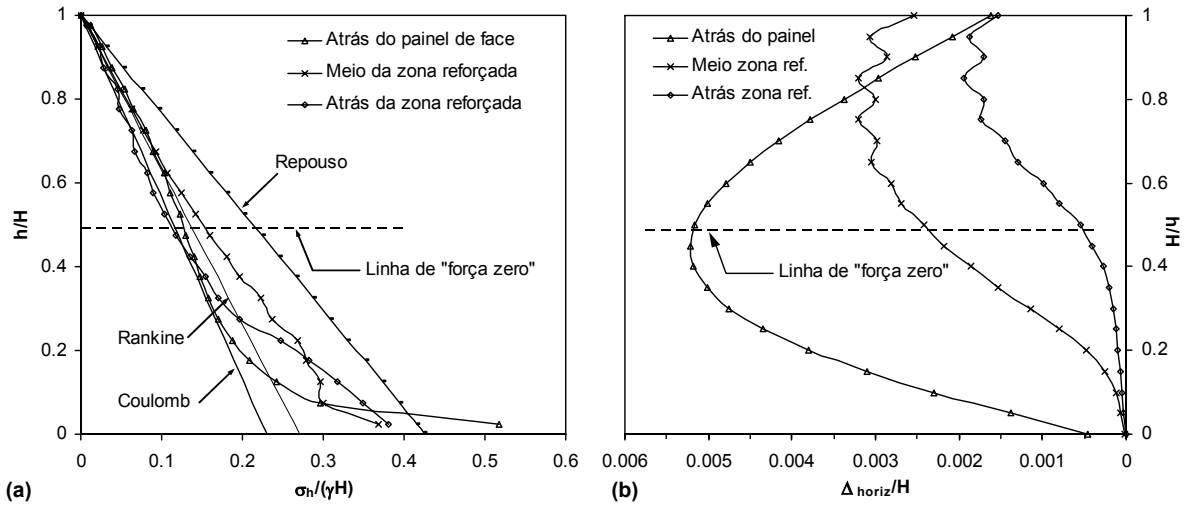


Figura 5.9 – Problema base: a) pressões de terras normalizadas para diferentes distâncias da face; b) deslocamentos horizontais normalizados em distintos alinhamentos verticais.

Da análise da Figura 5.9a, verifica-se que na zona superior do muro (terço superior), as pressões atrás do painel de face e a meio do maciço reforçado se aproximam das pressões activas de Rankine, enquanto as pressões atrás da zona reforçada tendem a aproximar-se das obtidas pela Teoria de Coulomb. Na zona inferior do muro, as pressões atrás da zona reforçada aumentam e aproximam-se das pressões de repouso. As pressões de terras no alinhamento vertical definido a meio da zona reforçada estão compreendidas, ao longo de toda a altura da estrutura, entre as pressões de Rankine e as pressões de repouso teóricas. As pressões imediatamente atrás do painel de face, na zona intermédia, aproximam-se das pressões obtidas com o coeficiente de impulso que considera o efeito do atrito solo-painel de face (Teoria de Coulomb), ultrapassando as pressões de repouso na zona inferior do muro.

A Figura 5.9b ilustra os deslocamentos horizontais, normalizados pela altura da estrutura, medidos nos mesmos alinhamentos verticais (atrás do painel de face, a meio e atrás da zona reforçada). Tal como seria de esperar, os deslocamentos imediatamente atrás do painel de face são coincidentes com os deslocamentos horizontais da face da estrutura. Os deslocamentos no alinhamento vertical definido a meio da zona reforçada ultrapassam, na zona superior da estrutura, os deslocamentos da face. Este facto estará associado aos elevados assentamentos verticais que se verificam nesta zona. Abaixo da linha de "força zero", os deslocamentos decrescem de forma mais ou menos acentuada, o que justifica que nesta zona as pressões de terras tendam a estar compreendidas entre as pressões activas de Rankine e as pressões em repouso. Tal como referido anteriormente, os deslocamentos obtidos imediatamente atrás do maciço reforçado são muito reduzidos abaixo da linha de "força zero" e aproximam-se dos deslocamentos da face no topo da estrutura. Tendo presente este perfil de deslocamentos horizontais, compreende-se que as pressões abaixo da linha de "força zero" tendam a aumentar.

A comparação entre as pressões horizontais e as pressões activas ou em repouso teóricas implica que, por um lado, se considere que as tensões verticais permanecem iguais ao seu valor teórico, isto é, iguais a γz, e, por outro lado, que as tensões principais se mantenham nas direcções vertical e horizontal. A consideração das direcções vertical e horizontal como direcções principais

de tensão implica que não existam tensões de corte na interface solo-reforço, dado que os reforços são instalados horizontalmente.

Com base no esquematizado na Figura 5.10, Jewell (1983) apresenta a possibilidade do solo atingir o estado de equilíbrio limite activo com um coeficiente de impulso de terras "aparente", K superior a K_a, ou mesmo K_0, devido à rotação das direcções principais de tensão. Depreende-se da análise da Figura 5.10, que, admitindo a rotação das direcções principais de tensão, o coeficiente de impulso "aparente", definido pela relação entre as tensões horizontal e vertical, possa ser determinado através de:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \text{sen}^2\phi}{1 + \text{sen}^2\phi} \tag{5.1}$$

em que ϕ é o ângulo de atrito do solo.

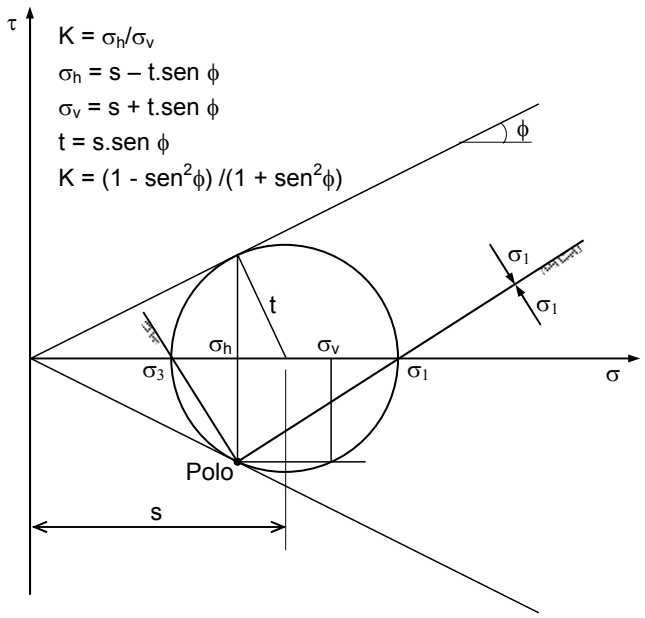


Figura 5.10 – Círculo de Mohr para a determinação do coeficiente de impulso "aparente" segundo Jewell (1983).

Para os valores típicos do ângulo de atrito dos solos arenosos utilizado nos muros de solo reforçado com geossintéticos (30º-35º), o valor de K é cerca de 20% superior ao valor de K_0 e cerca de 80% superior ao valor de K_a. Assim, um coeficiente de impulso de terras "aparente" superior a K_0 ou superior a K_a, não significa necessariamente que o solo não tenha atingido um estado limite.

Embora à data de escrita deste trabalho não se conheçam resultados de instrumentação para obtenção das pressões horizontais que se estabelecem em muros de solo reforçado com geossintéticos, resultados de modelos construídos em laboratório indicam que as pressões de terras que solicitam a face destas estruturas são ligeiramente inferiores às pressões activas teóricas obtidas pela Teoria de Rankine, excepto junto à base do muro, onde a influência da fundação é significativa (Ho, 1993).

Para melhor compreender as pressões horizontais ilustradas na Figura 5.9a e no seguimento do referido nos parágrafos anteriores, apresentam-se na Figura 5.11 as tensões verticais

normalizadas pelo seu valor teórico (γz) segundo dois alinhamentos horizontais localizados a 1,35 m e a 5,85 m de profundidade, a que correspondem valores da relação h/H de 0,775 e 0,025, respectivamente. Tal como referido anteriormente, as tensões verticais na zona reforçada e atrás desta não coincidem com as pressões teóricas, γz. Na Figura 5.11 as linhas verticais a traço interrompido pretendem identificar o posicionamento dos alinhamentos verticais definidos a meio e atrás da zona reforçada.

Imediatamente atrás do bloco de solo reforçado, e para a zona superior do muro, as pressões horizontais tendem a ser inferiores às pressões obtidas pelo Teoria de Coulomb, dado que, tal como se constata pela análise da Figura 5.11, para h/H = 0,775, as tensões verticais neste alinhamento são efectivamente inferiores aos valores teóricos, γz. Atrás do painel de face e junto à base do muro, as pressões horizontais aumentam bruscamente ultrapassando os valores teóricos das pressões em repouso, o que se justifica pelo facto das tensões verticais a este nível (h/H = 0,025) e junto à face da estrutura ultrapassarem largamente o valor teórico (Figura 5.11).

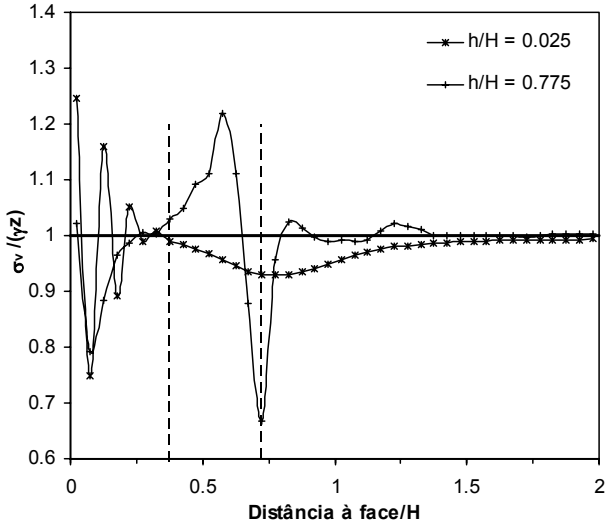


Figura 5.11 – Tensões verticais normalizadas segundo dois alinhamentos horizontais localizados a 1,35 m de profundidade (h/H = 0,775) e a 5,85 m de profundidade (h/H = 0,025).

5.4 ESTUDO PARAMÉTRICO

5.4.1 Generalidades

Com o objectivo de avaliar a importância dos diferentes factores no comportamento de um muro de solo reforçado com geossintéticos, efectuou-se um estudo paramétrico envolvendo um vasto número de variáveis, tais como, o método construtivo, o tipo de apoio do painel de face, a rigidez e o comprimento dos reforços, a rigidez à flexão do painel de face, as propriedades do material de aterro e a altura da estrutura, entre outros.

No Quadro 5.2 resumem-se as análises numéricas apresentadas, tendo-se, posteriormente, realizado algumas análises adicionais referentes às condições de apoio do painel de face, e que serão discutidas no ponto 5.4.3. Para evitar a referência exaustiva a todos os valores dos parâmetros que caracterizam as estruturas a que os resultados apresentados dizem respeito, sugere-se a consulta do Quadro 5.2 sempre que se pretenda o esclarecimento das condições assumidas em cada uma das análises.

Quadro 5.2 – Resumo das análises numéricas apresentadas referentes à construção de muros reforçados.

Caracteristicas gerais			Solo de aterro			Elementos de reforço			Int. solo-face	Interface solo-reforço		Painel de face	
H (m)	Cond. Apoio	Método Construtivo	γ (kN/m^3)	ϕ (°)	ψ (°)	E (MPa)	J (kN/m)	S_v (m)	L/H	δ(°)	δ (°)	K_b (kN/m/m)	espessura (cm)	E (GPa)
6	Deslizante	Incremental [(a)]	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
		Escorada												
		Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
		Escorada												
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
													15	10
	Fixo à fundação	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
													15	10
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20 (solo)	30	5x10^6	15	0,237
										0				
										10				
										35				
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	0	30	5x10^6	15	10
										10				
										35				
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
							500							
							2000							
							4000							
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
							500							
							2000							
							4000							
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	1,2	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
													15	10
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	1000	1,2	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
													15	10
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,5	20	30	5x10^6	15	0,237
									1,0					
									1,3					
	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,039
														1,5
														10
			22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,039
														1,5
														10

(a) Problema base

Quadro 5.2 (cont.) - Resumo das análises numéricas apresentadas referentes à construção de muros reforçados.

Características gerais			Solo de aterro				Elementos de reforço			Int. solo-face	Interface solo-reforço		Painel de face	
H (m)	Cond. Apoio	Método Construtivo	γ (kN/m^3)	ϕ (°)	ψ (°)	E (MPa)	J (kN/m)	S_v (m)	L/H	δ(°)	δ (°)	K_b (kN/m/m)	espessura (cm)	E (GPa)
6	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	5,9	3,9
													3,75	15,2
		Escorada	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	5,9	3,9
													3,75	15,2
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	5,9	3,9
													3,75	15,2
		Escorada	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	5,9	3,9
													3,75	15,2
	Deslizante	Incremental	22	25	0	60	250	0,6	0,7	20	20	5x10^6	15	0,237
							374,4							
							250		1,0					
			22	45	0	60	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
							158,3							
	Deslizante	Escorada	22	25	0	60	250	0,6	0,7	20	20	5x10^6	15	0,237
				35							30			
				45							30			
				25					1,0		20			
	Deslizante	Incremental	22	35	5	60	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
					15									
					35									
	Deslizante	Incremental	22	35	0	15	250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	0,237
						20								
						40								
						100								
	Deslizante	Escoradal	22	35	0	60	250	0,6	0,7	20	5	5x10^6	15	0,237
											10			
			22	35	0	60	250	0,6	0,7	20	5	5x10^3	15	0,237
											10			
											30			
4.8	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	500	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													3,75	2,5
		Escorada	22	35	0	60	500	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													3,75	2,5
	Escorada	Incremental	22	35	0	60	500	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													3,75	2,5
		Escorada	22	35	0	60	500	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													3,75	2,5
													5,9	3,9

Quadro 5.2 (cont.) - Resumo das análises numéricas apresentadas referentes à construção de muros reforçados.

Características gerais			Solo de aterro			Elementos de reforço			Int. solo-face	Interface solo-reforço		Painel de face	
H (m)	Cond. Apoio	Método Construtivo	γ (kN/m^3)	ϕ (°)	ψ (°)	E (MPa)	J (kN/m)	S_v (m)	L/H	δ(°)	δ (°)	K_b (kN/m/m)	espessura (cm)	E (GPa)
6	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	625	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													5,9	3,9
		Escorada	22	35	0	60	625	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													5,9	3,9
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	625	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													5,9	3,9
		Escorada	22	35	0	60	625	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													5,9	3,9
9,6	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
		Escorada												
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	1000	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
		Escorada												
12	Deslizante	Incremental	22	35	0	60	1250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													23,4	15,625
		Escorada	22	35	0	60	1250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													23,4	15,625
	Com rótula	Incremental	22	35	0	60	1250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													23,4	15,625
		Escorada	22	35	0	60	1250	0,6	0,7	20	30	5x10^6	15	10
													23,4	15,625

5.4.2 Influência do método construtivo

A Figura 5.12 ilustra a influência do método construtivo (construção incremental ou escorada) nos deslocamentos horizontais da face da estrutura e, em simultâneo, realça as diferenças que podem surgir para valores contrastantes da rigidez à flexão do painel de face (EI = 66,7 kNm^2 e EI = 2812,5 kNm^2). Note-se que a comparação apresentada refere-se a uma estrutura em que é permitido ao painel de face deslizar na direcção horizontal (Figura 5.5c). O efeito das condições de apoio do painel de face será apresentado no ponto seguinte.

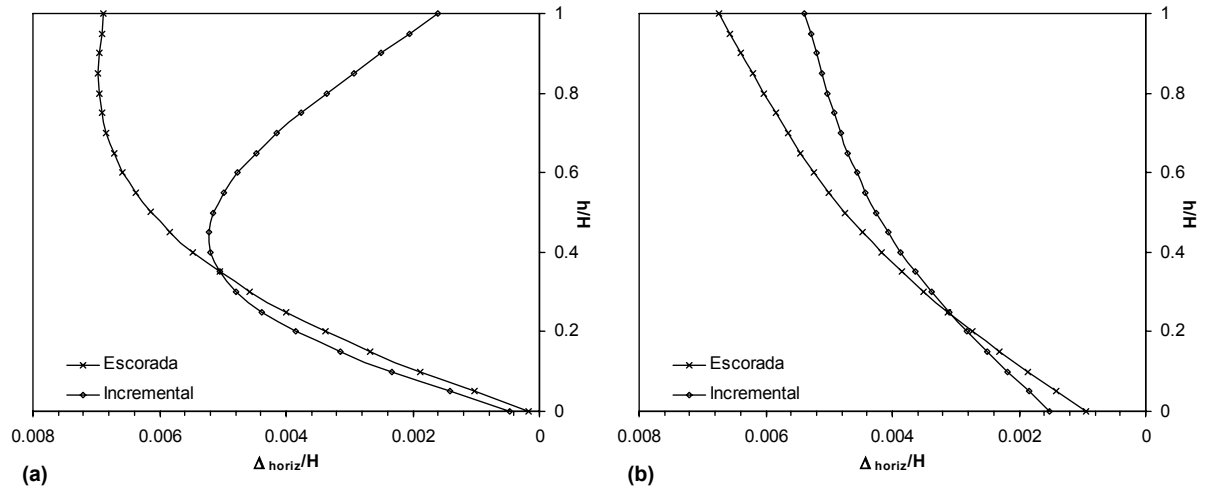


Figura 5.12 – Efeito do método construtivo sobre os deslocamentos horizontais da face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Na construção incremental, quando o aterro é colocado até um determinado nível, o painel de face abaixo desse nível pode deslocar-se na direcção horizontal. Assim, os deslocamentos na parte inferior do muro tendem a ser superiores quando este método construtivo é adoptado. Na zona superior os deslocamentos são menores, o que se compreende tendo em atenção que têm lugar apenas após a libertação dos apoios nessa zona. Pelo contrário, quando se recorre à construção escorada, só após a conclusão do aterro é permitido ao painel de face deslocar-se na direcção horizontal. Dado que os apoios são retirados do topo para a base, os deslocamentos na zona superior do muro aumentam continuamente durante todo o processo de libertação dos apoios, resultando, assim, maiores deslocamentos horizontais da face nesta zona, comparativamente com a construção incremental. Porém, quando se adopta um painel de face com grande rigidez à flexão (Figura 5.12b), a curvatura da deformada da face da estrutura, característica da construção incremental, praticamente desaparece. Para muros com painel de face de elevada rigidez, os deslocamentos máximos ocorrem no topo do muro, independentemente do método construtivo adoptado.

O efeito do método construtivo, sobre os esforços máximos instalados ao longo do comprimento dos diversos níveis de reforço e os esforços na ligação do reforço ao painel de face, encontra-se ilustrado na Figura 5.13, admitindo o painel de face flexível (Figura 5.13a) e com elevada rigidez (Figura 5.13b).

Da análise desta figura constata-se que, independentemente da rigidez à flexão da face e do método construtivo adoptado, os esforços máximos tendem a aumentar com a profundidade, com excepção dos dois níveis de reforço inferiores no muro com face mais flexível. Tendo presente o perfil de deslocamentos apresentado na Figura 5.12a (deslocamentos reduzidos junto à base da estrutura), compreende-se que, devido à influência da fundação, os esforços absorvidos pelos dois

níveis de reforço inferiores sejam menores e se afastem da distribuição triangular, tipicamente considerada no dimensionamento.

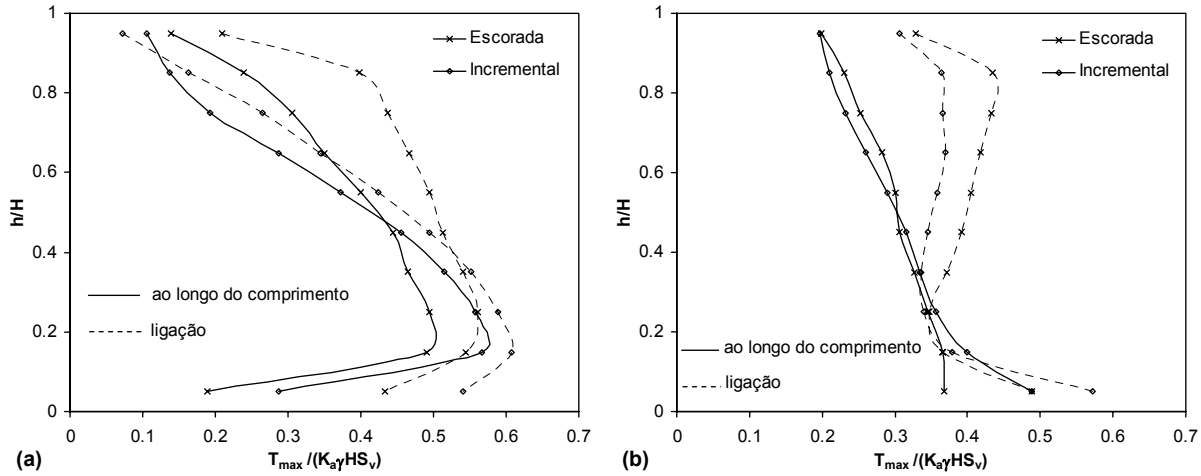


Figura 5.13 – Efeito do método construtivo sobre os esforços normalizados máximos ao longo do comprimento dos reforços e na ligação para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

A maior rigidez do painel de face, pelo facto de restringir a flexão, conduz a uma distribuição de esforços máximos em altura mais uniforme. Por outro lado, a ocorrência de grandes deslocamentos horizontais junto à base da estrutura conduz a que os esforços de tracção instalados nos níveis de reforço localizados nesta zona sejam superiores.

Em termos do efeito do método construtivo, verifica-se que os esforços nos níveis de reforço mais superficiais induzidos pela construção escorada são superiores aos resultantes da construção incremental, verificando-se a tendência inversa para os níveis de reforço instalados na metade inferior do muro. Os perfis de deslocamentos apresentados na Figura 5.12 justificam a conclusão anterior.

Os esforços na ligação, particularmente quando a rigidez à flexão do painel de face é elevada, tendem a assumir valores muito superiores aos esforços que se estabelecem ao longo do comprimento do reforço. O perfil de deslocamentos induzidos pela construção escorada, quando o painel de face é mais flexível, justifica, de igual forma, os elevados esforços de ligação nos níveis de reforço superiores. Os elevados esforços de ligação resultam, essencialmente, do facto de ter sido admitido, para o solo, uma lei de fluxo não associado, com ângulo de dilatância nulo, resultando deslocamentos relativos consideráveis na interface vertical entre o solo e o painel de face. O efeito do ângulo de dilatância será objecto de estudo num ponto posterior deste trabalho.

A Figura 5.14 ilustra as deformações ao longo do comprimento para o nível de reforço superior (10º nível) e para o 2º nível de reforço, para os dois métodos construtivos em análise. No nível de reforço superior (Figura 5.14a) verifica-se que o valor máximo da deformação (exceptuando a zona da ligação do reforço à face) ocorre numa localização próxima da intersecção da superfície potencial de Rankine com o reforço. A forma como as deformações se distribuem ao longo do 2º nível de reforço (Figura 5.14b) permite concluir que, para os níveis de reforço inferiores, o esforço máximo terá lugar na ligação, independentemente do método construtivo.

A Figura 5.15 ilustra a influência do método construtivo sobre as pressões horizontais que se estabelecem atrás do painel de face para os dois valores referidos da rigidez à flexão da face. Nesta figura incluem-se as pressões teóricas activas de Rankine e as pressões em repouso, bem como a

profundidade correspondente à intersecção da linha de "força zero" com o limite do bloco de solo reforçado (ponto E na Figura 5.7). Esta profundidade passa a ser genericamente designada como linha de "força zero".

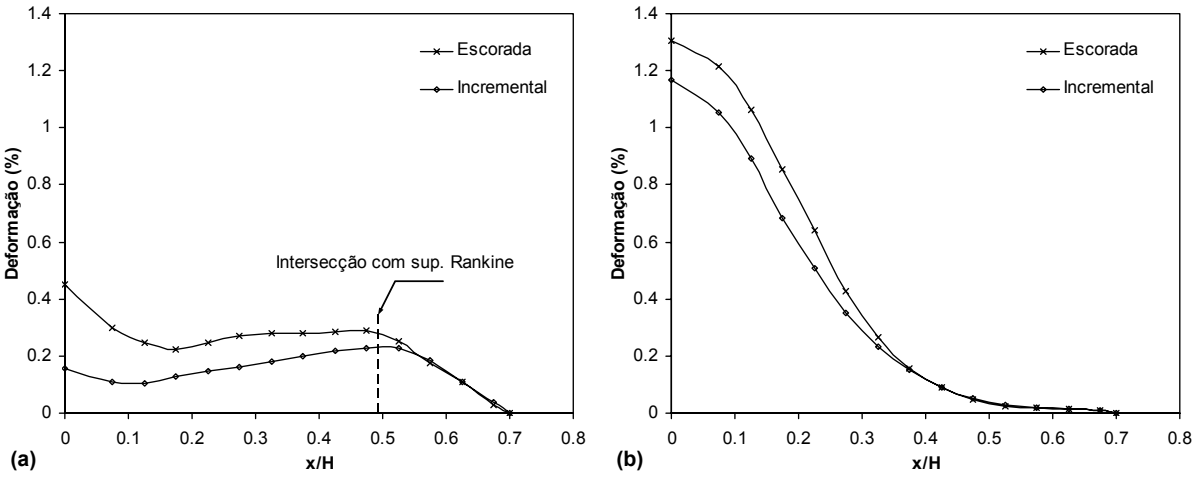


Figura 5.14 – Deformações ao longo do comprimento do reforço para os dois métodos construtivos (EI = 66,7 kNm^2): a) nível de reforço superior; b) 2º nível (a partir da base).

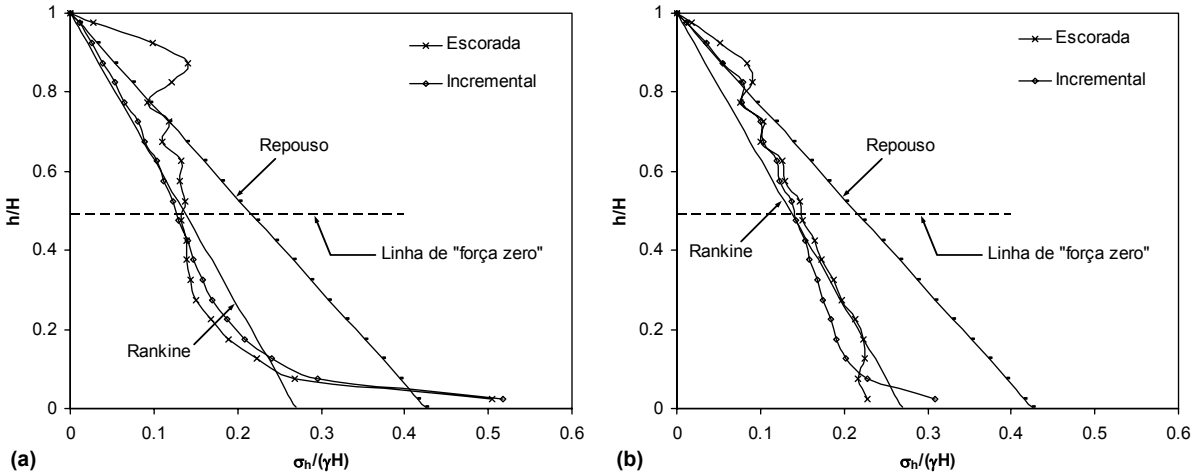


Figura 5.15 – Efeito do método construtivo sobre as pressões horizontais atrás do painel de face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Quando o painel de face apresenta menor rigidez (Figura 5.15a), as pressões horizontais induzidas pela construção escorada acima da linha de "força zero" são superiores às resultantes da construção incremental, verificando-se o inverso abaixo desta linha. Quando se adopta a construção incremental, as pressões horizontais na zona superior acompanham a pressões activas teóricas de Rankine até sensivelmente à linha de "força zero". Independentemente do método construtivo, as pressões junto à base da estrutura sofrem um brusco acréscimo. Tendo presente o perfil dos deslocamentos horizontais da face, apresentados na Figura 5.12a, onde é visível que a maior flexibilidade da face permite que os deslocamentos junto ao pé do muro sejam reduzidos, compreende-se que esta contenção de deslocamentos induza maiores tensões horizontais nesta zona. Contrariamente ao que se poderia pensar numa análise menos cuidada, o aumento abrupto das pressões horizontais sobre a face junto à base do muro não significa que os níveis de reforço inferiores fiquem submetidos a maiores esforços, devido, por um lado, ao facto desse aumento ser "pontual" e, por outro lado, aos esforços mobilizados nos elementos de reforço serem proporcionais à sua deformação.

Para o painel de face de maior rigidez (Figura 5.15b), as pressões horizontais abaixo da linha de "força zero" induzidas pela construção incremental são inferiores aos valores correspondentes à construção escorada. Acima da linha de "força zero", as pressões horizontais são bastante próximas. O aumento abrupto de pressões horizontais junto ao pé do muro praticamente desaparece, dado que, a maior rigidez do painel de face ao reduzir a sua curvatura, conduz a que nesta zona ocorram maiores deslocamentos.

5.4.3 Influência do tipo de apoio do painel de face

5.4.3.1 Efeito das características da interface fundação-painel de face

Apresentaram-se na Figura 5.5 três tipos de apoio para o painel de face. Previamente à apresentação do efeito que o tipo de apoio tem sobre as deformações e os esforços induzidos na estrutura, apresenta-se um estudo referente à influência das características da interface solo de aterro-fundação e painel de face-fundação, quando é permitido o deslizamento horizontal do painel (Figura 5.5c).

A interface horizontal entre o solo de aterro e a fundação foi modelada numericamente de duas formas distintas: colocando entre a fundação rígida e o solo de aterro uma camada de solo, de espessura reduzida, com ângulo de atrito 20º, e as restantes características iguais às do material de aterro e utilizando elementos de interface. Aos elementos de interface foi atribuído o mesmo valor para o ângulo de atrito e efectuou-se um estudo paramétrico com vista a analisar o efeito da rigidez ao corte da interface. Note-se que, tratando-se de um painel de face deslizante (Figura 5.5c), atribuíram-se características iguais às interfaces painel de face-fundação e solo de aterro-fundação. Assim, o efeito que se relata não se refere apenas à influência das características da interface entre o painel de face e a fundação, mas também da interface entre o aterro e a fundação.

Na Figura 5.16 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face da estrutura e os esforços máximos que se estabelecem ao longo do comprimento dos reforços para as distintas modelações da interface entre a fundação e a estrutura. Os resultados referem-se a um muro com 6 m de altura, com 10 níveis de reforço, uniformemente espaçados na direcção vertical e rigidez axial de 1000 kN/m, construído pelo método incremental.

Da análise da Figura 5.16 verifica-se que com a simulação da interface recorrendo a uma camada de solo de reduzida espessura se obtêm resultados, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de esforços máximos, ligeiramente superiores aos obtidos com elementos de interface de rigidez ao corte, K_s, igual a 2×10^6 kPa/m. O perfil dos deslocamentos e a distribuição dos esforços máximos em altura é semelhante nas duas análises. Reduzindo a rigidez ao corte da interface para 2×10^3 kPa/m, constata-se um acréscimo muito significativo no deslocamento da base da estrutura e, consequentemente, no esforço de tracção absorvido pelos níveis de reforço inferiores. Poderá afirmar-se que a modelação numérica com recurso a uma camada de solo de reduzida espessura representará aproximadamente uma interface com rigidez ao corte compreendida entre 2×10^3 e 2×10^6 kPa/m.

Desta análise conclui-se que os resultados obtidos com a modelação da interface recorrendo a uma camada de solo de reduzida espessura são semelhantes aos que se obtêm introduzindo elementos de interface com uma rigidez ao corte adequada. Como esta última opção acarreta algumas dificuldades na modelação numérica associada à propagação de ondas sísmicas, optou-se pela primeira hipótese para a modelação da interface horizontal entre o solo de aterro e a fundação em todas as restantes análises efectuadas.

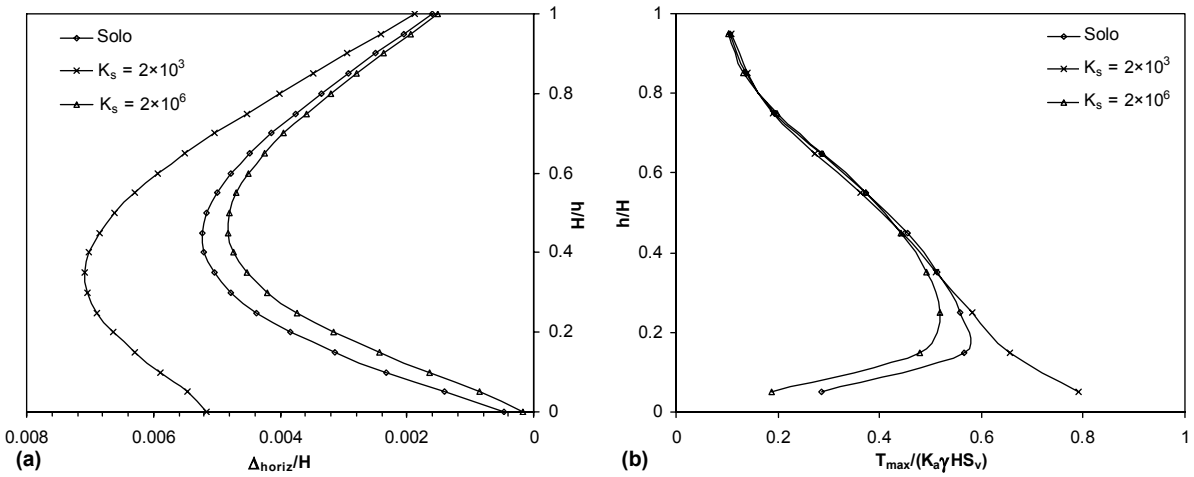


Figura 5.16 – Influência das características da interface solo-fundação-painel de face sobre: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforços máximos de tracção.

5.4.3.2 Efeito do tipo de apoio

O efeito que o tipo de apoio considerado para o painel de face tem sobre os deslocamentos horizontais da face da estrutura apresenta-se na Figura 5.17. De forma a generalizar as conclusões, consideraram-se dois valores contrastantes para a rigidez à flexão do painel de face. Os resultados referem-se a um muro com 6 m de altura, construído de forma incremental.

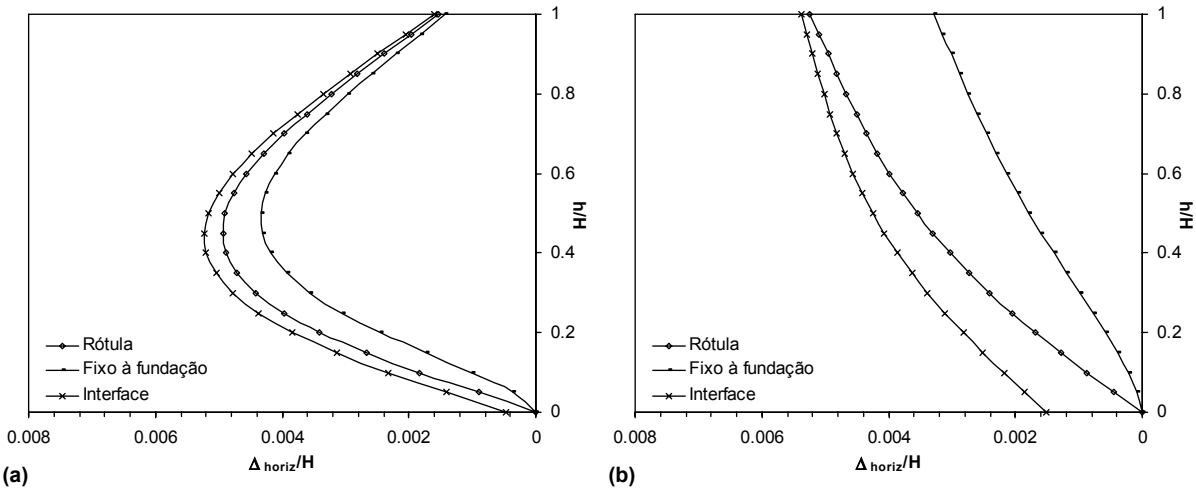


Figura 5.17 – Efeito do tipo de apoio do painel de face nos deslocamentos horizontais da face da estrutura para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Como seria de esperar, a ligação rígida do painel de face à fundação (Figura 5.5b) reduz os deslocamentos horizontais da face do muro, sendo visível que impede a livre rotação do painel. Impedindo os deslocamentos da base do painel de face na direcção horizontal mas permitindo a sua rotação (Figura 5.5a), o painel roda em torno do seu pé e resultam deslocamentos superiores. Se os deslocamentos horizontais da base do painel não forem impedidos (Figura 5.5c) resultam maiores deslocamentos, particularmente na base da estrutura.

Comparando as Figuras 5.17a e 5.17b, constata-se que a influência do tipo de apoio do painel de face nos deslocamentos horizontais é tanto mais significativa quanto maior for a rigidez da face do muro. Note-se que, quando o painel de face apresenta menor rigidez, o deslocamento horizontal do topo é aproximadamente igual para as três condições de apoio.

Os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços, para as diferentes condições de apoio e para os dois valores da rigidez à flexão da face, encontram-se representados na Figura 5.18. O constrangimento imposto pela ligação rígida do painel de face à fundação conduz a menores esforços nos elementos de reforço, sendo a diferença muito significativa quando o painel de face é mais rígido. Neste caso, o painel fica parcialmente encastrado na fundação, restringindo os deslocamentos e, em consequência, os esforços nos elementos de reforço. Para as restantes condições de apoio, o efeito do tipo de apoio (deslizante ou com rótula) sobre os esforços faz-se sentir apenas nos 3 ou 4 níveis inferiores de reforço quando a face é flexível, sendo mais significativo quando o painel é rígido.

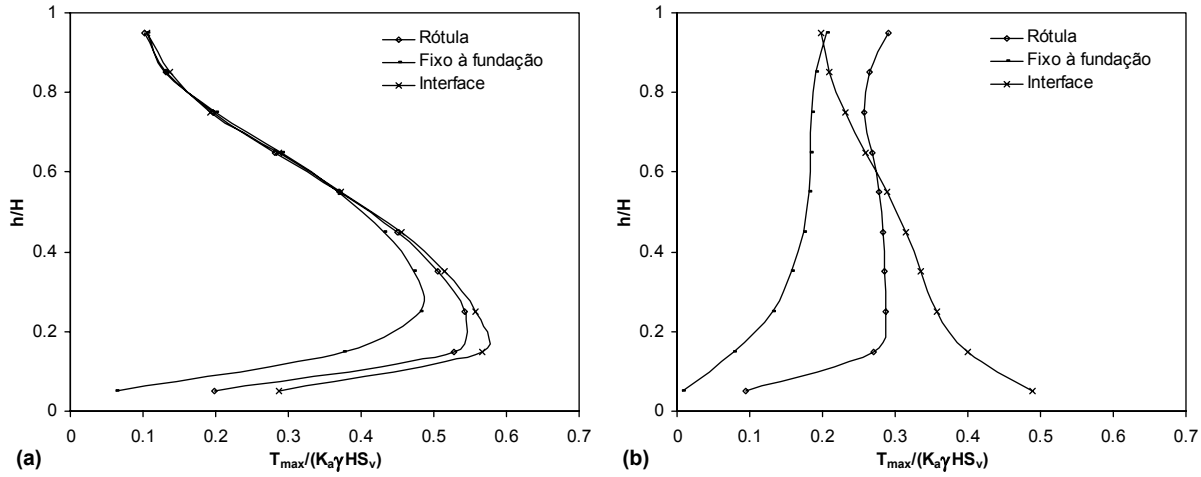


Figura 5.18 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre os esforços máximos ao longo do comprimento do reforço: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Na Figura 5.19 ilustram-se as pressões horizontais sobre o painel de face e comparam-se com as pressões activas teóricas de Rankine. Tal como referido anteriormente, constata-se que as pressões horizontais tendem a aumentar junto à base do muro, sendo o aumento mais significativo quando o painel de face é mais flexível, e ocorre para as três condições de apoio do painel de face. Em termos gerais, poder-se-á dizer que as pressões horizontais sobre a face do muro se aproximam das pressões activas teóricas de Rankine, sendo notório um certo "efeito de arco".

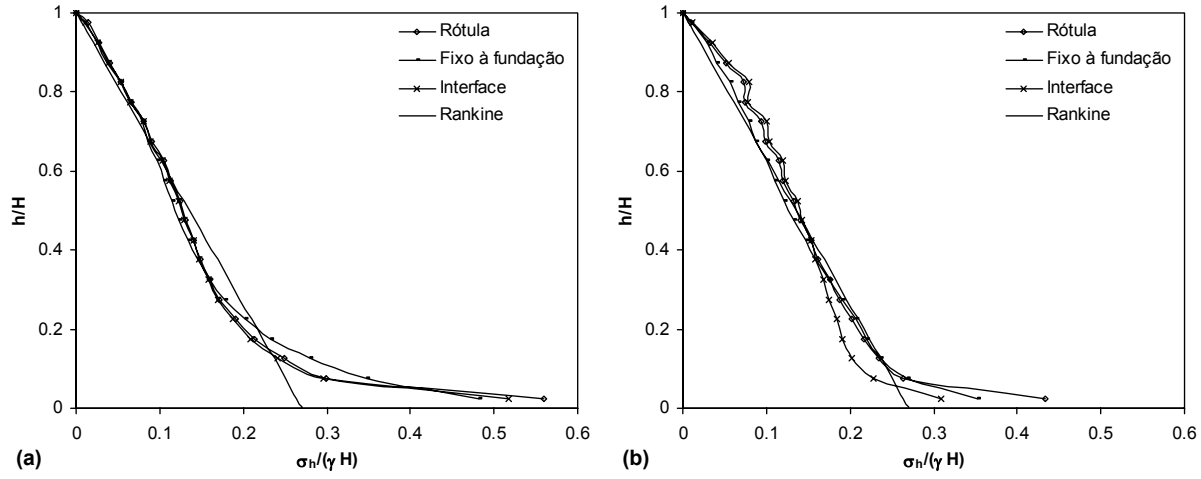


Figura 5.19 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

5.4.4 Influência da resistência ao corte da interface vertical aterro-painel de face

Tendo em consideração que o esforço na ligação é, na generalidade das situações, superior ao esforço máximo que se estabelece ao longo do comprimento do reforço, facto atribuído aos deslocamentos verticais relativos na interface, considerou-se que a forma como é efectuada a modelação numérica da interface vertical entre o solo e a face e, logicamente, a resistência ao corte que lhe é atribuída, podem ter alguma influência nesses valores máximos. Admitiram-se duas formas de modelar a interface vertical: considerando elementos de interface com resistência ao corte definida através do ângulo de atrito, δ, e admitindo uma coluna de solo com 5 cm de espessura, colocada em contacto directo com a face, atribuindo-lhe um ângulo de atrito δ e os restantes parâmetros iguais aos do material de aterro. Na modelação com recurso a elementos de interface, admitiram-se valores de δ iguais a 0º, 10º, 20º (problema base) e 35º.

Na Figura 5.20 comparam-se os deslocamentos horizontais da face da estrutura e os esforços máximos ao longo do comprimento dos reforços e na ligação para as duas hipóteses de modelação da interface vertical entre o painel de face e o solo de aterro (camada de solo com $\phi = 20º$ ou elementos de interface com $\delta = 20º$ e $K_s = 2\times10^6$ kPa/m). Os resultados apresentados referem-se a uma estrutura com painel de face deslizante e com rigidez à flexão igual a 66,7 kNm^2.

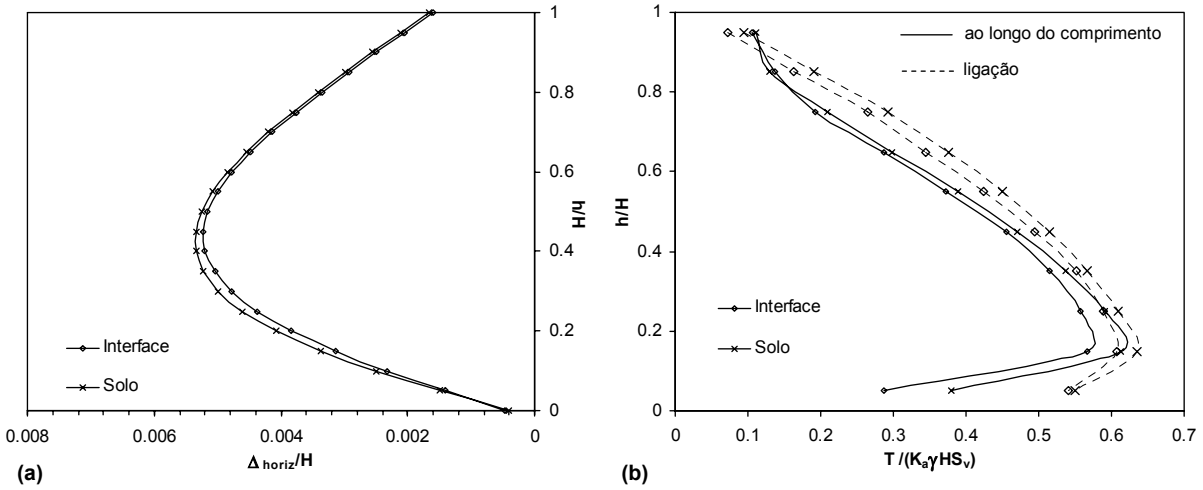


Figura 5.20 – Influência da forma como se considera a interface vertical aterro-face sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) o esforço na ligação.

A análise da Figura 5.20 permite concluir que o comportamento em termos de deslocamentos e de esforços é semelhante nas duas modelações, embora a modelação com recurso a uma coluna de solo dê origem a deslocamentos e esforços ligeiramente superiores. Atendendo a que o recurso aos elementos de interface é prática habitual nas modelações numéricas e dado que a sua utilização não acarreta problemas em termos das análises dinâmicas, optou-se pela utilização deste tipo de elementos nas restantes análises apresentadas neste trabalho.

Na Figura 5.21 ilustra-se o efeito sobre os deslocamentos horizontais da face da estrutura e sobre os esforços máximos que se estabelecem ao longo do comprimento dos reforços da rugosidade do painel de face no contacto com o solo de aterro. Apresentam-se os deslocamentos e os esforços para dois valores contrastantes da rigidez à flexão do painel de face. Admitiu-se que o ângulo de atrito máximo entre a face e o solo de aterro (δ) é igual ao ângulo de atrito do solo. Como seria de esperar, quanto maior for a rugosidade menores serão os deslocamentos verticais relativos entre o solo e o painel de face e, consequentemente, menores serão os deslocamentos horizontais da face da estrutura e os esforços máximos de tracção. A consideração do painel de face liso ($\delta = 0º$) conduz

a um aumento do deslocamento horizontal máximo da ordem dos 18% e 16%, comparativamente com os resultados referentes ao painel rugoso (δ = 35º), respectivamente, para o painel de maior e menor rigidez.

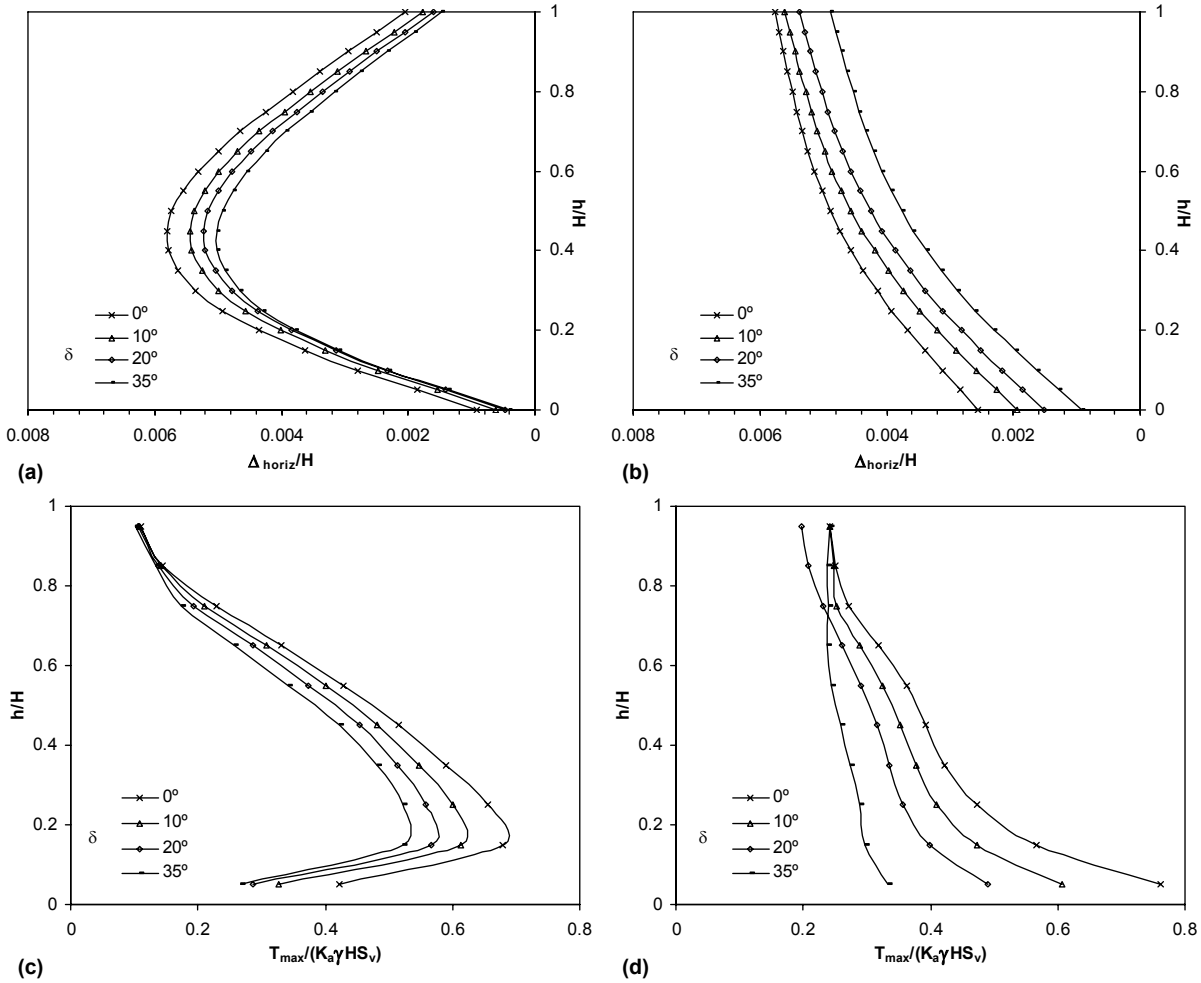


Figura 5.21 – Efeito da resistência ao corte na interface solo-painel de face nos: a) deslocamentos horizontais, para EI = 66,7 kNm^2; b) deslocamentos horizontais, para EI = 2812,5 kNm^2; c) esforços máximos nos reforços, para EI = 66,7 kNm^2; d) esforços máximos nos reforços, para EI = 2812,5 kNm^2.

Para o painel de face mais rígido, devido, essencialmente, aos elevados deslocamentos que tendem a ocorrer junto à base da estrutura, tanto maiores quanto menor a resistência da interface, o esforço máximo ocorre no nível de reforço inferior, assumindo valores muito elevados quando se considera o painel de face liso (Figura 5.21d).

Com o aumento do ângulo de atrito na interface solo-painel, os esforços tendem a distribuir-se de forma mais uniforme, em especial, quando o painel apresenta elevada rigidez.

A consideração do painel de face liso (δ = 0º) conduz a um aumento do esforço máximo da ordem dos 128% e 30%, comparativamente com os resultados referentes ao painel muito rugoso (δ = 35º), respectivamente, para o painel de maior e menor rigidez.

O recurso a um painel de face liso e de grande rigidez pode ser muito gravoso em termos dos deslocamentos horizontais, particularmente junto à base da estrutura, e da resistência à tracção exigida aos níveis de reforço inferiores.

Na Figura 5.22 comparam-se os esforços máximos que se estabelecem ao longo do comprimento do reforço e os esforços na ligação reforço-painel de face admitindo o painel liso

(δ = 0) e rugoso (δ = 35º). Nesta figura apresentam-se os esforços para o painel mais flexível (Figura 5.22a) e de maior rigidez (Figura 5.22b).

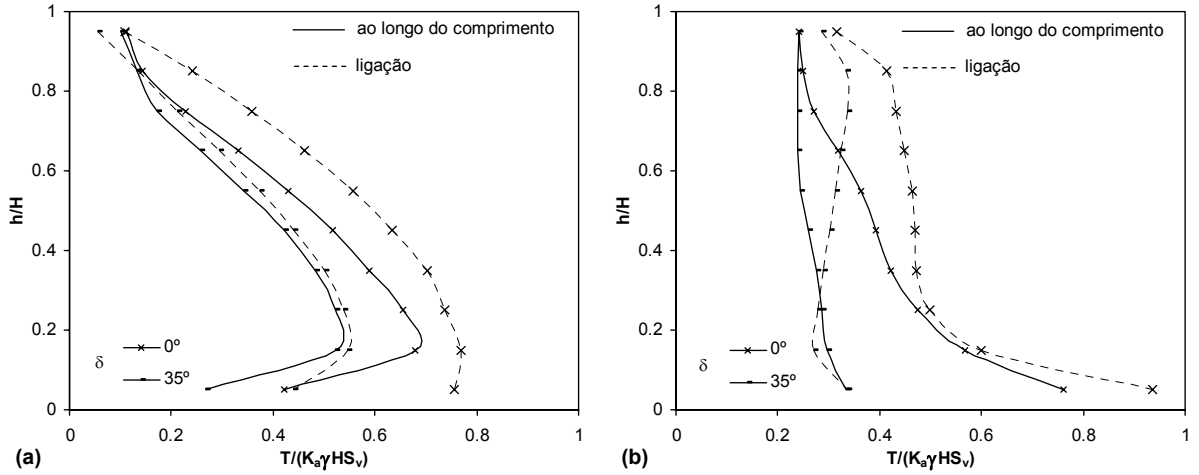


Figura 5.22 – Comparação entre os esforços máximos e os esforços na ligação para dois valores da resistência na interface solo-painel para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Nas situações em que a resistência na interface vertical solo-painel de face é nula, pelo facto de se desenvolverem deslocamentos verticais relativos elevados, resultam esforços na ligação muito superiores aos valores do esforço máximo que se estabelece ao longo do comprimento do reforço. Assim, deve ser dada especial atenção ao dimensionamento da ligação do reforço ao painel de face, particularmente quando se espera que o atrito na interface solo-painel seja reduzido.

Caso o painel de face seja rugoso e flexível, os esforços na ligação são apenas ligeiramente superiores aos valores máximos mobilizados ao longo do comprimento do reforço.

Na Figura 5.23 apresentam-se as pressões horizontais que solicitam a face do muro para os diferentes valores do ângulo de atrito na interface solo-painel, considerando o painel de face flexível (Figura 5.23a) e de elevada rigidez (Figura 5.23b). Tal como se constatou em termos dos esforços máximos e como seria de esperar, o aumento da rugosidade do painel de face reduz as pressões horizontais. Nesta figura encontram-se também representadas as pressões activas teóricas de Rankine.

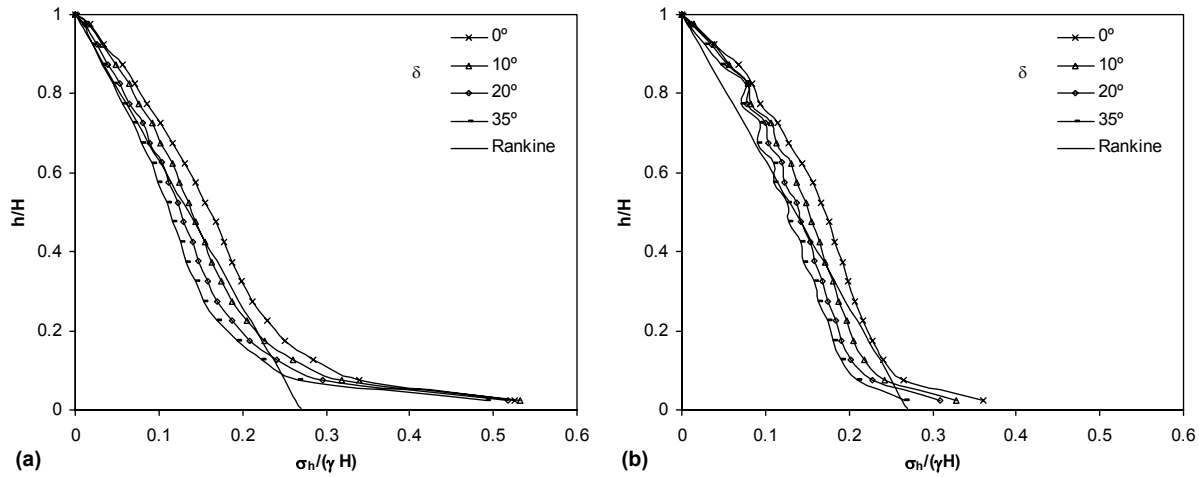


Figura 5.23 - Efeito da resistência ao corte na interface solo-painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Da análise da Figura 5.23 ressalta que, mesmo admitindo a ausência de atrito entre o solo reforçado e o painel de face ($\delta = 0$), resultam pressões horizontais superiores aos valores teóricos.

5.4.5 Influência do nível de reforço na estrutura

5.4.5.1 Efeito da rigidez à tracção do reforço

Com base numa revisão bibliográfica efectuada (Bathurst & Hatami, 1998a; Ling *et al.*, 2000 e Han *et al.*, 2002), verificou-se que a rigidez dos geossintéticos de reforço assume, habitualmente, valores entre 100 e 4000 kN/m. Assim, neste estudo paramétrico decidiu-se assumir cinco valores para a rigidez do reforço: 250, 500, 1000, 2000 e 4000 kN/m.

Apresenta-se na Figura 5.24 o efeito da rigidez à tracção dos reforços (J) sobre os deslocamentos horizontais da face do muro para os dois valores da rigidez à flexão do painel de face que têm vindo a ser analisados. Os resultados apresentados referem-se a um muro com 6 m de altura construído pelo método incremental. Mais detalhes sobre as análises podem encontrar-se no Quadro 5.2.

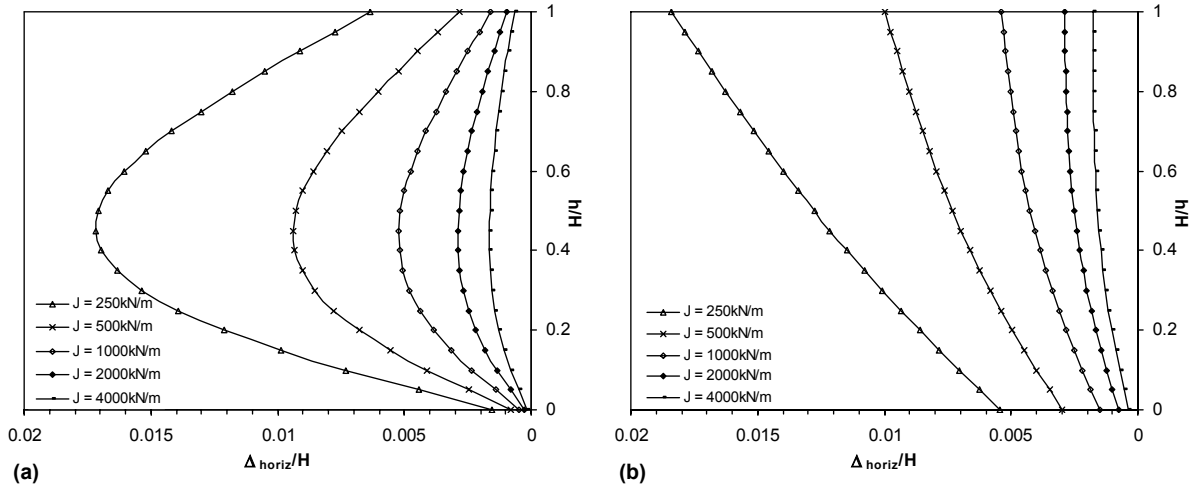


Figura 5.24 – Efeito da rigidez à tracção dos reforços nos deslocamentos horizontais da face para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Como seria de esperar, o aumento da rigidez axial dos reforços reduz os deslocamentos horizontais da face. O deslocamento horizontal máximo ocorre para a mesma cota do muro, independentemente do valor da rigidez do reforço, isto é, a cerca de 0,45H quando o muro tem um painel de face mais flexível, e no topo da estrutura, quando o painel é rígido. Note-se, desde já, que, apesar do perfil de deslocamentos ser muito distinto, o deslocamento horizontal máximo para os diferentes valores da rigidez à tracção do reforço, é sensivelmente o mesmo para os dois tipos de painel de face. Por exemplo, diminuindo a rigidez axial do reforço de 500 kN/m para 250 kN/m, o deslocamento horizontal máximo aumenta de 0,009H para 0,017H, no caso do painel flexível, e de 0,010H para 0,018H, para o painel mais rígido.

O efeito da rigidez à tracção dos elementos de reforço, para os dois valores da rigidez à flexão do painel de face, sobre os esforços máximos que se estabelecem ao longo do comprimento do reforço (excluindo o esforço na ligação), encontra-se ilustrado na Figura 5.25. Verifica-se que com o decréscimo da rigidez do reforço, o valor máximo do esforço tende a diminuir.

Apesar de não se terem representado os esforços na ligação, refira-se que, com o decréscimo da rigidez do reforço, em consequência dos maiores deslocamentos induzidos pela construção, os

esforços na ligação nos níveis superiores tendem a aumentar, verificando-se o inverso nos níveis mais próximos da base.

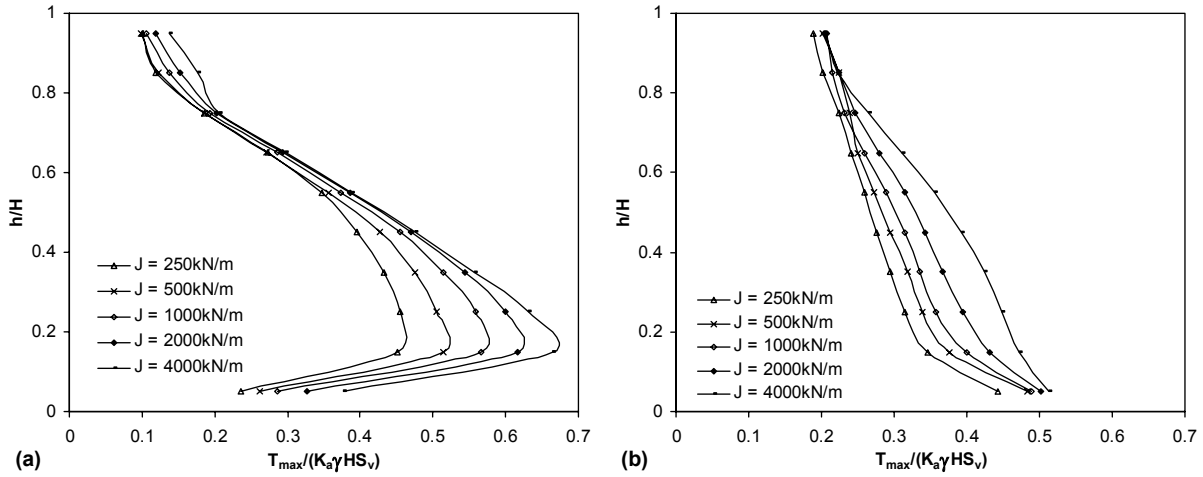


Figura 5.25 - Efeito da rigidez axial dos reforços sobre os esforços máximos nos elementos de reforço para valores da rigidez à flexão do painel de face iguais a: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Na Figura 5.26 apresenta-se o somatório dos esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento do reforço e o somatório do esforço na ligação, normalizados por γH^2, em função da rigidez à tracção dos reforços e para os dois valores da rigidez à flexão do painel de face. Nesta figura encontram-se ainda representados os valores correspondentes ao impulso activo de Rankine e de Coulomb (δ = 20º).

Da análise da Figura 5.26 constata-se que, independentemente da rigidez à flexão do painel de face, o somatório dos esforços máximos tende a aumentar com o aumento da rigidez à tracção dos reforços, verificando-se a tendência inversa em termos dos esforços na ligação. O somatório do valor máximo do esforço em cada nível permanece inferior ao valor correspondente ao coeficiente de impulso activo de Coulomb. Note-se que não foi contabilizada a força horizontal que será potencialmente absorvida pela base do painel de face.

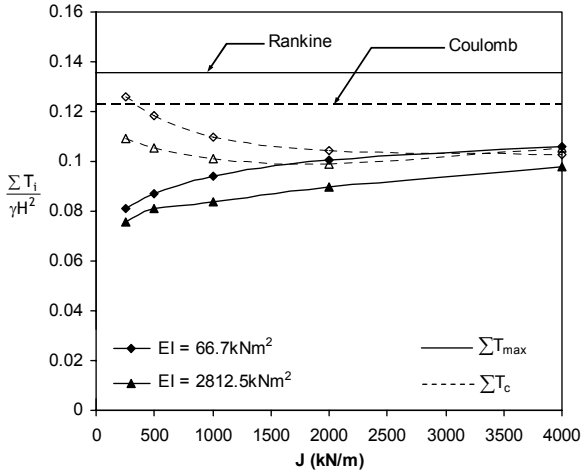


Figura 5.26 – Somatório dos esforços máximos e na ligação em função da rigidez do reforço.

5.4.5.2 Efeito da densidade da rigidez do reforço

Segundo Rowe & Ho (1998) o parâmetro com maior influência na deformação horizontal dos muros de solo reforçado com geossintéticos é o factor de rigidez do reforço, λ, definido como:

$$\lambda = \frac{J}{K_a \gamma H S_v} \tag{5.2}$$

onde J é a rigidez à tracção do reforço, K_a é o coeficiente de impulso activo de Rankine, γ é o peso volúmico do solo, H é a altura do muro e S_v é o espaçamento vertical entre reforços. Em muros com a mesma altura, construídos utilizando um material de aterro semelhante, o efeito da rigidez do reforço poderá ser avaliado em termos do factor de densidade da rigidez, Ω, dado por:

$$\Omega = \frac{J}{S_v} \tag{5.3}$$

Para diferentes combinações da rigidez à tracção do reforço e do espaçamento vertical, a que corresponda o mesmo factor de densidade da rigidez, Ω, a deformação lateral da estrutura deve, em princípio, ser semelhante.

Na Figura 5.27 comparam-se os deslocamentos horizontais da face e os esforços máximos nos elementos de reforço admitindo a base do painel de face deslizante (Figuras 5.27a e 5.27c) e considerando a sua ligação à fundação através de uma rótula (Figuras 5.27b e 5.27d). Os resultados referem-se a um muro com 6 m de altura, construído de forma incremental e com painel de face de rigidez à flexão igual a 66,7 kNm^2.

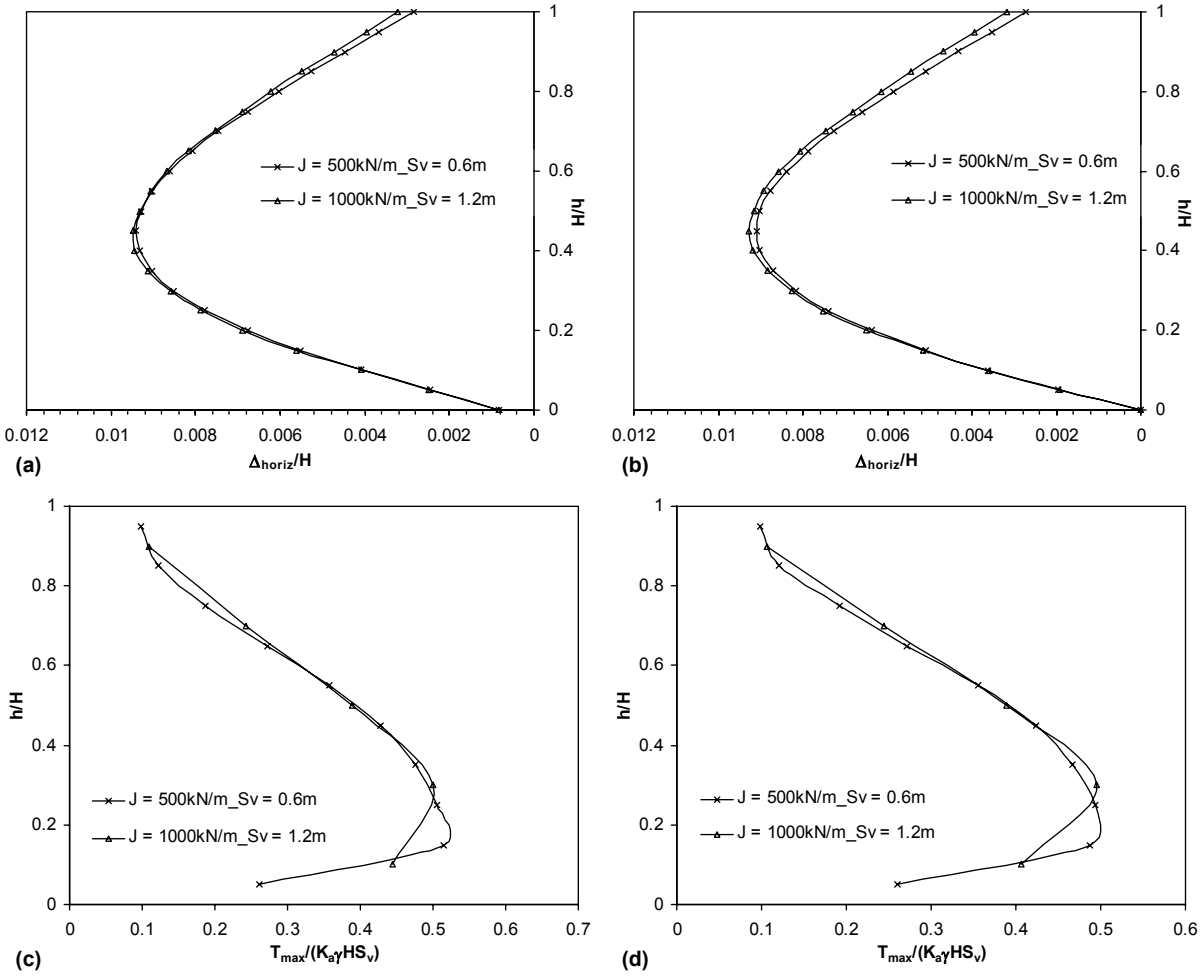


Figura 5.27 – Influência da densidade da rigidez do reforço: a) deslocamentos horizontais da face para painel deslizante; b) deslocamentos horizontais da face para painel com rótula; c) esforços máximos para painel deslizante; d) esforços máximos para painel com rótula.

A análise da Figura 5.27 permite concluir que, independentemente da condição de apoio considerada na base do painel de face e para a mesma altura do muro, a utilização de diferentes combinações de rigidez (J) e de espaçamento vertical (S_v), mantendo constante o factor de densidade de rigidez do reforço (Ω), não tem efeito significativo sobre a deformação horizontal do muro. O efeito sobre os esforços máximo ao longo do comprimento do reforço é também pouco significativo, fazendo-se sentir apenas no nível de reforço inferior. Devido ao efeito da fundação e do apoio do painel de face, quanto mais próximo o nível de reforço inferior estiver da base da estrutura, menor será o esforço que este absorve. Assim, quando o espaçamento vertical é menor é natural que o nível de reforço mais próximo da base seja solicitado por um menor esforço.

As conclusões anteriores são também válidas para outras combinações de rigidez e espaçamento vertical entre reforços e pressupõem que não se verifique deslizamento do reforço em relação ao solo.

5.4.5.3 Efeito do comprimento do reforço

A Figura 5.28 ilustra o efeito do comprimento dos reforços sobre os deslocamentos horizontais da face da estrutura e sobre os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços. Os resultados apresentados referem-se a um muro com 6 m de altura, construído de forma incremental, com painel de face deslizante e rigidez à flexão igual a 66,7 kNm^2. Porém, deve referir-se que, apesar dos resultados não serem apresentados neste trabalho, as conclusões retiradas da análise da Figura 5.28 são válidas para outros valores da rigidez do reforço, da altura da estrutura, método construtivo e rigidez do painel de face.

A análise da Figura 5.28 permite concluir que não se obtém qualquer benefício, em termos do comportamento da estrutura (para a solicitação induzida pela construção do muro), aumentando o comprimento do reforço para além de um valor igual à sua altura.

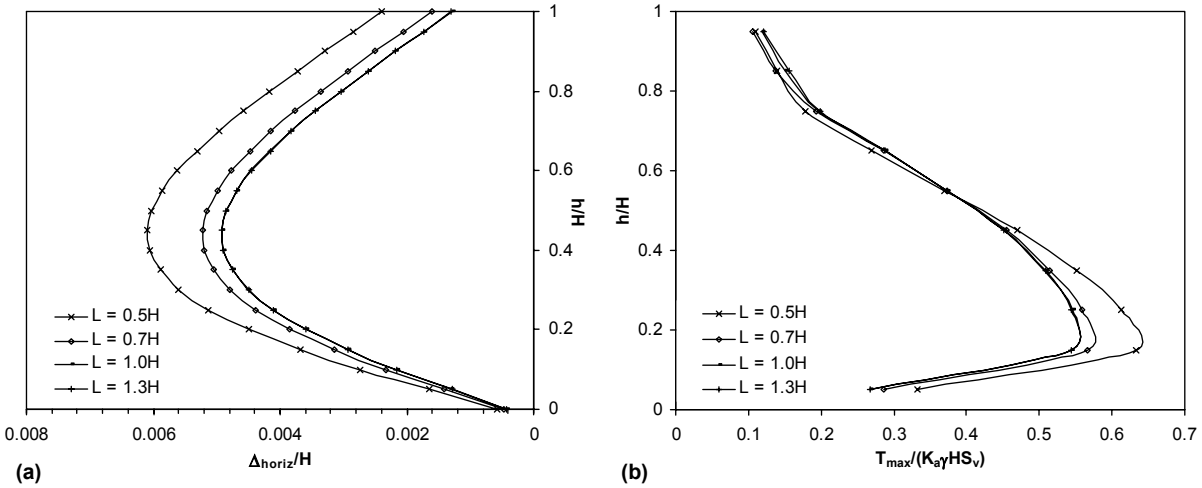


Figura 5.28 – Efeito do comprimento do reforço sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos ao longo do comprimento do reforço.

O aumento do comprimento do reforço de 0,7H para 1,0H acarreta um decréscimo de apenas 5,7%, no deslocamento horizontal máximo, e de 3,7%, no esforço máximo induzido nos reforços. Baixando o comprimento do reforço para 0,5H verifica-se um aumento de 16,7%, no deslocamento horizontal máximo, e de 12%, no esforço máximo. A redução do comprimento do reforço abaixo de 0,7H deve ser encarada com cautela, dado que, nas análises numéricas efectuadas, as

características da interface solo-reforço permitem que não ocorra escorregamento do reforço em relação ao solo. Nas situações em que se preveja que esta interface possa não ser muito resistente, devem tomar-se precauções em relação à possibilidade de rotura por arranque.

Os resultados destas análises numéricas vão ao encontro do estabelecido por algumas entidades norte-americanas e inglesas (*FHWA*, *AASHTO*, *NCMA*, *BSI*) que, tal como se referiu no Capítulo 3, recomendam que se adopte um comprimento do reforço maior ou igual a 0,7H.

5.4.6 Influência das características do painel de face

5.4.6.1 Efeito da rigidez à flexão do painel de face

As faces dos muros reforçados com geossintéticos podem ser constituídas por uma grande diversidade de materiais, que vão desde o geossintético dobrado isoladamente ou associado a armaduras que lhe conferem maior rigidez, até aos gabiões, à madeira ou ao betão (Lopes, 1992). A esta diversidade de tipos de face está associada, naturalmente, uma vasta gama de valores de rigidez à flexão.

Tal como se referiu nos pontos anteriores, em que se tentou generalizar as conclusões utilizando dois valores contrastantes da rigidez à flexão do painel de face, a rigidez da face da estrutura representa um factor com grande importância, particularmente na distribuição dos esforços pelos diferentes níveis de reforço e no perfil dos deslocamentos horizontais da face. Para avaliar o efeito da rigidez à flexão do painel de face, EI, no comportamento dos muros reforçados com geossintéticos, foram efectuadas análises para um muro de 6 m de altura, com 10 níveis de reforço, construído de forma incremental e com a base do painel de face deslizante (ver Quadro 5.2). Para generalizar as conclusões retiradas, apresentam-se resultados para dois valores da rigidez dos reforços (J = 250 kN/m e J = 1000 kN/m).

Com o objectivo de isolar o efeito da rigidez à flexão, evitando incluir simultaneamente o efeito da geometria, manteve-se a espessura do painel de face constante e fez-se variar apenas o módulo de elasticidade do material. Consideraram-se valores da rigidez à flexão de 11,0 kNm^2, 66,7 kNm^2 (problema base), 421,9 kNm^2 e 2812,5 kNm^2, a que correspondem módulos de elasticidade do material de 0,039 GPa, 0,237 GPa, 1,5 GPa e 10 GPa, respectivamente.

A Figura 5.29 ilustra o efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos horizontais da face da estrutura, admitindo um reforço muito flexível, por exemplo um geotêxtil (J = 250kN/m), e um reforço de maior rigidez, como por exemplo uma geogrelha (J = 1000kN/m). A primeira conclusão a retirar da análise desta figura, já referida em pontos anteriores, é que a rigidez do painel de face tem grande influência sobre o perfil dos deslocamentos horizontais da face da estrutura. Com o aumento da rigidez do painel de face, o ponto onde ocorre o deslocamento horizontal máximo tende a subir em altura.

Analisando com maior detalhe a Figura 5.29, verifica-se que as diferenças em termos do deslocamento horizontal máximo não são muito significativas. Utilizando, por exemplo, o reforço de menor rigidez (Figura 5.29a), o deslocamento horizontal máximo é da ordem de 0,02H, para a face mais flexível (E = 0,039 GPa), e de 0,014H, optando pela face mais rígida (E = 10 GPa). Esta diferença representa um decréscimo de 32%, para um aumento de rigidez à flexão do painel de face de cerca de 250 vezes. As diferenças em termos do valor máximo do deslocamento são ainda menos significativas caso se utilize o reforço de maior rigidez (Figura 5.29b). O aumento da rigidez do reforço, torna o bloco de solo reforçado mais rígido, reduzindo o efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos horizontais.

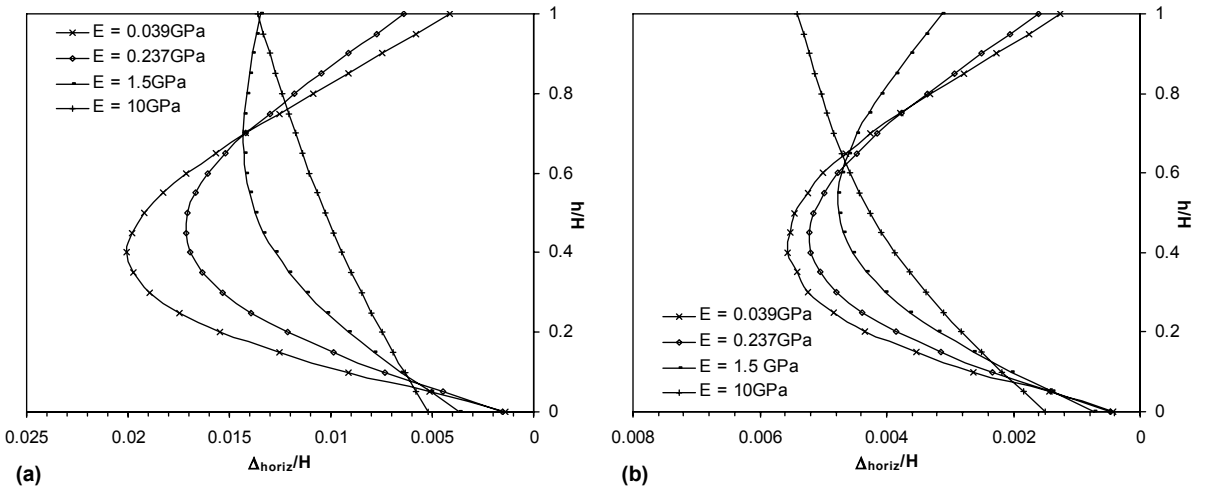


Figura 5.29 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos horizontais para valores da rigidez dos reforços iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m.

Rowe & Ho (1998) constataram, nas suas análises numéricas, que, aumentando 100 vezes a rigidez à flexão da face (de 55 para 5500 kNm^2), ocorria um decréscimo de apenas 15% no deslocamento horizontal máximo da face da estrutura. Estes autores referem ainda que a localização do ponto onde ocorre a deformação máxima depende do valor de EI.

Lopes (1992) concluiu, com base em análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos, que a diminuição nos deslocamentos horizontais da face que se consegue com o aumento da sua rigidez não é muito significativa - aumentando a rigidez dos elementos de face 35 vezes, a redução média que obteve nos deslocamentos horizontais foi da ordem dos 19%.

Apresentam-se na Figura 5.30 os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços para os quatro valores da rigidez à flexão do painel, considerando um reforço mais flexível (J = 250 kN/m) e outro de maior rigidez (J = 1000 kN/m).

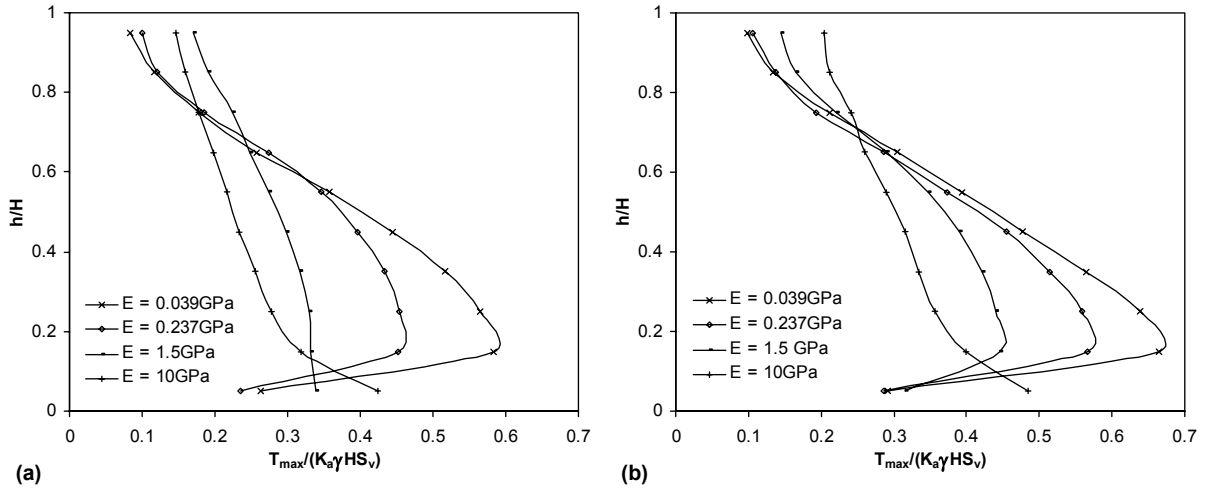


Figura 5.30 - Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os esforços máximos para valores da rigidez dos elementos de reforço iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m.

Exceptuando o decréscimo verificado no nível de reforço mais próximo da base, resultado da restrição de deslocamentos imposta pela fundação, verifica-se que a distribuição dos esforços, quando a face é mais flexível, tende para a forma triangular considerada pelos métodos de

equilíbrio limite. Com o aumento da rigidez do painel de face, a distribuição dos esforços em altura tende a tornar-se mais uniforme.

Christopher (1993) conclui, com base em ensaios em modelo reduzido em centrifugadora e em análises numéricas, que a rigidez do sistema de face utilizado em muros reforçados tem influência significativa na localização, na grandeza e na distribuição das tensões que se estabelecem nos elementos de reforço. Os resultados deste estudo paramétrico apontam no mesmo sentido.

Ilustram-se na Figura 5.31 as pressões horizontais que solicitam a face da estrutura para os diferentes valores da rigidez à flexão do painel de face, considerando a rigidez à tracção dos reforços igual a 250 kN/m (Figura 5.31a) e a 1000 kN/m (Figura 5.31b). Constata-se que, na zona superior do muro, as pressões horizontais tendem a aumentar ligeiramente com o acréscimo da rigidez à flexão do painel de face, verificando-se a tendência inversa nas proximidades da base.

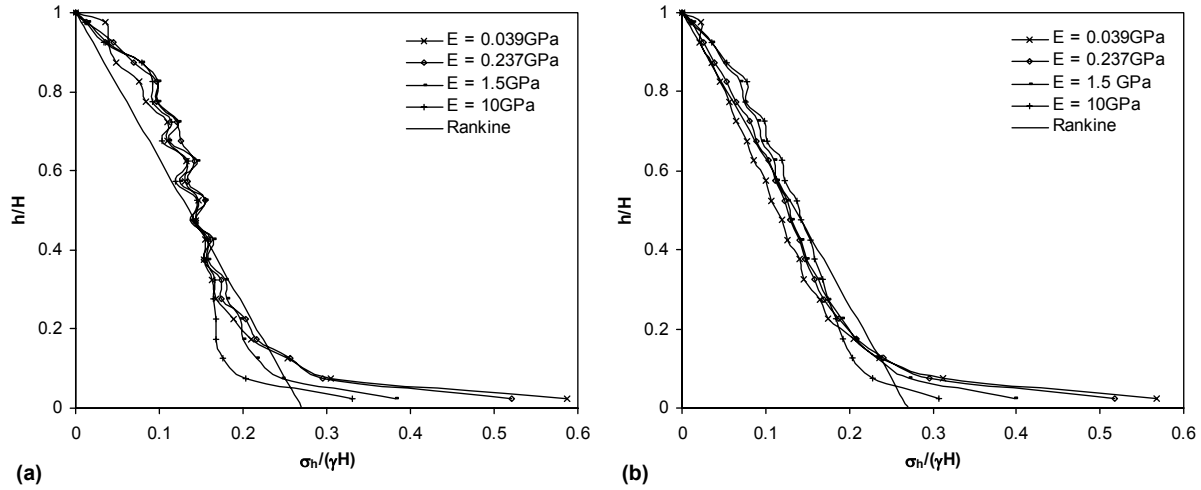


Figura 5.31 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre as pressões horizontais para valores da rigidez dos elementos de reforço iguais a: a) J = 250 kN/m; b) J = 1000 kN/m.

5.4.6.2 Efeito da geometria para a mesma rigidez à flexão

Tendo-se verificado que a rigidez à flexão do painel de face tem grande influência sobre o perfil dos deslocamentos horizontais da face e sobre a distribuição dos esforços máximos, considerou-se importante avaliar o efeito da geometria do painel, isto é, da sua espessura.

Na Figura 5.32 ilustra-se a influência, sobre os deslocamentos horizontais, da espessura do painel de face, mantendo a rigidez à flexão constante e igual a 66,7 kNm^2. Os resultados apresentados nesta figura referem-se a estruturas com 6 m de altura, em que a base do painel de face é deslizante. Apresentam-se os resultados obtidos com os métodos de construção incremental (Figura 5.32a) e escorada (Figura 5.32b).

Para o tipo de apoio do painel de face considerado, ao reduzir a sua espessura reduz-se a largura da interface entre o painel e a fundação. Assim, tendo em consideração que as características da interface não se alteraram, facilmente se compreende que quanto menor for a espessura do painel, maiores serão os deslocamentos horizontais junto à base do muro. Dado que a construção incremental dá origem a maiores deslocamentos horizontais junto à base do muro, percebe-se que a influência da espessura do painel de face assuma maior significado quando se opta por este método construtivo. Em termos do valor do deslocamento horizontal máximo as diferenças têm pouco significado.

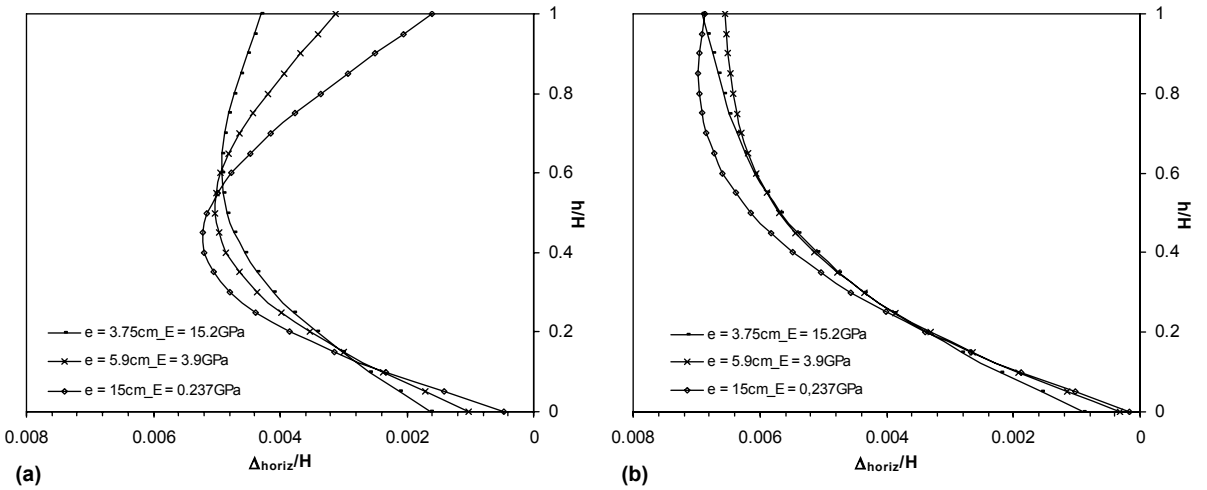


Figura 5.32 – Efeito da geometria do painel de face sobre os deslocamentos horizontais da face: a) construção incremental; b) construção escorada.

Mesmo mantendo constante a rigidez à flexão do painel de face (variando a espessura e o modulo de deformabilidade), verifica-se que a curvatura da deformada aumenta com a espessura do painel, sendo este facto mais evidente no caso da construção incremental. Se a rigidez à flexão é constante, quanto menor for o módulo de deformabilidade maior será a inércia, resultando maiores momentos flectores, M, devido ao aumento da curvatura da respectiva deformada.

Apresentam-se na Figura 5.33 os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços, para os diferentes valores da espessura do painel de face e considerando os dois métodos construtivos.

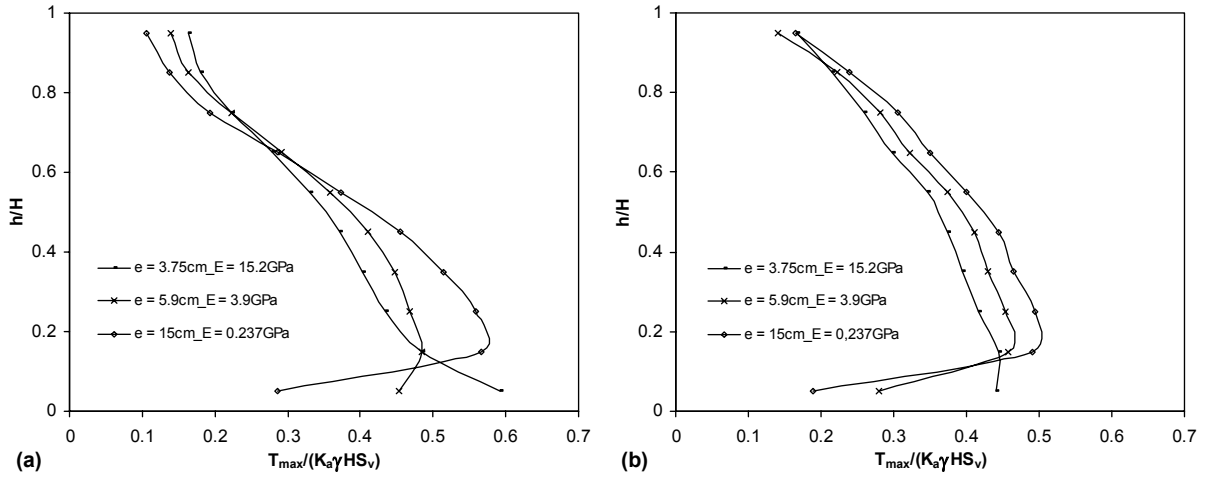


Figura 5.33 – Efeito da geometria do painel sobre esforços máximos mobilizados: a) construção incremental; b) construção escorada.

Independentemente do método construtivo, verificou-se que os deslocamentos horizontais junto à base da estrutura tendiam a aumentar com o decréscimo da espessura do painel. Assim, compreende-se que o esforço no nível de reforço mais próximo da base também aumente com o decréscimo da espessura. Exceptuando este nível, a distribuição dos esforços em altura é semelhante para os três valores da espessura, verificando-se o aumento do esforço com a espessura do painel de face.

O efeito da espessura do painel de face sobre o perfil de deslocamentos horizontais é mais significativo, tal como se referiu anteriormente, quando se recorre à construção incremental. Logo, percebe-se que as diferenças em termos de esforços mobilizados nos reforços tenham também maior significado, inclusivamente na forma como se distribuem em altura, com a utilização deste método construtivo.

Para o painel de face de menor espessura, os esforços são crescentes em profundidade. Esta distribuição também é válida para os outros dois valores da espessura, com excepção do nível de reforço inferior que, devido ao efeito da fundação e nomeadamente do efeito estabilizador da força atrítica que se desenvolve na base do painel de face (tanto maior quanto maior a espessura), fica submetido a um esforço inferior ao do nível de reforço sobrejacente.

5.4.7 Influência das propriedades do solo de aterro

5.4.7.1 Efeito do ângulo de atrito

O ângulo de atrito do material de aterro, ϕ, é, sem dúvida, um factor com grande significado nas deformações da estrutura induzidas durante a construção e sobre os esforços mobilizados nos reforços. O efeito do ângulo de atrito sobre os deslocamentos faz-se sentir a dois níveis. Primeiro, um valor de ϕ mais elevado significa que o solo apresenta maior resistência ao corte e, consequentemente, as forças mobilizadas nos reforços, para que se atinja o equilíbrio, serão menores. Sendo as deformações nos reforços menores, a deformação horizontal do solo adjacente é também menor. Por outro lado, para uma relação comprimento do reforço/altura constante, a massa de solo situada atrás do bloco reforçado e acima da linha de "força zero" (ver Figura 5.7), que é susceptível de induzir deformações laterais, é menor quando se aumenta o ângulo de atrito do solo, logo as deformações laterais da estrutura tendem também a ser inferiores.

Mesmo sabendo à partida que os solos de menor resistência ao corte conduzem a maiores deformações e maiores esforços, efectuou-se uma análise de sensibilidade ao valor do ângulo de atrito, atribuindo a este parâmetro os valores 25º, 35º (problema base) e 45º. Para isolar o efeito do ângulo de atrito do solo e evitar que a solicitação vertical fosse distinta, o peso volúmico do solo foi mantido constante.

Apresentam-se, na Figura 5.34, os deslocamentos horizontais da face da estrutura e os esforços máximos mobilizados nos reforços para os três valores do ângulo de atrito do solo, normalizados por K_aH e $K_a\gamma HS_v$, respectivamente. Para ser possível a comparação entre os deslocamentos para os diferentes valores de ϕ, introduziu-se no coeficiente de normalização o coeficiente de impulso activo de Rankine, K_a. Nas Figuras 5.34a e 5.34b encontram-se, a traço interrompido, os níveis de intercepção das linhas de "força zero" com o limite da zona reforçada (ponto E na Figura 5.7), referentes aos três valores de ϕ. Os resultados apresentados na Figura 5.34 referem-se a estruturas com 6 m de altura, com densidade de rigidez do reforço ($\Omega = J/S_v$) constante. Apresentam-se resultados referentes à construção incremental (Figuras 5.34a e 5.34c) e à construção escorada (Figuras 5.34b e 5.34d). Na interface entre o painel de face e a fundação considerou-se δ = 20º, independentemente do valor de ϕ. À interface entre o solo de aterro e o reforço foi atribuído um ângulo de atrito, δ, de 20º, quando ϕ = 25º, e de 30º, para os restantes valores do ângulo de atrito.

Da análise das Figuras 5.34a e 5.34b constata-se que mesmo utilizando o coeficiente de impulso activo, K_a, para normalizar os deslocamentos horizontais, os deslocamentos normalizados aumentam com o decréscimo do ângulo de atrito do material de aterro.

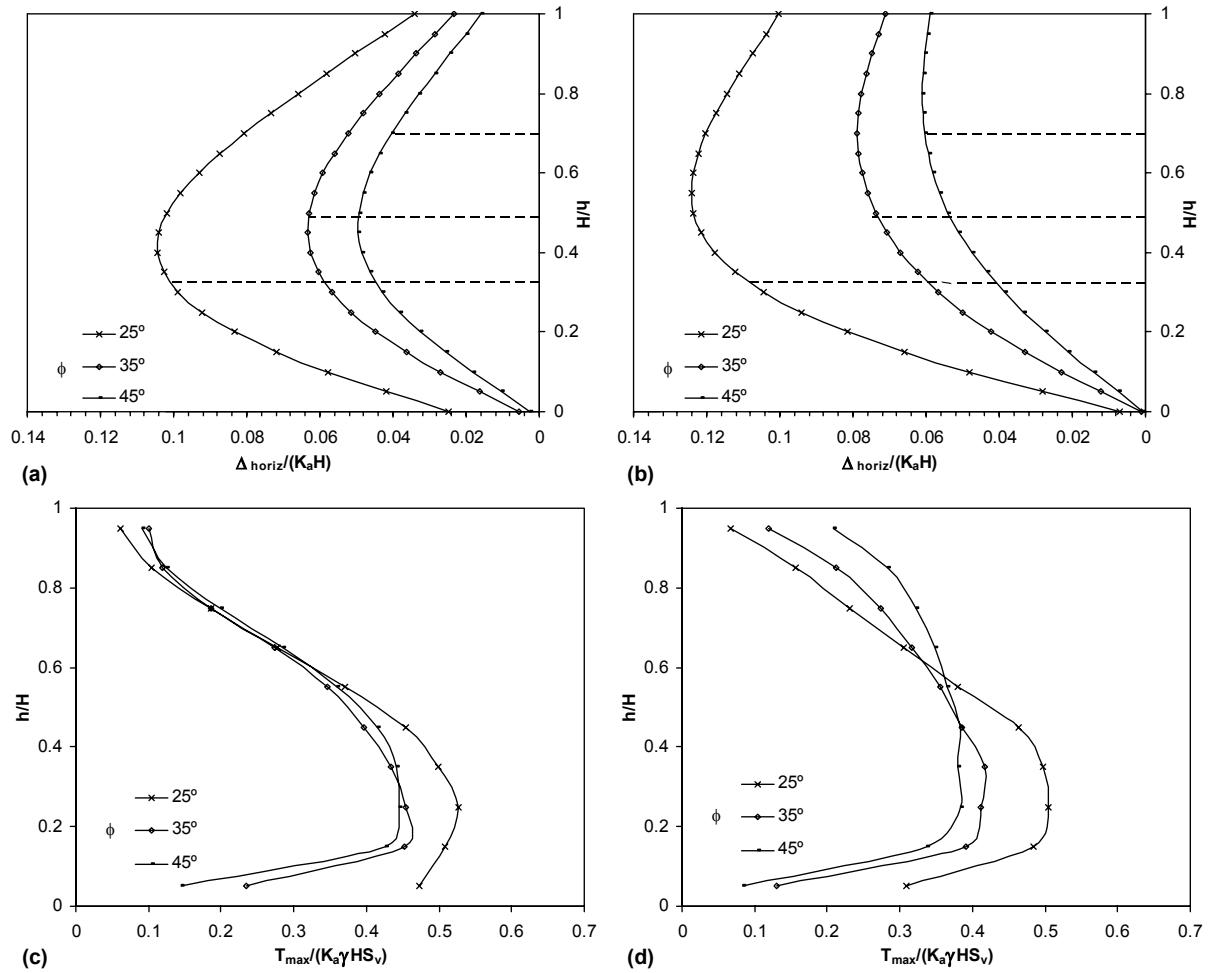


Figura 5.34 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro: a) deslocamentos horizontais - incremental; b) deslocamentos horizontais - escorada; c) esforços máximos - incremental; d) esforços máximos – escorada.

Realizando o muro com recurso à construção incremental, verifica-se que o deslocamento horizontal máximo ocorre para uma cota aproximadamente constante, independente do valor do ângulo de atrito e com uma localização relativamente próxima da correspondente à linha de "força zero" do solo com o ângulo de atrito intermédio (ϕ = 35º).

Da análise da Figura 5.34b verifica-se que, quando se opta pela construção escorada, o deslocamento horizontal máximo ocorre para uma cota superior à intersecção com a linha de "força zero". Note-se que o facto de se ter adoptado um geossintético de baixa rigidez (J = 250kN/m) e um painel de face com rigidez à flexão EI = 66,7kNm^2 conduz a que os deslocamentos máximos, para este método construtivo, não ocorram no topo do muro, como se verifica para painéis de face mais rígidos. O facto dos deslocamentos horizontais junto à base do muro aumentarem com o decréscimo do ângulo de atrito do solo de aterro está relacionado com o acréscimo da solicitação horizontal, e não com o decréscimo da resistência da interface painel-fundação que se admitiu constante.

Para um dado nível da densidade de rigidez do reforço ($\Omega = J/S_v$), o aumento do ângulo de atrito do solo conduz, logicamente, a um maior valor do factor de rigidez do reforço, λ, o que significa que são de esperar menores deformações. O acréscimo do ângulo de atrito do material de aterro de 25º para 45º acarreta um decréscimo da ordem dos 80% no deslocamento horizontal máximo, independentemente do método construtivo.

Rowe & Ho (1998) consideram que o ângulo de atrito do material de aterro é o segundo parâmetro com maior influência na deformação horizontal dos muros de solo reforçado. Diminuindo

o valor do ângulo de atrito de 50º para 30º, mantendo constante a altura da estrutura e a densidade de rigidez do reforço, estes autores constataram que o deslocamento horizontal máximo da face quadruplicou (equivalente a uma redução de 75% para o aumento do ângulo de atrito de 30º para 50º).

As diferenças em termos dos esforços normalizados, resultantes da construção incremental (Figura 5.34c), só se fazem sentir para os níveis de reforço localizados abaixo de meia altura da estrutura, onde os esforços mobilizados, quando o material de aterro é menos resistente (ϕ = 25º), tendem a ser superiores. Optando pela construção escorada, as diferenças são mais significativas (Figura 5.34d).

A razão pela qual os esforços e os deslocamentos horizontais normalizados, quando o ângulo de atrito do material de aterro é igual a 25º, são superiores, não se deve ao facto da resistência na interface solo-reforço ser inferior, como à partida poderia supor-se, mas devido ao facto do comprimento dos reforços não ser o mais adequado para este valor do ângulo de atrito do material de aterro. Na Figura 5.35 apresentam-se os deslocamentos horizontais que se desenvolvem no interior do maciço para os três valores do ângulo de atrito do material de aterro. Como se pode verificar, pela análise da Figura 5.35a, os deslocamentos horizontais atrás do bloco de solo reforçado, particularmente junto à superfície do terreno, assumem valores da mesma ordem de grandeza dos deslocamentos registados junto à face da estrutura.

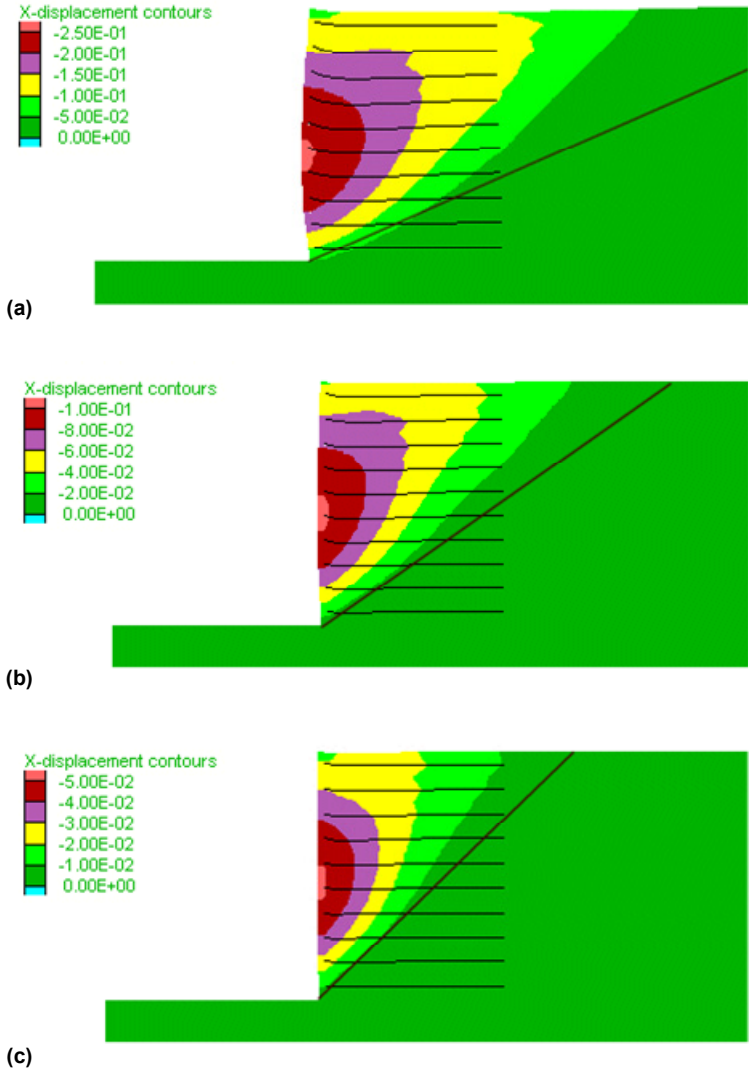


Figura 5.35 – Contornos da componente horizontal do deslocamento: a) ϕ = 25º; b) ϕ = 35º; c) ϕ = 45º.

A recta inclinada, representada nos diferentes gráficos que compõem a **Error! Reference source not found.**, é a linha de "força zero", isto é, é a recta que faz com a horizontal um ângulo coincidente com o ângulo de atrito do material de aterro. É interessante verificar que, efectivamente, abaixo desta linha os deslocamentos têm pouco significado.

Na Figura 5.36 incluem-se, além dos esforços apresentados nas Figuras 5.34c e 5.34d, os esforços máximos normalizados considerando o comprimento dos reforços, L, igual à altura da estrutura, para ϕ = 25°. Verifica-se que, se o comprimento dos reforços for suficiente, os esforços normalizados aproximam-se dos correspondentes aos restantes valores do ângulo de atrito.

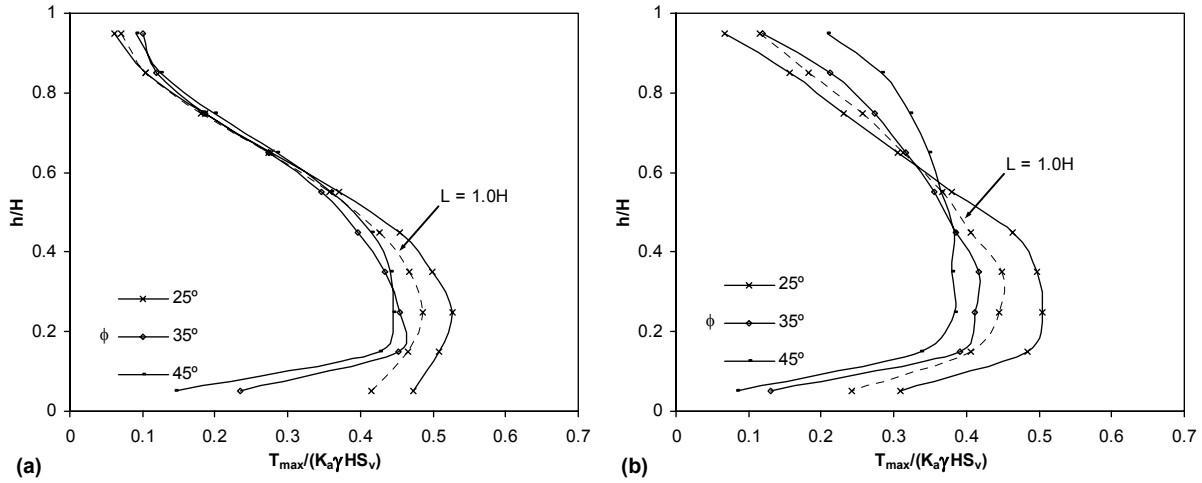


Figura 5.36 – Esforços máximos normalizados para diferentes valores do ângulo de atrito do material de aterro: a) construção incremental; b) construção escorada.

Na prática, para diferentes valores do ângulo de atrito do solo de aterro são exigidos reforços com diferente resistência à tracção e, logicamente, rigidez distinta. Quanto menor for o ângulo de atrito do material de aterro, maior é a resistência exigida ao sistema de reforço, apresentando este maior rigidez axial. Por outro lado, como já se referiu, com o acréscimo do ângulo de atrito do material de aterro, e mantendo constante a densidade de rigidez do reforço, ($\Omega = J/S_v$), o factor de rigidez do reforço, λ, aumenta. Logo, nas Figura 5.34 e 5.36 comparam-se deslocamentos e esforços para valores distintos do factor de rigidez do reforço.

Efectuaram-se análises complementares, variando o valor da rigidez do reforço em função do ângulo de atrito do solo, de forma a obter um factor de rigidez do reforço constante para os diferentes valores de ϕ. Considerando a rigidez axial do reforço igual a 374,4 kN/m, 250 kN/m e 158,3 kN/m, para aterros com ϕ igual a 25°, 35° e 45°, respectivamente, obtém-se um factor de rigidez do reforço, λ, constante e igual a 11,65.

Na Figura 5.37 ilustram-se os deslocamentos horizontais da face do muro e os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços, para os diferentes valores do ângulo de atrito do material de aterro e para um factor de rigidez do reforço constante.

A análise da Figura 5.37a permite concluir que, em muros de solo reforçado com igual altura, H, o deslocamento horizontal normalizado é semelhante para diferentes valores do ângulo de atrito do solo, desde que o factor de rigidez do reforço, λ, se mantenha constante. A diferença máxima entre os valores do deslocamento horizontal normalizado máximo é da ordem dos 14%. O valor mínimo do deslocamento horizontal máximo normalizado ocorre para ϕ = 35°, e não para o solo mais resistente, como à partida seria de esperar.

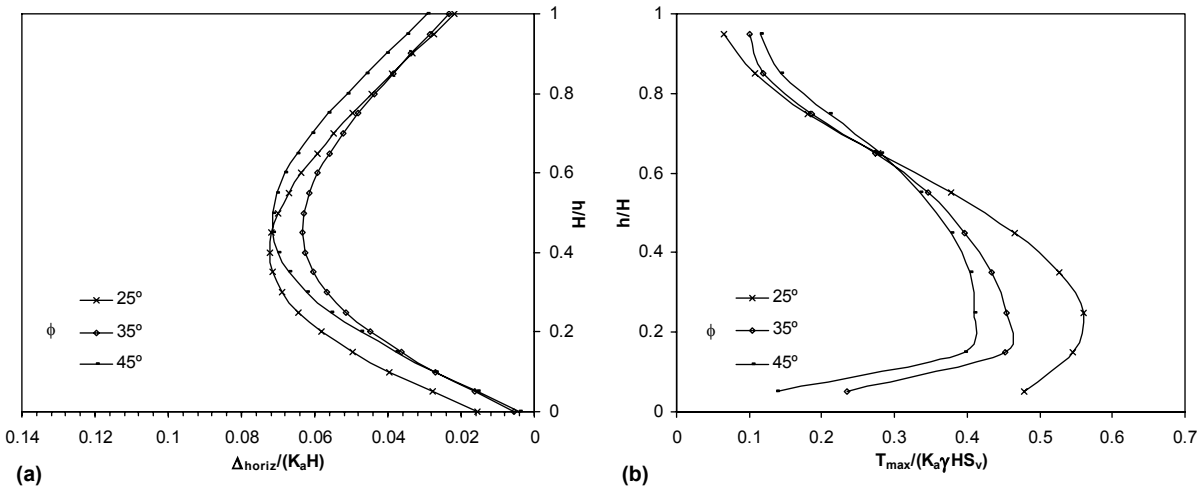


Figura 5.37 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro para o mesmo valor de λ sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos.

Em termos dos esforços máximos mobilizados nos reforços, os valores normalizados para $\phi = 35°$ e $\phi = 45°$ são bastante próximos. Pelo motivo enunciado anteriormente, e esclarecido na Figura 5.36, os esforços para o material de aterro de menor resistência tendem a ser superiores.

5.4.7.2 Efeito do ângulo de dilatância

No problema base, e em todas as análises apresentadas nos pontos anteriores, considerou-se uma lei de fluxo não associado, com ângulo de dilatância nulo. Com o objectivo de avaliar o efeito que este parâmetro tem no comportamento deste tipo de estruturas, incluiu-se o efeito do ângulo de dilatância considerado no material de aterro neste estudo paramétrico.

Na Figura 5.38 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face da estrutura, os esforços máximos absorvidos ao longo do comprimento dos reforços, o deslocamento vertical relativo na interface solo-painel de face e os esforços na ligação do reforço ao painel de face admitindo uma lei de fluxo não associado com ângulo de dilatância igual a 0º (problema base), a 5º e a 15º e uma lei de fluxo associado ($\psi = 35°$). Os resultados referem-se a um muro com 6 m de altura, construído de forma incremental e com painel de face deslizante. Na camada de solo que simula as interfaces entre o solo de aterro e a fundação e entre o painel de face e a fundação, considerou-se nulo o ângulo de dilatância.

Em termos de deslocamentos horizontais da face da estrutura (Figura 5.38a), o efeito do valor atribuído ao ângulo de dilatância do material de aterro, para uma lei de fluxo não associado, faz-se sentir, essencialmente, na zona central do muro, onde ocorrem os deslocamentos máximos. O comportamento dilatante do solo de aterro associado à consideração de uma lei de fluxo associado, conduz a que se desenvolvam maiores deslocamentos horizontais junto à base do muro.

Os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços aumentam com o ângulo de dilatância do solo. Admitindo uma lei de fluxo associado, o valor máximo do esforço, T_{max}, aumenta 33,3% em relação à situação admitida no problema base ($\psi = 0°$).

O diferencial de deslocamento vertical (deslizamento) entre o painel de face e o solo de aterro adjacente, que se designou como deslocamento vertical relativo na interface, encontra-se

representado na Figura 5.38c. Como seria de esperar, quanto maior for a dilatância do solo, menores serão os deslocamentos verticais relativos.

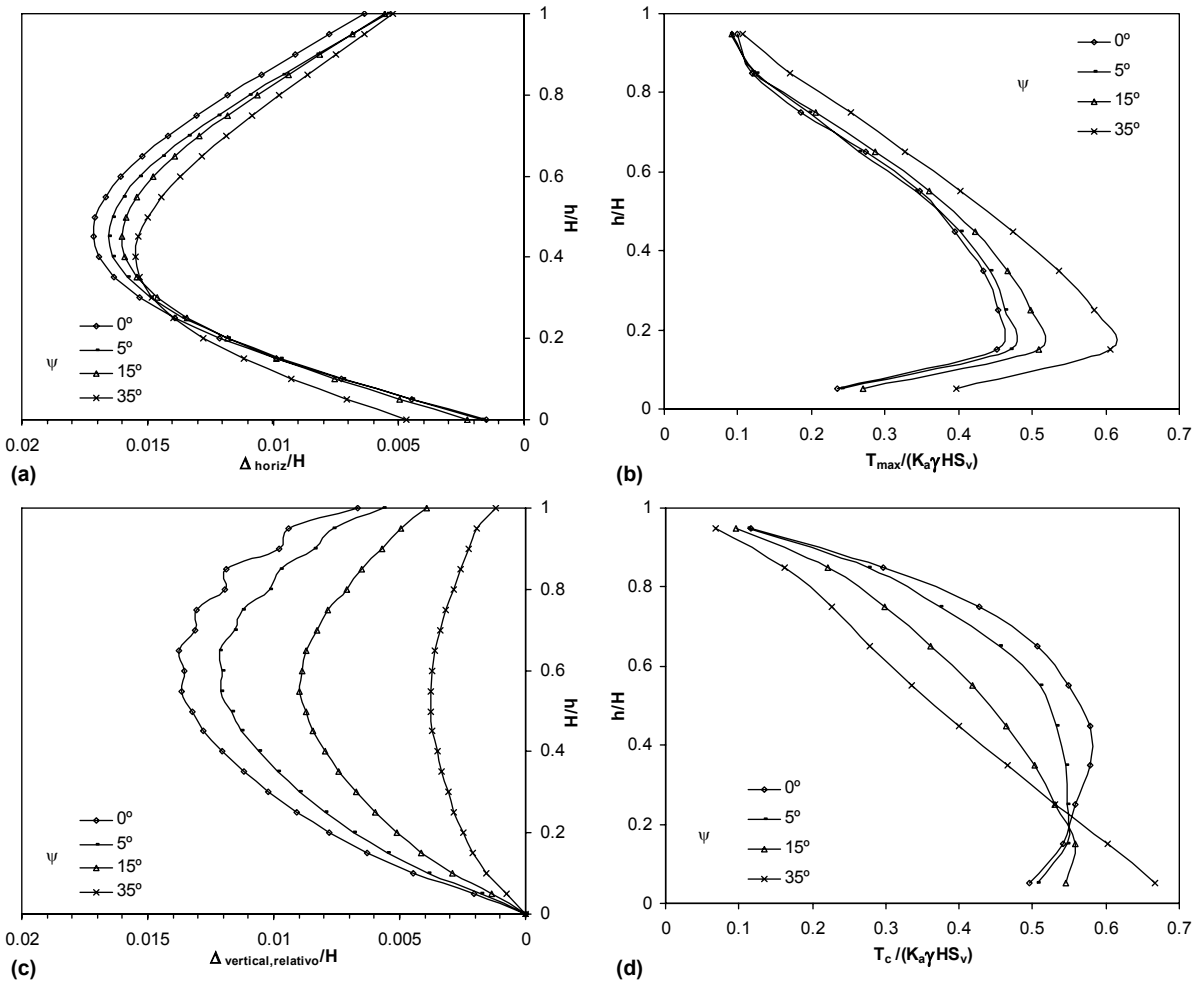


Figura 5.38 – Efeito do ângulo dilatância do material de aterro sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos ao longo do comprimento; c) o deslocamento vertical relativo na interface vertical; d) os esforços na ligação.

Tendo presentes os deslocamentos verticais relativos apresentados na Figura 5.38c, compreende-se que a distribuição em altura dos esforços na ligação seja distinta (Figura 5.38d). À excepção dos dois níveis de reforço inferiores, os esforços na ligação aumentam com o decréscimo da dilatância do solo. Para os dois níveis de reforço mais próximos da base, a tendência é inversa. Com o aumento do ângulo de dilatância do solo, os esforços na ligação tendem a distribuir-se de forma aproximadamente linear.

Na Figura 5.39 comparam-se os esforços na ligação do reforço ao painel de face e os esforços máximos que se desenvolvem ao longo do comprimento do reforço admitindo uma lei de fluxo associado e uma lei de fluxo não associado com ângulo de dilatância nulo. Da análise desta figura ressalta, em primeiro lugar, que, admitindo uma lei de fluxo associado, os esforços na ligação são inferiores aos esforços máximos que se mobilizam ao longo do comprimento dos reforços (à excepção do nível de reforço inferior), verificando-se o inverso para a lei de fluxo não associado. Como já havia sido referido em pontos anteriores, quando se admite o ângulo de dilatância nulo resultam esforços na ligação muito elevados.

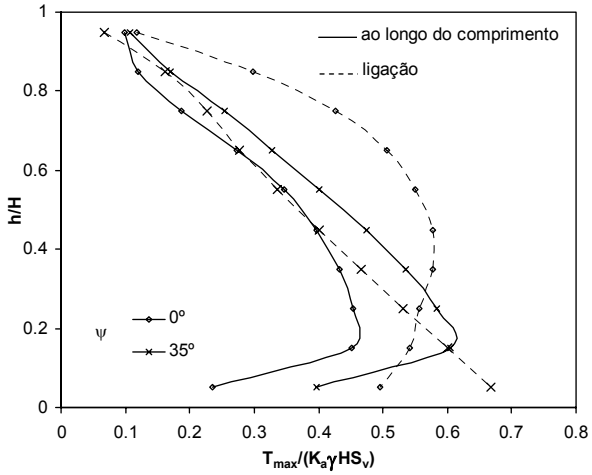


Figura 5.39 – Comparação entre os esforços máximos e os esforços na ligação para uma lei de fluxo associado e não associado (ψ = 0º).

5.4.7.3 Efeito do módulo de elasticidade

Para isolar o efeito do módulo de deformabilidade do material de aterro sobre os deslocamentos e os esforços que se mobilizam, embora pouco realista sob o ponto de vista prático, fez-se variar o seu valor entre 15 e 100 MPa, mantendo constante o valor do ângulo de atrito do solo.

O efeito do módulo de elasticidade considerado para o solo de aterro sobre as deformações laterais da estrutura e sobre os esforços máximos mobilizados nos reforços encontra-se ilustrado na Figura 5.40. Tal como se esperava, o efeito em termos dos esforços máximos é negligenciável. O decréscimo do módulo de elasticidade do solo abaixo dos 40 MPa reflecte-se ligeiramente sobre os deslocamentos. Diminuindo o módulo de elasticidade do solo de 60 MPa (problema base) para 15 MPa, o acréscimo no deslocamento horizontal máximo é de apenas 8,5%.

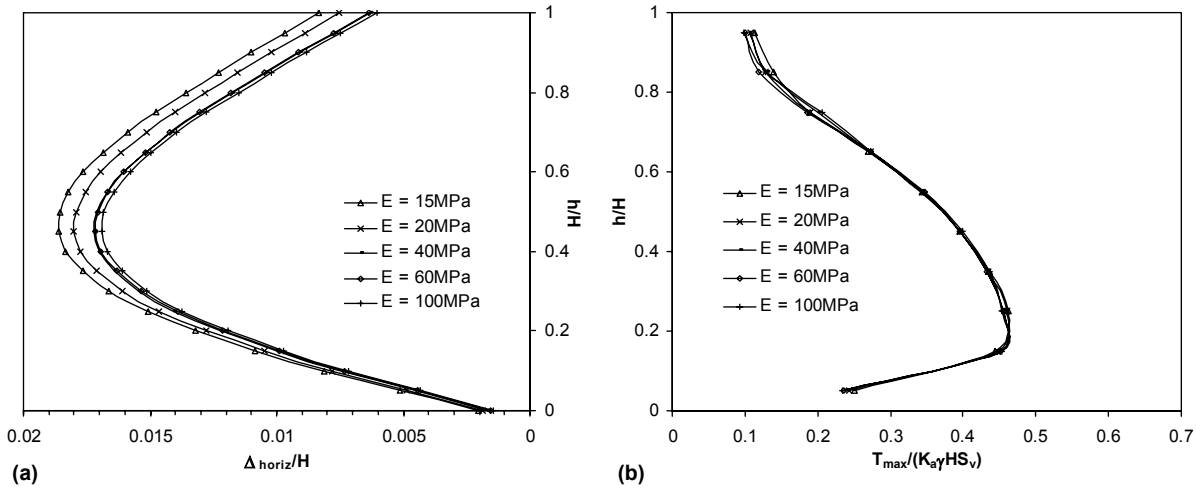


Figura 5.40 – Efeito do módulo de elasticidade do solo sobre: a) os deslocamentos horizontais da face; b) os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento do reforço.

5.4.8 Influência das características da interface solo-reforço

A transferência das tensões de corte do solo para os elementos de reforço está na base do comportamento do solo reforçado. É fundamental que a interface entre os reforços e o solo adjacente possua resistência suficiente para que essa transferência de tensões se processe de forma adequada.

A Figura 5.41 ilustra o efeito do ângulo de atrito considerado na interface solo-reforço sobre os deslocamentos horizontais da face do muro, admitindo a rigidez ao corte na interface igual a 5×10^6 kN/m (Figura 5.41a) e 5×10^3 kN/m (Figura 5.41b). Nesta análise de sensibilidade, considerou-se a construção escorada, dado que este método construtivo mobiliza maiores esforços nos níveis de reforço superiores, onde, pelo facto da tensão normal ser mais baixa, é possível que se atinja a capacidade resistente da interface solo-reforço. Os valores dos restantes parâmetros considerados podem ser consultados no Quadro 5.2.

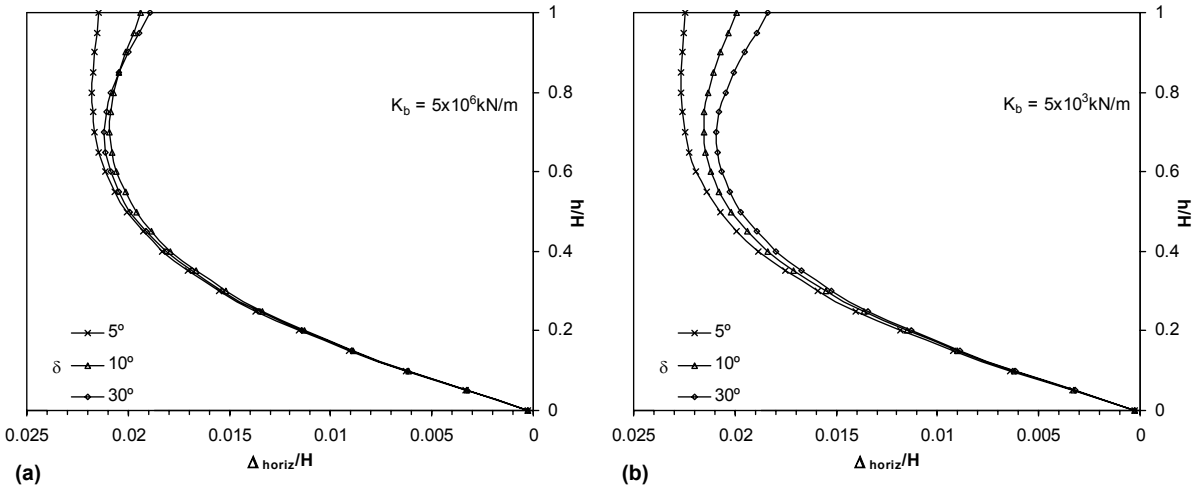


Figura 5.41 – Efeito da resistência na interface solo-reforço sobre os deslocamentos horizontais da face: a) rigidez ao corte da interface, $K_b = 5\times10^6$ kN/m; b) $K_b = 5\times10^3$ kN/m.

Admitindo uma interface com elevada rigidez tangencial, o efeito do ângulo de atrito na interface, δ, apenas se faz sentir junto ao topo do muro, verificando-se que os deslocamentos, para $\delta = 10º$ e $\delta = 30º$, são praticamente coincidentes. Caso se considere que a interface solo-reforço apresenta menor rigidez, isto é, a resistência máxima é mobilizada para maiores deslocamentos, o efeito da resistência ao corte da interface sobre os deslocamentos horizontais torna-se mais significativo, aumentando o deslocamento com o decréscimo da resistência.

Na Figura 5.42 ilustra-se o efeito da resistência ao corte na interface solo-reforço sobre os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços (Figuras 5.42a e 5.42b) e sobre os esforços na ligação do reforço ao painel de face (Figuras 5.42c e 5.42d).

O efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço sobre os esforços máximos apenas se faz sentir no nível de reforço superior, onde a tensão normal é mais baixa, atingindo-se a capacidade resistente da interface. O esforço da ligação do reforço ao painel de face aumenta com a resistência na interface nos níveis de reforço localizados acima da meia altura do muro, verificando-se o inverso nos níveis de reforço inferiores. A maior capacidade resistente da interface permite que, nos níveis de reforço superiores, sejam mobilizados maiores esforços. Dado que se mobilizam maiores esforços na zona superior, os esforços exigidos aos níveis de reforço inferiores para que se

atinja o equilíbrio são, neste caso, inferiores. Contrariamente, para os menores valores da resistência ao corte, esta é totalmente mobilizada nos níveis de reforço superiores, verificando-se uma redistribuição de esforços para os níveis mais próximos da base do muro.

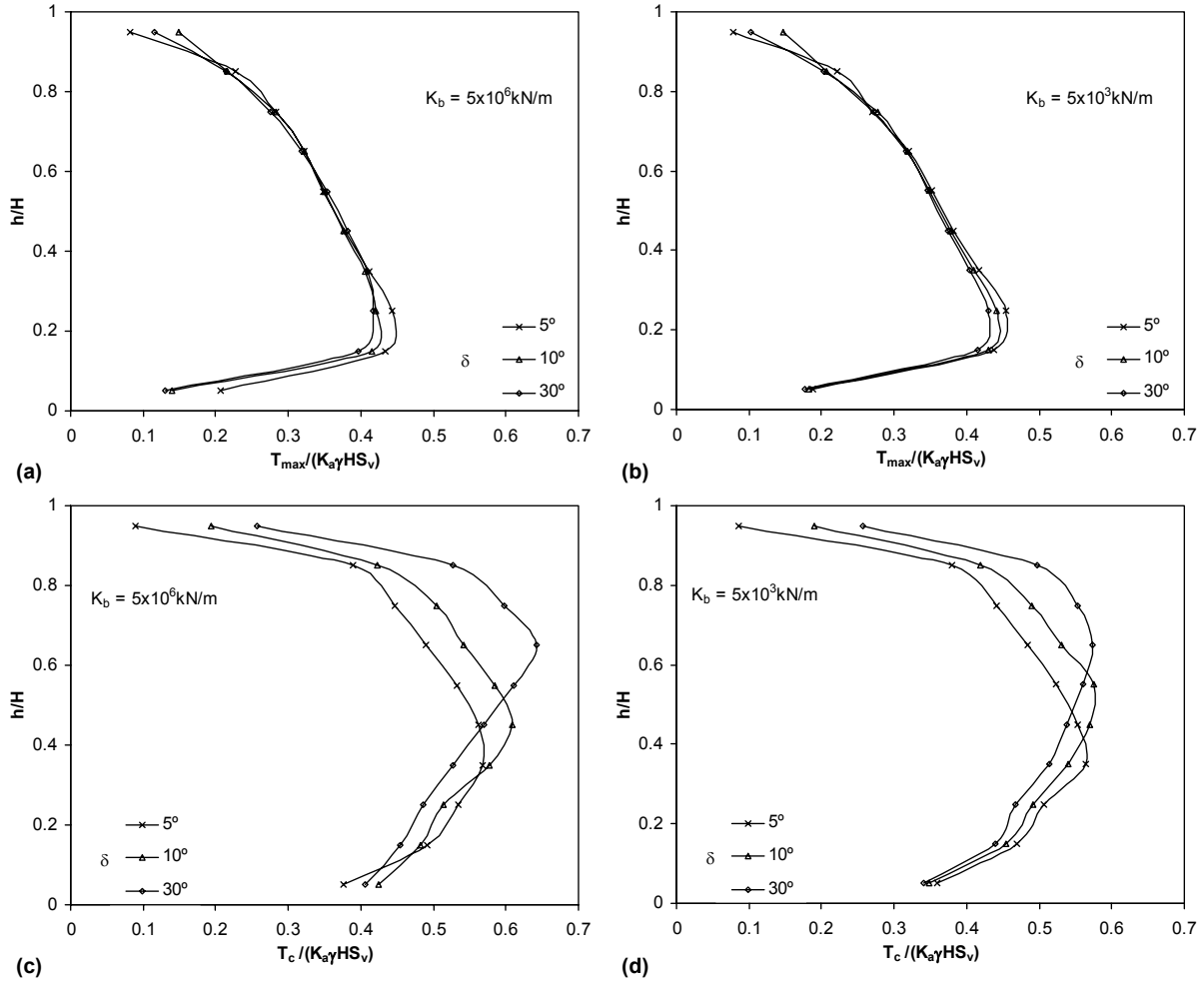


Figura 5.42 – Efeito da resistência ao corte na interface solo-reforço sobre os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento, T_{max}, e os esforços na ligação, T_c: a) e c) $K_b = 5\times10^6$ kN/m; b) e d) $K_b = 5\times10^3$ kN/m.

Para compreender como se distribuem os esforços ao longo do comprimento do reforço, apresentam-se na Figura 5.43 as deformações axiais relativas ao nível de reforço superior (Figura 5.43a) e ao 7º nível de reforço, a partir da base (Figura 5.43b). A análise desta figura permite concluir que, no nível de reforço superior, quando o ângulo de atrito na interface, δ, é igual a 5º e a 10º, a capacidade resistente da interface parece ser mobilizada na sua totalidade. O esforço aumenta com a distância a partir da extremidade livre, isto é, com o aumento do comprimento de arranque. Quando a interface apresenta maior resistência (δ = 30º) é notório o efeito da ligação do reforço ao painel de face. Constata-se, pela análise da Figura 5.43b, que, excluindo a zona de ligação do reforço ao painel de face, o esforço máximo é praticamente coincidente e ocorre na mesma zona do comprimento da inclusão, qualquer que seja a resistência da interface.

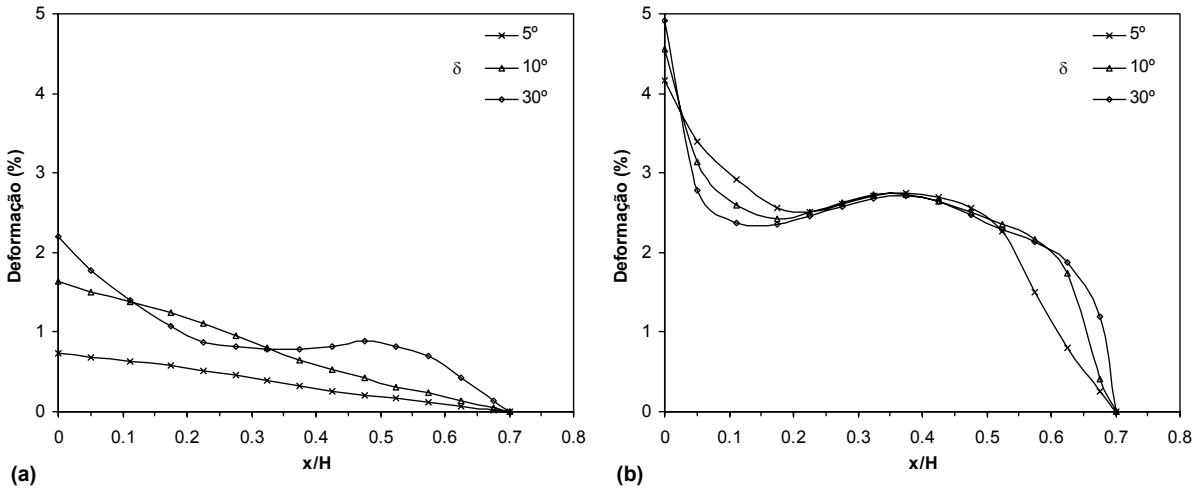


Figura 5.43 – Deformação axial ao longo do comprimento do reforço, considerando $K_b = 5\times10^3$ kN/m: a) nível de reforço superior (10º nível); b) 7º nível de reforço.

5.4.9 Influência da altura da estrutura

5.4.9.1 Efeito da altura para a mesma rigidez à flexão do painel de face

No problema base, apresentado em 5.3, e nas análises apresentadas nos pontos anteriores, considerou-se um muro reforçado com 6 m de altura. Com o objectivo de generalizar as conclusões deste estudo, considerou-se importante incluir neste trabalho o efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos da face e os esforços máximos mobilizados nos reforços.

Analisaram-se muros reforçados de altura igual a 4,8 m, 6 m (problema base), 9,6 m e 12 m, mantendo constante o espaçamento vertical entre os reforços igual a 0,6 m. Utilizou-se o mesmo material de aterro, independentemente da altura da estrutura. Nas análises apresentadas neste ponto, e com o propósito de isolar o efeito da altura do muro, a face da estrutura em todos os casos tem rigidez à flexão igual e de valor 2812,5 kNm^2.

Tendo presente que o factor de rigidez de reforço, λ, definido pela Equação (5.2), é, de acordo com Rowe & Ho (1998), o parâmetro com maior influência na deformação horizontal dos muros reforçados com geossintéticos, considerou-se que o efeito da altura da estrutura deveria ser analisado para estruturas com o mesmo λ. Assim, a rigidez dos reforços foi ajustada em função da altura do muro, de forma a que em todas as estruturas o factor de rigidez do reforço, λ, fosse igual a 29,12. Note-se que, em geral, para o mesmo tipo de inclusão, a rigidez do reforço aumenta com a resistência. Como às estruturas de maior altura são exigidos reforços mais resistentes, o ajuste da rigidez em função da altura da estrutura vai ao encontro do que acontece em termos práticos.

O muro com 4,8 m de altura apresenta 8 níveis de reforço de rigidez igual 500 kN/m. A rigidez dos reforços no muro com 6 m de altura é igual a 625 kN/m. No muro com 9,6 m de altura, a rigidez dos reforços é igual a 1000 kN/m, tendo sido incluídos 16 níveis de reforço. No muro com 12 m de altura foram colocados 20 níveis de reforço de rigidez igual a 1250 kN/m.

Na Figura 5.44 apresenta-se o efeito da altura da estrutura, H, sobre os deslocamentos horizontais da face e os esforços máximos normalizados, admitindo que os muros apresentam um painel de face deslizante. Com o objectivo de evitar que as conclusões retiradas fossem referentes apenas a um dos métodos construtivos, são apresentados os resultados admitindo que os muros foram construídos de forma incremental (Figuras 5.44a e 5.44c) ou que se optou pela construção

escorada (Figuras 5.44b e 5.44d). A Figura 5.45 ilustra os resultados referentes a muros que se encontram ligados à fundação rígida através de uma rótula.

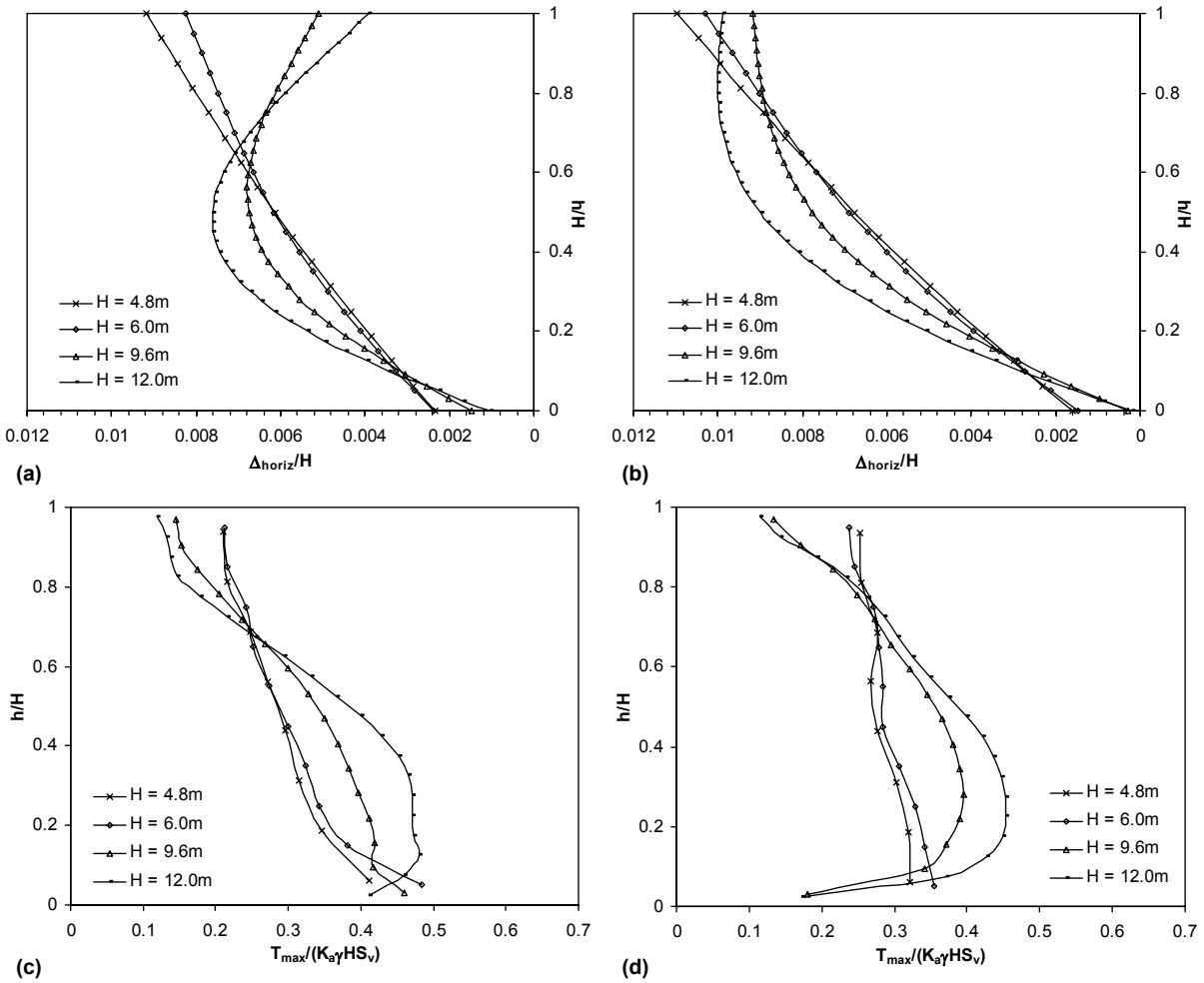


Figura 5.44 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados (painel de face deslizante): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada.

A primeira conclusão, que se retira da análise das Figuras 5.44 e 5.45, é que, independentemente do método construtivo e do apoio do painel de face, o perfil dos deslocamentos horizontais da face da estrutura torna-se mais linear com o decréscimo da altura. Para os valores mais baixos da altura, o painel de face parece ficar submetido a uma rotação pura em torno da sua base, quando este se encontra articulado à fundação, e a uma translação e rotação, quando é permitido o deslizamento na base. Esta constatação sugere que não é possível falar isoladamente em termos da rigidez do painel de face, isto é, classificar o painel como rígido ou flexível, mas que a rigidez deve ser confrontada com a altura da estrutura.

Note-se que, o deslocamento horizontal máximo normalizado ocorre, com excepção do muro construído de forma escorada e com a base do painel de face articulado (Figura 5.45b), para o muro de menor altura.

Nas Figuras 5.44 e 5.45 comparam-se ainda os esforços máximos mobilizados nos reforços para os quatro valores da altura da estrutura, considerando os dois métodos construtivos e para as condições de apoio do painel de face referidas anteriormente. Tendo presente o perfil dos deslocamentos horizontais normalizados, compreende-se que a distribuição dos esforços máximos em altura também seja distinta para os diferentes valores da altura da estrutura.

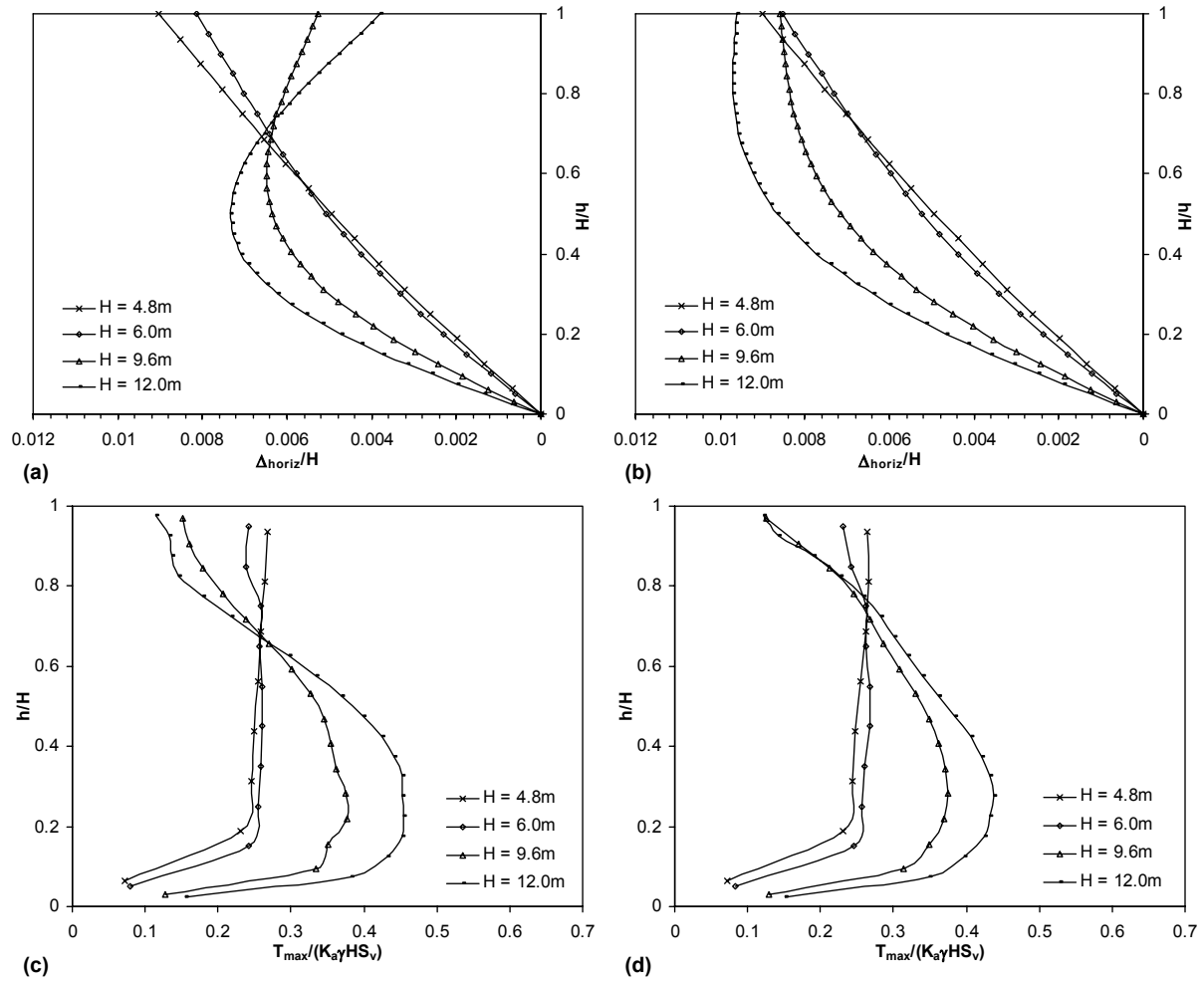


Figura 5.45 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados (painel com rótula): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada.

Para os dois muros de menor altura (H = 6 m e H = 4,8 m), o comportamento em termos de distribuição dos esforços máximos em altura é o de muros com face, que se designou anteriormente como "rígida", isto é, distribuição de esforços aproximadamente uniforme e acréscimo de esforço no nível de reforço inferior, quando a base do painel de face é deslizante ou decréscimo do mesmo quando o painel é articulado.

Ho (1993) concluiu, das suas análises numéricas relativas a muros com painel de face articulado na base e recorrendo ao método de construção escorada, que em muros de altura reduzida (H = 3 m), a força máxima instalada nos reforços parece decrescer com a profundidade. Refere ainda que esta evidência vai ao encontro da situação observada por Bathurst *et al.* (1989) num muro com 3 m de altura construído e instrumentado em laboratório. Ho (1993) considera que quando a altura do muro é reduzida, uma parcela significativa do impulso de terras é absorvida pela base do muro, resultando, desta forma, esforços inferiores nos níveis de reforço próximos da base.

Os resultados do presente trabalho evidenciam que a distribuição dos esforços máximos, para as diferentes alturas da estrutura, está mais dependente da rigidez da face, que condiciona o perfil de deformações horizontais, do que propriamente do efeito da restrição imposta pela base do muro, se bem que esta se faça sentir, principalmente, quando o painel de face é articulado na base.

Na Figura 5.46 apresentam-se os esforços na ligação, para os dois métodos construtivos e para os quatro muros com alturas distintas. Constata-se que a distribuição em altura dos esforços na ligação é distinta para muros com alturas de 4,8 e 6 m ou muros com 9,6 e 12 m. Tal como se

verificou em termos de esforços máximos, os esforços na ligação normalizados tendem a ser superiores nas estruturas mais altas.

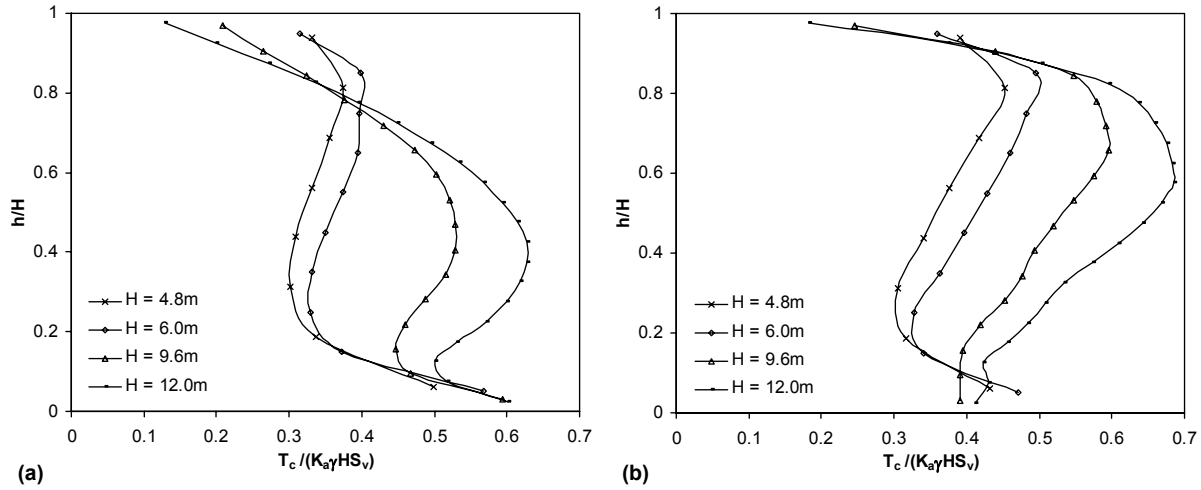


Figura 5.46 - Efeito da altura da estrutura sobre os esforços máximos na ligação (painel deslizante): a) construção incremental; b) construção escorada.

5.4.9.2 Efeito da altura para rigidez à flexão do painel de face distinta

Verificou-se pelos resultados apresentados em 5.4.9.1, que em estruturas de diferente altura, com o mesmo factor de rigidez do reforço, λ, e a mesma rigidez à flexão do painel de face, EI, os deslocamentos e os esforços máximos absorvidos pelos reforços são muito distintos. Constatou-se, ainda, que o painel de face nas estruturas de menor altura evidencia um comportamento de painel rígido, isto é, as deformações por flexão parecem ter pouco significado. Assim, foram efectuadas análises adicionais, variando a geometria e a rigidez à flexão do painel de face em função da altura da estrutura.

Das análises efectuadas concluiu-se que um muro de altura H_1 e rigidez à flexão do painel de face $(EI)_1$ apresenta um comportamento semelhante, em termos de deformação horizontal da face, a um muro de altura H_2 e rigidez à flexão $(EI)_2$, desde que os valores da rigidez à flexão do painel de face obedeçam à seguinte equação:

$$\frac{(EI)_2}{(EI)_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^8 \tag{5.4}$$

Esta conclusão pode confirmar-se pela análise das Figuras 5.47 e 5.48, onde se apresentam os deslocamentos horizontais e os esforços máximos normalizados relativos a estruturas de alturas distintas, com o mesmo valor do factor de rigidez do reforço, λ, e rigidez à flexão do painel de face variando em função de H. A face do muro com 4,8 m de altura tem espessura de 3,75 cm e módulo de elasticidade de 2,5 GPa. No muro com 6 m de altura, a face apresenta 5,9 cm de espessura e módulo de elasticidade de 3,9 GPa. Os muros com 9,6 m e 12 m de altura foram construídos com paineis de face de 15 cm e 23,4 cm de espessura e módulo de elasticidade de 10 GPa e 15,625 GPa, respectivamente.

Da observação das Figuras 5.47 e 5.48 conclui-se que alterando a rigidez do painel de face (EI) em função da altura do muro de acordo com a Equação (5.4), os deslocamentos horizontais da face e os esforços normalizados tornam-se semelhantes, quer em termos da forma como se distribuem em altura, quer em termos do seu valor máximo, independentemente do método

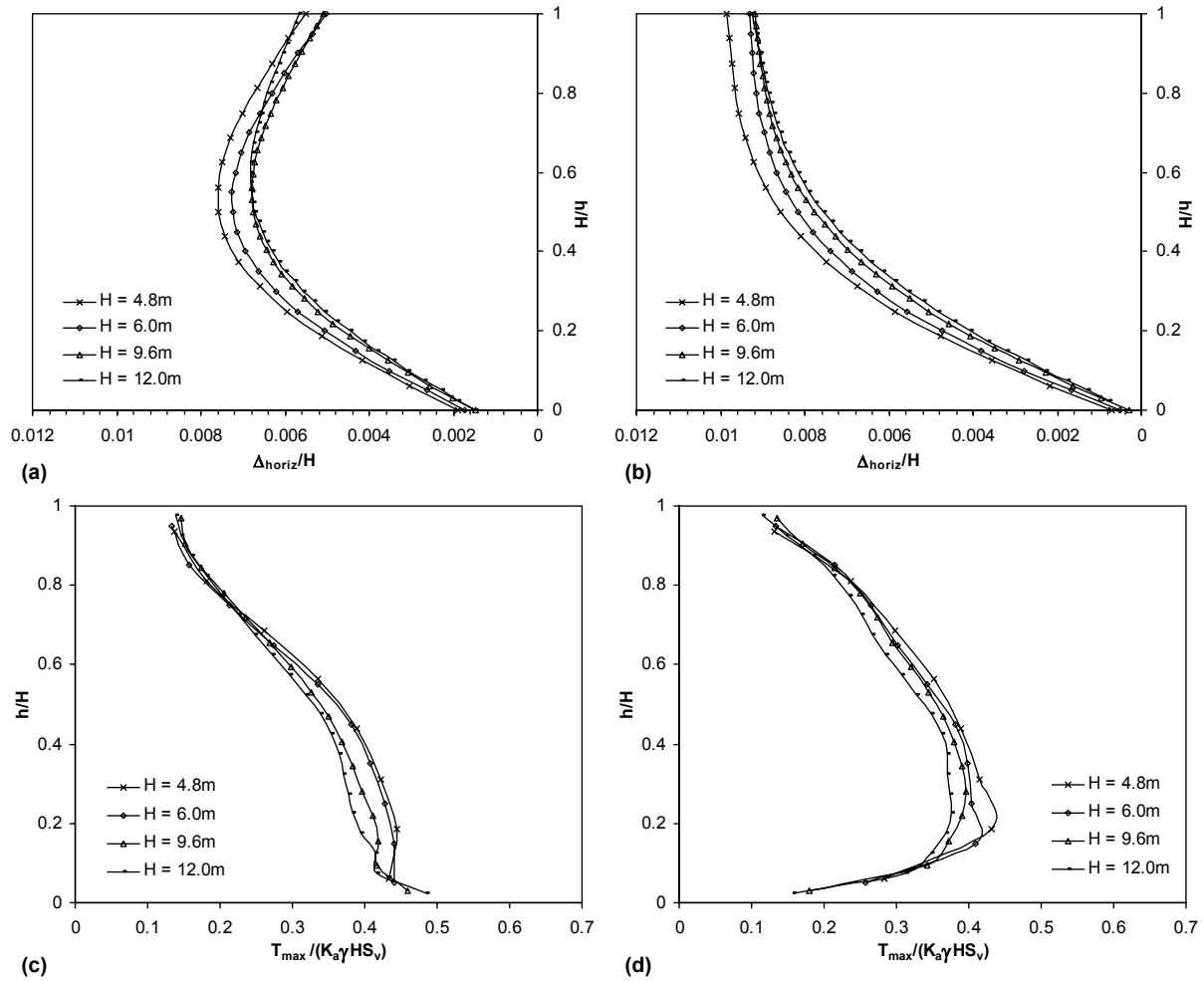


Figura 5.47 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados para estruturas com diferente rigidez à flexão do painel de face (deslizante): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada.

construtivo e das condições de apoio do painel de face. Refira-se que se notam algumas diferenças, mas sem grande significado, particularmente quando é permitido o deslizamento na base do painel de face. Para esta condição de apoio, verificam-se maiores deslocamentos no muro de menor altura devido, essencialmente, à menor capacidade resistente da interface entre o painel de face e a fundação, resultante das menores tensões verticais que a solicitam e da menor espessura do painel.

Note-se que a relação entre os valores da rigidez à flexão, estabelecida pela Equação (5.4), foi obtida através das relações:

$$\frac{e_2}{e_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 \tag{5.5}$$

$$\frac{E_2}{E_1} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 \tag{5.6}$$

onde e_1 e e_2 representam a espessura do painel de face para o muro de altura H_1 e H_2, respectivamente, e E_1 e E_2 são os módulos de deformabilidade respectivos.

Caso a relação entre a rigidez à flexão das estruturas obedeça à Equação (5.4), mas tenha sido conseguida sem respeitar as Equações (5.5) e (5.6), a aproximação entre os resultados não é

tão perfeita, tal como o ilustrado na Figura 5.49, para a estrutura com 6 m de altura. Relembre-se que o efeito da espessura do painel de face, para o mesmo valor da rigidez à flexão, foi avaliado em 5.4.6.2.

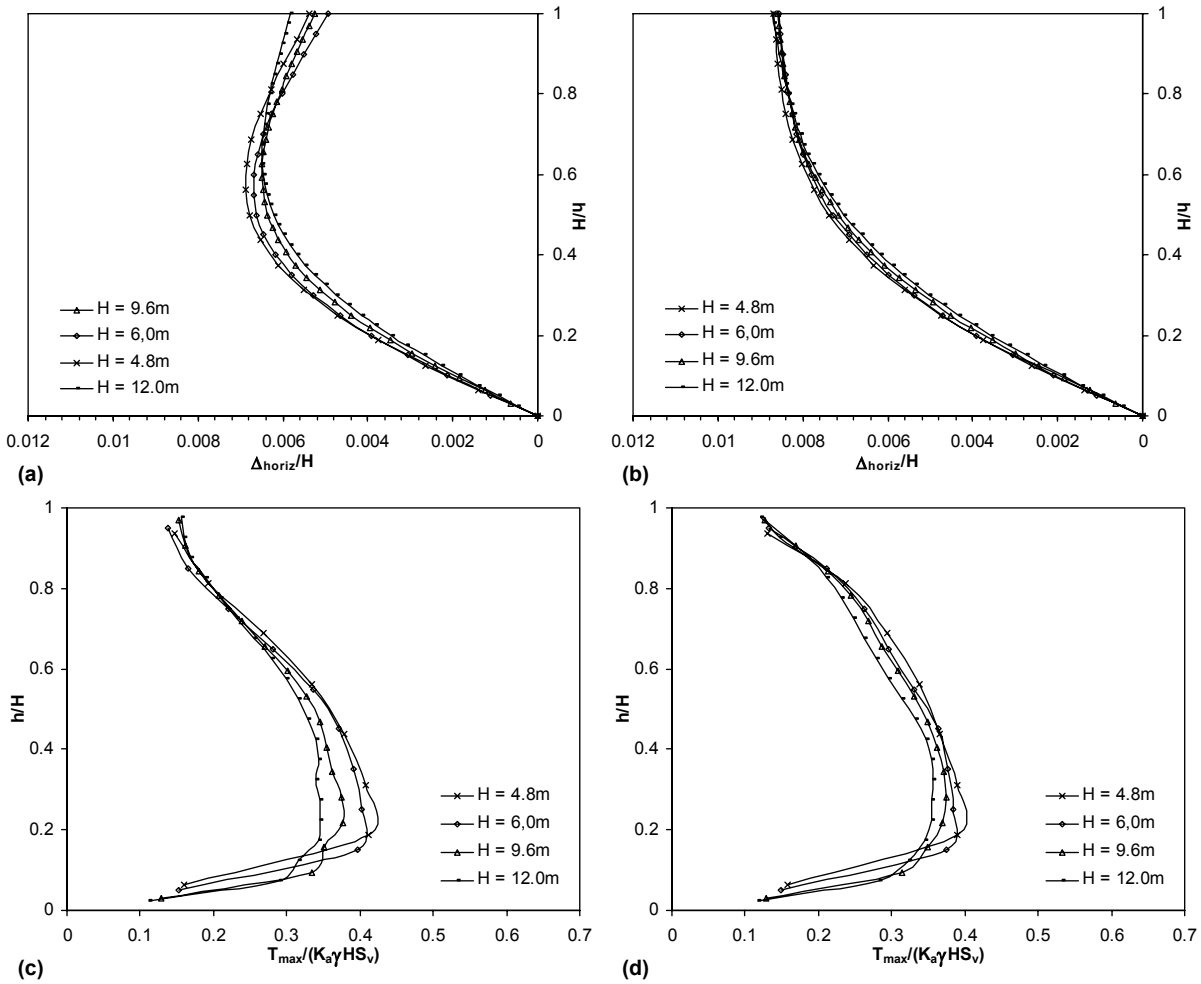


Figura 5.48 – Efeito da altura da estrutura sobre os deslocamentos horizontais e esforços máximos normalizados para estruturas com diferente rigidez à flexão do painel de face (rótula): a) e c) construção incremental; b) e d) construção escorada.

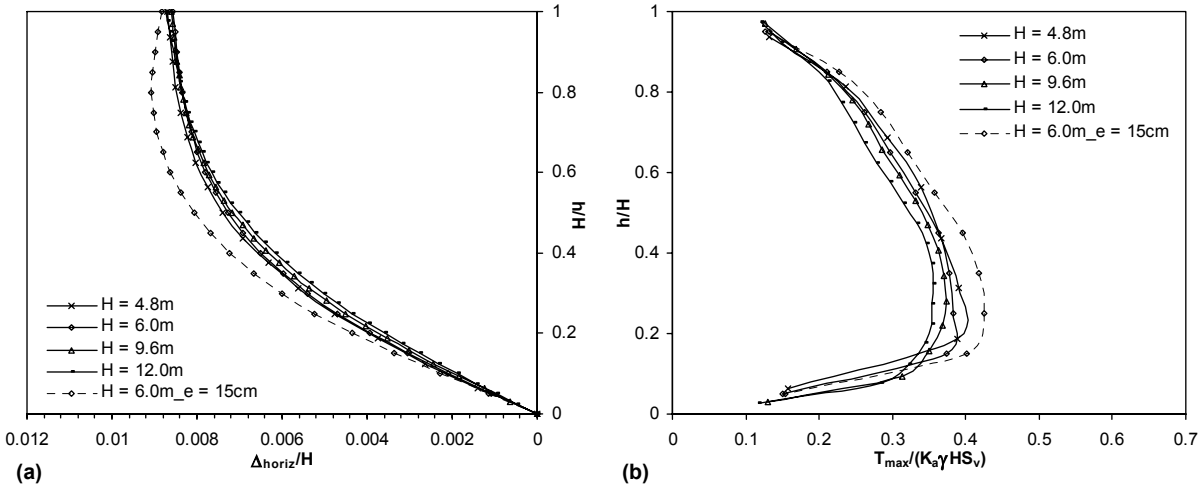


Figura 5.49 – Comparação de deslocamentos e esforços quando não são respeitadas as Equações (5.5) e (5.6). Painel de face articulado e construção escorada: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

5.4.10 Comparação dos esforços com propostas apresentadas por outros autores

No Capítulo 3 apresentaram-se diversos métodos de dimensionamento de muros de solo reforçado com geossintéticos, entre eles o método proposto por Allen *et al*. (2003), designado por método "*K-Rigidez*", que permite estimar os esforços mobilizados nos diferentes níveis de reforço através de uma abordagem distinta da utilizada pelos métodos de equilíbrio limite.

Anteriormente à proposta apresentada por Allen *et al*. (2003), Lee (2000) propôs, com base em análises numéricas efectuadas com recurso ao programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC* e tentando calibrar os resultados com os dados da instrumentação de muros construídos à escala real e apresentados por Allen *et al*. (1992) e Christopher (1993), que o valor máximo do esforço mobilizado nos reforços de um muro de altura, H, fosse estimado pela equação:

$$T_{max} = a_T \Phi_s \Phi_g \gamma H S_v \tag{5.7}$$

onde a_T é um parâmetro tabelado pelo autor em função do tipo de face e do espaçamento vertical entre reforços, cujos valores se apresentam no Quadro 5.3, Φ_s é o índice do solo (*soil index*), que pretende introduzir no cálculo do esforço máximo a influência da resistência ao corte do solo, Φ_g é o índice do geossintético (*geosynthetic index*), que reflecte o efeito da rigidez global dos reforços, γ é o peso volúmico do solo e S_v é o espaçamento vertical entre reforços.

Quadro 5.3 – Valores do parâmetro a_T para diferentes tipos de muros (Lee, 2000).

Tipo de muro	a_T
Face com geossintético dobrado, espaçamento vertical elevado (S_v = 0,76m)	1,8
Face com geossintético dobrado, espaçamento vertical reduzido (S_v = 0,38m)	1,5
Face com geossintético dobrado, reforços secundários, espaçamento vertical elevado	1,7
Face com blocos, espaçamento vertical elevado	1,7
Face com blocos, espaçamento vertical reduzido	1,5
Face com painel de betão, espaçamento vertical elevado	2,2
Face com painel de betão, espaçamento vertical reduzido	1,8

Estabelecendo a correlação entre os resultados das análises numéricas e o índice do solo, Φ_s, Lee (2000) propõe que este parâmetro seja determinado através das equações:

$$\begin{aligned} \Phi_s &= 69{,}071\phi^{-1{,}9345} \quad \text{- face estrutural} \\ \Phi_s &= 136{,}11\phi^{-1{,}9985} \quad \text{- face com geossintético dobrado} \end{aligned} \tag{5.8}$$

sendo ϕ o valor do ângulo de atrito do solo. Para o índice do geossintético, Φ_g, é proposta a equação:

$$\Phi_g = 0{,}3035 S_{global}{}^{0{,}1678} \tag{5.9}$$

sendo a rigidez global do reforço, S_{global}, dada por:

$$S_{global} = \frac{\sum_{i=1}^{n} J_i}{H} \tag{5.10}$$

Lee (2000) admite que, pelo facto de nas suas análises numéricas ter considerado os elementos de reforço ligados aos nós dos elementos que simulam o solo, obteve esforços superiores em cerca de 20%. Assim, sugere que ao esforço máximo determinado através da Equação (5.7) seja aplicada uma redução de 20%.

Tentando criar uma envolvente aos resultados da instrumentação dos muros construídos à escala real e apresentados por Allen *et al*. (1992) e por Christopher (1993) e aos resultados do estudo paramétrico que realizou, Lee (2000) propõe a distribuição dos esforços em altura ilustrada na Figura 5.50.

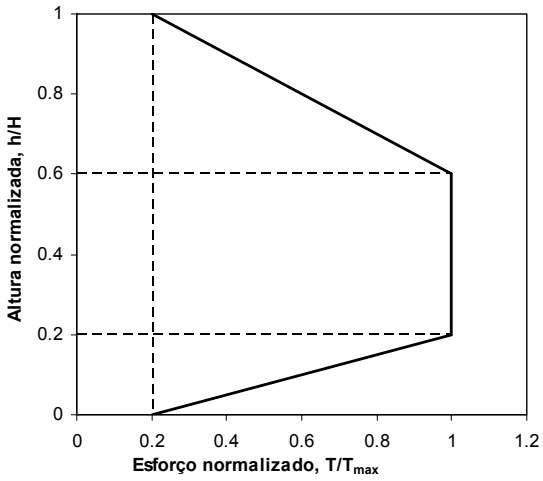


Figura 5.50 – Distribuição dos esforços em altura proposta por Lee (2000).

Atendendo ao facto da proposta de Lee (2000) ser muito semelhante ao método proposto por Allen *et al*. (2003), tendo-lhe inclusivamente servido de base, optou-se pela sua não inclusão no Capítulo 3 e pela sua apresentação apenas neste ponto para efeitos comparativos.

Na Figura 5.51 comparam-se os esforços máximos normalizados obtidos numericamente com as distribuições de esforços propostas por Lee (2000), por Allen *et al*. (2003) e pela FHWA (2001), recorrendo ao método de construção escorada (Figura 5.51a) e à construção incremental (Figura 5.51b). Os resultados apresentados nesta figura referem-se a um muro com 6 m de altura, com 10 níveis de reforço de rigidez à tracção igual a 1000 kN/m e com painel de face de reduzida rigidez à flexão (EI = 66,7 kNm^2).

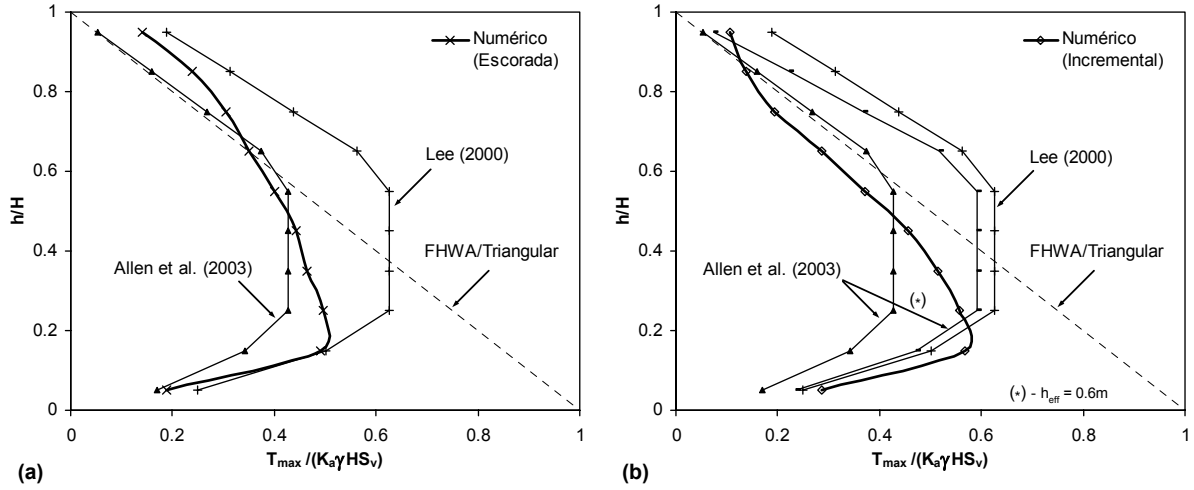


Figura 5.51 - Comparação dos esforços máximos obtidos numericamente com distribuições propostas por outros autores (painel de face flexível): a) construção escorada; b) construção incremental.

Da análise da Figura 5.51a constata-se que, quando se recorre à construção escorada, a proposta de Allen *et al*. (2003) tende a subestimar os esforços máximos instalados nos reforços, enquanto a distribuição proposta por Lee (2000) pode ser encarada como uma envolvente, mesmo para os níveis de reforço inferiores. Refira-se que a distribuição proposta por Lee (2000), apresentada na Figura 5.51, já contempla a redução de 20% sugerida pelo autor, tendo-se admitido que a rigidez à flexão do painel de face seria equivalente à rigidez da face com geossintético dobrado. A distribuição de esforços linearmente crescente em profundidade, proposta pela *FHWA*, sendo largamente conservativa para os níveis de reforço inferiores, subestima o esforço nos níveis superiores.

Um dos factores que deve ser avaliado na distribuição de esforços proposta por Allen *et al*. (2003) é o factor que contempla o efeito da rigidez da face, Φ_{fs}. No cálculo deste factor intervém, tal como se apresentou no Capítulo 3, a altura equivalente do painel que é 100% eficiente na transmissão de momentos flectores. Os autores sugerem que em muros com painéis instalados incrementalmente essa altura equivalente, h_{eff}, se considere igual à altura de cada elemento que constitui o painel. Assim, na Figura 5.51b apresenta-se a distribuição proposta por estes autores admitindo a altura equivalente igual à altura da estrutura e a distribuição correspondente à consideração de h_{eff} igual à altura de cada elemento que é colocado incrementalmente.

Considerando que o muro é construído de forma incremental, qualquer das propostas, excluindo a distribuição triangular, que é largamente conservativa, subestima o esforço máximo instalado pelo menos nos dois níveis inferiores. A proposta de Allen *et al*. (2003), que não tem em consideração o facto do muro ser construído de forma incremental, subestima o esforço para todos os níveis localizados na metade inferior da altura do muro. Admitindo a altura equivalente, h_{eff}, igual a 0,60 m, a distribuição proposta por estes autores aproxima-se da distribuição proposta por Lee (2000), embora esta última pareça mais adequada para estimar o esforço no nível superficial.

Com o objectivo de avaliar se as conclusões apresentadas nos parágrafos anteriores são válidas para painéis de face mais rígidos, comparam-se na Figura 5.52 os esforços máximos normalizados obtidos numericamente com as distribuições de esforços, apresentadas por outros autores, admitindo o painel de face de betão (EI = 2812,5 kNm^2) e que o muro é construído de forma escorada (Figura 5.52a) ou incremental (Figura 5.52b).

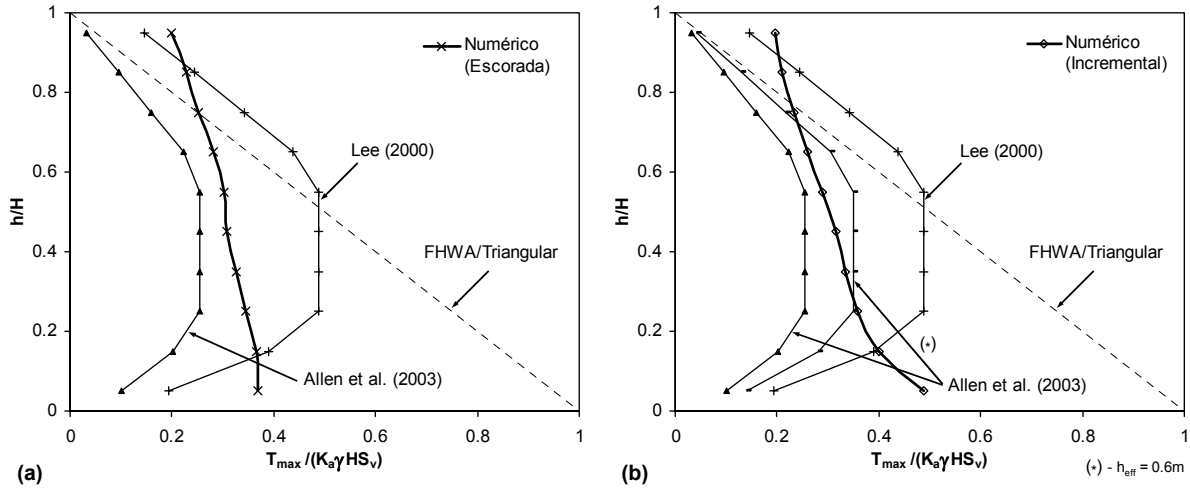


Figura 5.52 - Comparação dos esforços máximos obtidos numericamente com distribuições propostas por outros autores (painel de face rígido): a) construção escorada; b) construção incremental.

Quando o painel de face apresenta maior rigidez, a distribuição de esforços proposta por Allen *et al*. (2003) considerando a altura equivalente, h_{eff}, igual à altura do muro, subestima o

esforço em todos os reforços, independentemente do método construtivo. Exceptuando os níveis de reforço extremos (superior e inferior), a distribuição que é proposta por Lee serve de envolvente aos esforços. Note-se que para este valor da rigidez à flexão do painel de face, a proposta de Allen *et al*. (2003), com h_{eff} = 0,6 m, já não é tão próxima da distribuição sugerida por Lee.

Tendo em consideração que os resultados apresentados nas figuras anteriores se referem apenas a estruturas em que é permitido o deslizamento da base do painel de face, comparam-se, na Figura 5.53, os esforços máximos mobilizados ao longo do comprimento dos reforços obtidos numericamente admitindo as três condições de apoio, consideradas neste estudo paramétrico, com as distribuições de esforços propostas por Lee (2000) e por Allen *et al*. (2003). Comparam-se os esforços para painéis de face com rigidez à flexão, EI, igual a 66,7 kNm^2 (Figura 5.53a) e igual a 2812,5 kNm^2 (Figura 5.53b). Os esforços apresentados dizem respeito a uma estrutura com 6 m de altura, construída de forma incremental, com reforços de rigidez igual a 1000 kN/m.

Dado ter-se constatado que, quando se considera a altura equivalente, h_{eff}, igual à altura do muro, a distribuição de esforços proposta por Allen *et al*. (2003) tende a subestimar os esforços, e tendo em atenção que os resultados apresentados na Figura 5.53 se referem a muros construídos de forma incremental, optou-se por apresentar nesta figura apenas a distribuição correspondente a h_{eff} = 0,6 m.

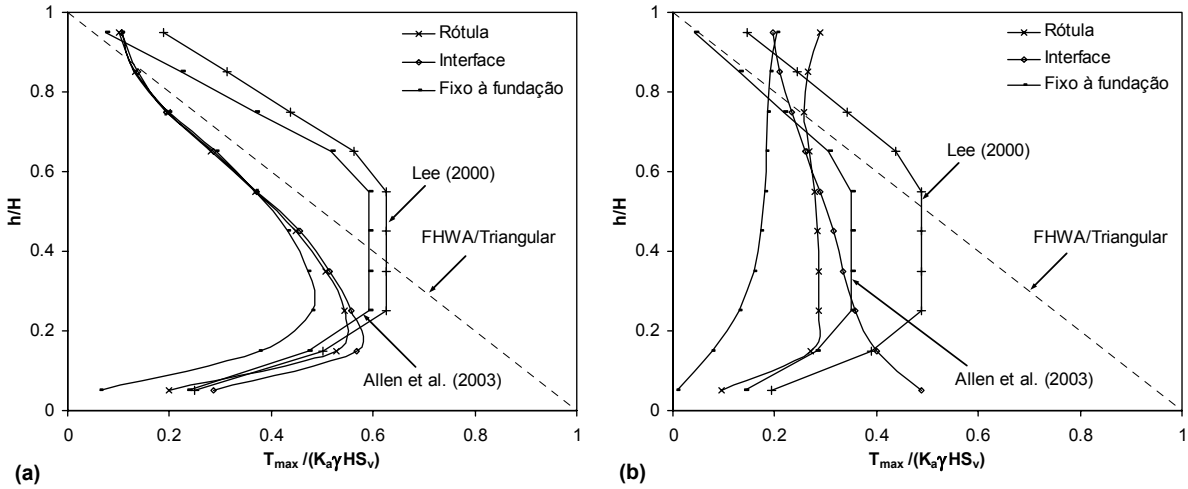


Figura 5.53 - Comparação dos esforços máximos para diferentes condições de apoio do painel de face com distribuições propostas por outros autores: a) EI = 66,7 kNm^2; b) EI = 2812,5 kNm^2.

Note-se que a proposta apresentada por Lee (2000) resulta de estudos paramétricos que o autor efectuou simulando a construção de forma semelhante ao que neste trabalho se designou como construção incremental. A diferença surge apenas no facto de, nas modelações numéricas apresentadas por Lee (2000), não se impedir o deslocamento horizontal do nível de reforço i e do solo adjacente quando este é inserido no aterro, isto é, nas modelações que efectuou o nível de reforço i entra em funcionamento na mesma fase em que é colocado.

Da análise da Figura 5.53a pode concluir-se que, independentemente da condição de apoio do painel de face, para estruturas com face flexível, qualquer das propostas subestima o esforço nos níveis de reforço inferiores. Para os restantes níveis podem considerar-se envolventes dos esforços, exceptuando o nível de reforço superior, para o qual o esforço determinado numericamente ultrapassa o valor estimado pela proposta de Allen *et al*. (2003).

Se o painel de face for mais rígido (Figura 5.53b), qualquer das propostas de distribuição de esforços tende a subestimar os esforços nos níveis de reforço superiores. Para os restantes níveis,

admitindo o painel de face rigidamente ligado à fundação ou articulado na base, as duas propostas podem considerar-se como envolventes dos esforços. Tal como já se referiu, esta constatação não é válida se for permitido o deslizamento do painel de face.

A este propósito refira-se que os resultados das simulações numéricas apresentadas por Ho (1993) e Lee (2000), relativos a muros em que o painel de face se encontra articulado na fundação rígida, bem como os resultados apresentados em 5.4, evidenciam que o esforço nos níveis mais próximos da base do muro são inferiores aos mobilizados nos níveis de reforço localizados no terço central da altura do muro. Bathurst & Hatami (1998b) chegam à mesma conclusão para muros em que a base do painel de face está ligado à fundação através de uma rótula, mas constatam, tal como se concluiu no presente trabalho, que quando é permitido o deslizamento na base do painel de face esta redução pode não ocorrer. Assim, as distribuições trapezóidais dos esforços mobilizados nos reforços, propostas por Lee (2000) e por Allen *et al.* (2003) devem encarar-se com algumas reservas, particularmente quando a base do painel de face pode deslizar.

5.4.11 Comparação dos deslocamentos máximos com propostas que surgem na bibliografia

Christopher *et al.* (1990) apresentaram o gráfico representado na Figura 5.54 para estimar o deslocamento lateral máximo que se pode esperar no final da construção de muros reforçados com geometrias simples e assentes em fundação rígida. Este gráfico foi desenvolvido tendo por base resultados de muros com 6 m de altura construídos à escala real, simulações numéricas com recurso ao método dos elementos finitos e modelos ensaiados em centrifugadora. A utilização do gráfico requer apenas a introdução da relação comprimento do reforço/altura da estrutura (L/H) e a classificação do reforço, em termos da sua rigidez, em extensível ou rígido. Os autores recomendam ainda que o deslocamento seja majorado em 25% por cada 19,2 kPa (400 psf) de sobrecarga uniforme aplicada à superfície.

De acordo com o gráfico apresentado na Figura 5.54, o deslocamento lateral máximo, δ_{max}, é função de um coeficiente de deslocamento relativo, δ_R, da altura do muro, H, e da relação comprimento do reforço/altura da estrutura, L/H.

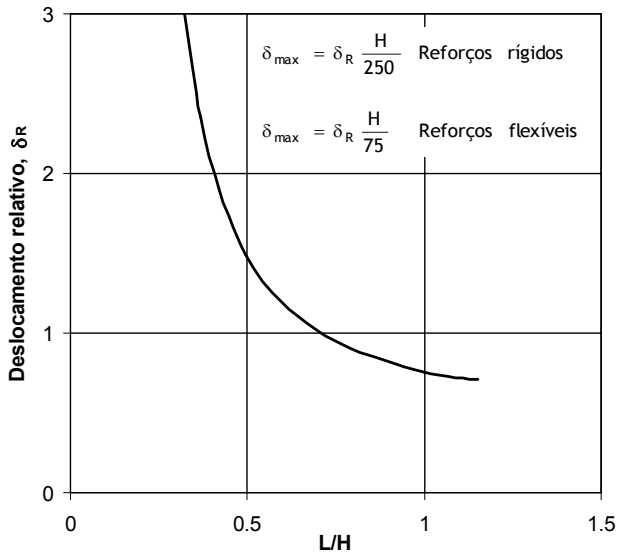


Figura 5.54 – Curva proposta por Christopher *et al.* (1990) para estimativa dos deslocamentos laterais máximos induzidos pela construção.

Para distinguir os geossintéticos em função da sua rigidez e ter em consideração o espaçamento vertical entre os reforços, Christopher (1993) recomenda o ajuste dos valores retirados da curva apresentada na Figura 5.54 através da equação:

$$\delta_{max} = \delta_R \left(\frac{H}{75 \log S_r} \right) \tag{5.11}$$

onde S_r é a rigidez global, expressa em kips/ft^2 (47,88 kN/m^2), definida por:

$$S_r = \frac{J\,b}{S_v S_h} \tag{5.12}$$

sendo J a rigidez do reforço por unidade de comprimento, b a largura do reforço, S_h e S_v o espaçamento horizontal e vertical entre reforços, respectivamente. Note-se que para o caso do reforço com geossintéticos, onde, habitualmente, a largura do reforço e o espaçamento horizontal entre reforços são considerados com o valor unitário, o coeficiente de rigidez global, S_r, é coincidente com o que anteriormente foi designado como factor de densidade de rigidez, $\Omega = J/S_v$.

Chew & Mitchell (1994), tendo por base resultados de estudos paramétricos efectuados com o programa bidimensional de elementos finitos *SSCOMP* (Seed & Duncan, 1984), desenvolveram um método para previsão da deformação máxima de muros reforçados com inclusões deformáveis ou rígidas e com configurações simples. O método, que propõem, consiste em ajustar a deformação estimada para a estrutura base utilizada no estudo paramétrico, e representada na Figura 5.55, à estrutura que se pretende analisar, tendo em consideração o efeito do comprimento do reforço, da altura do muro, da rigidez global e da inclinação do aterro que eventualmente solicite o terrapleno da estrutura.

O problema base representa um muro com 6,1 m (20 ft) de altura, reforçado com inclusões de comprimento uniforme igual a 0,7H, com terrapleno horizontal e sem sobrecargas, tendo o solo de aterro um ângulo de atrito entre 35º e 40º (Figura 5.55).

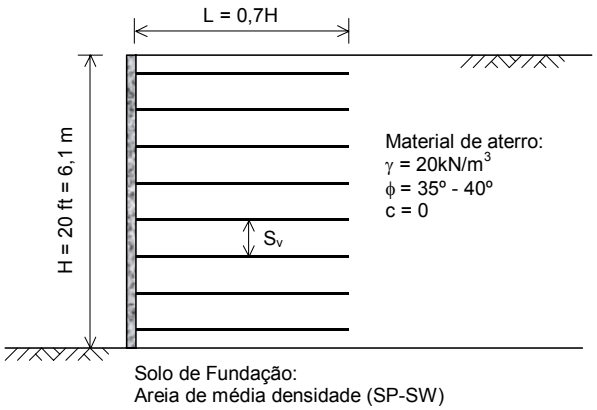


Figura 5.55 – Problema base do método proposto por Chew & Mitchell (1994).

Chew & Mitchell (1994) propõem que se estime a deformação máxima de um muro reforçado seguindo os passos seguintes:

i) dimensionar a estrutura com recurso aos métodos de equilíbrio limite, habitualmente empregues nestas estruturas, isto é, determinar o tipo de reforço, a sua secção transversal, o

comprimento e o espaçamento vertical entre reforços; com base neste dimensionamento, determinar o coeficiente de rigidez global, S_r, dado pela Equação (5.12);

ii) determinar o deslocamento normalizado, $(\delta/H)_{base}$, para o problema base, através do gráfico apresentado na Figura 5.56a;

iii) determinar para o muro em análise, em função da sua configuração e das condições de carregamento exterior, os seguintes índices de deformação (DI):

- índice de deformação relativo ao comprimento do reforço, $DI_{L/H}$, através do gráfico apresentado na Figura 5.56b;

- índice de deformação relativo à altura da estrutura, DI_H, através da Figura 5.56c;

- índice de deformação para sobrecargas em talude, DI_{talude}, através da Figura 5.56d;

- índice de deformação para sobrecargas uniformes, DI_q (consultar Chew *et al*. 1991);

iv) estimar a deformação horizontal máxima normalizada, para a estrutura em análise, pela equação:

$$\frac{\delta}{H} = \left(\frac{\delta}{H}\right)_{base} DI_{L/H} \cdot DI_H \cdot DI_q \cdot DI_{talude} \qquad (5.13)$$

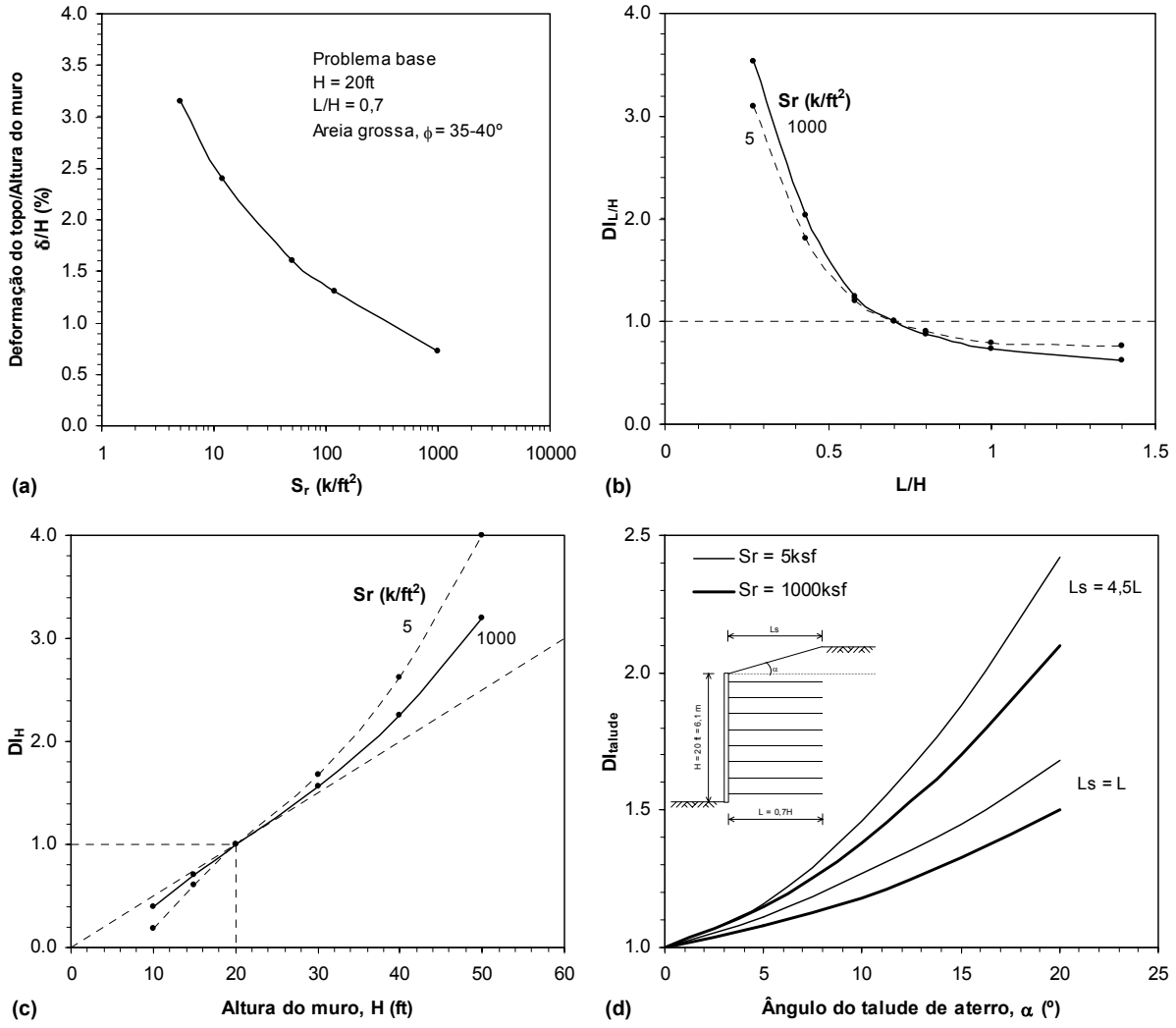


Figura 5.56 – Gráficos desenvolvidos e apresentados por Chew & Mitchell (1994) para a previsão do deslocamento máximo: a) deslocamento normalizado para o problema base; b) $DI_{L/H}$; c) DI_H; d) DI_{talude}.

Os autores recomendam que, caso o valor da deformação máxima que se obtém através da Equação (5.13), ultrapasse o limite permitido à estrutura, o muro seja redimensionado e se repitam os passos ii) a iv).

Para ter em conta o efeito da fluência e/ou da corrosão, Chew & Mitchell (1994) sugerem que se determine o deslocamento máximo normalizado, δ/H, utilizando um valor reduzido do coeficiente de rigidez global, S_r, considerando o decréscimo da rigidez induzido pela fluência.

Na Figura 5.57 comparam-se os deslocamentos máximos previstos com os métodos apresentados por Christopher (1993) e por Chew & Mitchell (1994), $\delta_{previstos}$, com os valores determinados através das análises numéricas, $\delta_{numérico}$. Os resultados apresentados nesta figura referem-se a muros com 6 m de altura, construídos de forma incremental ou pelo método de construção escorada, com a base do painel de face deslizante ou articulada na fundação e rigidez à flexão do painel de face variável.

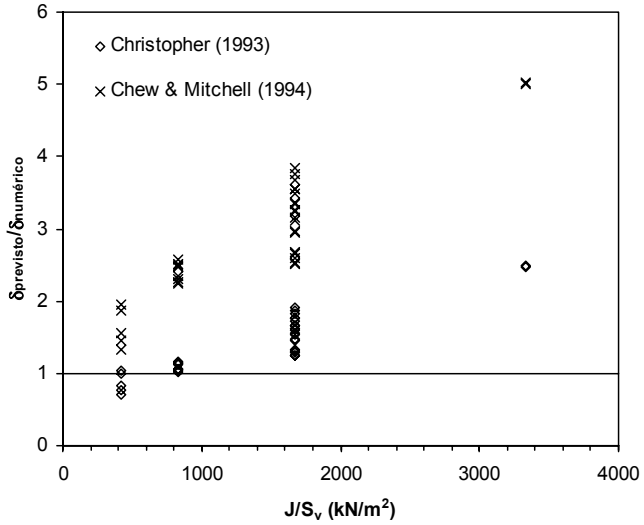


Figura 5.57 – Comparação dos deslocamentos máximos estimados por outros autores com os valores obtidos pelas análises numéricas para diferentes valores do factor de densidade de rigidez, Ω.

Da análise da Figura 5.57 conclui-se que a proposta de Chew & Mitchell (1994) para estimar o deslocamento horizontal máximo a que ficará submetido um muro de solo reforçado tende a ser muito conservativa, aumentando o conservadorismo com a rigidez à tracção dos reforços. Para valores baixos do factor de densidade de rigidez, Ω, a proposta de Christopher (1993) subestima os deslocamentos.

A Figura 5.58 compara os deslocamentos máximos previstos com os métodos apresentados por Christopher (1993) e por Chew & Mitchell (1994) com os valores determinados através das análises numéricas em muros com diferentes alturas. Os resultados apresentados nesta figura referem-se a muros construídos de forma incremental ou pelo método de construção escorada, com a base do painel de face deslizante ou articulada na fundação, sendo o factor de rigidez de reforço, λ, igual para todas as estruturas.

Da análise da Figura 5.58 constata-se que a proposta de Chew & Mitchell (1994) tende a ser conservativa, independentemente da altura da estrutura. Para o valor do factor de rigidez do reforço, λ, destas estruturas, a estimativa do deslocamento máximo de acordo com a proposta de Christopher (1993) constitui uma aproximação razoável aos deslocamentos máximos determinados numericamente.

A propósito destes métodos para estimar os deslocamentos máximos, Boyle & Holtz (1996), comparando os deslocamentos obtidos pelos métodos propostos por Christopher (1993) e por Chew & Mitchell (1994) com os deslocamentos resultantes da instrumentação de diversas estruturas apresentadas na bibliografia (Berg *et al.*, 1986; Holtz *et al.*, 1991; Christopher, 1993, entre outros), concluem que o gráfico apresentado por Christopher *et al.* (1990) e modificado por Christopher (1993) é de simples aplicação e relativamente ajustado para muros de altura superior a 5 m e que os gráficos desenvolvidos por Chew & Mitchell (1994) são muito conservativos e tendem a sobreestimar de forma significativa as deformações.

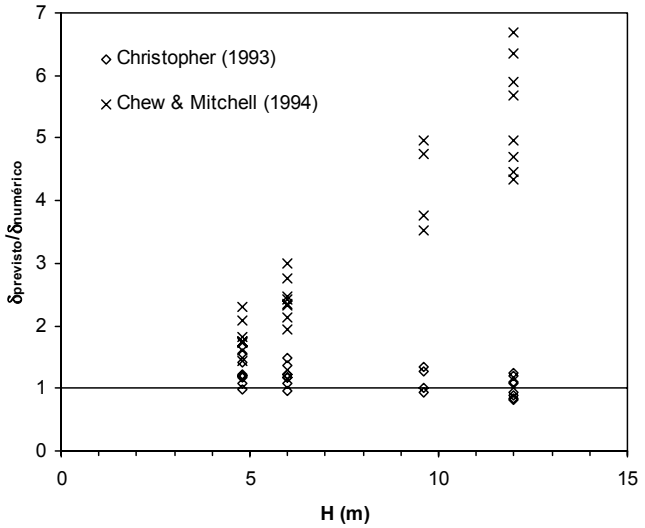


Figura 5.58 - Comparação dos deslocamentos máximos obtidos com os métodos de previsão e com as análises numéricas para diferentes valores da altura do muro.

5.5 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentou-se um estudo paramétrico envolvendo o efeito de diversos factores sobre o comportamento no final da sua construção de muros de solo reforçado com geossintéticos. Deste estudo paramétrico pode concluir-se que:

- a restrição imposta na base do painel de face tem uma influência significativa nos deslocamentos horizontais da face e nos esforços absorvidos pelos reforços;

- quando é permitido o deslizamento da base do painel de face é necessário dar especial atenção aos esforços instalados nos níveis de reforço inferiores;

- o perfil dos deslocamentos horizontais da face da estrutura é largamente influenciado pelo processo construtivo; porém, a influência sobre a distribuição dos esforços máximos em altura não é tão significativa;

- a rigidez axial dos elementos de reforço tem uma grande influência sobre os deslocamentos horizontais da face da estrutura;

- a rigidez à flexão do painel de face tem grande influência sobre o perfil dos deslocamentos horizontais da face e sobre a distribuição em altura dos esforços mobilizados nos diferentes níveis de reforço;

- a rigidez à flexão do painel de face deve ser confrontada com a altura da estrutura, dado que, para a mesma rigidez à flexão, estruturas com alturas diferentes apresentam perfis de deslocamentos horizontais e de esforços máximos normalizados claramente distintos;

- o ângulo de atrito do material de aterro tem grande importância, particularmente nos deslocamentos horizontais normalizados; utilizando o coeficiente de impulso activo para normalizar os esforços, os esforços normalizados apresentam menor sensibilidade ao valor do ângulo de atrito do solo;

- o ângulo de dilatância do material de aterro tem particular influência sobre os esforços que se estabelecem na ligação do reforço ao painel de face;

- as distribuições de esforços em altura propostas por Lee (2000) e por Allen *et al*. (2003) devem ser encaradas com algumas reservas, particularmente para estimar os esforços nos níveis de reforço inferiores e superiores;

- a proposta de Chew & Mitchell (1994) para estimar o deslocamento máximo da face da estrutura é muito conservativa; dependendo do valor do factor de rigidez do reforço, a proposta de Christopher (1993) pode constituir uma aproximação razoável dos deslocamentos máximos expectáveis.

CAPÍTULO 6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TALUDES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS

Na prática corrente, o dimensionamento de estruturas reforçadas com geossintéticos baseia-se em métodos de equilíbrio limite. Porém, estas metodologias de dimensionamento não permitem prever os deslocamentos que a estrutura pode vir a sofrer. Assim, é conveniente que se complemente o dimensionamento com análises de elementos finitos ou de diferenças finitas, para estimar as deformações no maciço reforçado e validar os pressupostos admitidos no dimensionamento.

Neste capítulo, tal como no Capítulo 5, utilizou-se o programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC* (Itasca 2002; 2005) para modelar, numericamente, a construção de taludes de solo reforçado com geossintéticos. Começa-se pela aplicação do modelo numérico a situações de equilíbrio limite, para, por um lado, avaliar se o dimensionamento com base nos métodos de equilíbrio limite, apresentados no Capítulo 4, é adequado e, por outro lado, validar a aplicabilidade deste programa de cálculo a estas situações. Seguidamente apresenta-se um estudo paramétrico, envolvendo exclusivamente a simulação da construção, onde se estuda a influência das características atribuídas à face do talude, do nível de reforço (rigidez, espaçamento vertical e comprimento do reforço), das características da interface solo-reforço, da resistência ao corte do material de aterro e da inclinação da face da estrutura.

A adequabilidade do programa de cálculo *FLAC*, à simulação da construção de aterros de solo reforçado com geossintéticos, será demonstrada na sequência, no Capítulo 8, referente ao comportamento de uma estrutura real.

Com o presente capítulo pretende-se, essencialmente, avaliar os principais factores que condicionam as deformações laterais e os esforços induzidos nos reforços pela construção do aterro e concluir se a distribuição de esforços admitida pelos métodos de equilíbrio limite, se ajusta aos esforços determinados numericamente. Finaliza-se o capítulo com a apresentação de uma proposta alternativa para a distribuição dos esforços em altura.

6.2 ANÁLISE DE ESTRUTURAS EM ESTADO DE EQUILÍBRIO LIMITE

6.2.1 Generalidades

No Capítulo 4 apresentaram-se métodos de determinação do coeficiente de impulso, K_{req}, com base no qual se define o valor da resistência exigida aos reforços. Para determinar se o cálculo da resistência mínima dos reforços, com base nessa metodologia, corresponde efectivamente a situações de equilíbrio limite e, simultaneamente, para validar a aplicabilidade do programa de diferenças finitas *FLAC* a estas situações, apresenta-se um estudo numérico envolvendo estruturas dimensionadas, teoricamente, sem qualquer margem de segurança.

Tal como se referiu no Capítulo 4, no cálculo da resistência exigida ao sistema de reforço pode admitir-se que esta varia linearmente em profundidade (distribuição triangular ou linear) ou,

considerar que a resistência dos reforços se distribui uniformemente em altura (distribuição uniforme). Neste estudo, o coeficiente de impulso, K_{req}, utilizado no cálculo da resistência dos reforços, foi determinado admitindo um mecanismo de rotura do tipo espiral logarítmica, considerando distribuições de tensões do tipo triangular e uniforme.

Considerou-se um talude com 8,4 m de altura, com face inclinada de 60º em relação à horizontal, assente sobre um maciço de fundação competente, construído com 14 níveis de reforço, com espaçamento vertical uniforme e igual a 0,6 m.

Tentando generalizar o estudo realizado, foram considerados solos com diferentes parâmetros de resistência: ângulo de atrito de 25º, de 35º e de 45º e peso volúmico de 20, de 22 e de 23 kN/m^3, respectivamente, e reforços com valores de rigidez contrastante, isto é, um geossintético com rigidez reduzida (J = 250 kN/m) e uma geogrelha de elevada rigidez (J = 4000 kN/m).

Os reforços foram simulados através de elementos de cabo (Itasca, 2002), com comprimento igual à altura do talude (L/H = 1,0). Para evitar a possibilidade de ocorrência de rotura por arranque dos reforços, consideraram-se interfaces com elevada resistência, traduzida por um ângulo de atrito solo-reforço, δ, igual ao ângulo de atrito do material de aterro, ϕ, adesão igual a 100 kPa e rigidez, K_b, igual a 5×10^6 kN/m/m. Tentando simular uma face do tipo geossintético dobrado (*wrap-around*) e desprezar qualquer contribuição da face para a estabilidade da estrutura, os elementos de cabo foram prolongados envolvendo a face do talude. Formas alternativas de simular o sistema de face neste tipo de estruturas serão objecto de análise no estudo paramétrico que se apresenta na sequência.

Admitiu-se que o solo de aterro é de natureza puramente friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. O módulo de deformabilidade considerou-se igual a 60 MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,3.

6.2.2 Determinação da resistência mínima com base em métodos de equilíbrio limite

Tendo por objectivo a análise de situações de equilíbrio limite, o cálculo da resistência mínima dos reforços foi efectuado sem introdução de qualquer coeficiente de segurança. Determinado o valor do coeficiente de impulso, K_{req}, o esforço resistente exigido a cada nível de reforço foi determinado em função da sua profundidade e da sua altura de influência (ver 3.4.2).

Tendo em consideração que o nível de reforço inferior (1º nível) se encontra na base do talude, a sua altura de influência é igual a metade do espaçamento vertical entre os reforços. Porém, é frequente em termos práticos, considerar que o nível de reforço inferior é o que deve apresentar maior resistência, ou seja, admitir que a altura de influência deste nível é, tal como para os restantes, igual ao espaçamento vertical entre os reforços. Nestas análises numéricas admitiu-se esta hipótese, isto é, optou-se por considerar que o nível de reforço inferior é o mais solicitado, e por avaliar até que ponto é mobilizado o esforço resistente neste nível.

Note-se, desde já, que é um cálculo teórico, dado que, por um lado, não é possível obter reforços com estes valores de resistência e, por outro lado, não é viável em termos práticos que cada nível de reforço apresente resistência distinta. Na eventualidade de se pretender que a resistência exigida a cada nível de reforço fosse uniforme, então ter-se-ia de optar por um espaçamento vertical entre os reforços variável (crescente) em altura, o que em termos práticos, também não é exequível. Assim, optou-se por simular uma estrutura com espaçamento vertical entre os reforços constante e com variação da sua resistência de forma linear em profundidade (distribuição triangular).

Foram também analisados taludes em situação de equilíbrio limite, nos quais o esforço resistente dos reforços é uniforme em altura. Como se concluiu em 4.4.3, esta situação é mais conservativa do que a distribuição linear, sob o ponto de vista da resistência exigida ao sistema de reforço. Relembre-se que, o facto do valor do coeficiente de impulso, relativo à distribuição uniforme de resistência, ser inferior ao referente à distribuição triangular, não significa que neste caso a resistência exigida à totalidade dos reforços seja inferior. Para a geometria do talude em análise, considerando, por exemplo, o material de aterro com $\phi = 35º$, caso se opte pela distribuição uniforme, a resistência total exigida aos reforços é de 88,5 kN/m (0,057×22×8,4×8,4), enquanto que, considerando uma distribuição triangular, a resistência total será de 76,8 kN/m (0,099×22×8,4×8,4/2), portanto cerca de 13% inferior.

6.2.3 Simulação numérica com recurso ao *FLAC*

6.2.3.1 Efeito da rigidez dos reforços e da distribuição da resistência em altura

Com o objectivo de avaliar o efeito da rigidez dos reforços, foram considerados neste estudo teórico, como se referiu anteriormente, dois valores extremos da rigidez dos geossintéticos, J = 250 kN/m e J = 4000 kN/m. Apresentam-se, na Figura 6.1, os vectores deslocamento no final da construção destes dois taludes. Nesta figura é notória a deformação da malha de diferenças finitas que, conjuntamente com a ordem de grandeza dos deslocamentos máximos, apresentada do lado esquerdo da figura (0,92 m e 0,51 m), confirmam a situação de rotura.

Independentemente da distribuição da resistência dos reforços em altura (linear ou uniforme), as estruturas consideradas correspondem a situações de rotura iminente, por insuficiente capacidade resistente dos reforços. Porém, constata-se que a configuração dos deslocamentos horizontais e verticais da face do talude em altura é distinta, função da forma como a resistência dos reforços está distribuída. Como seria de esperar, pelo facto dos níveis de reforço superiores disponibilizarem maior resistência, a distribuição uniforme é mais eficiente em termos de contenção de deslocamentos, particularmente na zona superior do talude (Figura 6.2). As oscilações do deslocamento horizontal, visíveis na Figura 6.2a, resultam, como se verá no estudo paramétrico, da opção tomada em termos da simulação da face do talude.

Na Figura 6.3 ilustra-se a distribuição, no interior do maciço, da componente horizontal do deslocamento, considerando que a resistência do reforço se distribui de forma triangular (Figura 6.3a) e admitindo uma distribuição uniforme (Figura 6.3b). Esta figura permite ainda identificar possíveis superfícies potenciais de rotura, atrás das quais os deslocamentos horizontais são praticamente desprezáveis.

Nas análises em que se admitiu que todos os reforços apresentavam a mesma resistência (distribuição uniforme), esta foi integralmente mobilizada em todos os níveis de reforço, independentemente da sua rigidez. Considerando a resistência crescente em profundidade (distribuição triangular), constatou-se que, quando os reforços eram mais flexíveis (J = 250 kN/m), a resistência não era totalmente mobilizada no nível de reforço inferior, isto é, o esforço mobilizado correspondia a cerca de 84% do esforço resistente. Apesar de, na situação em análise, a altura de influência do nível de reforço inferior ser equivalente, tal como se referiu anteriormente, apenas a metade do espaçamento vertical entre reforços, Zornberg *et al.* (1998) constataram, nos ensaios em centrifugadora realizados sobre taludes de solo reforçado, que quando os modelos eram desmontados após a rotura, todos os elementos de reforço tinham rompido (apresentando rasgões), exceptuando o nível de reforço mais próximo da base, onde não eram visíveis quaisquer cortes.

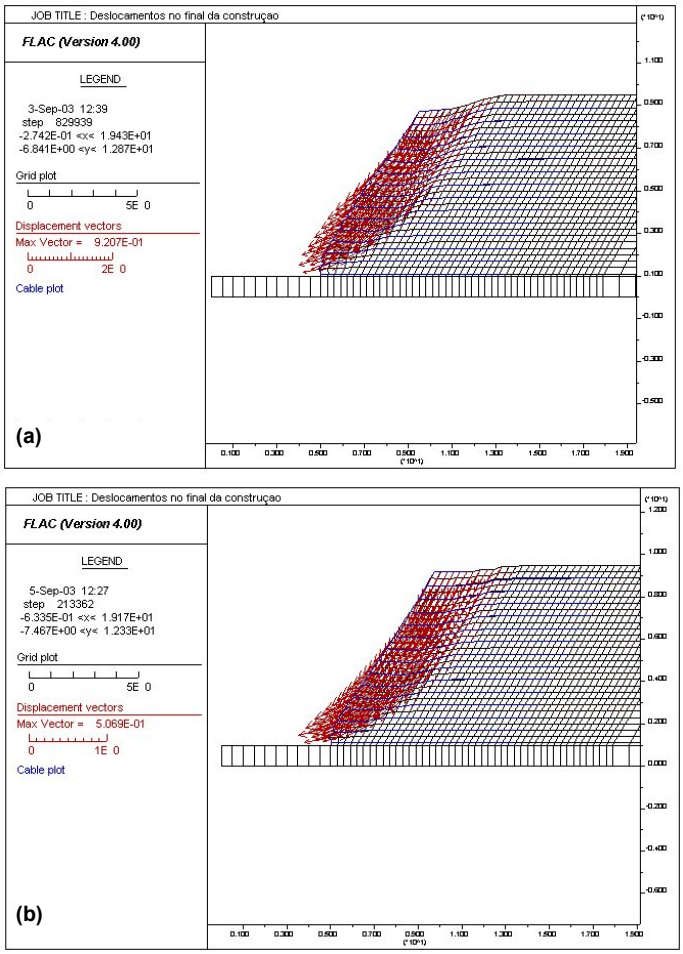


Figura 6.1– Deslocamentos do talude no final da simulação da construção com: a) distribuição triangular de resistência e J = 250 kN/m; b) distribuição uniforme de resistência e J = 4000 kN/m.

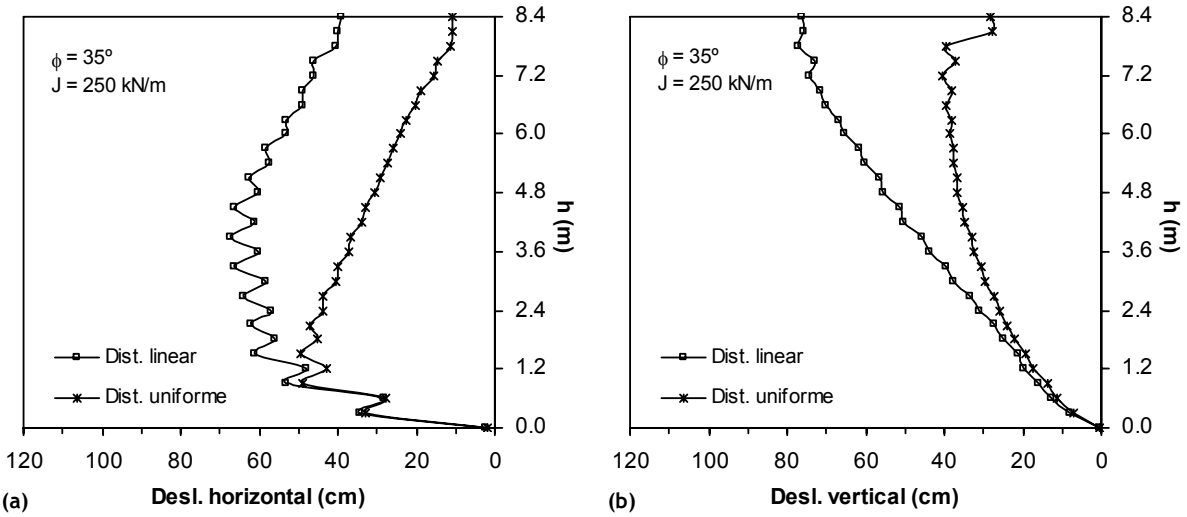


Figura 6.2 – Deslocamentos da face do talude para distribuições de resistência distintas: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face.

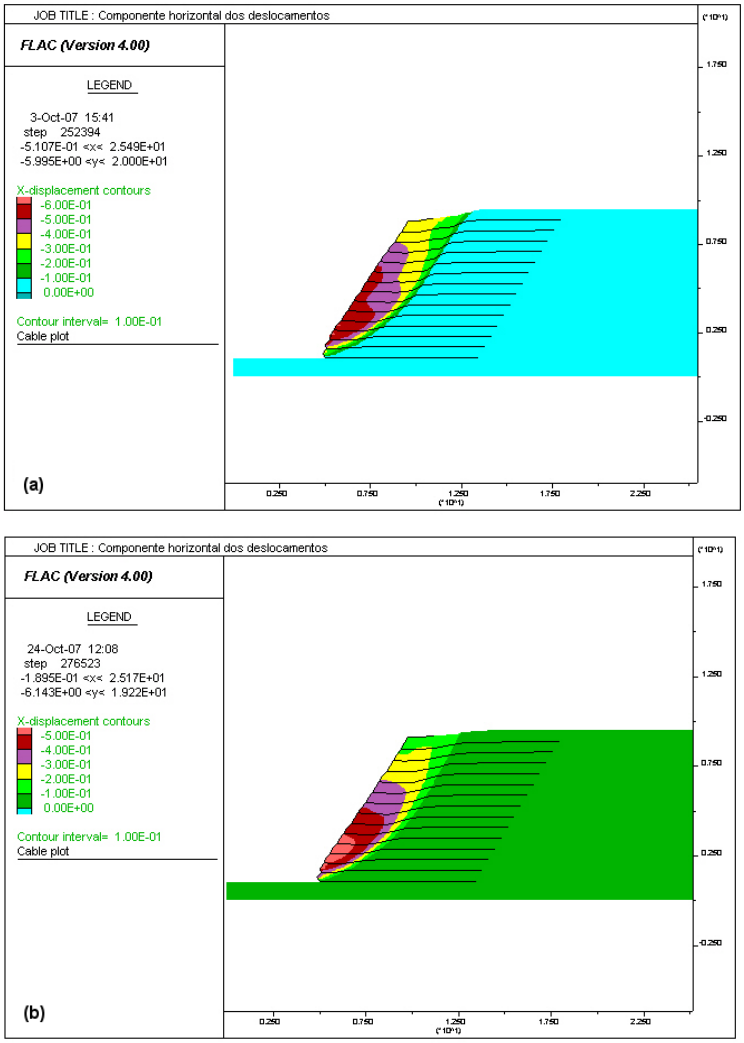


Figura 6.3 – Componente horizontal dos deslocamentos no final da construção (J = 250 kN/m): a) distribuição triangular da resistência dos reforços; b) distribuição uniforme da resistência dos reforços.

A Figura 6.4 ilustra a distribuição do esforço de tracção, ao longo do comprimento do reforço, para os 4º, 8º e 12º níveis (a partir da base), admitindo os dois valores da rigidez do reforço (J = 250 kN/m e J = 4000 kN/m). Da análise desta figura, constata-se que, em qualquer das situações, o valor máximo do esforço resistente foi atingido ao longo de um comprimento tanto maior quanto mais elevado é o nível da inclusão, isto é, no 12º nível de reforço, o comprimento ao longo do qual o esforço mobilizado é igual ao esforço resistente é superior ao que se verifica para o 4º nível. Verifica-se, ainda, que, quanto mais rígido é o reforço, maior é o comprimento ao longo do qual o esforço instalado iguala o esforço resistente e que, em zonas mais afastadas da face, ainda se mobilizam esforços com algum significado.

Tendo-se constatado que a resistência é totalmente mobilizada ao longo de um determinado comprimento do reforço, determinou-se, para cada nível, o "ponto médio" desse comprimento, isto é, o valor médio do intervalo de comprimento do reforço no qual o valor do esforço resistente é atingido. Apresenta-se, na Figura 6.5, a localização desses "pontos médios" do comprimento do reforço onde ocorre a mobilização total da resistência, para a situação de menor valor da rigidez (J = 250 kN/m) e para os dois tipos de distribuição da resistência em altura. Nesta figura encontram-se, ainda, representadas as superfícies potenciais de rotura do tipo espiral logarítmica e biplanar, determinadas pelo programa de cálculo apresentado no Capítulo 4. Relembre-se que, a superfície potencial de rotura do tipo espiral logarítmica não é coincidente para as distribuições

triangular e uniforme da resistência. Tendo em consideração que não é imposto directamente o equilíbrio de momentos (ver 4.2.1), a superfície potencial de rotura do tipo biplanar admite implicitamente uma distribuição de resistência do tipo triangular.

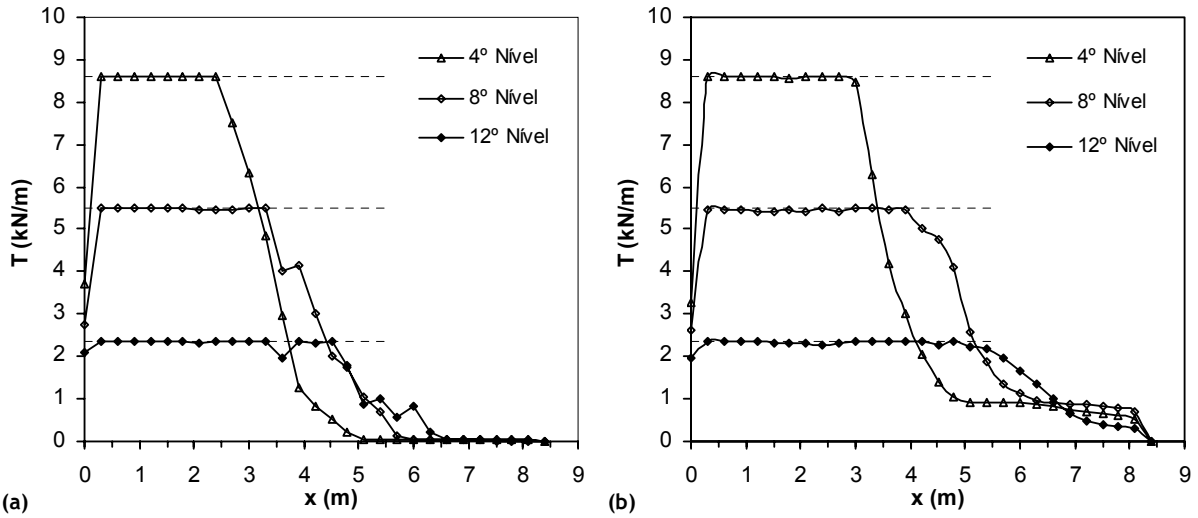


Figura 6.4 – Distribuição do esforço ao longo do comprimento dos reforços: a) J = 250 kN/m; b) J = 4000 kN/m.

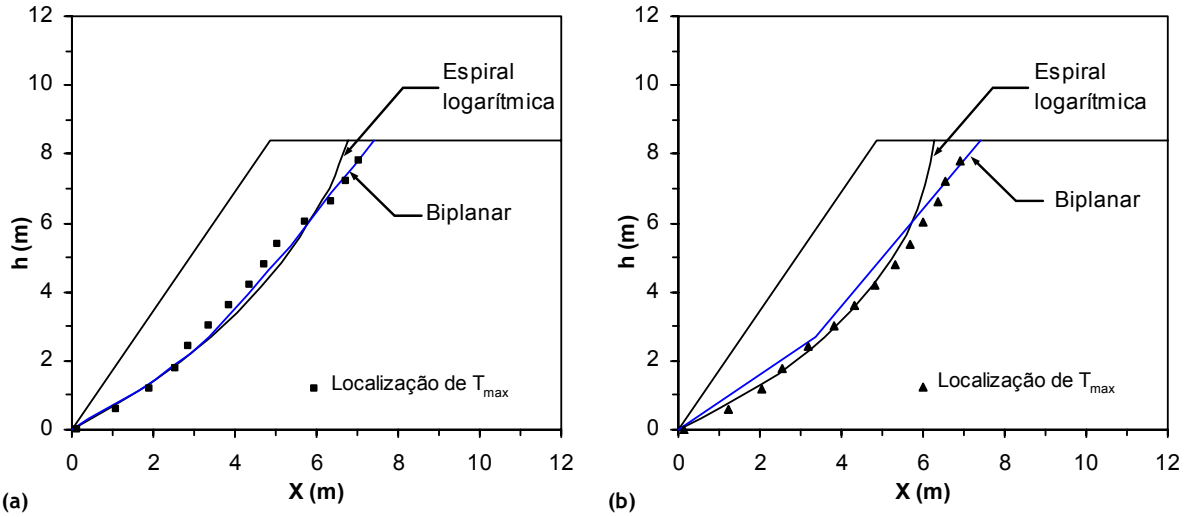


Figura 6.5 – Localização dos pontos médios onde se mobiliza a resistência total do reforço: a) distribuição triangular (linear) da resistência; b) distribuição uniforme da resistência.

A análise da Figura 6.5 permite concluir que, em qualquer das situações apresentadas, a localização dos "pontos médios" onde se mobiliza o esforço resistente do reforço se aproxima das superfícies potenciais de rotura determinadas pelos métodos de equilíbrio limite. Na zona superior do talude, estes pontos tendem a aproximar-se mais da superfície de rotura do tipo biplanar.

A avaliação do desenvolvimento de superfícies de rotura pode também ser apresentada através das deformações de corte máximas no interior do maciço. Na Figura 6.6 apresenta-se a localização dos elementos da malha onde ocorre a deformação de corte máxima. Esta figura refere-se a estruturas em que a rigidez dos reforços é igual a 250 kN/m e apresentam-se as deformações para as duas hipóteses de distribuição da resistência. Nesta figura incluíram-se as superfícies potenciais de rotura estimadas através dos métodos de equilíbrio limite.

A análise da Figura 6.6 permite constatar que as deformações de corte máximas, para as duas situações representadas, que correspondem a estados de rotura iminente, se localizam em zonas muito próximas das superfícies potenciais de rotura estimadas pelo programa de cálculo desenvolvido. Na situação de distribuição uniforme de resistência, as deformações de corte máximas parecem desenvolver-se ao longo de uma superfície do tipo biplanar, não coincidente com a representada.

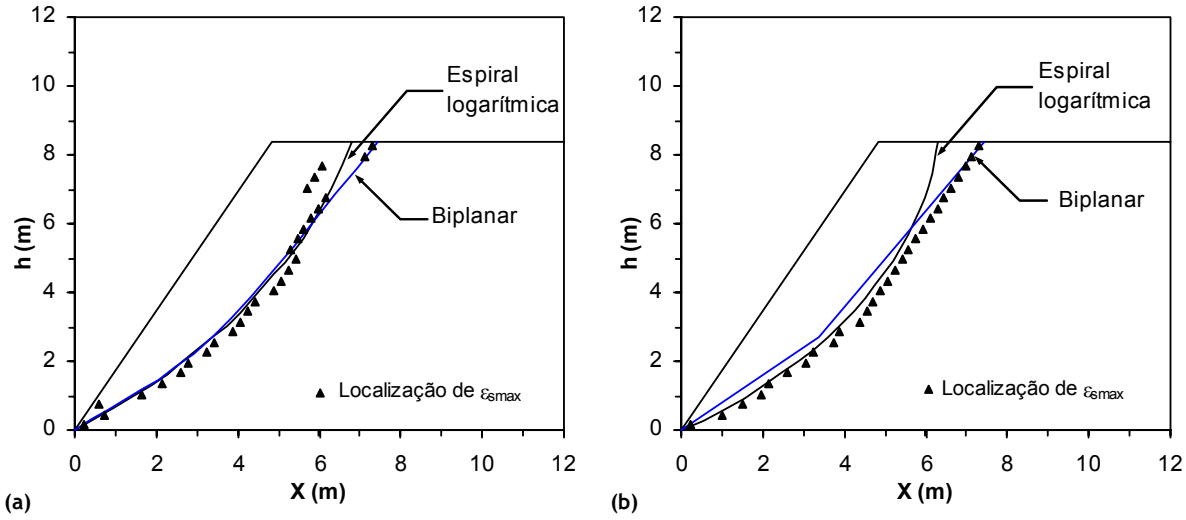


Figura 6.6 – Localização dos elementos onde ocorre a deformação de corte máxima: a) distribuição triangular da resistência; b) distribuição uniforme de resistência.

6.2.3.2 Efeito do ângulo de atrito do material de aterro

Com o objectivo de avaliar se a modelação de situações de equilíbrio limite é conseguida para diferentes valores do ângulo de atrito do solo de aterro, efectuaram-se dois cálculos adicionais, admitindo o ângulo de atrito do solo igual a 25º e a 45º e considerando que a resistência dos reforços se distribui de forma triangular.

Apresenta-se na Figura 6.7 a malha de diferenças finitas deformada e os vectores deslocamento no final da construção dos aterros. A ordem de grandeza dos deslocamentos (superior a 1 m) e a deformação visível da malha de diferenças finitas permitem concluir que, em qualquer dos casos, se está perante uma situação de rotura.

Considerando um material de aterro com resistência ao corte reduzida (ϕ = 25º), o esforço instalado no nível de reforço inferior, tal como se verificou para ϕ = 35º, não atinge o valor do seu esforço resistente. Este facto confirma, que o nível de reforço mais próximo da base não será, em princípio, o nível mais solicitado.

Note-se que, tal como se referiu em 4.4.2, o volume de solo envolvido na rotura é tanto maior quanto menor o ângulo de atrito do material de aterro.

Na Figura 6.8 apresenta-se a localização dos "pontos médios" do comprimento do reforço onde se mobiliza totalmente o esforço resistente. As superfícies potenciais de rotura representadas nas Figuras 6.8a e 6.8b são, logicamente, distintas, dado que, se referem a valores diferentes do ângulo de atrito do material de aterro. Nas duas situações representadas, os pontos onde se mobiliza o esforço máximo encontram-se relativamente próximos das superfícies potenciais de rotura, parecendo distribuir-se segundo uma superfície de rotura do tipo biplanar.

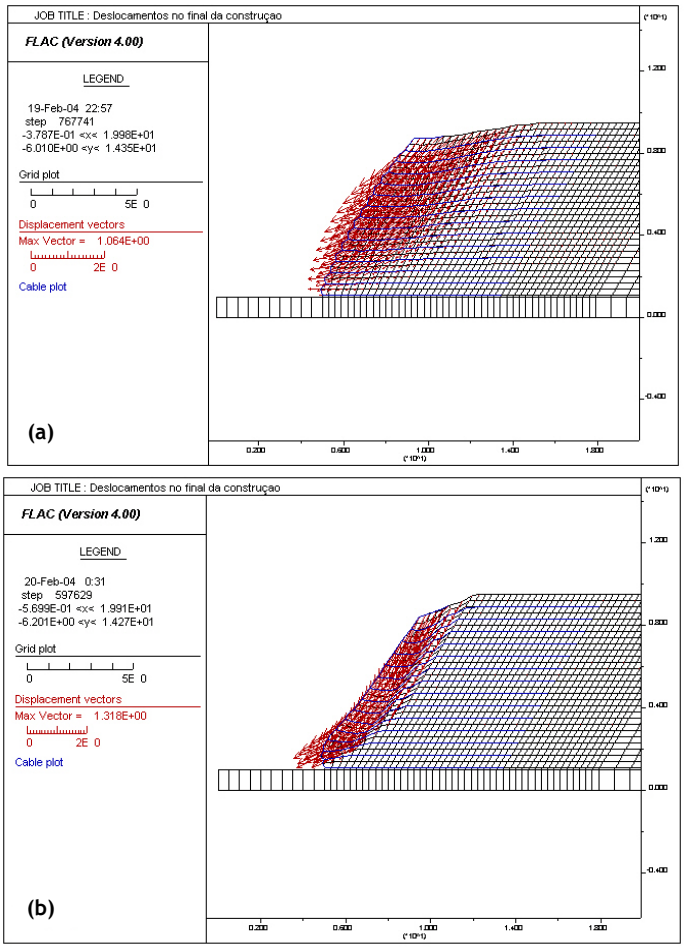


Figura 6.7 – Deslocamentos do talude no final da simulação da construção: a) ângulo de atrito, ϕ = 25°; b) ângulo de atrito, ϕ = 45°.

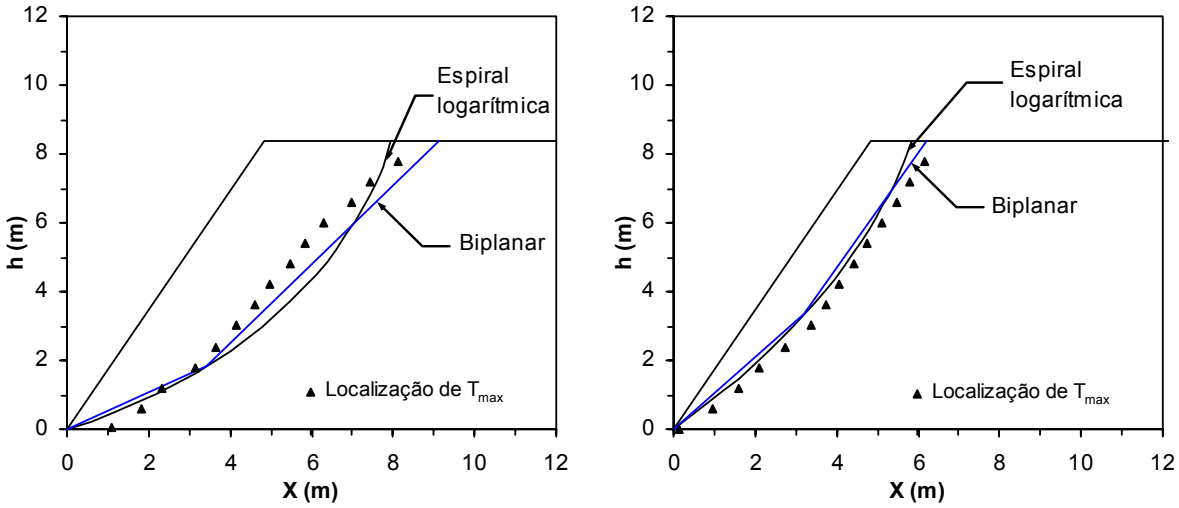


Figura 6.8 – Localização dos pontos médios onde se mobiliza a resistência total do reforço: a) ângulo de atrito, ϕ = 25°; b) ângulo de atrito, ϕ = 45°.

6.2.4 Principais conclusões

Este estudo, mesmo sendo um estudo teórico, permitiu concluir que:

- é possível modelar, com recurso ao programa bidimensional de diferenças finitas *FLAC*, situações de equilíbrio limite;

- a determinação do coeficiente de impulso, K_{req}, com base nos métodos de equilíbrio limite constitui uma boa estimativa, independentemente do valor da rigidez do reforço e do ângulo de atrito do material de aterro, para o cálculo da resistência mínima exigida aos reforços;

- particularmente quando os reforços são mais flexíveis, o nível de reforço inferior não atinge o valor do esforço resistente;

- numa situação de equilíbrio limite, a distribuição uniforme da resistência, sendo ligeiramente mais conservativa, em termos de resistência total, que a distribuição triangular (linear), é também mais eficiente, em especial na zona superior, em termos da contenção de deslocamentos horizontais e verticais da face do talude;

- a resistência à tracção do reforço é totalmente mobilizada ao longo de uma parcela do seu comprimento, localizando-se os "pontos médios" dessa parcela do comprimento, muito próximos das superfícies potenciais de rotura determinadas com base nos métodos de equilíbrio limite;

- as deformações de corte máximas no material de aterro ocorrem em zonas muito próximas das superfícies potenciais de rotura teóricas.

Relembre-se que, nas análises numéricas apresentadas, foi desprezada qualquer contribuição favorável do sistema de face para a estabilidade da estrutura.

6.3 PROBLEMA BASE

6.3.1 Caracterização e propriedades dos materiais

Como problema base, considerou-se um talude com 60º de inclinação de face e 8,4 m de altura, assente num terreno de fundação competente. Admitiu-se que o solo é de natureza puramente friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a uma lei de fluxo não associado. As características do material de aterro e dos elementos de reforço são semelhantes às descritas no Capítulo 5, referente à modelação numérica de muros de solo reforçado.

A face dos taludes de solo reforçado não é, regra geral, materializada com blocos ou painéis de betão, mas dobrando o geossintético de reforço envolvendo a face. A construção da face em geossintético dobrado é, por vezes, construída com o auxílio de malhas de aço, sendo ainda necessária a colocação de um biotapete, para evitar a perda de material de aterro pelas aberturas das geogrelhas e simultaneamente facilitar o crescimento de vegetação.

Tendo em consideração que a face de um talude de solo reforçado é constituída por diferentes materiais, a forma como se efectua a sua modelação numérica levanta algumas dúvidas. No problema base, seguindo a metodologia utilizada por outros autores (Han *et al.*, 2002), optou-se pela simulação da face através de uma fiada de elementos, onde se admitiu que o solo apresentava 50 kPa de coesão e as restantes características iguais às do material de aterro. No estudo paramétrico apresentar-se-á a influência das características atribuídas à face do talude.

Tal como no capítulo anterior, os reforços foram modelados através de elementos de cabo, com comportamento elasto-plástico, rigidez à tracção igual a 1000 kN/m e resistência à compressão desprezável. Para modelar a interface entre o solo de aterro e a fundação rígida, considerou-se sobre a fundação uma camada de solo de reduzida espessura, com características iguais às do solo de aterro, para, como é habitual na prática, servir de base ao primeiro nível de reforço.

A construção do aterro foi simulada através da colocação de camadas de solo, de 0,30 m de espessura, e dos reforços, quando a cota destes era atingida. Na fase de colocação do nível de

reforço *i*, o deslocamento horizontal da face a esse nível é impedido, sendo permitido apenas a partir da fase seguinte, isto é, o nível de reforço *i* só entra em serviço na fase imediatamente posterior à sua colocação.

No problema base considerou-se o comprimento dos reforços, L, igual a metade da altura do talude, H, (L = 0,5H), o espaçamento vertical igual a 0,6 m e a rigidez dos reforços (J) igual a 1000 kN/m (Figura 6.9). A rigidez foi calculada, com base na ficha do produtor, para uma geogrelha comercial com 90 kN/m de resistência nominal, para 5% de deformação. A escolha desta geogrelha foi baseada no pré-dimensionamento desta estrutura, considerando a resistência a longo prazo igual a 37 kN/m (dados do produtor), o coeficiente de segurança em relação à danificação igual a 1,1 e o factor de segurança, FS, igual a 1,25, resultando um valor de cálculo do esforço resistente igual a 26,9 kN/m. Apesar de se ter admitido, na fase de pré-dimensionamento, uma distribuição triangular da resistência, optou-se pela colocação do mesmo reforço ao longo de toda a altura da estrutura, o que vai ao encontro da prática corrente no dimensionamento deste tipo de estruturas. Poderá considerar-se que este talude está ligeiramente sobredimensionado, sob o ponto de vista da resistência disponibilizada pelos reforços, devido, por um lado, à opção pela utilização do mesmo reforço ao longo de toda a altura e, por outro lado, porque a geogrelha comercial, com resistência nominal igual a 60 kN/m, na ausência de quaisquer sobrecargas, seria suficiente para assegurar a estabilidade da estrutura. Em termos do comprimento dos reforços, o valor adoptado corresponde ao valor obtido directamente do gráfico apresentado na Figura 4.13a, aplicando um coeficiente parcial de segurança igual a 1,25 sobre a tangente do ângulo de atrito do solo de aterro.

A consideração da rigidez do reforço para 5% da deformação não significa que se espere este nível de extensão nos reforços. Como se verá no Capítulo 10, a rigidez dos geossintéticos, utilizados habitualmente como elementos de reforço, diminui com o aumento da deformação, pelo que, se considerou que a rigidez para este nível de deformação estaria do lado da segurança. Tendo em consideração que as simulações numéricas realizadas se referem à simulação da construção do aterro reforçado, admitiu-se a rigidez do reforço a curto prazo, isto é, utilizando os valores da curva força-extensão obtidos pelo produtor em ensaios de tracção, não sendo, assim, contemplada a fluência do geossintético. Logicamente, serão de esperar algumas deformações na estrutura após o final da sua construção, devido à fluência dos elementos de reforço. Porém esse assunto não será incluído no presente trabalho.

A Figura 6.9 ilustra a malha de diferenças finitas utilizada no problema base e sobre a qual se efectuaram algumas alterações, nomeadamente ao nível do comprimento dos reforços e do espaçamento vertical, para as restantes análises.

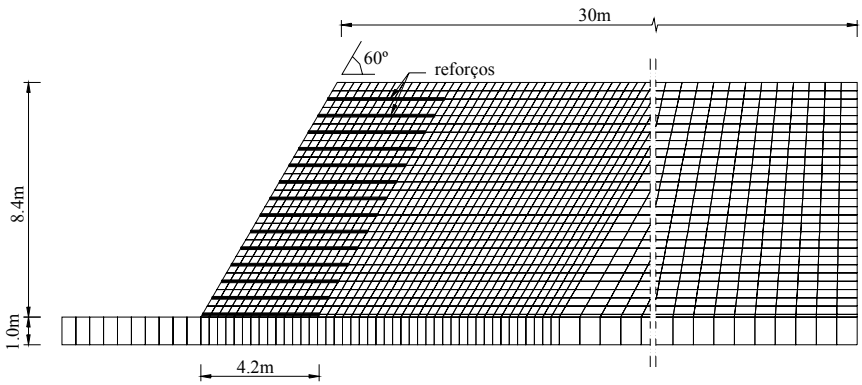


Figura 6.9 – Malha de diferenças finitas utilizada no problema base.

6.3.2 Determinação do factor de segurança em relação à estabilidade global

Nos taludes, o factor de segurança, FS, é tradicionalmente definido pelo quociente entre a resistência ao corte do solo e o valor mínimo da resistência ao corte que previne a ocorrência de rotura, ou seja, FS é o valor pelo qual a resistência ao corte do solo deve ser dividida para que o talude atinja uma situação de rotura iminente. Uma das formas de calcular o factor de segurança, FS, será a utilização de programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos ou das diferenças finitas, reduzindo a resistência do solo até que ocorra o colapso. Esta técnica de redução da resistência ao corte tem vindo a ser utilizada por diversos autores em taludes de solo não reforçado (Matsui & San, 1992; Dawson *et al.*, 1999). No âmbito do presente trabalho, generalizou-se esta técnica de cálculo do factor de segurança em relação à estabilidade global, ao caso de taludes de solo reforçado com geossintéticos (Vieira *et al.*, 2005).

A redução da resistência, utilizada na determinação do factor de segurança, consiste basicamente em efectuar uma série de cálculos para valores crescentes do coeficiente de segurança, FS^{tent}, sendo, em cada simulação, a resistência ao corte do solo (coesão, c, e ângulo de atrito, ϕ), o esforço resistente do reforço, T, e a resistência na interface solo-reforço (ângulo de atrito na interface, δ) ajustadas através das equações:

$$c^{tent} = \frac{c}{FS^{tent}} \tag{6.1}$$

$$\phi^{tent} = \text{arctg}\left(\frac{\text{tg}\phi}{FS^{tent}}\right) \tag{6.2}$$

$$T^{tent} = \frac{T}{FS^{tent}} \tag{6.3}$$

$$\delta^{tent} = \text{arctg}\left(\frac{\text{tg}\delta}{FS^{tent}}\right) \tag{6.4}$$

O coeficiente de segurança, FS, será o valor de FS^{tent} que conduz à situação de rotura iminente do talude.

O critério de convergência do programa de diferenças finitas *FLAC* baseia-se no conceito de força nodal não equilibrada, que é a soma das forças que os elementos adjacentes exercem sobre o ponto nodal. Se o nó estiver em equilíbrio, a soma dessas forças será nula. A força não equilibrada é normalizada pela força gravítica que actua no nó. Considera-se que o equilíbrio foi atingido, se o valor máximo da força não equilibrada normalizada for inferior a 10^{-3}.

Na Figura 6.10 apresenta-se a evolução, com o coeficiente de segurança, FS^{tent}, da força máxima não equilibrada normalizada e do deslocamento vertical da crista do talude. Analisando a figura, é notório que, para valores de FS^{tent} iguais ou inferiores a 1,42, o valor máximo da força não equilibrada é praticamente nulo. Porém, um pequeno acréscimo de FS^{tent} para 1,43 conduz ao aumento brusco do valor máximo da força não equilibrada, isto é, não é atingida a situação de equilíbrio (mesmo aumentando o número de iterações) e o deslocamento vertical da crista do talude duplica o seu valor. Note-se que o valor exageradamente elevado do deslocamento vertical só é possível porque os cálculos foram efectuados no modo de pequenas deformações, isto é, as coordenadas dos nós não são actualizadas em função dos seus deslocamentos. Caso se tivesse optado pela actualização das coordenadas dos nós, na análise com FS^{tent} = 1,43 não teria sido atingido o limite de iterações, devido à deformação excessiva da malha de diferenças finitas, e não

seria possível apresentar valores dos deslocamentos e da força não equilibrada. Conclui-se, assim, que, pela técnica de redução da resistência, se obtém um coeficiente de segurança para este talude reforçado da ordem dos 1,43, superior ao valor mínimo (1,3) imposto pela FHWA (2001). Note-se que o coeficiente de segurança real poderá ser ligeiramente superior ao valor encontrado, dado que o valor do esforço resistente dos reforços, sobre o qual é aplicado FS^{tent} (T na Equação 6.3), é o valor da resistência a longo prazo do reforço.

Uma análise suplementar revelou que, caso se aumentasse o comprimento dos reforços para 0,8H, o coeficiente de segurança em relação à estabilidade global subiria para 1,84.

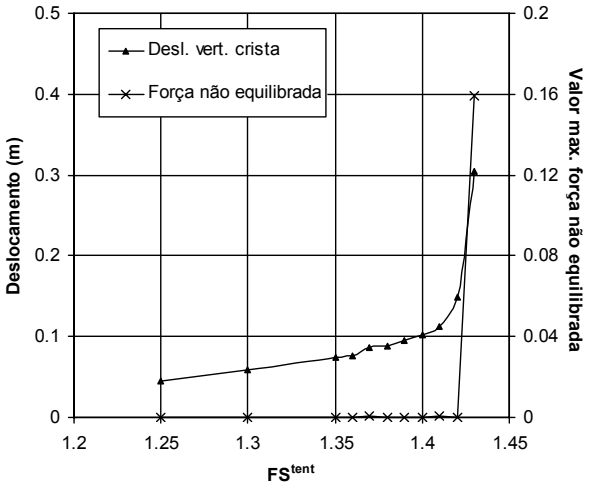


Figura 6.10 - Evolução do valor máximo da força não equilibrada e do deslocamento vertical da crista do talude com o coeficiente de segurança arbitrado para a redução da resistência.

6.3.3 Deslocamentos horizontais e verticais

Na Figura 6.11 apresentam-se as componentes horizontal e vertical do deslocamento da face do talude no final da construção. As marcas representadas nas curvas de deslocamentos coincidem com as cotas dos 14 níveis de reforço, sendo notório o efeito local da presença das inclusões sobre os deslocamentos da face, particularmente na zona superior do talude, através da redução dos deslocamentos horizontais nas cotas coincidentes com os níveis de reforço. A presença do reforço restringe os deslocamentos horizontais, mas, contrariamente, a componente vertical do deslocamento, para cotas coincidentes com os níveis de reforço, é superior aos valores registados na vizinhança.

Analisando a Figura 6.11, constata-se que o deslocamento horizontal máximo ocorre a cerca de um terço da altura do talude e ultrapassa ligeiramente os 0,30% da altura H. Em relação aos deslocamentos verticais da face, verifica-se que o seu valor máximo é da ordem dos 0,2% da altura H e ocorre na zona superior do talude, concretamente aos 6 m de altura, isto é, ligeiramente acima dos dois terços da altura do aterro.

Na Figura 6.12 apresenta-se a geometria teoricamente admitida para o talude e a geometria no final da construção. Para ser possível visualizar a geometria final, os deslocamentos foram ampliados cinquenta vezes.

Como o objectivo de avaliar os deslocamentos internos e a sua taxa de degradação no interior do maciço reforçado, simulou-se a colocação de dois inclinómetros, isto é, avaliaram-se os deslocamentos horizontais obtidos segundo dois planos verticais. Considerou-se um plano vertical a

passar na crista do talude e um outro colocado a 2,8 m (H/3) de distância deste ponto (Figura 6.13a).

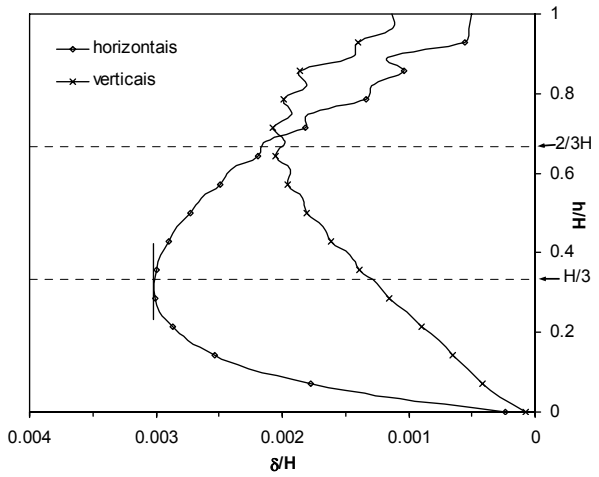


Figura 6.11 - Deslocamentos horizontais e verticais da face do talude no final da construção (problema base).

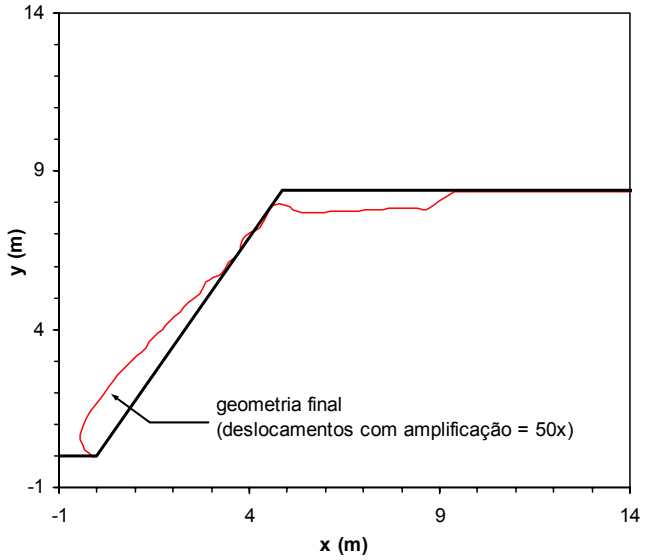


Figura 6.12 – Geometria do talude no final da construção.

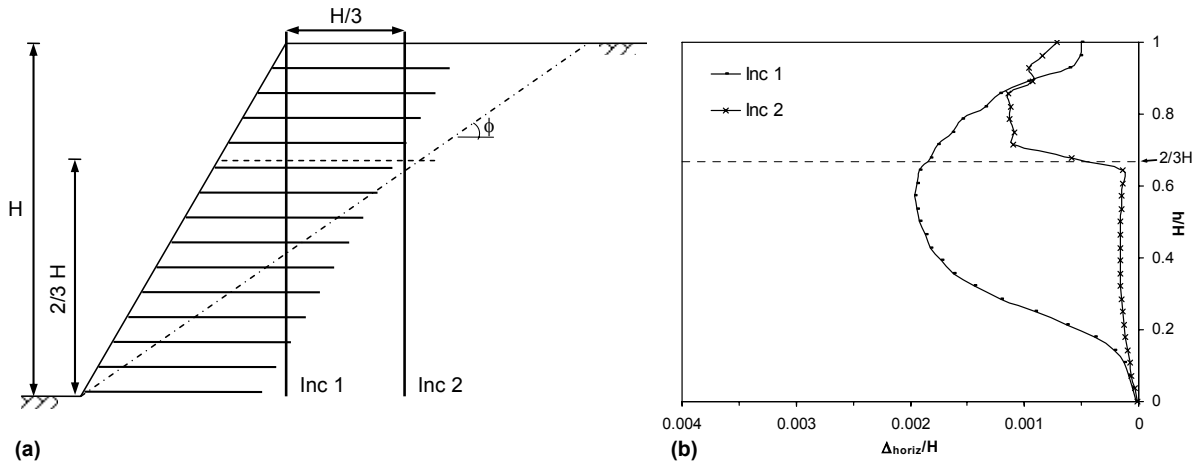


Figura 6.13 - Deslocamentos internos: a) localização dos "inclinómetros"; b) deslocamentos horizontais registados no final da construção.

Da análise da Figura 6.13b, constata-se que, atrás da zona reforçada, os deslocamentos horizontais são reduzidos. Verifica-se, particularmente no "inclinómetro 2", um acréscimo significativo nos deslocamentos horizontais, na zona em que este inclinómetro atravessa o maciço reforçado. Note-se que a altura a partir da qual os deslocamentos horizontais, registados no "inclinómetro 2", passam a ter maior significado coincide com a intersecção do próprio inclinómetro com a linha que se designou, no capítulo anterior, como linha de "força zero" (recta com inclinação igual a ϕ). Os deslocamentos horizontais neste inclinómetro são significativos na zona do talude onde é necessária a presença de reforço para que este seja estável.

Em relação ao "inclinómetro 1", verifica-se que, junto ao pé do talude, particularmente na zona em que este inclinómetro atravessa o maciço não reforçado, os deslocamentos horizontais são também reduzidos. Na zona superior do talude, os deslocamentos são ligeiramente inferiores aos obtidos no inclinómetro mais afastado da face. Julga-se que esta evidência estará relacionada com o facto da componente vertical dos deslocamentos junto à face ter maior significado que no interior do maciço (Figura 6.14).

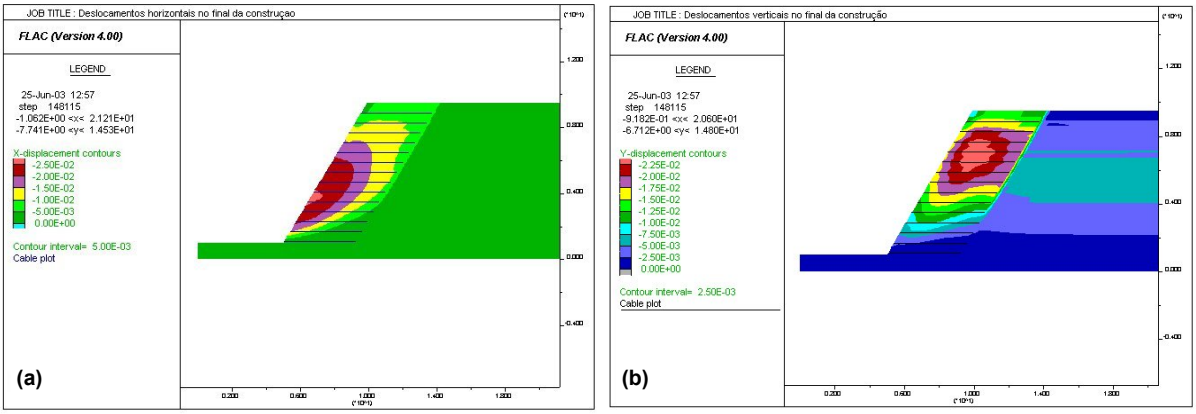


Figura 6.14 – Deslocamentos do talude no final da construção: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais.

Na Figura 6.14 apresentam-se as componentes horizontal e vertical dos deslocamentos induzidos pela construção do talude. Atrás do maciço reforçado, os deslocamentos horizontais e verticais são praticamente desprezáveis. Como se referiu anteriormente, os deslocamentos horizontais máximos ocorrem junto à face e a cerca de 1/3 da altura do talude, enquanto os valores máximos do deslocamento vertical se verificam no interior do maciço e na zona superior do talude. Junto à base do talude, os deslocamentos são tendencialmente para o exterior, logo a componente horizontal tem maior significado, a zona superior do talude tende a descer, verificando-se que a componente vertical do deslocamento passa a ser mais importante (ver Figura 6.12).

6.3.4 Esforços nos elementos de reforço

Na Figura 6.15a apresentam-se os esforços máximos instalados ao longo do comprimento dos diferentes níveis de reforço no final da construção do aterro, normalizados pelo produto entre o peso volúmico do solo, γ, a altura do talude, H, e o espaçamento vertical, S_v. Nesta figura apresentam-se ainda os valores teóricos dos esforços, determinados considerando que as pressões de terras, que devem ser absorvidas pelos reforços, aumentam linearmente em profundidade (distribuição triangular). No cálculo destas pressões considerou-se o coeficiente de impulso, K_{req},

determinado com base no método de equilíbrio limite que admite uma superfície potencial de rotura do tipo espiral logarítmica.

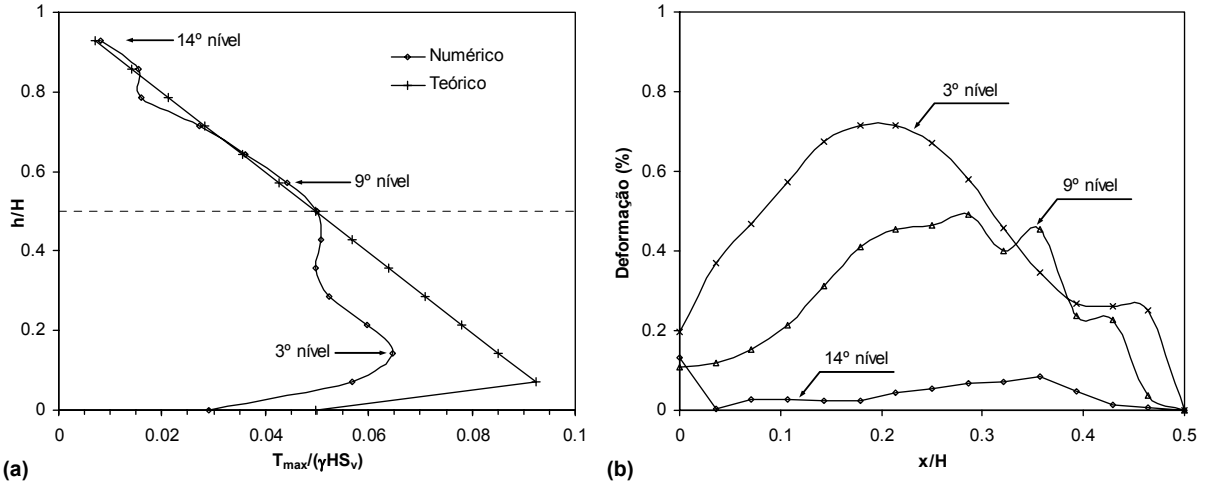


Figura 6.15 – Esforços e deformações nos reforços: a) esforços máximos nos diferentes níveis e distribuição teórica; b) deformação ao longo do comprimento para 3 níveis.

Note-se que a apresentação dos esforços teóricos tem por objectivo a comparação entre os valores determinados com base nos métodos de equilíbrio limite e os valores determinados com a simulação numérica, não se tratando, portanto, de uma estimativa de esforços para um dimensionamento. Assim, o coeficiente de impulso e, em consequência, os valores dos esforços apresentados não foram objecto da introdução de qualquer coeficiente de segurança. Refira-se ainda que, os valores teóricos dos esforços, que se apresentam na Figura 6.15a, foram determinados tendo em consideração que a altura de influência do primeiro nível de reforço, atendendo à sua localização, é de apenas 0,3 m (ver Figura 6.9), pelo que, mesmo por aplicação dos métodos de equilíbrio limite, este não seria o nível de esforço mais solicitado. Esta particularidade nem sempre é considerada no dimensionamento destas estruturas.

A análise da Figura 6.15a permite constatar que a distribuição dos esforços em altura se afasta da forma triangular, particularmente na metade inferior da altura do talude, onde os métodos de equilíbrio limite sobrestimam os esforços efectivamente mobilizados nos reforços. Os esforços máximos obtidos através do modelo numérico são inferiores aos valores relativos à distribuição teórica nos níveis de reforço inferiores, aproximam-se destes nos níveis intermédios e ultrapassam ligeiramente os valores relativos a esta distribuição nos níveis superiores. Como se verá na sequência, estas relações dependem, entre outros factores, da resistência ao corte do solo, da rigidez dos reforços e da inclinação da face do talude.

Fannin & Hermann (1990) construíram e instrumentaram uma estrutura com 4,8 m de altura, com inclinação de face 2:1 (63,4º), utilizando, como elemento de reforço, uma geogrelha comercial, com 55 kN/m de resistência nominal (Quadro 6.1), e constataram que, no final da construção, o nível de reforço menos solicitado era o nível inferior, absorvendo um esforço inclusivamente inferior ao dos níveis de reforço superiores. Os resultados da presente análise numérica evidenciam que o esforço instalado no nível de reforço inferior não é menor que os valores registados nos níveis superiores, mas é inferior aos valores registados nos níveis de reforço intermédios.

O esforço máximo foi mobilizado no terceiro nível de reforço, localizado a cerca de 0,14H a partir da base. Caso se tenha em linha de conta que ao nível de reforço inferior corresponde uma

menor altura de influência, o reforço mais solicitado seria, de acordo com os métodos de equilíbrio limite, o 2º nível (Figura 6.15a). Porém, este facto não foi confirmado pelas análises numéricas.

Na Figura 6.15b ilustram-se as deformações (ou extensões) registadas ao longo do comprimento dos reforços para os 3º, 9º e 14º níveis. Como se compreende, as deformações instaladas nos reforços dependem de numerosos factores. Refira-se, no entanto, que o valor máximo da deformação, registada no 3º nível, foi de 0,72%, sendo da mesma ordem de grandeza de valores publicados na bibliografia referentes a estruturas instrumentadas (ver Quadro 6.1). A deformação máxima foi registada numa localização a cota inferior (0,14H) aos valores registados em taludes reais.

No nível de reforço superior (14º nível), embora não fosse à partida esperado, a deformação máxima foi registada junto à face. Julga-se que este facto estará relacionado com a resistência dos elementos que simulam a face.

Quadro 6.1 – Deformações registadas nos reforços em taludes instrumentados relatados na bibliografia.

Altura do talude (m)	β (º)	Tipo de reforço	N.º de reforços	Material de aterro	ε_{max} (%)	Altura onde ocorre ε_{max}	Referência
4,6	53,1	Geogrelha	11	Areia grossa	0,4	0,59H	Zornberg & Kavazanjian (2001)
5,3	60	Geogrelha	8	Areia fina	1,6	0,25H	Ghinelli & Sacchetti (1998)
5,6	60	Geogrelha	8	Areia fina	1,0	0,46H	
6,8	63,4	Geogrelha	10	Areia fina	0,35	0,35H	Kasahara *et al.* (1994)*
7,6	63,4	Geogrelha	9	Silte	0,69	0,40H	Christopher *et al.* (1994)
7,6	63,4	Geotêxtil	9	Silte	0,69	0,40H	
4,8	63,4	Geogrelha	5	Areia	0,40	0,5H	Fannin & Hermann (1990)
4,8	63,4	Geogrelha	8	Areia	0,63	0,38H	

* Face rígida

O somatório dos esforços mobilizados nos elementos de reforço, obtidos com a simulação numérica, é cerca de 19% inferior à resistência exigida ao sistema de reforço, determinada com base nos métodos de equilíbrio limite. Esta constatação pode, por um lado, ser atribuída ao conservadorismo dos métodos de equilíbrio limite, particularmente para os níveis de reforço localizados na metade inferior do talude, e, por outro lado, à contribuição favorável do sistema de face da estrutura.

Encontram-se representadas na Figura 6.16 as localizações, ao longo do comprimento dos reforços, onde foram registados os esforços máximos, bem como as superfícies potenciais de rotura, determinadas pelos métodos de equilíbrio limite. Tal como se verificou para o nível de reforço superior (Figura 6.15b), nos dois níveis imediatamente inferiores, o valor máximo do esforço foi registado junto à face. Tendo em conta esta constatação, compreende-se a inversão de "andamento" na distribuição de esforços, apresentada na Figura 6.15a, nos níveis de reforço próximos da superfície. Para estes três níveis, foram também representadas as localizações referentes aos esforços máximos relativos, isto é, excluindo o valor junto à face.

A análise da Figura 6.16 permite concluir que, mesmo tendo em atenção que o problema base não se refere a uma situação de equilíbrio limite ou de rotura iminente, os esforços máximos foram

registados em pontos que, de um modo geral, não se afastam consideravelmente das superfícies potenciais de rotura determinadas pelos métodos de equilíbrio limite.

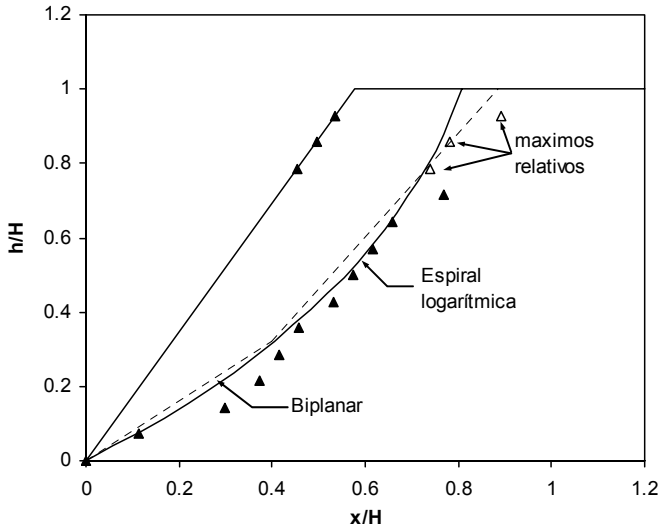


Figura 6.16 - Localizações ao longo do comprimento do reforço onde ocorrem os esforços máximos.

6.4 ESTUDO PARAMÉTRICO

6.4.1 Considerações gerais

Com o propósito de identificar os principais factores que condicionam o comportamento a curto prazo dos taludes de solo reforçado com geossintéticos e, simultaneamente, avaliar se as hipóteses consideradas no dimensionamento destas estruturas, nomeadamente no que se refere à distribuição dos esforços em altura, são válidas, efectuou-se o estudo paramétrico que se apresenta nos pontos seguintes.

No Quadro 6.2 resumem-se as principais características das análises apresentadas neste trabalho. Para que fosse possível generalizar as conclusões que se apresentam, o número de análises numéricas efectuadas ultrapassa largamente as apresentadas no Quadro 6.2. Foram apenas incluídas neste quadro as análises referenciadas directamente na apresentação deste estudo paramétrico, evitando, assim, a referência exaustiva a todas os parâmetros envolvidos.

Parâmetros como o módulo de deformabilidade do solo ou a rigidez das interfaces solo-reforço não figuram no Quadro 6.2, sendo coincidentes com o descrito em 6.3.1 para o problema base.

6.4.2 Influência das características atribuídas à face do talude

Como se referiu em 6.3.1, a modelação da face do talude levanta algumas dúvidas. Por um lado, a consideração, isoladamente, dos reforços a envolver a face, não contempla a presença do biotapete, obrigatória quando os reforços são geogrelhas, para evitar a saída de material de aterro, e da armação de aço, quando esta existe, pelo que poderá sobrestimar os deslocamentos da face e os esforços mobilizados nos reforços. Por outro lado, a consideração de um sistema de face mais resistente poderá subavaliar as mesmas variáveis.

A modelação numérica através de elementos de cabo que envolvem a face do talude, dado que o material de aterro é de natureza puramente friccional, dá origem a algumas instabilidades

junto à face. Assim, quando se optou por este sistema de face, admitiu-se que, junto à face, o material de aterro apresentava 5 kPa de coesão.

Quadro 6.2 – Resumo das análises numéricas apresentadas no estudo paramétrico.

Altura do talude H (m)	Inclinação β (º)	Ângulo de atrito solo ϕ (º)	Reforços			Ângulo de atrito solo-reforço, δ	Modelação da face	
			L/H	S_v (m)	Rigidez J (kN/m)		Coesão (kPa)	Elemento cabo
8,4	60	35	0,5	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
							5	250-4000*
				0,9	750		50	-
				1,2	1000		50	-
				vari.	500		50	-
							5	500*
			0,4	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
						5	50	-
			0,64	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
						5	50	-
			0,8	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
						5	50	-
					1000	10; 5; 2,5; 1,5	5	1000*
			1,0	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
						5	50	-
		25	0,5	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	20	50	-
			0,6	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	20	50	-
			0,8	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000; 942	20	50	-
			1,0	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	20	50	-
	80	35	0,8	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000; 986	30	50	-
	45	25	0,8	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000; 613	20	50	-
6,0	60	35	0,5	0,6	250; 500; 1000; 2000; 4000	30	50	-
					357		25,5; 37,5; 50	-
							0; 5	357; 4000*
				0,9	536		25,5	-
				1,2	714		25,5	-
4,8	60	35	0,5	0,6	286	30	16,3; 50	-
							5	286*

* rigidez dos elementos de cabo que simulam a face

Simulando a face através de uma fiada de elementos com maior resistência ao corte, atribuindo-lhe uma parcela coesiva, levanta a questão sobre qual o valor da coesão adequado para modelar o sistema de face. Numa fase inicial deste estudo paramétrico, optou-se por atribuir aos elementos de face uma coesão de 50 kPa e restantes características iguais às do material de aterro. Porém, a análise dos resultados, nomeadamente as elevadas deformações registadas junto à face em alguns elementos de reforço (ver Figura 6.16), evidenciou que o valor da resistência ao corte atribuído à face da estrutura teria uma influência mais significativa do que à partida tinha sido suposto. Inclusivamente, repetindo as análises de estado limite apresentadas em 6.2.3 e considerando os elementos de face com coesão igual a 50 kPa, não era evidente a situação de rotura, isto é, ocorriam deslocamentos da face elevados e a total mobilização da resistência à tracção dos reforços, mas devido à parcela estabilizadora da face da estrutura, não era possível afirmar que se estava perante uma situação de rotura iminente.

Desta forma, considerou-se importante iniciar a apresentação deste estudo paramétrico com a avaliação do efeito da modelação da face do talude de solo reforçado com geossintéticos e

alertar, desde já, que as conclusões nele apresentadas estarão sempre condicionadas pelo sistema de face considerado.

O programa de diferenças finitas utilizado permite que, aos elementos de cabo, que simulam a face, sejam atribuídas características distintas dos elementos colocados horizontalmente no interior do maciço, para simular os reforços. Com o propósito de avaliar se o aumento da rigidez axial dos elementos de face seria eficiente na contenção dos deslocamentos, foram efectuadas análises numéricas em que os elementos de cabo na face eram muito mais rígidos que os elementos de reforço. Na Figura 6.17 apresentam-se os vectores deslocamento no final da construção de um talude com 6 m de altura. Constata-se que a elevada rigidez destes elementos provoca grandes deslocamentos horizontais junto à base do talude. Dado que o deslocamento horizontal do ponto de ligação ao elemento de reforço inferior é muito reduzido, pelo facto de estar "ancorado" pelo reforço, o elemento de face que é rígido tende a rodar para o exterior (ver pormenor na Figura 6.17).

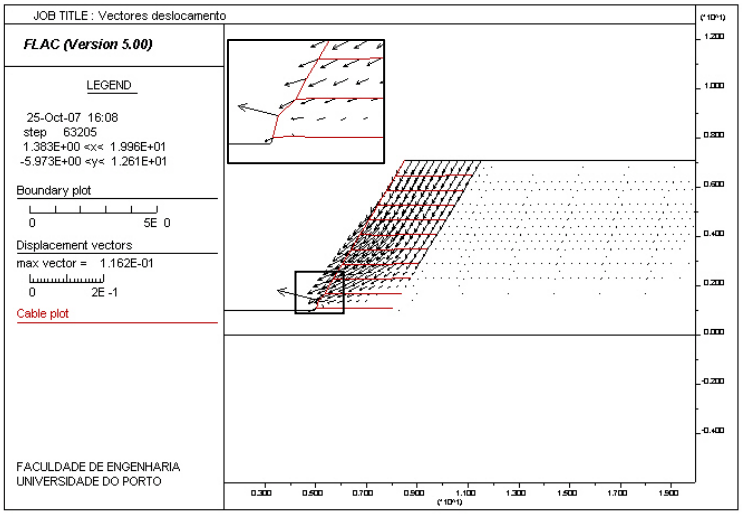


Figura 6.17 – Vectores deslocamento considerando os elementos da face muito rígidos.

A Figura 6.18 ilustra o efeito da rigidez do elemento de cabo, que simula a face do talude, sobre os deslocamentos horizontais da face e sobre os esforços máximos mobilizados nos reforços. Admitindo que os elementos de cabo que simulam a face são mais rígidos (cerca de onze vezes) que os elementos horizontais de reforço, sem que seja atribuída qualquer coesão aos elementos de solo adjacentes, além dos elevados deslocamentos junto à base, são visíveis algumas oscilações do deslocamento horizontal em altura (Figura 6.18a). Atribuindo ao solo junto à face uma parcela coesiva sem grande significado (c = 5 kPa), as oscilações do deslocamento diminuem, mas a instabilidade junto à base mantém-se. Com excepção do nível de reforço inferior, onde se regista um esforço muito elevado, nos restantes níveis os esforços decrescem consideravelmente em relação à primeira análise. Considerando os elementos de face com rigidez igual à dos reforços horizontais, os elevados deslocamentos horizontais junto à base do talude perdem significado.

Os elevados deslocamentos registados junto à base do talude poderão ser evitados, em termos práticos, através da colocação de um aterro, normalmente um pedrapleno, em frente aos níveis de reforço inferiores. O efeito da colocação deste aterro será objecto de análise no Capítulo 8. Porém, para efeitos deste estudo paramétrico, a colocação deste aterro altera a altura "efectiva" do talude e reduz, de forma considerável, o esforço mobilizado nos níveis de reforço inferiores.

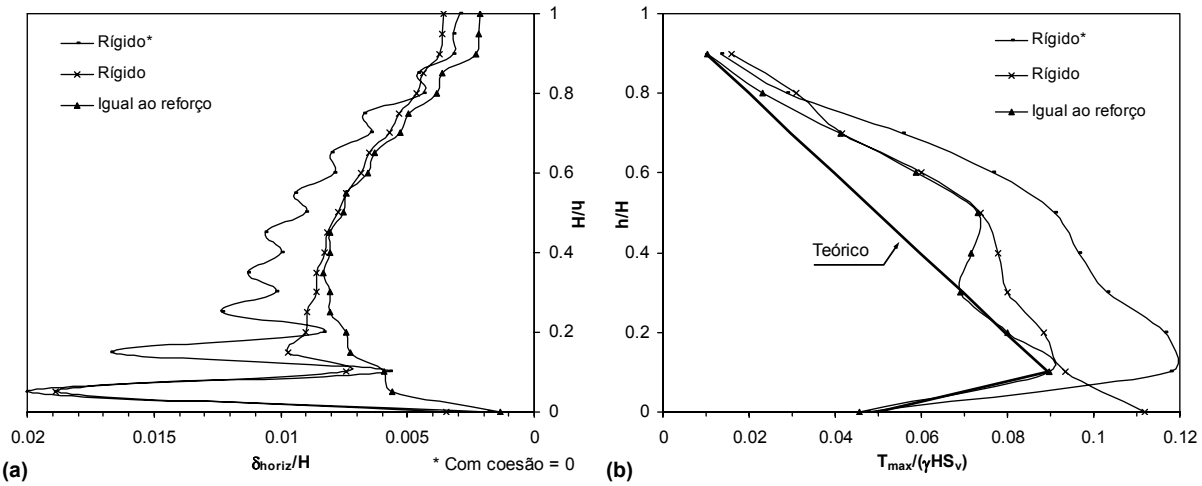


Figura 6.18 – Efeito da rigidez dos elementos de cabo que simulam a face sobre os: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

A comparação dos deslocamentos horizontais da face e dos esforços máximos normalizados em estruturas com alturas distintas, em que os elementos de face apresentam a mesma resistência ao corte (com coesão igual a 50 kPa), permitiu concluir que o efeito estabilizador desses elementos era dependente da altura da estrutura (Figura 6.19), isto é, o efeito estabilizador da face era superior na estrutura com menor altura. Note-se que, os resultados apresentados na Figura 6.19 referem-se a estruturas com alturas distintas, mas com o mesmo factor de rigidez do reforço, isto é, a rigidez dos reforços aumenta com a altura da estrutura.

Mesmo tratando-se de estruturas com o mesmo factor de rigidez do reforço, a análise da Figura 6.19a permite constatar que o deslocamento horizontal máximo é da ordem dos 0,53% da altura da estrutura, para o talude com 8,4 m de altura, e de 0,12%H, caso a altura da estrutura seja apenas de 4,8 m. Os esforços normalizados mobilizados nos elementos de reforço aumentam também com a altura da estrutura (Figura 6.19b).

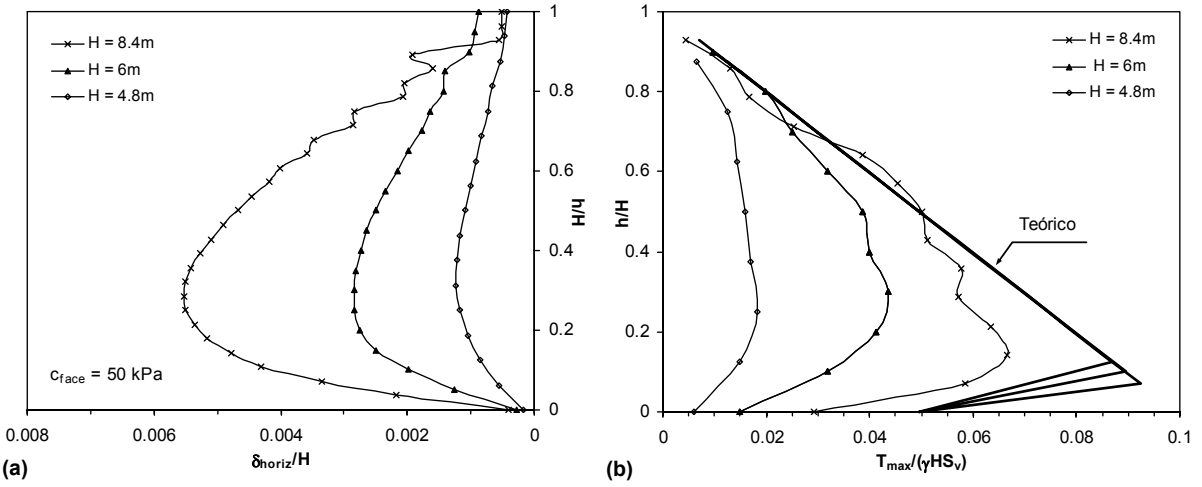


Figura 6.19 – Efeito da parcela coesiva da resistência ao corte dos elementos de face, para estruturas com altura distinta, sobre os: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

Tendo em atenção que foram adoptados reforços com rigidez distinta, de forma a que às três estruturas correspondesse o mesmo o mesmo factor de rigidez do reforço, admite-se que a

discrepância de resultados em termos de deslocamentos e de esforços normalizados seja resultante do efeito estabilizador da face, que é mais significativo na estrutura mais baixa.

Com base na conclusão anterior, foram efectuadas diversas análises numéricas para taludes com a mesma inclinação de face (β = 60º), com alturas diferentes, variando a coesão atribuída aos elementos de face, c_{face}, em função da altura da estrutura. Na Figura 6.20 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face e os esforços máximos normalizados para taludes com 4,8, 6 e 8,4 m de altura, para valores de c_{face} variáveis.

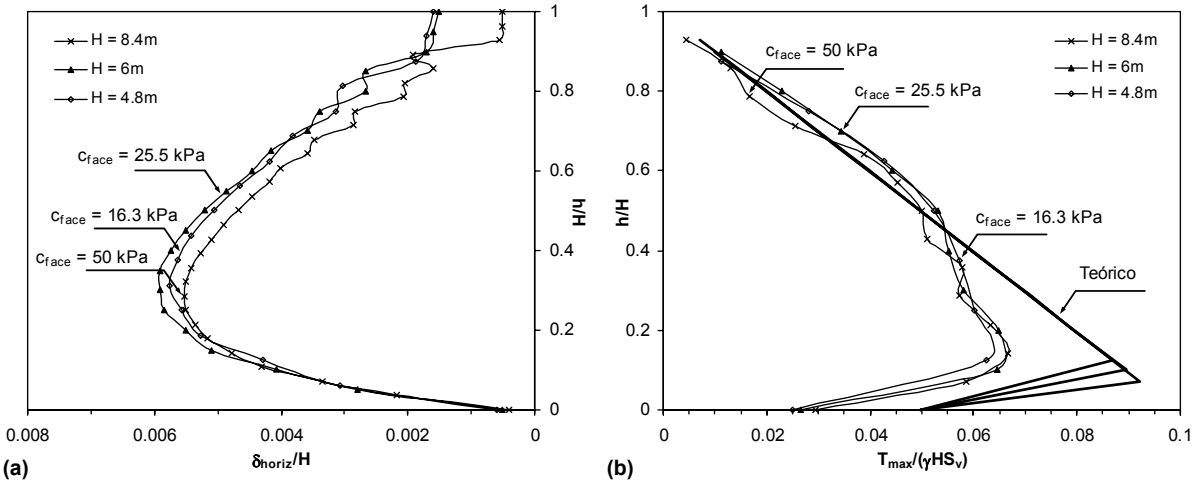


Figura 6.20 – Coesão dos elementos de face variável em função da altura do talude: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

Com base neste estudo de sensibilidade da resistência ao corte atribuída aos elementos de face, foi possível concluir que, para taludes com a mesma inclinação de face, os deslocamentos horizontais e os esforços normalizados, numa estrutura de altura, H_1, em que a coesão dos elementos de face é c_{face1}, serão da mesma ordem de grandeza dos deslocamentos e esforços normalizados de um talude com altura H_2, com elementos de face com coesão c_{face2}, se as parcelas coesivas da resistência ao corte do solo de face obedecerem à equação:

$$\frac{c_{face2}}{c_{face1}} = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 \tag{6.5}$$

A equação anterior é análoga à Equação (5.6), que se estabeleceu entre os módulos de deformabilidade do material que constitui os elementos de face nos muros de solo reforçado.

Como se referiu no início deste ponto, outra opção, para simular o sistema de face nos taludes de solo reforçado com geossintéticos, é a consideração de elementos de cabo, com a mesma rigidez axial dos elementos de reforço horizontais, a envolver a face do talude. Na Figura 6.21 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face e os esforços máximos normalizados para os três taludes com alturas distintas. Recorrendo aos elementos de cabo para simular a face do talude, os deslocamentos horizontais normalizados pela altura da estrutura são semelhantes (Figura 6.21a). O valor máximo do deslocamento horizontal é de 0,86%, 0,83% e 0,77% da altura do talude, respectivamente, para alturas de 8,4, 6 e 4,8 m.

Em termos dos esforços máximos normalizados, verifica-se que, exceptuando o nível de reforço inferior, os esforços ultrapassam os valores estimados com base nos métodos de equilíbrio limite (Figura 6.21b). Constata-se, ainda, que, nos níveis de reforço localizados na zona central do

talude, os esforços instalados nos reforços tendem a aproximar-se, chegando a ultrapassar ligeiramente, dos valores determinados no dimensionamento, baseado em considerações de equilíbrio limite, admitindo um coeficiente parcial de segurança de 1,25, aplicado à tangente do ângulo de atrito interno do solo de aterro. Conclui-se, assim, que, caso o sistema de face seja flexível, o nível de deformação lateral é maior e é possível que os esforços mobilizados nos elementos de reforço se aproximem da distribuição teórica admitida no dimensionamento, com introdução de um coeficiente parcial de segurança de 1,25 sobre tg ϕ.

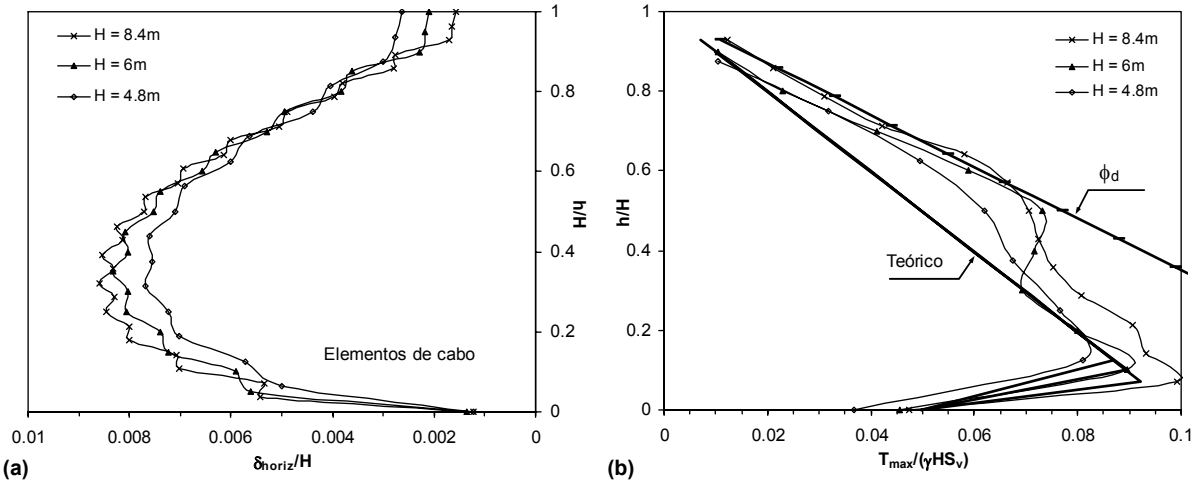


Figura 6.21 – Efeito da altura da estrutura quando a face é simulada através de elementos de cabo nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

Com a Figura 6.22 pretende-se evidenciar a influência das características do sistema de face sobre os deslocamentos horizontais e sobre a distribuição dos esforços instalados nos reforços. Como seria de esperar, quanto mais resistente é a face do talude menores serão os deslocamentos horizontais e, consequentemente, menores os esforços mobilizados nos elementos de reforço. Relativamente à distribuição em altura dos esforços, constata-se que, quando a face é simulada através de elementos de cabo, os esforços deixam de ser crescentes em profundidade, decrescendo inclusivamente entre H/2 e H/3 e, como se referiu nos parágrafos anteriores, ultrapassam os valores estimados com base nos métodos de equilíbrio limite. Curiosamente, os esforços nos quatro níveis de reforço inferiores são praticamente coincidentes com os valores teóricos.

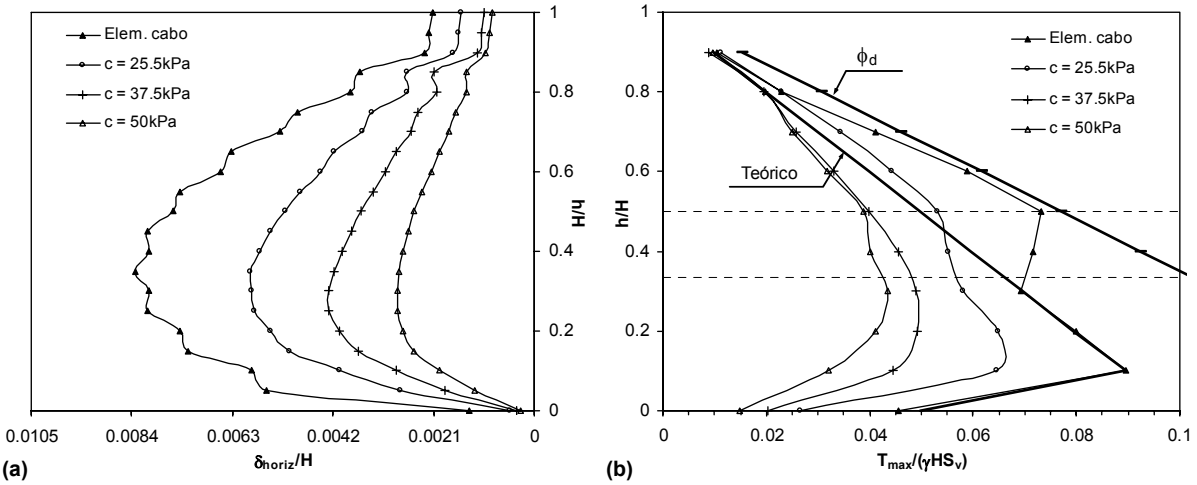


Figura 6.22 – Efeito das características dos elementos de face sobre (H = 6 m): a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

6.4.3 Efeito do nível de reforço

6.4.3.1 Efeito da rigidez à tracção do reforço

O mecanismo de interacção solo-reforço é caracterizado pela transferência de tensões entre o solo e o reforço e pela consequente diminuição das deformações no maciço. Considera-se que, em maciços reforçados com inclusões rígidas, as deformações laterais são reduzidas e o estado de tensão no maciço tenderá para o estado em repouso. No entanto, se os elementos de reforço forem extensíveis ou deformáveis, as deformações laterais serão superiores e o estado de tensão poderá aproximar-se do estado activo. Desta forma, compreende-se que a rigidez do reforço seja um parâmetro particularmente importante no que se refere ao estado de tensão e às deformações laterais das estruturas de solo reforçado.

Na Figura 6.23 apresenta-se o efeito da rigidez dos reforços sobre os deslocamentos horizontais da face do talude (Figura 6.23a) e sobre os esforços máximos mobilizados nos diversos níveis de reforço (Figura 6.23b), simulando a face do talude com uma camada de solo de coesão igual a 50 kPa e restantes características iguais às do material de aterro.

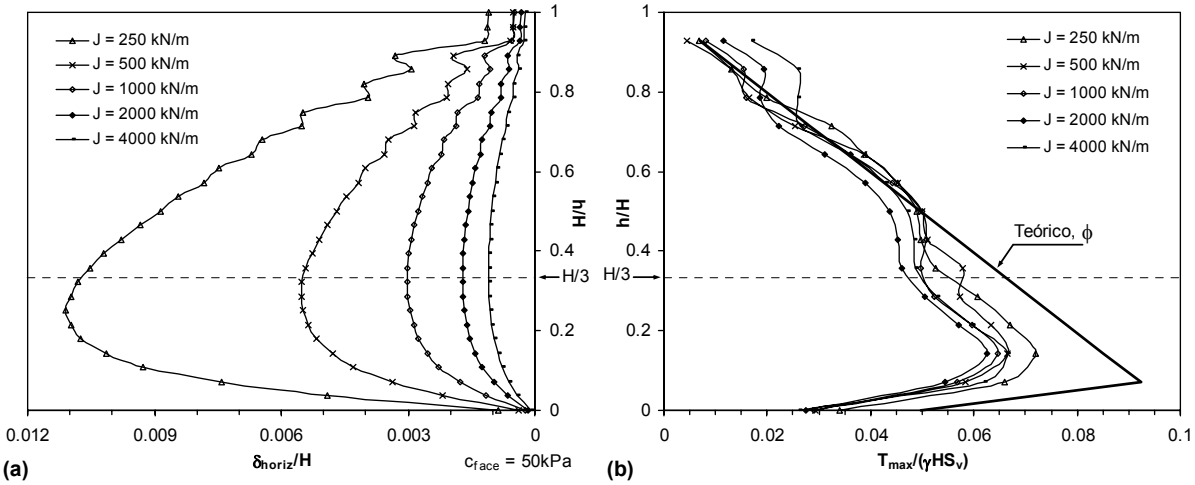


Figura 6.23 – Influência da rigidez do reforço sobre os : a) deslocamentos horizontais da face normalizados; b) esforços máximos normalizados.

Como seria de esperar, os deslocamentos horizontais decrescem com o aumento da rigidez dos reforços, verificando-se que os esforços mobilizados nos reforços, embora tendam a diminuir ligeiramente com a rigidez, não são particularmente sensíveis à sua variação.

O valor máximo dos deslocamentos horizontais e dos esforços máximos normalizados representam-se na Figura 6.24 em função da rigidez dos reforços. Constata-se que a variação entre o deslocamento horizontal máximo e a rigidez do reforço é não linear. O efeito, em termos da contenção de deslocamentos, da duplicação da rigidez dos reforços é dependente do valor de referência, isto é, aumentando a rigidez de 250 kN/m para o dobro consegue-se uma redução no deslocamento horizontal máximo de 52% ou um decréscimo de 0,19 mm de deslocamento por unidade de incremento de rigidez. Porém, quando se duplica a rigidez de 2000 kN/m para 4000 kN/m, a redução, em termos de deslocamento horizontal máximo, é de apenas 36%, o que equivale a 0,0025 mm por incremento unitário da rigidez dos reforços.

O esforço máximo instalado nos catorze níveis de reforço é pouco sensível ao valor da sua rigidez (Figura 6.24b) e é inferior, em qualquer dos casos, ao esforço máximo estimado com base nos métodos de equilíbrio limite. Relembre-se que o esforço mobilizado nos elementos de reforço é

sensível à resistência atribuída à face do talude, pelo que a conclusão da relação entre os esforços mobilizados e o valor máximo está restringida às condições atribuídas à face dos taludes.

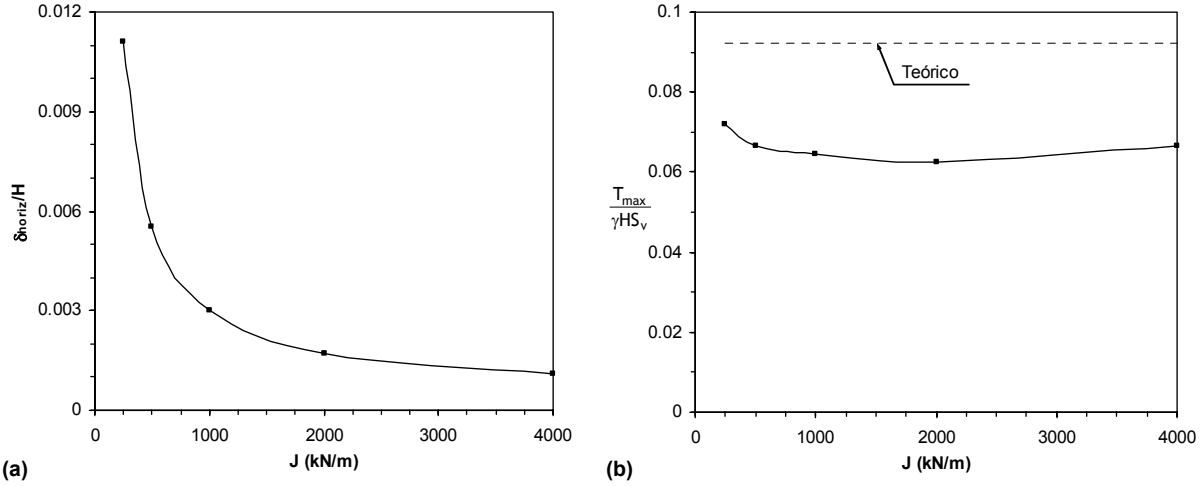


Figura 6.24 – Variação com a rigidez: a) do deslocamento horizontal máximo; b) do esforço máximo.

Na Figura 6.25 apresentam-se as localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde se mobilizam os esforços máximos, admitindo que os reforços colocados no talude têm rigidez igual a 250 kN/m (Figura 6.25a) e a 4000 kN/m (Figura 6.25b). Nesta figura encontram-se ainda representadas as superfícies potenciais de rotura, do tipo espiral logarítmica, definidas pelos métodos de equilíbrio limite.

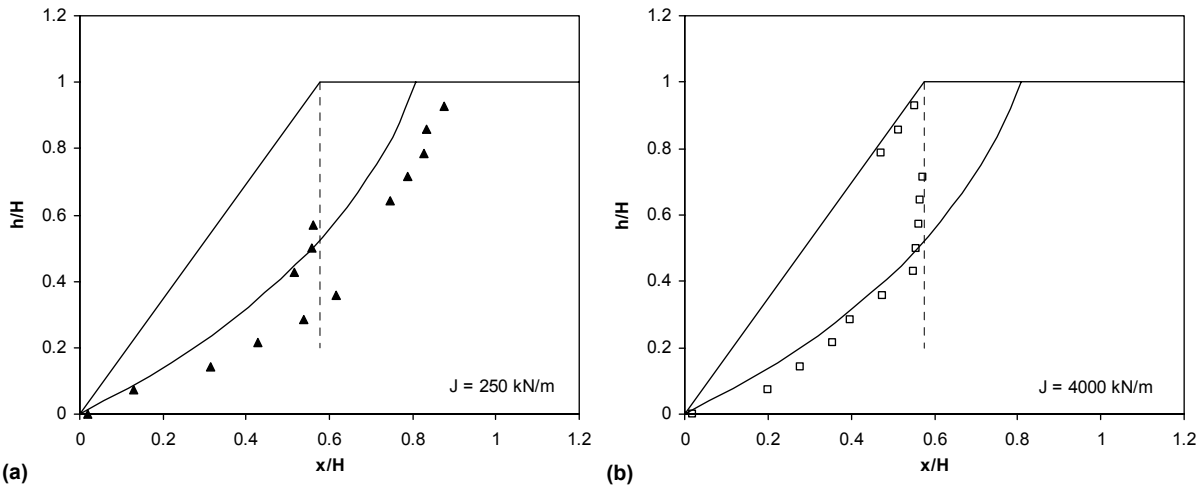


Figura 6.25 - Localizações ao longo do comprimento dos reforços onde ocorrem os esforços máximos: a) J = 250 kN/m; b) J = 4000kN/m.

A análise da Figura 6.25 permite constatar que, quando os reforços são mais rígidos, os esforços máximos tendem a mobilizar-se mais próximo da face do talude, aproximando-se da superfície potencial de rotura teórica. Traçando uma recta vertical sobre a crista do talude (linhas a traço interrompido na Figura 6.25), nota-se uma certa tendência para que os esforços máximos nos níveis de reforço intermédios ocorram em localizações próximas dessa linha. Curiosamente, Arriaga (2003) constatou, nos ensaios em centrifugadora realizados sobre modelos de taludes de solo reforçado, que o valor máximo das deformações ocorria muito próximo da vertical que passa sobre a

crista do talude. A conclusão de Arriaga (2003) não se evidenciou neste estudo numérico, dado que, a deformação máxima se verificou, independentemente da rigidez, no terceiro nível de reforço, localizado a 0,14H a partir da base.

Como se concluiu no estudo apresentado em 6.4.2, quando se modela numericamente a face do talude com elementos de cabo resultam maiores deslocamentos horizontais da face e mobilizam-se esforços superiores nos elementos de reforço. Na Figura 6.26 ilustra-se o efeito da rigidez do reforço sobre os deslocamentos horizontais da face e sobre os esforços normalizados, caso a face dos taludes seja simulada com elementos de cabo.

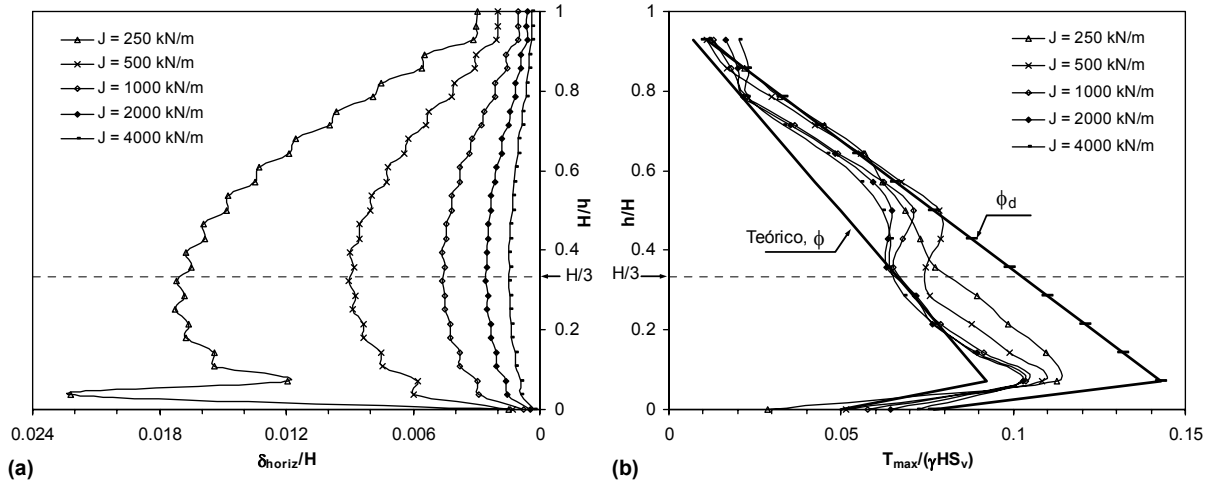


Figura 6.26 - Influência da rigidez do reforço modelando a face com elementos de cabo sobre os: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforço máximos.

A primeira evidência da análise da Figura 6.26a é a instabilidade da face junto ao pé do talude quando os elementos de reforço são mais flexíveis (J = 250 kN/m). Note-se, porém, que os resultados apresentados na Figura 6.26 se referem a uma estrutura com 8,4 m de altura, sendo, em termos práticos, pouco provável que um aterro com esta altura seja construído com reforços tão flexíveis. De qualquer forma, a elevada deformabilidade da face, junto à base do talude, é um aspecto que deve sempre ser acautelado, por exemplo, recorrendo à colocação de um aterro ou de um pedrapleno. Quando os reforços são mais rígidos esta instabilidade perde significado.

Embora a distribuição dos esforços em altura apresente alguma sensibilidade à rigidez dos reforços (Figura 6.26b), o esforço máximo mobilizado em altura não é fortemente influenciado por este parâmetro.

Na Figura 6.27 representa-se o efeito da rigidez dos reforços sobre o deslocamento horizontal máximo e o esforço máximo mobilizado em altura, quando a face do talude é simulada com elementos de cabo e, simultaneamente, comparam-se os resultados com os obtidos admitindo que a face do talude é simulada com uma camada de solo com coesão igual a 50 kPa. Constata-se que, independentemente da opção tomada em termos da simulação da face do talude, a evolução dos deslocamentos e dos esforços máximos com a rigidez é semelhante. No entanto, como se referiu previamente, quando se consideram os reforços (elementos de cabo) a envolver a face, o valor máximo do esforço mobilizado ultrapassa o máximo teórico, mas mantém-se consideravelmente inferior ao valor máximo considerado no dimensionamento (admitindo o valor de cálculo do ângulo de atrito do solo de aterro, ϕ_d).

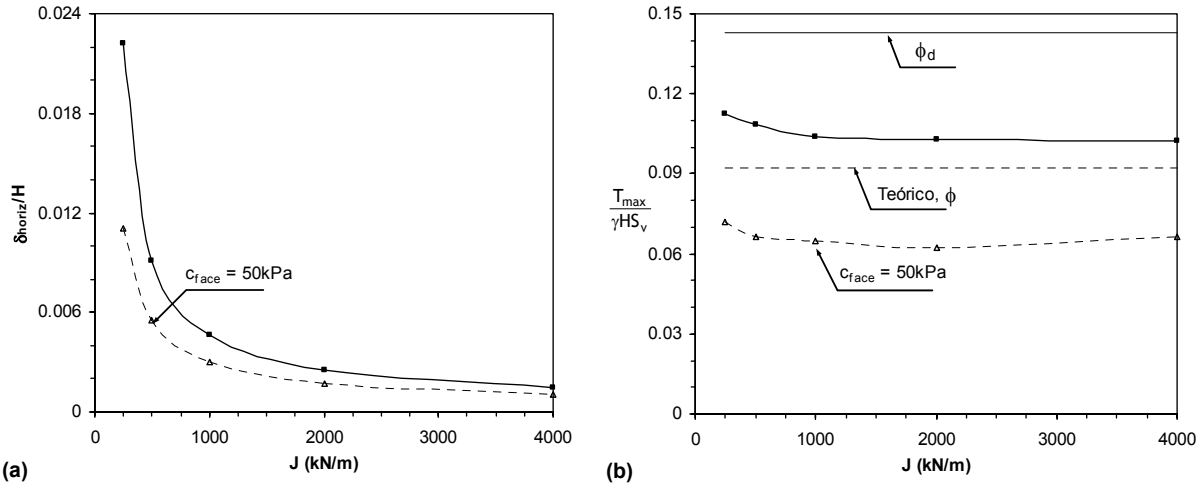


Figura 6.27 – Efeito da rigidez dos reforços sobre: a) o deslocamento horizontal máximo; b) o esforço máximo mobilizado nos reforços.

6.4.3.2 Efeito do espaçamento vertical entre reforços

Avaliar o efeito do espaçamento vertical entre reforços isoladamente, isto é, variar o número de reforços mantendo a sua rigidez não será necessário, dado que, facilmente se compreende que, aumentando o número de reforços diminuem as deformações laterais da estrutura e os esforços instalados nos reforços. Assim, o efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, será apresentado inicialmente analisando o comportamento de taludes com número de reforço e alturas distintos, nos quais a rigidez do reforço é variável em consonância com S_v, e, numa fase posterior, avaliando o efeito da opção por espaçamentos verticais variáveis em altura.

No caso dos muros de solo reforçado com geossintéticos, utiliza-se o factor de rigidez do reforço, definido pela Equação (5.2), para avaliar o efeito da rigidez em estruturas com altura, espaçamento vertical e material de aterro distintos. Como se referiu no Capítulo 5, este é um dos parâmetros com maior influência na deformação horizontal dos muros de solo reforçado com geossintéticos. Na definição do factor de rigidez do reforço intervém o coeficiente de impulso activo de Rankine, K_a, visando contemplar o efeito da resistência ao corte do material de aterro no comportamento da estrutura. A introdução deste coeficiente quando a estrutura de solo reforçado tem face aproximadamente vertical (muro) é adequada porque quantifica o impulso de terras que deve ser absorvido pelos reforços. Quando a face da estrutura é inclinada, o impulso de terras que os reforços devem absorver não é, como se viu nos Capítulos 3 e 4, determinado pelas teorias clássicas de pressões de terras. Assim, julga-se que a definição do factor de rigidez do reforço, apresentada originalmente por Rowe & Ho (1998) para os muros de solo reforçado com geossintéticos, pode ser generalizada, substituindo o coeficiente de impulso activo de Rankine, K_a, pelo coeficiente de impulso, K_{req}, que inclui simultaneamente o efeito da resistência ao corte do material de aterro e da inclinação da face da estrutura. Na versão generalizada, o factor de rigidez do reforço será definido como:

$$\lambda' = \frac{J}{K_{req}\gamma H S_v} \tag{6.6}$$

onde J é a rigidez do reforço, K_{req} o coeficiente de impulso, γ o peso volúmico do solo, H a altura do muro e S_v o espaçamento vertical entre reforços.

Na avaliação do efeito da rigidez do reforço, em estruturas com a mesma altura e inclinação de face, construídas com um material de aterro semelhante, o factor de rigidez do reforço poderá ser substituído pelo factor de densidade de rigidez, Ω, definido pela relação entre a rigidez dos reforços e o espaçamento vertical entre eles (Equação 5.3).

O espaçamento vertical entre os reforços, S_v, deve coincidir com um múltiplo da espessura da camada de aterro, normalmente definida pelas condições de compactação. Em materiais não coesivos, a espessura das camadas de aterro situa-se, habitualmente, entre os 0,15 m e os 0,30 m. De acordo com a BS 8006 (1995), o espaçamento vertical entre reforços não deve ultrapassar 1 m, enquanto a FHWA (2001) limita o espaçamento vertical entre reforços a 0,80 m, nos taludes com altura superior a 6 m, e recomenda que se coloquem reforços secundários, de forma a que o espaçamento máximo não ultrapasse os 0,40 m.

No problema base deste estudo paramétrico optou-se pela consideração de um espaçamento vertical entre reforços de 0,60 m. Para avaliar o efeito da densidade de rigidez do reforço, admitiram-se, ainda, valores do espaçamento vertical de 0,90 m e de 1,20 m, acreditando que este último possa ser demasiado elevado em termos práticos.

Para taludes com 6 e 8,4 m de altura, foram considerados diferentes sistemas de reforço, fazendo variar o espaçamento vertical entre reforços (logo o número de reforços) e a sua rigidez axial, obtendo-se estruturas com o mesmo factor de rigidez do reforço (ver Quadro 6.2).

Os resultados apresentados referem-se a taludes em que o sistema de face foi simulado com uma camada de solo coesivo (c igual a 50 e a 25,5 kPa, respectivamente, para H igual a 8,4 e a 6 m) dado que, nas simulações com elementos de cabo, quando o espaçamento vertical entre reforços assumia um valor elevado (S_v = 1,20 m e S_v = 0,90 m em algumas situações) ocorria instabilidade nos deslocamentos junto à base do talude. Esta ocorrência evidencia por um lado, o facto destes valores do espaçamento vertical serem excessivos, particularmente junto à base do talude, justificando a recomendação da *FHWA* para o recurso a reforços secundários, e, por outro lado, como se referiu anteriormente, a necessidade de se terem cuidados especiais junto à base do talude.

Na Figura 6.28 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os esforços máximos normalizados obtidos num talude com 8,4 m de altura, admitindo diferentes valores do espaçamento vertical entre reforços e variando a rigidez, por forma a materializar estruturas com a mesma densidade de rigidez do reforço.

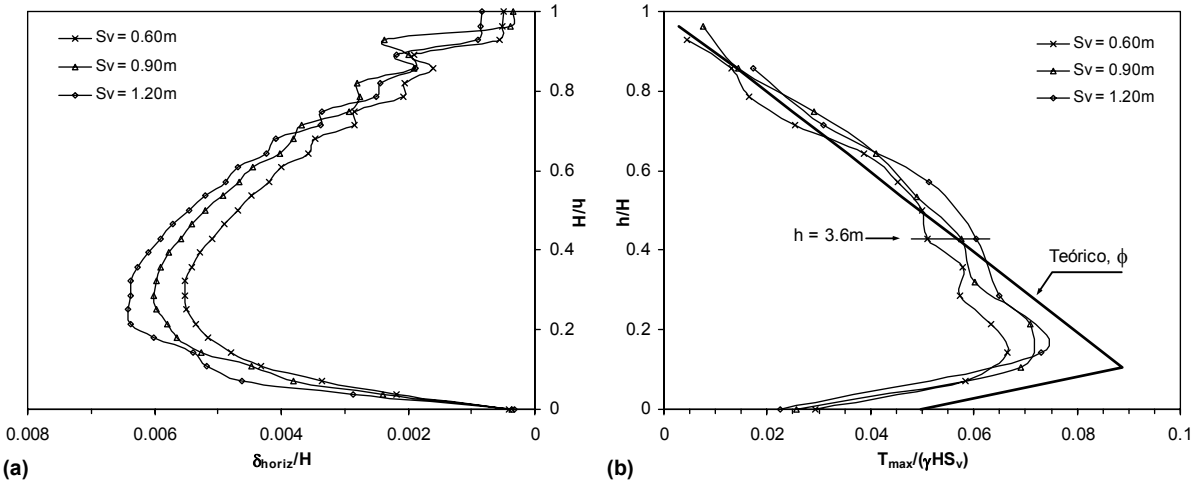


Figura 6.28 – Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, em taludes com o mesmo Ω (H = 8,4 m) nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

Pela análise da Figura 6.28a, constata-se que o deslocamento horizontal máximo, induzido pela construção do talude, é pouco sensível ao espaçamento vertical entre reforços, verificando-se uma ligeira tendência para o seu aumento com o espaçamento vertical (diferença máxima inferior a 16,5%). A conclusão pode estender-se ao talude com 6 m de altura, sendo, neste caso, a diferença máxima entre os valores do deslocamento horizontal máximo inferior a 12%. Em termos dos esforços máximos normalizados (Figura 6.28b) a conclusão é análoga.

Para diferentes valores do espaçamento vertical entre reforços, o número e a localização em altura dos reforços é distinta. Independentemente do valor do espaçamento vertical entre reforços adoptado neste estudo e da altura do talude, será colocado a 3,6 m de altura ($h/H \cong 0{,}428$, para $H = 8{,}4$ m, e $h/H = 0{,}6$, para $H = 6$ m) um nível de reforço. Na Figura 6.29 ilustram-se as deformações instaladas ao longo do comprimento dos reforços localizados a 3,6 m a partir da base, em taludes com 8,4 e com 6 m de altura.

Note-se que as deformações representadas nas Figuras 6.29a e 6.29b não são directamente comparáveis entre si, porque dizem respeito a localizações diferentes em altura nos taludes a que se referem, isto é, as deformações apresentadas na Figura 6.29a dizem respeito a reforços localizados aproximadamente a 0,4H, enquanto, na Figura 6.29b, as deformações são relativas a reforços instalados a 0,6H, logo mais superficiais. Assim, as deformações apresentadas na Figura 6.29b serão logicamente inferiores às representadas na Figura 6.29a.

Da análise da Figura 6.29 constata-se que, independentemente do espaçamento vertical entre reforços, mantendo a mesma densidade de rigidez ($\Omega = J/S_v$), o nível de deformação instalado em reforços com localizações coincidentes é muito próximo. Esta conclusão seria de prever, dado que, como se referiu anteriormente, os deslocamentos horizontais são semelhantes.

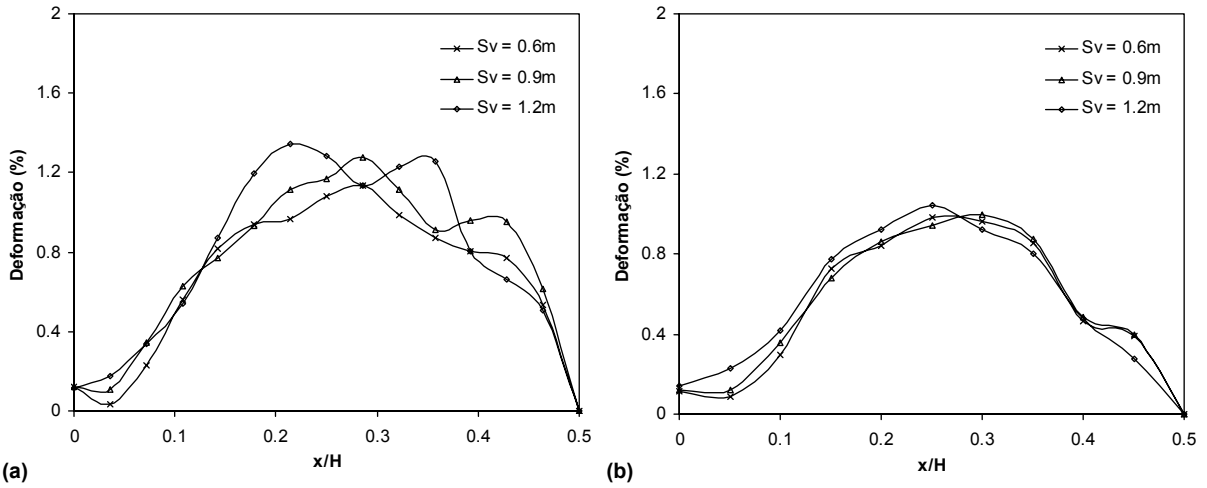


Figura 6.29 – Deformações ao longo do comprimento de um reforço para diferentes valores de S_v: a) talude com 8,4 m de altura; b) talude com 6 m de altura.

Em resultado da localização em altura a que dizem respeito, isto é, reforços mais superficiais, as diferenças entre as deformações nos reforços, apresentadas na Figura 6.29b, para uma estrutura com 6 m de altura, são menores. Analisando a Figura 6.28b, referente aos esforços numa estrutura com 8,4 m de altura, verifica-se que as diferenças entre os esforços máximos nos níveis de reforço superiores são também menos significativas.

O efeito do espaçamento vertical entre reforços foi avaliado em taludes com 6 e com 8,4 m de altura construídos com o mesmo factor de rigidez do reforço, λ'. Constatou-se que os

deslocamentos horizontais e os esforços máximos normalizados para as diferentes estruturas são bastante próximos. A título exemplificativo, apresentam-se, na Figura 6.30, os resultados para dois taludes, com alturas de 6 e de 8,4 m, inclinação de 60º e espaçamento vertical entre reforços igual a 0,60 m e a 1,20 m, respectivamente. Optou-se pela apresentação dos resultados referentes apenas a dois valores distintos do espaçamento vertical, para simplificar a interpretação da figura, dado que as curvas, quer dos deslocamentos, quer dos esforços, para as seis análises realizadas, são muito próximas.

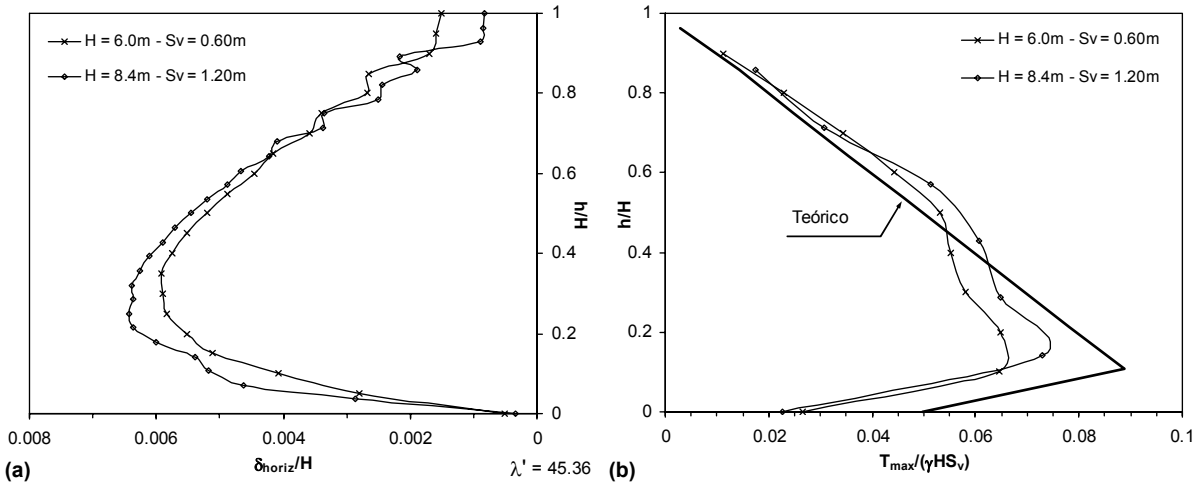


Figura 6.30 – Resultados obtidos em taludes com alturas distintas: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

A principal conclusão a retirar da análise da Figura 6.30 será o facto de, na ausência de problemas de instabilidade da face, a distribuição dos deslocamentos e dos esforços máximos em altura ser similar em taludes com a mesma inclinação e com altura e número de reforços distintos, desde que o factor de rigidez do reforço seja idêntico.

No dimensionamento com base em métodos de equilíbrio limite, admite-se (distribuição triangular da resistência) que os níveis de reforço inferiores são os mais solicitados, pelo que, em certos casos, opta-se pela colocação de reforços mais próximos (menor espaçamento vertical) junto à base da estrutura. Tentando avaliar a eficiência dessa opção, em termos da contenção de deslocamentos e da distribuição dos esforços em altura, simulou-se numericamente a construção de um talude com 8,4 m de altura, construído com 14 níveis de reforço, com espaçamento vertical variável. Os 4 níveis de reforço inferiores foram colocados com espaçamento entre si de 0,30 m, os 8 níveis intermédios foram espaçados de 0,60 m e os dois níveis superiores foram colocados com espaçamentos de 0,90 m e de 1,20 m. Na Figura 6.31 comparam-se os deslocamentos horizontais normalizados que ocorrem no final da construção, optando pela colocação dos 14 níveis de reforço com espaçamento constante e igual a 0,60 m ou optando pelo espaçamento vertical variável descrito.

Tendo em consideração que se concluiu, em 6.4.2, que a resistência da face do talude tem uma influência muito significativa nas deformações e nos esforços mobilizados durante a construção, apresentam-se, na Figura 6.31, os deslocamentos horizontais para as duas opções de simulação da face (solo com coesão ou elementos de cabo).

Da análise da Figura 6.31, verifica-se que, admitindo a face do talude mais resistente, a contenção de deslocamentos conseguida com o decréscimo do espaçamento vertical entre reforços junto à base do talude é pouco significativa e só se faz sentir na metade inferior da altura da

estrutura. O decréscimo dos deslocamentos horizontais, originado pela colocação dos reforços mais próximos entre si junto à base do talude, quando se admite que a face pode ser simulada com os elementos de reforço a envolver o solo (Figura 6.31b), é muito mais expressivo. Isto confirma, uma vez mais, que a resistência atribuída ao sistema de face desempenha, na situação em análise, um papel muito importante nas deformações laterais.

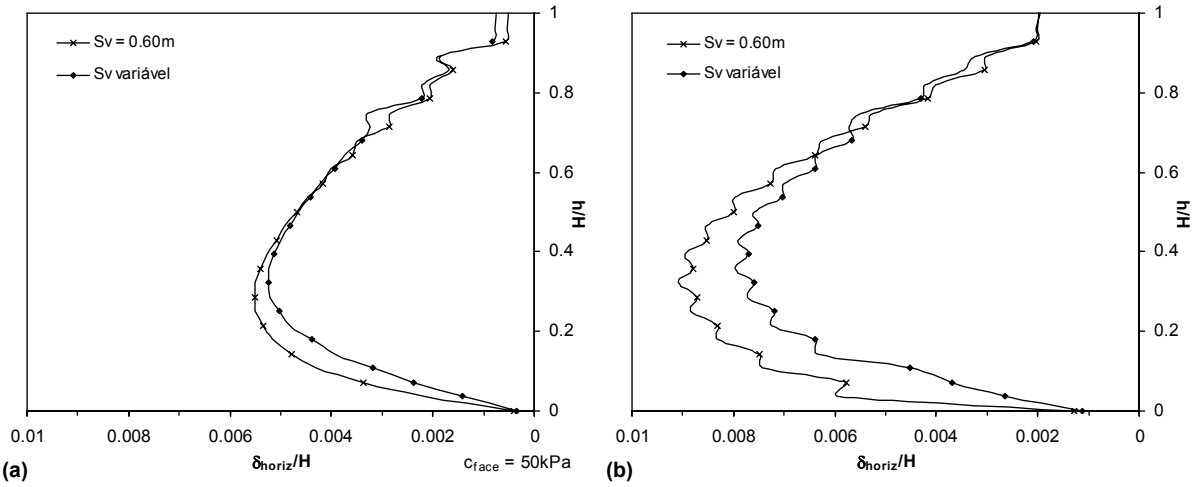


Figura 6.31 – Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, sobre os deslocamentos horizontais normalizados: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo.

Na Figura 6.32 comparam-se os esforços máximos mobilizados nos elementos de reforço admitindo uma distribuição uniforme em altura e adensando os reforços junto à base do talude. Tendo em atenção que se está a analisar uma situação em que o espaçamento vertical não é uniforme, os esforços, apresentados na Figura 6.32, estão normalizados apenas pela tensão vertical ao nível da base da estrutura (γH).

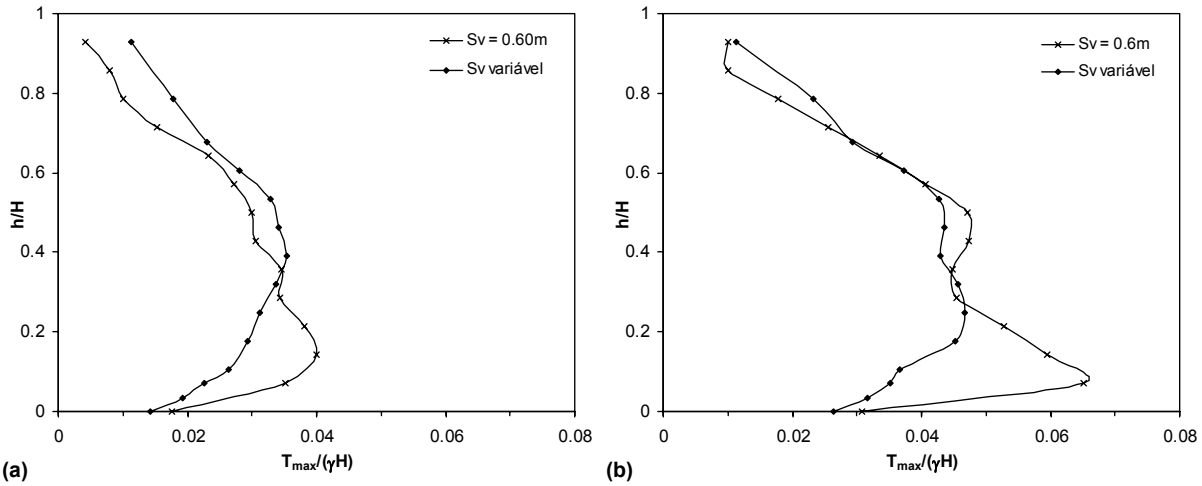


Figura 6.32 - Efeito do espaçamento vertical entre reforços, S_v, sobre os esforços máximos normalizados: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo.

Analisando a Figura 6.32, constata-se que, independentemente da opção em termos da simulação da face, a concentração dos reforços junto à base do talude torna a distribuição de esforços mais uniforme e aumenta a cota do nível de reforço onde se mobiliza o esforço máximo. O

esforço máximo, para esta distribuição de reforços, é mobilizado a 0,4H e 0,25H quando a face é simulada com solo coesivo e com elementos de cabo, respectivamente.

Particularmente quando a face do talude é simulada com um solo coesivo, a opção pelo espaçamento vertical variável conduz ao aumento dos esforços na zona superior do talude. Note-se, porém, que, para manter o mesmo número de reforços, o espaçamento vertical junto ao topo do talude é superior, logo a altura de influência dos três níveis de reforço superiores é também maior.

No dimensionamento de taludes de solo reforçado considera-se, como se referiu no Capítulo 4, que o valor de cálculo do esforço resistente do nível de reforço i, $T_{d,i}$, deve obedecer à Inequação (4.18), isto é, depende da sua profundidade, z_i, da altura de influência, $S_{v,i}$, do peso volúmico do solo de aterro, γ, e do coeficiente de impulso de terras, K_{req}.

Tendo em consideração que se pretendem comparar dois taludes com o mesmo número de reforços, mas com espaçamentos verticais entre eles distintos, logo com localizações em altura diferentes, considerou-se que seria importante comparar, não os esforços mobilizados, mas o coeficiente de impulso correspondente. Assim, o coeficiente de impulso mobilizado ao nível do reforço, i, $K_{mobilizado}$, será dado por:

$$K_{mobilizado} = \frac{T_{max,i}}{\gamma z_i S_{v,i}} \tag{6.7}$$

Na Figura 6.33 apresentam-se os coeficientes de impulso mobilizados em localizações coincidentes com os diferentes níveis de reforço, para as duas distribuições em altura, e comparam-se esses coeficientes com os valores teóricos determinados com base nos métodos de equilíbrio limite, K_{req}. Verifica-se que, quando a face do talude é simulada com um solo coesivo (Figura 6.33a), o valor do coeficiente de impulso ultrapassa largamente o valor teórico no nível de reforço superior e em alguns níveis de reforço intermédios. Como se referiu em pontos anteriores, quando a face do talude é simulada com elementos de cabo, os esforços ultrapassam os valores teóricos e tendem, inclusivamente, a aproximar-se dos valores admitidos no dimensionamento com introdução de coeficientes de segurança. Neste caso, exceptuando os níveis de reforço inferiores, a opção pelo espaçamento vertical variável em altura, tende a diminuir o coeficiente de impulso mobilizado. Porém, na generalidade dos níveis, este coeficiente é superior ao valor teórico, K_{req}.

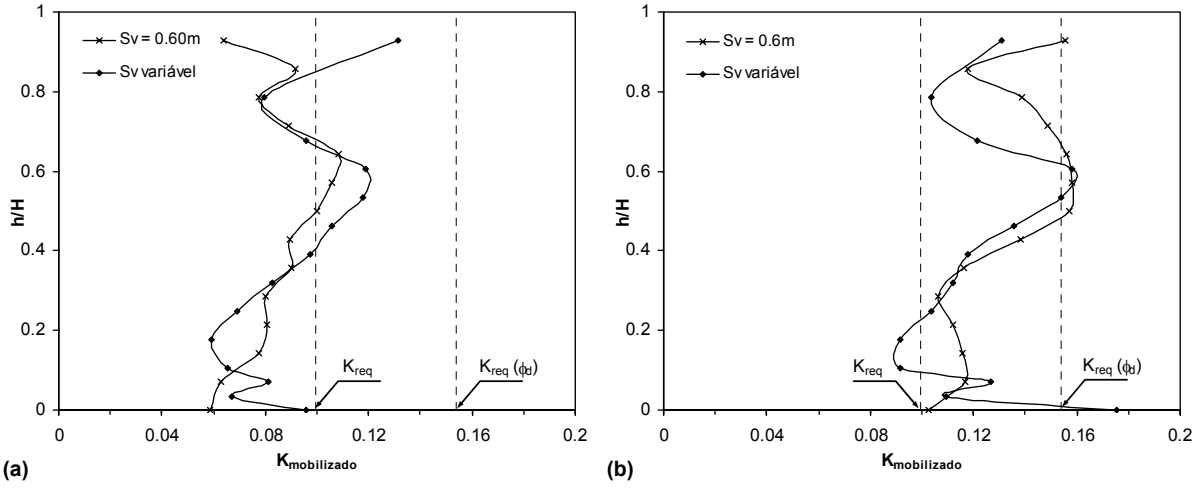


Figura 6.33 – Coeficiente de impulso mobilizado nos diferentes níveis de reforço: a) face simulada com solo coesivo; b) face simulada com elementos de cabo.

Nas diversas análises efectuadas, constata-se que o somatório dos esforços máximos absorvidos pelos reforços não é muito sensível ao espaçamento vertical, em especial quando a face do talude apresenta maior resistência. Para este caso, embora em determinadas localizações os esforços mobilizados ultrapassem o valor teórico (Figura 6.33a), verifica-se que o impulso absorvido pelos reforços é cerca de 15% inferior ao valor teórico, sendo também esse o valor percentual em que o valor médio do impulso mobilizado é inferior ao valor K_{req}.

Admitindo a face do talude mais flexível, o valor médio do impulso mobilizado é cerca de 27% e de 19% superior ao valor teórico K_{req}, considerando os esforços com espaçamento constante e variável, respectivamente.

Da análise efectuada conclui-se que é necessário ter em atenção o facto da distribuição triangular de resistência, admitida tradicionalmente nos métodos de equilíbrio limite, subestimar, em alguns casos, os esforços junto ao topo e nos níveis de reforço intermédios. A recomendação, apresentada por Jewell (1996), referente à consideração de uma tensão mínima de 15 kPa à superfície do terreno, para ter em atenção os efeitos da compactação, deve ser reforçada, dado que, mesmo sem a consideração dos efeitos da compactação, os esforços mobilizados nos níveis de reforço superiores tendem a ultrapassar os valores estimados com base nos métodos de equilíbrio limite.

6.4.3.3 Efeito do comprimento dos reforços

Como se referiu em 6.3.1, aplicando um coeficiente parcial de segurança de 1,25 sobre a tangente do ângulo de atrito do material de aterro (ϕ = 35º), dimensionando este talude (β = 60º) com recurso aos métodos de equilíbrio limite, o comprimento mínimo do reforço será de 0,50H (ver Figura 4.13a). Caso se despreze o referido coeficiente de segurança, o comprimento mínimo será igual a 0,40H.

Para avaliar o efeito do comprimento dos reforços nas deformações e nos esforços induzidos pela construção do aterro, analisaram-se cinco valores da relação comprimento do reforço (L)/altura do talude (H): os dois valores referidos no parágrafo anterior (L = 0,40H e L = 0,50H), o valor estimado de acordo com a Equação (4.19), proposta no Capítulo 4 (L = 0,64H), e, para avaliar a eficiência do aumento do comprimento para além destes limites, dois valores superiores (L = 0,80H e L = H).

Na Figura 6.34 ilustra-se o efeito do comprimento dos reforços nas deformações horizontais da face do talude. Constata-se que, independentemente da rigidez dos reforços, o aumento do comprimento dos reforços para além do valor estimado pela Equação (4.19), não produz qualquer benefício em termos de contenção dos deslocamentos induzidos pela construção do aterro. Embora não se encontrem representados graficamente, esta conclusão é extensível aos deslocamentos verticais da face do talude.

O efeito do comprimento dos reforços sobre os esforços mobilizados nos elementos de reforço encontra-se representado na Figura 6.35. Na Figura 6.35a apresenta-se a distribuição dos esforços em altura para os valores limite do comprimento dos reforços. Optou-se pela não inclusão dos esforços para os restantes valores do comprimento, para simplificar a leitura do gráfico. A análise da Figura 6.35a permite concluir que, quando os reforços têm comprimento suficiente, os esforços assumem uma distribuição mais uniforme, isto é, mobilizam-se esforços superiores nos reforços mais próximos da superfície do terreno. As deformações instaladas ao longo do comprimento do 8º e 11º níveis de reforço (assinalados na Figura 6.35a) encontram-se representadas na Figura 6.36. A influência do comprimento do reforço sobre o esforço e sobre a deformação máximos é pouco

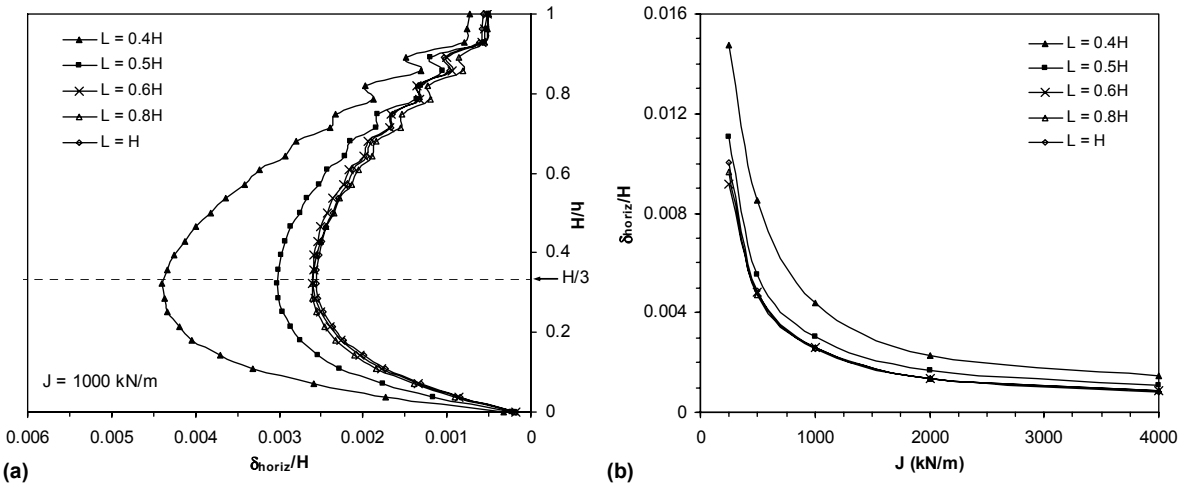


Figura 6.34 – Efeito do comprimento dos reforços sobre as deformações horizontais: a) deslocamentos horizontais para J = 1000 kN/m; b) deslocamento horizontal máximo em função da rigidez.

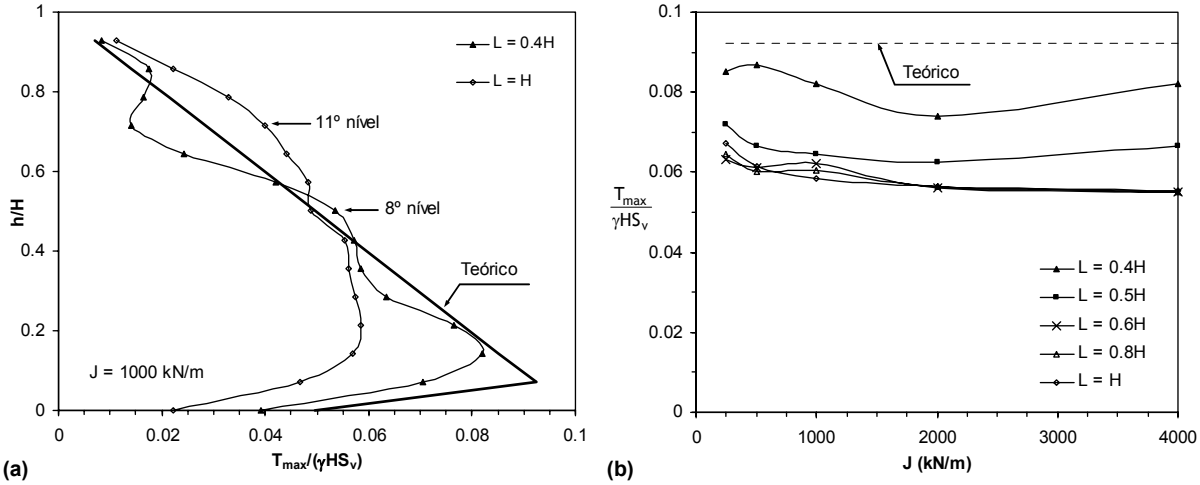


Figura 6.35 – Efeito do comprimento dos reforços sobre os esforços: a) distribuição dos esforços máximos em altura (J = 1000 kN/m); b) esforço máximo em função da rigidez.

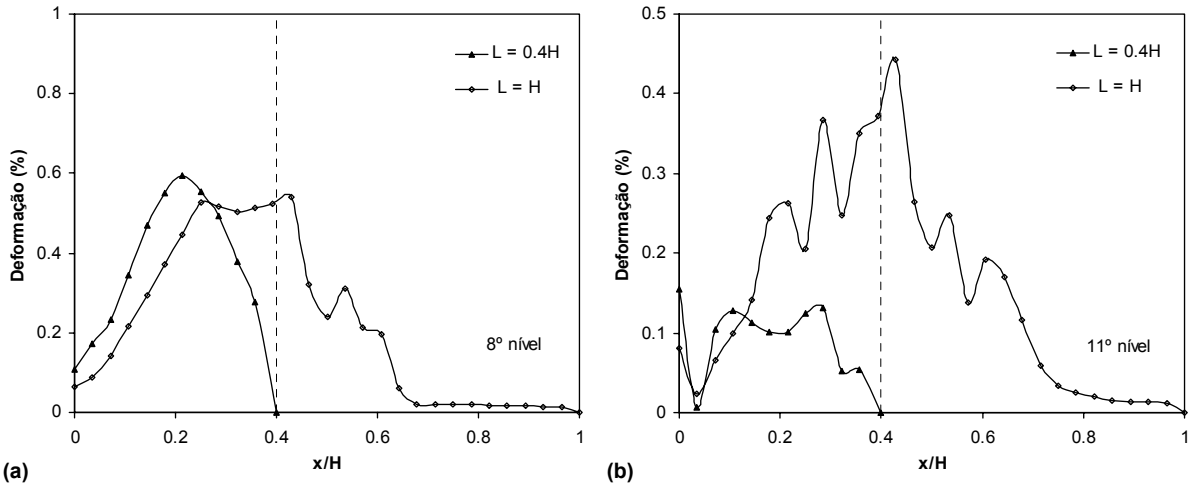


Figura 6.36 – Efeito do comprimento do reforço sobre as deformações (J = 1000 kN/m): a) 8º nível de reforço; b) 11º nível de reforço.

significativa no 8º nível de reforço. Devido ao menor comprimento disponível, quando L = 0,4H, o esforço máximo mobiliza-se mais próximo da face e as deformações são ligeiramente superiores (Figura 6.36a). No 11º nível de reforço, o efeito do comprimento sobre os esforços (e sobre as deformações) é mais significativo. Quando existe um maior comprimento de reforço disponível (L = H), mobilizam-se esforços consideráveis em localizações muito próximas da extremidade livre do reforço para L = 0,4H (Figura 6.36b), isto é, quando o comprimento do reforço é reduzido não é possível que nessas localizações se mobilizem esforços.

A variação, com a rigidez do reforço, do esforço máximo normalizado, para os diferentes valores do comprimento, encontra-se ilustrada na Figura 6.35b. Tal como se concluiu em termos das deformações horizontais, o efeito do aumento do comprimento do reforço acima de 0,64H, é também pouco significativo em termos do valor máximo do esforço mobilizado durante a construção do talude.

As conclusões que se apresentaram em relação ao efeito do comprimento do reforço sobre as deformações horizontais e sobre os esforços mobilizados nos reforços, referem-se a um talude em que a resistência na interface solo-reforço é traduzida por um ângulo de atrito de 30º, isto é, trata-se de uma interface com uma resistência considerável, comparativamente com a resistência ao corte do solo de aterro (ϕ = 35º). Embora o efeito da resistência na interface solo-reforço seja objecto de análise posterior, achou-se importante avaliar se a consideração de uma interface solo-reforço muito menos resistente traduziria qualquer alteração no efeito do comprimento do reforço. Na Figura 6.37 apresenta-se a evolução, com a rigidez do reforço, do deslocamento horizontal máximo e do esforço máximo mobilizado nos reforços, para três valores da relação L/H, admitindo que o ângulo de atrito na interface solo-reforço é de 5º.

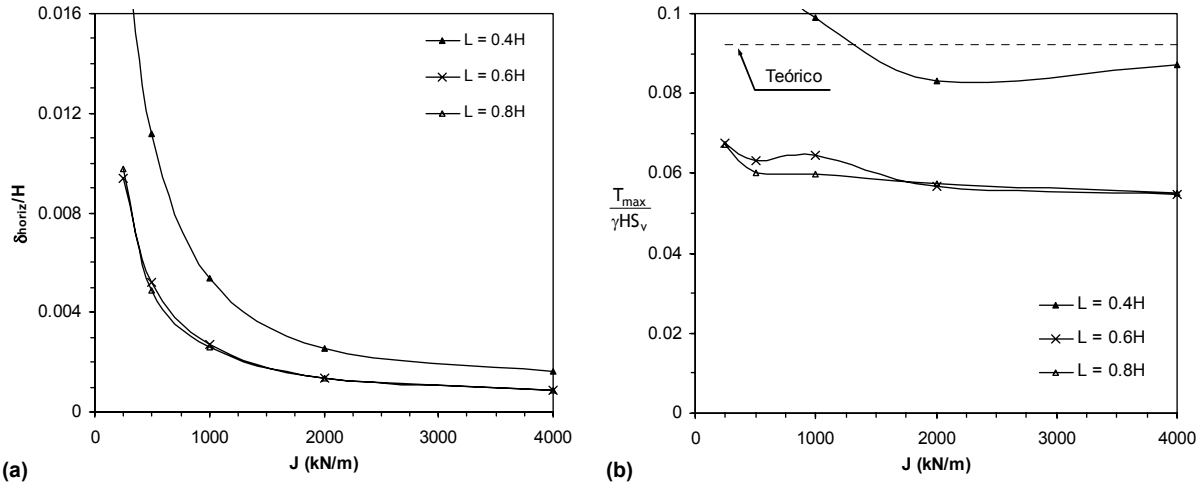


Figura 6.37 – Efeito do comprimento do reforço admitindo δ = 5º no: a) deslocamento horizontal máximo; b) esforço máximo mobilizado nos reforços.

Verifica-se, pela análise da Figura 6.37, que, mesmo para uma interface solo-reforço menos resistente, o aumento do comprimento dos reforços para além do valor 0,64H (valor estimado pela Equação 4.19), não produz qualquer benefício em termos de contenção dos deslocamentos induzidos pela construção do aterro, nem altera, significativamente, os esforços instalados nos elementos de reforço.

Comparando a Figura 6.37a com a Figura 6.34b, observa-se que o aumento dos deslocamentos horizontais resultante do decréscimo da resistência da interface solo-reforço apenas tem significado para o menor valor do comprimento do reforço. Para os outros dois valores do comprimento

(L = 0,64H e L = 0,80H), os deslocamentos máximos são praticamente coincidentes com os valores relativos à interface mais resistente.

A análise comparativa das Figuras 6.37b e 6.35b permite concluir que o acréscimo do esforço máximo mobilizado nos reforços, induzido pela diminuição da resistência da interface solo-reforço, só se faz sentir para o menor valor do comprimento dos reforços.

Na Figura 6.38 apresenta-se a distribuição dos esforços em altura, para três valores do comprimento do reforço, admitindo que a sua rigidez é igual a 1000 kN/m, e as deformações instaladas no 11º nível. Tal como se referiu anteriormente, o efeito do comprimento do reforço faz-se sentir essencialmente para valores de L inferiores a 0,64H. A análise da Figura 6.38 permite concluir que o comprimento mínimo do reforço exigido pelos métodos de equilíbrio limite (sem introdução de qualquer coeficiente de segurança), L = 0,4H, parece ser insuficiente, em particular para os níveis de reforço superiores, para assegurar níveis de deformações razoáveis. Analisando o gráfico da Figura 6.38b, constata-se que, por exemplo para o 11º nível de reforço, os esforços máximos tendem a mobilizar-se em pontos onde já não existe reforço quando L = 0,4H.

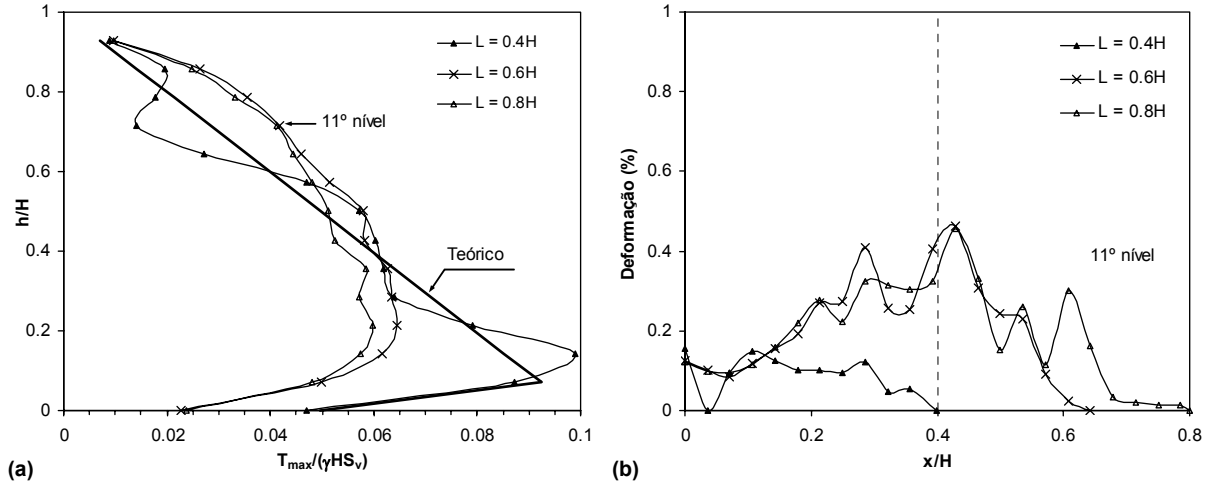


Figura 6.38 – Efeito do comprimento do reforço, considerando J = 1000kN/m e δ = 5º: a) na distribuição dos esforços em altura; b) nas deformações instaladas no 11º nível de reforço.

Apresentam-se, na Figura 6.39, as localizações, ao longo do comprimento dos reforços, onde se registam os esforços máximos, admitindo L = 0,4H e L = 0,8H. As linhas a traço interrompido e a traço-ponto, presentes nesta figura, definem o limite da zona reforçada para os dois valores do comprimento. Incluiu-se ainda nesta figura, a superfície potencial de rotura determinada com base nos métodos de equilíbrio limite. Como se referiu a propósito do 11º nível de reforço, verifica-se que, para L = 0,8H, o esforço máximo tende a ocorrer em localizações para além do limite da zona reforçada quando L = 0,4H.

Como nos níveis de reforço superiores se mobilizam menores esforços, devido ao comprimento insuficiente do reforço, ocorre uma redistribuição de esforços, conduzindo ao acréscimo dos mesmos nos níveis de reforço inferiores (Figura 6.38a).

Tentando generalizar o efeito do comprimento dos reforços, simulou-se a construção de um talude de solo reforçado, utilizando como material de aterro um solo com ângulo de atrito de 25º. Para este talude foram considerados quatro valores do comprimento dos reforços: L = 0,50H, valor que se supôs à partida insuficiente, L = 0,64H e L = 0,80H, determinados pelos métodos de equilíbrio limite, respectivamente, sem consideração de qualquer coeficiente de segurança e

aplicando um coeficiente parcial de segurança de 1,25 sobre a tangente do ângulo de atrito do solo, e, finalmente, um valor superior, L = H. O comprimento do reforço estimado através da Equação (4.19), sem considerar qualquer coeficiente de segurança, é de 0,76H pelo que, sendo muito próximo do valor do comprimento igual a 0,8H, considera-se que as duas soluções são coincidentes.

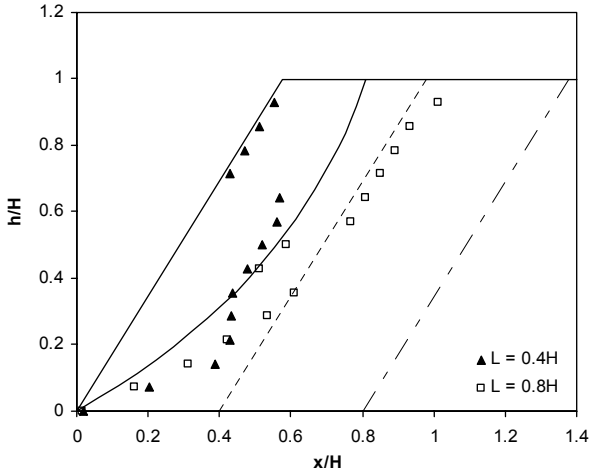


Figura 6.39 – Localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde ocorrem os esforços máximos para valores distintos do comprimento do reforço.

Na Figura 6.40 apresenta-se a evolução, com a rigidez do reforço, do deslocamento horizontal e do esforço máximos, para os quatro valores do comprimento dos reforços. Como se supôs desde logo, o comprimento dos reforços igual a 0,5H é nitidamente insuficiente para um aterro construído com um ângulo de atrito de 25º. Embora se tenha conseguido a convergência do modelo numérico, o nível de deformações induzidas pela construção do aterro é muito elevado (o deslocamento horizontal máximo é superior a 10%H, quando os reforços apresentam a rigidez de 250 kN/m).

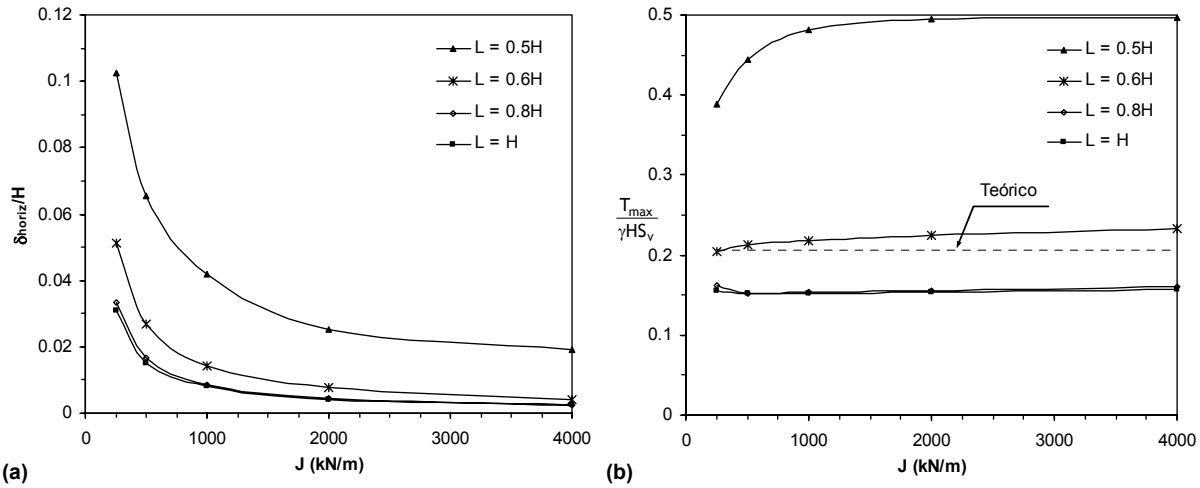


Figura 6.40 - Efeito do comprimento do reforço para um aterro com ϕ = 25º no: a) deslocamento horizontal máximo; b) esforço máximo mobilizado nos reforços.

Considerando um talude com o comprimento mínimo do reforço definido pelo gráfico da Figura 4.13a (L = 0,6H), sem introdução de qualquer coeficiente de segurança sobre a resistência ao

corte do solo, obtêm-se esforços tendencialmente superiores ao valor teórico definido pelos métodos de equilíbrio limite (Figura 6.40b).

Tal como se verificou para o aterro mais resistente (ϕ = 35º), o aumento do comprimento dos reforços para além de um valor próximo do estimado pelas Equações (4.19), não produz qualquer benefício em termos da contenção dos deslocamentos induzidos pela construção do aterro e conduz a esforços máximos aproximadamente coincidentes.

Para evitar tornar a exposição longa e fastidiosa, optou-se por não apresentar resultados para valores diferentes da inclinação da face do aterro, β. Porém, a conclusão anterior estende-se a outros valores da inclinação do talude.

6.4.4 Efeito das características da interface solo-reforço

O comportamento do solo reforçado baseia-se na transferência das tensões de corte do solo para os elementos de reforço, pelo que, é fundamental que a interface entre os reforços e o solo possua resistência suficiente para que essa transferência de tensões se processe de forma adequada.

Como se concluiu em 6.4.3.3, se o comprimento dos reforços for adequado, o efeito da resistência da interface solo-reforço não parece ser significativo, dado que o ângulo de atrito efectivamente mobilizado nas interfaces é reduzido.

Tendo em consideração o perfil de deslocamentos horizontais da face do talude induzidos pela sua construção, isto é, deslocamentos máximos no terço inferior da altura da estrutura, admitiu-se, desde logo, que o ângulo de atrito entre o solo e os reforços necessário para assegurar o estabilidade da estrutura não seria muito significativo. Porém, efectuou-se uma análise de sensibilidade, para um talude com 8,4 m de altura e rigidez axial dos reforços de 1000 kN/m, modelando a face do talude com elementos de cabo, considerando que o ângulo de atrito solo-reforço, δ, assume valores de 30º (situação base), 10º, 5º, 2,5º e 1,5º.

Na Figura 6.41 ilustra-se o efeito da resistência da interface solo-reforço sobre os deslocamentos horizontais normalizados da face do talude. Tendo em atenção os elevados deslocamentos horizontais resultantes da interface de menor resistência (δ = 1,5º), tornou-se necessário, para ser possível analisar o efeito de δ, dividir a figura em dois gráficos com escalas distintas. Da análise da Figura 6.41, constata-se que, para valores de δ entre 5º e 30º, o efeito deste parâmetro sobre a deformação lateral é pouco significativo. Considerando o ângulo de atrito da interface solo-reforço, δ, igual a 30º, o deslocamento horizontal máximo é da ordem dos 0,46% H, reduzindo δ para 2,5º, o deslocamento horizontal máximo sobe para 0,52% H. Porém, se a resistência da interface solo-reforço for traduzida por um ângulo de atrito, δ = 1,5º, o talude ficará submetido a deformações muito elevadas (Figura 6.41).

Na Figura 6.42 apresenta-se a geometria do talude, no final da construção, admitindo que a resistência da interface solo-reforço é traduzida por δ = 1,5º. Note-se que os deslocamentos horizontais e verticais não foram objecto de qualquer amplificação. Caso o ângulo de atrito, δ, diminua para 1º, ocorre a rotura total do talude.

Apresentam-se, na Figura 6.43, os esforços máximos mobilizados nos reforços para os diferentes valores da resistência da interface solo-reforço (Figura 6.43a) e a localização, ao longo do comprimento, do esforço máximo mobilizado. Tal como se verificou em termos dos deslocamentos horizontais da face, para valores de δ iguais ou superiores a 2,5º, o efeito deste

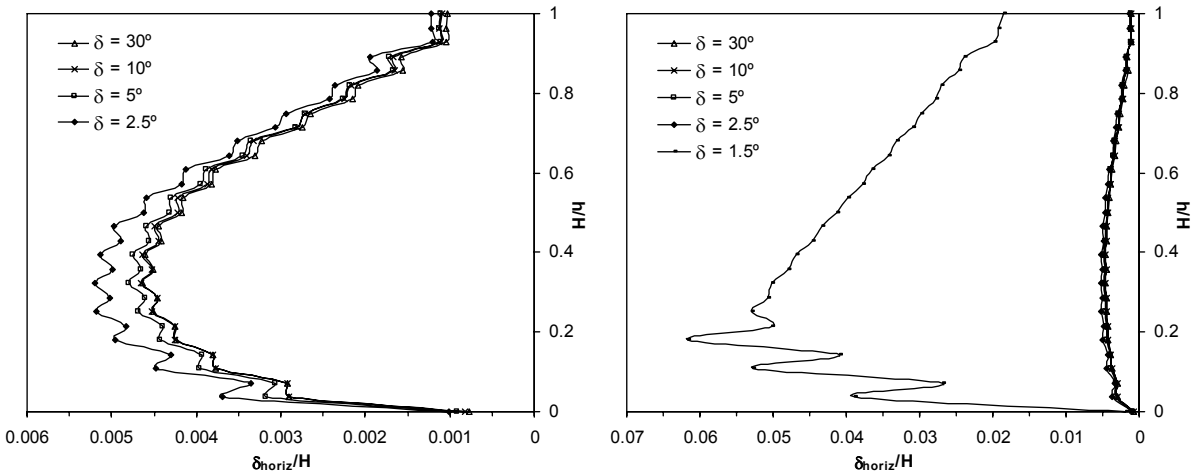


Figura 6.41 – Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre os deslocamentos horizontais da face do talude.

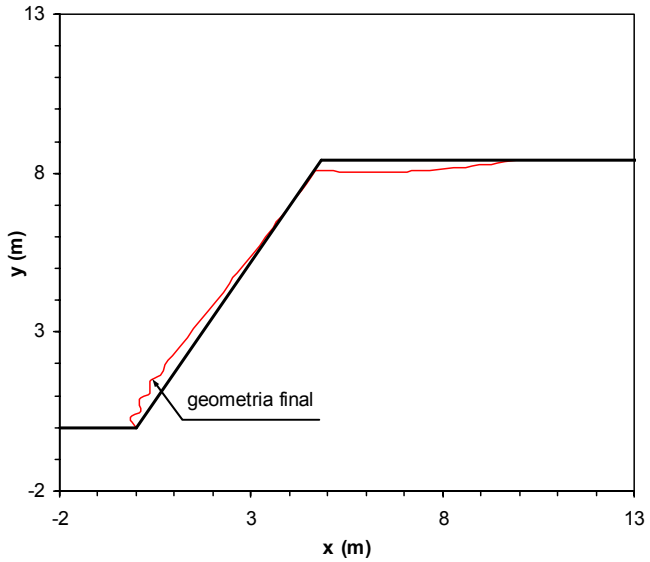


Figura 6.42 – Geometria final do talude para δ = 1,5°.

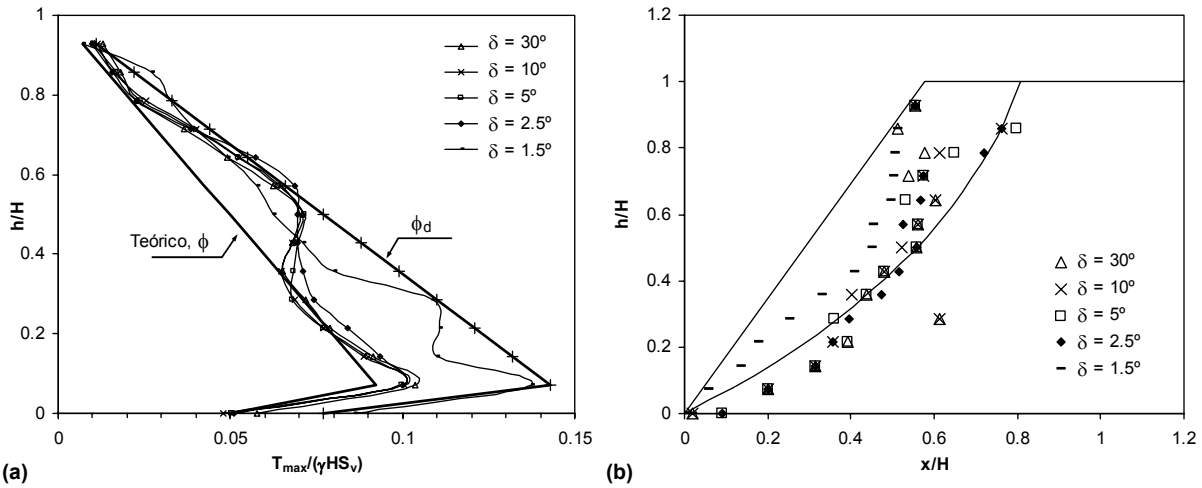


Figura 6.43 - Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre: a) esforços máximos normalizados; b) localizações onde ocorrem os esforços máximos.

parâmetro sobre os esforços máximos é pouco significativo. Porém, se a resistência da interface solo-reforço for muito baixa (δ = 1,5º), o nível de deformação nos reforços aumenta e, parecendo contraditório, mobilizam-se esforços superiores. Com o decréscimo da resistência na interface, para o mesmo comprimento de arranque, o esforço que pode ser mobilizado no reforço diminui, logo, para que seja possível mobilizar maiores esforços quando δ é menor, o comprimento de arranque correspondente a cada nível tem de ser superior, isto é, o esforço máximo é mobilizado numa localização mais afastada da extremidade livre dos reforços ou, por outras palavras, mais próximo da face (Figura 6.43b). Pela análise da Figura 6.43b constata-se que, para valores de δ entre 2,5º e 30º, os esforços máximos tendem a ser mobilizados, exceptuando um ou outro nível, em localizações muito próximas, o que significa que para estes valores da resistência na interface, o comprimento de arranque disponível em cada nível é suficiente. Se o ângulo de atrito na interface for inferior a 2,5º, verifica-se que o esforço se redistribui ao longo do comprimento do reforço, mobilizando-se o valor máximo do esforço em localizações onde o comprimento de arranque disponível é superior.

A Figura 6.44 ilustra a distribuição das deformações ao longo do comprimento do 3º e 14º níveis de reforço, para os diferentes valores de δ. Como se pode verificar pela análise das Figuras 6.43 e 6.44, no 3º nível de reforço para valores de δ entre 2,5º e 30º, o esforço e a deformação máximos são praticamente independentes do valor de δ e são mobilizados na mesma localização ao longo do reforço. No entanto, se a resistência na interface for traduzida por um valor de δ igual a 1,5º, é visível, na Figura 6.44a, que a deformação (e o esforço) aumentam quase linearmente com o comprimento de arranque disponível, o que significa que a resistência da interface é totalmente mobilizada.

No nível de reforço superior, 14º nível, verifica-se que o esforço máximo mobilizado é pouco sensível ao valor do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ. Porém, quando δ = 1,5º, o esforço mobilizado neste nível é 45% inferior ao valor registado quando δ = 30º. Independentemente do valor de δ, o esforço máximo é mobilizado junto à face. No entanto, particularmente para valores de δ entre 5º e 30º, verifica-se que esse facto resulta dos elevados deslocamentos verticais que tendem a ocorrer nesta zona e que induzem grandes níveis de deformação no reforço, e não da insuficiente resistência da interface solo-reforço (Figura 6.44b).

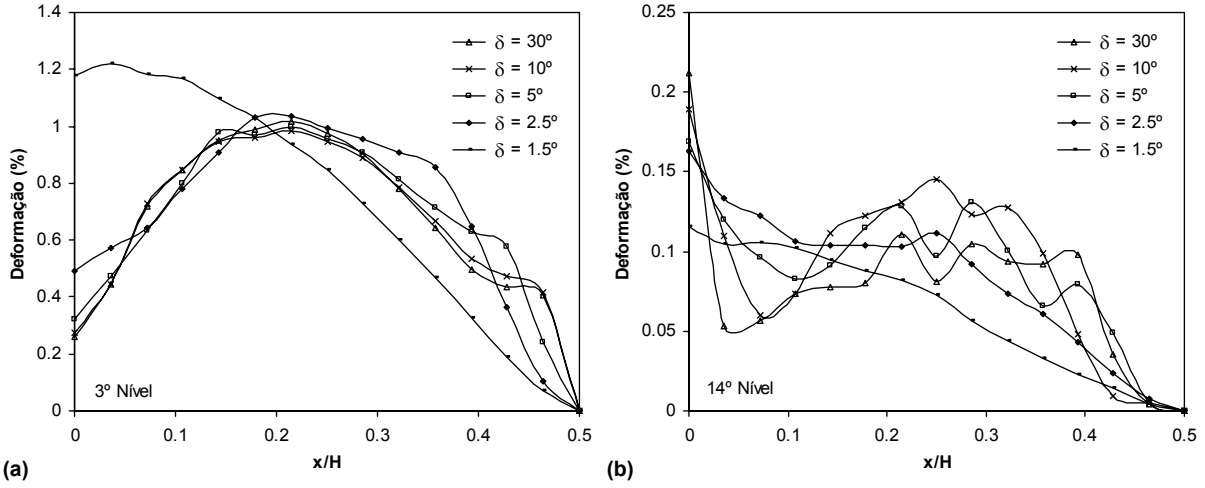


Figura 6.44 - Efeito do ângulo de atrito na interface solo-reforço, δ, sobre as deformações instaladas nos reforços do: a) 3º nível; b) 14º nível.

6.4.5 Efeito da resistência ao corte do material de aterro

O ângulo de atrito do material de aterro (ϕ) é, sem dúvida, um factor com grande significado nas deformações da estrutura induzidas pela construção e sobre os esforços mobilizados nos elementos de reforço. O efeito do ângulo de atrito sobre as deformações faz-se sentir a dois níveis. Primeiro, um valor de ϕ superior significa que o solo apresenta maior resistência ao corte e, consequentemente, as forças mobilizadas nos reforços, para que se atinja o equilíbrio, serão menores. Sendo as deformações nos reforços menores, a deformação horizontal do solo adjacente é também menor. Por outro lado, a massa de solo potencialmente instável, isto é, para além da linha que se designou como linha de "força zero" e que é susceptível de induzir deformações laterais, é menor quando o ângulo de atrito do material de aterro aumenta, logo as deformações laterais da estrutura tendem também a ser inferiores.

Como se referiu no parágrafo anterior, quanto maior a resistência ao corte do material de aterro menores serão as deformações laterais e os esforços induzidos pela construção do aterro. Pelo que, com a avaliação, neste trabalho, do efeito do ângulo de atrito do material de aterro sobre o comportamento dos taludes de solo reforçado, não se pretende provar essa evidência, mas avaliar se o perfil dos deslocamentos horizontais da face e a distribuição dos esforços em altura são independentes do valor do ângulo de atrito, ϕ, e, por outro lado, verificar se taludes construídos com materiais de aterro distintos, mas com o mesmo factor de rigidez do reforço apresentam comportamentos semelhantes.

Na Figura 6.45 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os esforços máximos normalizados referentes a um aterro construído com um solo com um ângulo de atrito igual a 25º e admitindo valores diferentes para a rigidez dos reforços. O perfil dos deslocamentos horizontais é semelhante ao apresentado em pontos anteriores para aterros construídos com solo mais resistente. No entanto, com o decréscimo do ângulo de atrito do material de aterro, o deslocamento horizontal máximo tende a ocorrer mais próximo da base da estrutura (Figura 6.45a).

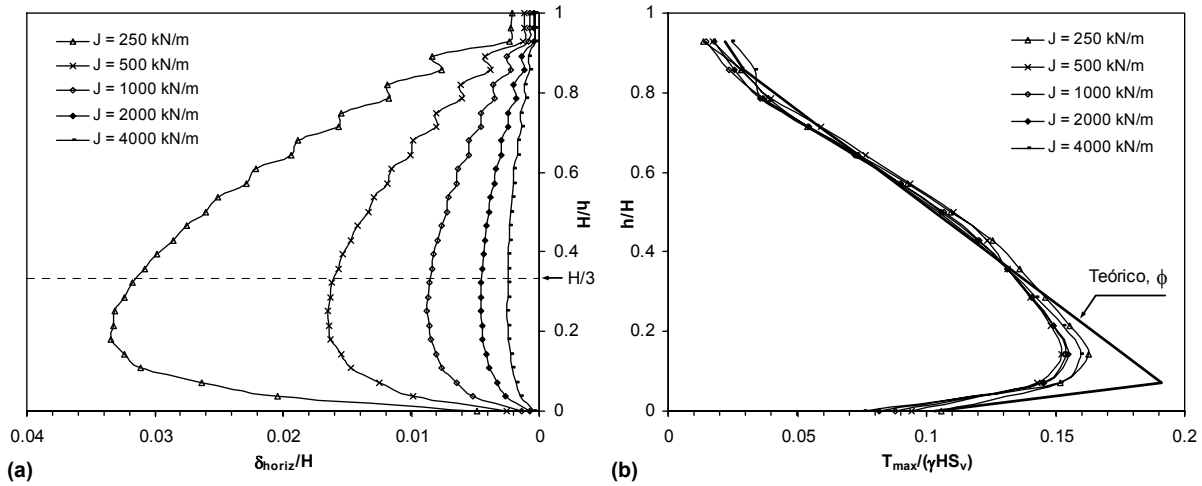


Figura 6.45 – Material de aterro com ϕ = 25º (L = 0,8H): a) perfil dos deslocamentos horizontais da face em função da rigidez dos reforços; b) distribuição dos esforços em altura.

Tal como se havia verificado em 6.4.3.1, os esforços máximos mobilizados nos reforços são praticamente independentes do valor da rigidez dos reforços (Figura 6.45b). Constata-se ainda que, pelo facto do material de aterro ser menos resistente, logo mais deformável, a distribuição dos

esforços em altura se aproxima da distribuição teórica, sendo o valor máximo apenas ligeiramente inferior (entre 15% e 20%) ao esforço máximo teórico.

A construção de um aterro reforçado com solo de menor resistência exige, logicamente, reforços mais resistentes e, em principio, com maior rigidez. Assim, a comparação directa dos deslocamentos ou dos esforços, mesmo que convenientemente normalizados, de dois aterros construídos com solo de resistência distinta, mas utilizando o mesmo tipo de reforço, não faz muito sentido sob o ponto de vista prático.

Para que dois taludes com a mesma altura, construídos com solos de ângulo de atrito diferente, apresentem o mesmo factor de rigidez do reforço (generalizado), λ', têm de ser reforçados com elementos de rigidez distinta, o que vai ao encontro do que se verifica em termos práticos. Na Figura 6.46 apresentam os deslocamentos horizontais e os esforços máximos normalizados referentes a dois taludes com a mesma altura, tendo um deles sido construído com um aterro de ângulo de atrito igual a 25° e reforços de rigidez igual a 942 kN/m e no outro talude, o material de aterro sido depositado com um ângulo de atrito de 35°, tendo os elementos de reforço rigidez igual a 500 kN/m. O factor de rigidez do reforço, para estes dois taludes, é igual a 45,4.

Como os materiais de aterro têm características distintas, os deslocamentos foram normalizados multiplicando a altura da estrutura, H, pelo coeficiente de impulso, K_{req} e pela densidade do solo, ρ, e os esforços máximos foram normalizados pelo produto $K_{req}\gamma HS_v$, em que γ e S_v representam o peso volúmico do solo e o espaçamento vertical entre reforços, respectivamente.

Os deslocamentos horizontais normalizados, induzidos pela construção de aterros, com a mesma inclinação de face, mas recorrendo a solos com resistência ao corte diferente, são muito semelhantes, caso essas estruturas apresentem o mesmo factor de rigidez do reforço (Figura 6.46a). Em relação aos esforços máximos normalizados, existe uma boa aproximação, em particular no que se refere ao esforço máximo em altura, mas os valores normalizados do esforço, quando o material de aterro é mais resistente, tendem a ser superiores nos elementos localizados sensivelmente na metade superior do talude. Para o aterro com ϕ = 35°, os esforços instalados nessa zona ultrapassam os valores estimados com base nos métodos de equilíbrio limite (Figura 6.46b).

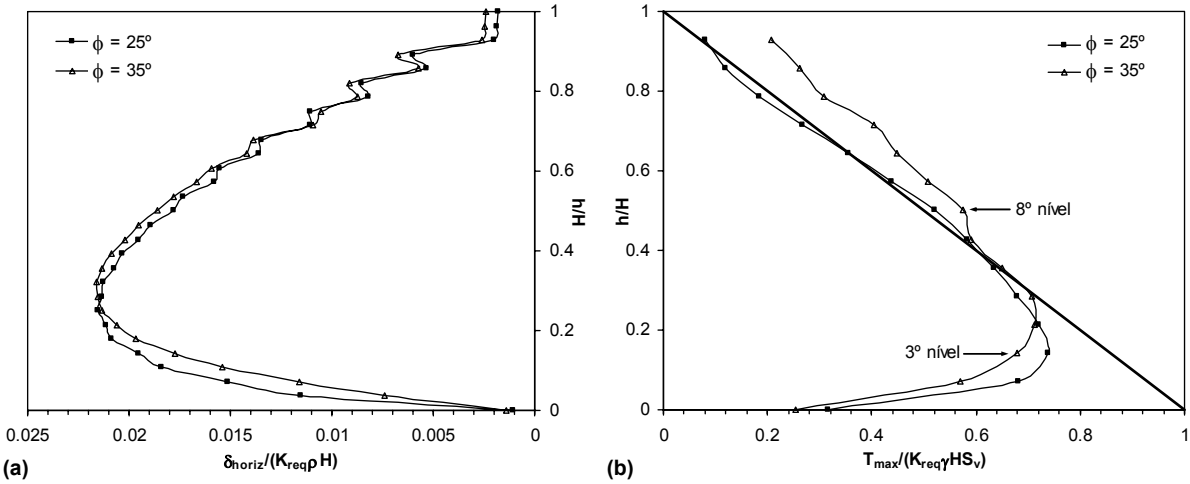


Figura 6.46 – Efeito do ângulo de atrito do material de aterro, ϕ, para o mesmo factor de rigidez do reforço (L = 0,8H) nos: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

A Figura 6.47 ilustra as deformações ao longo do comprimento do reforço para o 3º e 8º níveis, identificados na Figura 6.46b. Verifica-se que, para o 3º nível de reforço (Figura 6.47a), a

evolução das deformações ao longo do comprimento começa por ser semelhante, mas afigura-se que, quando o material de aterro é mais resistente, não é necessário que este nível de reforço mobilize um esforço tão elevado para assegurar a estabilidade. Para o 8º nível de reforço (Figura 6.47b), quando o material de aterro é mais resistente, as deformações apresentam algumas oscilações, em particular, após a mobilização do valor máximo, não sendo até esse ponto muito distintas das observadas no aterro de menor resistência. Relembre-se que, o facto do valor máximo das deformações ser semelhante, resulta da utilização de reforços mais rígidos no aterro menos resistente.

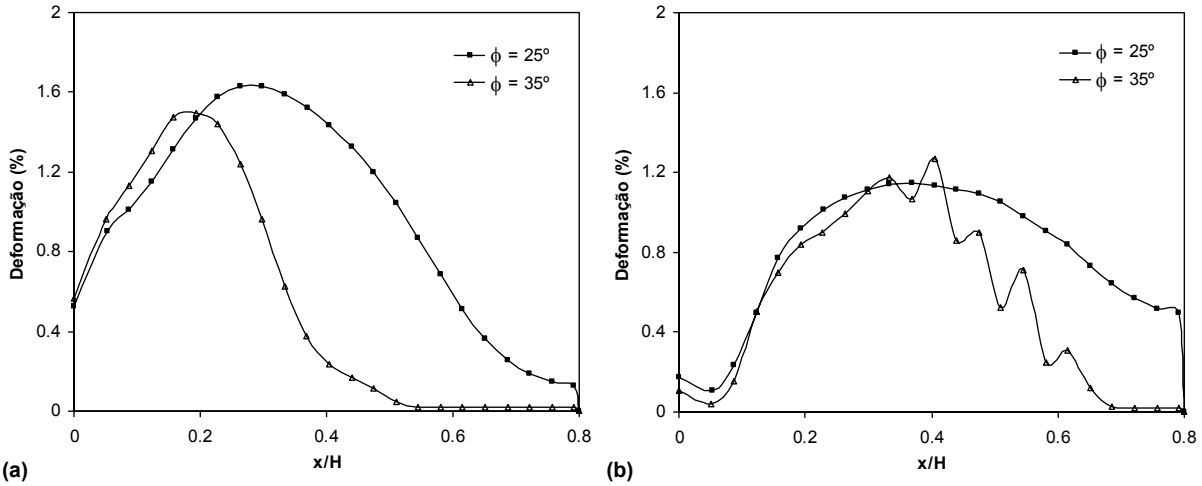


Figura 6.47 – Deformações instaladas nos reforços para valores distintos do ângulo de atrito do solo de aterro: a) 3º nível de reforço; b) 8º nível de reforço.

O facto do esforço normalizado exigido ao 3º nível de reforço ser inferior quando o solo é mais resistente, estará certamente relacionado com o volume de solo que é necessário reforçar para que o talude seja estável. Na Figura 6.48 apresentam-se as localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde se mobilizam os esforços máximos e as superfícies potenciais de rotura, para os dois valores do ângulo de atrito do material de aterro. Nos níveis de reforço inferiores e superiores, os esforços máximos, quando o material de aterro é menos resistente, tendem a ser mobilizados em localizações mais afastadas da face. Para os níveis de reforço intermédios, os esforços máximos instalam-se em pontos praticamente independentes do valor de ϕ.

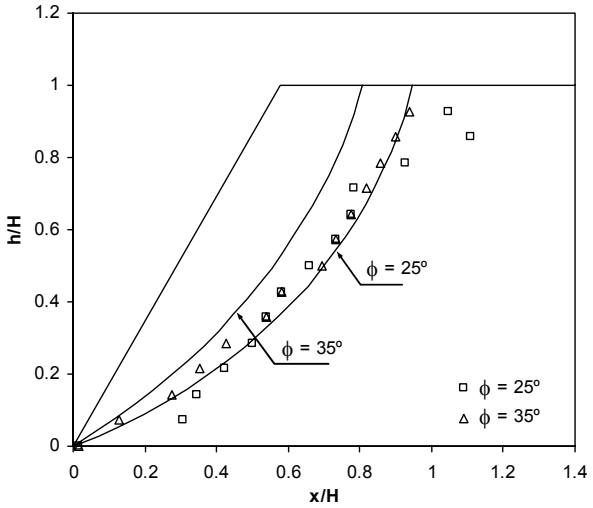


Figura 6.48 – Localizações, ao longo do comprimento do reforço, onde se registam os esforços máximos, para valores distintos de ϕ.

6.4.6 Influência da inclinação da face da estrutura

Todas as conclusões apresentadas nos pontos anteriores referem-se a taludes com inclinação de face igual a 60º. Com o objectivo de alargar essas conclusões a taludes mais ou menos íngremes, foi também analisado o comportamento de taludes com face inclinada a 45º e a 80º.

A construção de um aterro de solo reforçado com inclinação de face igual a 45º não é muito usual, dado que o recurso ao solo reforçado tem por objectivo, regra geral, conseguir aterros mais íngremes. Não obstante simulou-se numericamente a construção de um talude com inclinação de face de 45º, utilizando um material de aterro com ângulo de atrito de 25º, tendo em conta que, para um aterro mais resistente (ϕ = 35º), a necessidade de reforço era diminuta.

De acordo com a classificação apresentada no Capítulo 3, uma estrutura com inclinação de face de 80º será classificada como "muro" de solo reforçado. No entanto, entendeu-se ser importante incluir neste ponto, para identificar potenciais diferenças de comportamento, um talude muito íngreme.

Assim, para avaliar o efeito da inclinação da face da estrutura sobre as deformações e sobre os esforços induzidos pela construção, comparam-se estruturas com a mesma altura (H = 8,4 m), construídas com aterros de ângulo de atrito igual a 35º ou 25º e com o mesmo factor de rigidez do reforço (ver Quadro 6.2). Isto significa que, para o mesmo valor do ângulo de atrito do material de aterro, a rigidez do reforço aumenta com a inclinação da face do talude.

Na Figura 6.49 apresenta-se o efeito da inclinação da face do talude sobre os deslocamentos horizontais, normalizados pela altura, H, considerando o material de aterro com ângulo de atrito, ϕ, de 35º (Figura 6.49a) e admitindo o aterro com ϕ = 25º (Figura 6.49b). Embora nas estruturas com maior inclinação se tenham utilizado reforços mais rígidos, os deslocamentos normalizados aumentam com a inclinação da face do talude. Este aumento é muito mais significativo, quando se comparam estruturas com inclinação de face, β, igual a 45º e 60º. Note-se porém que, nestes casos o aterro é menos resistente (ϕ = 25º), o que conduz a deslocamentos muito elevados na estrutura com β = 60º. Da análise desta figura constata-se ainda que, o deslocamento horizontal máximo da face do talude tende a ocorrer mais próximo da base, com o decréscimo da inclinação.

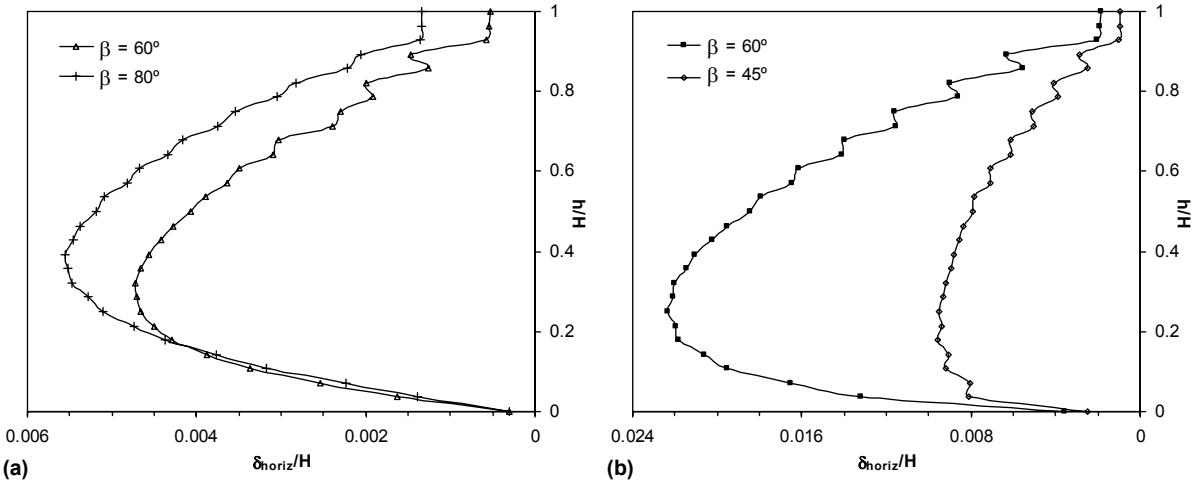


Figura 6.49 – Efeito da inclinação da face do talude sobre o perfil dos deslocamentos horizontais normalizados: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º.

Os esforços máximos mobilizados nos reforços, normalizados pelo produto γHS_v, isto é, sem contabilizar o efeito da diferente inclinação da estrutura, encontram-se representados na

Figura 6.50. Em concordância com os deslocamentos horizontais, os esforços que se mobilizam nos elementos de reforço aumentam com a inclinação da face. Constata-se, pela análise da Figura 6.50b, que quando a inclinação do talude é mais suave, a distribuição dos esforços deixa de ser tendencialmente crescente em profundidade, verificando-se que, na metade inferior do talude, a taxa de crescimento dos esforços em profundidade é muito inferior ao considerado teoricamente. Esta evolução dos esforços em profundidade também se evidenciou para outros valores da rigidez dos reforços e da altura da estrutura.

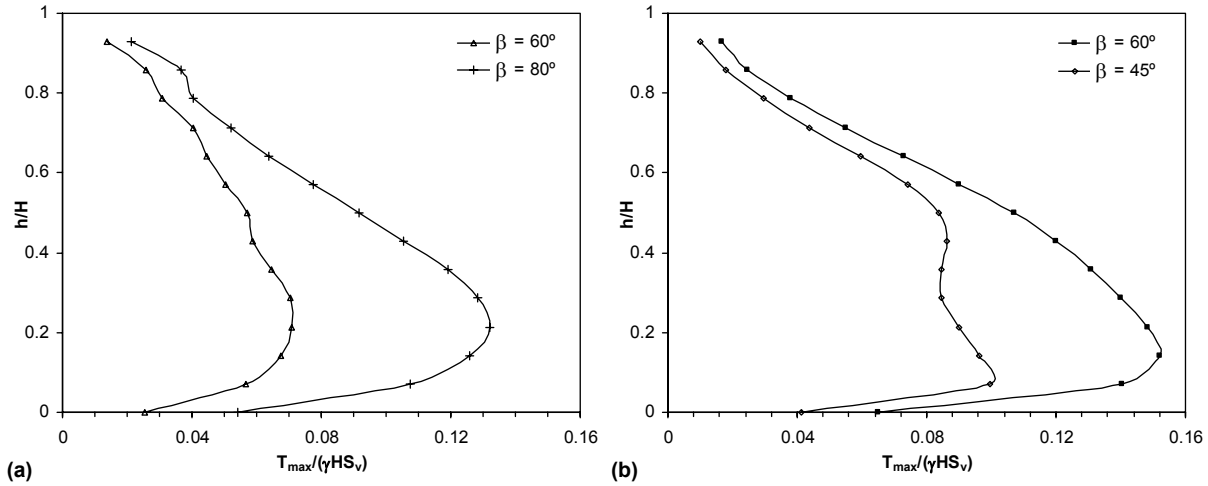


Figura 6.50 - Efeito da inclinação da face do talude sobre os esforços máximos normalizados: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º.

As deformações ao longo do comprimento do 3º nível de reforço encontram-se representadas na Figura 6.51. Atendendo a que as quatro estruturas em análise apresentam o mesmo factor de rigidez do reforço, compreende-se que as deformações máximas sejam muito próximas. Verifica-se, no entanto, que, quando o material de aterro é mais resistente e os taludes são mais íngremes, as deformações nos níveis de reforço inferiores tendem a concentrar-se mais próximo da face. Nota-se claramente que, quando o aterro é mais resistente, o comprimento do reforço nos níveis de reforço inferiores ultrapassa o necessário (Figura 6.51a). Como se compreende intuitivamente, quando o talude é mais suave os esforços que se mobilizam junto à face tendem a perder significado (Figura 6.51b). Independentemente da rigidez dos reforços, os esforços máximos tendem a mobilizar-se próximo da superfície potencial de rotura estimada pelos métodos de equilíbrio limite (Figura 6.52).

Nas Figuras 6.49 e 6.50, os deslocamentos e os esforços máximos foram normalizados sem que se tivesse em consideração que a necessidade de reforço, mesmo para um material de aterro com a mesma resistência ao corte, varia com a inclinação da face da estrutura. Introduzindo nos parâmetros de normalização o coeficiente de impulso, K_{req}, que inclui simultaneamente o efeito da inclinação da face e do ângulo de atrito do material de aterro, obtêm-se os deslocamentos e os esforços normalizados apresentados na Figura 6.53.

A análise da Figura 6.53a permite concluir que os deslocamentos horizontais normalizados, em estruturas com o mesmo factor de rigidez do reforço, só são semelhantes para o mesmo valor da inclinação da face, β. Incluindo o coeficiente de impulso K_{req} na normalização dos deslocamentos horizontais da face, verifica-se que estes decrescem com a inclinação da face do talude.

Analisando os esforços máximos normalizados, apresentados na Figura 6.53b, verifica-se que, nos taludes de menor inclinação, os esforços máximos, mobilizados nos reforços localizados na

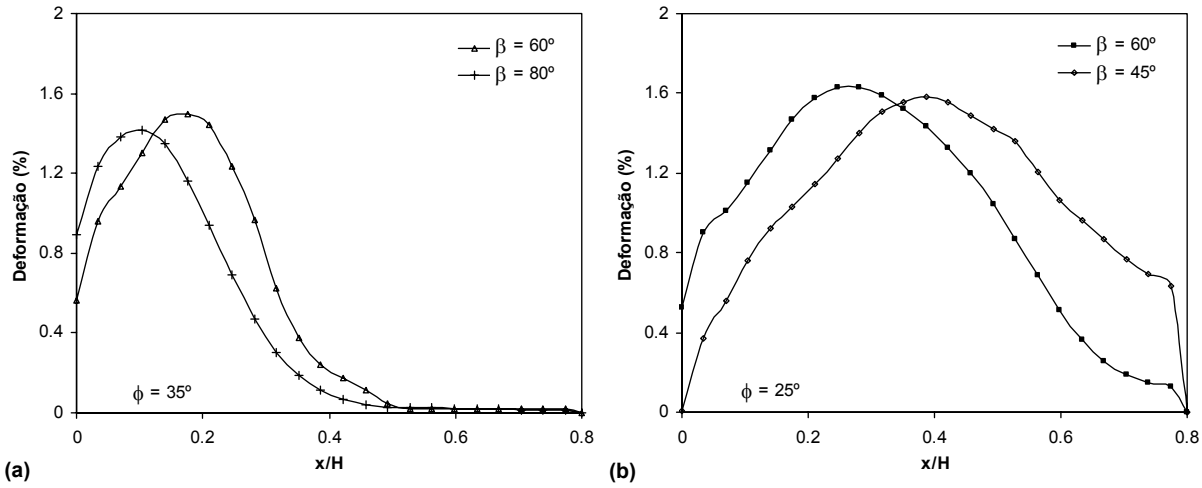


Figura 6.51 - Efeito da inclinação da face do talude sobre as deformações ao longo do 3º nível de reforço: a) material de aterro com ϕ = 35º; b) material de aterro com ϕ = 25º.

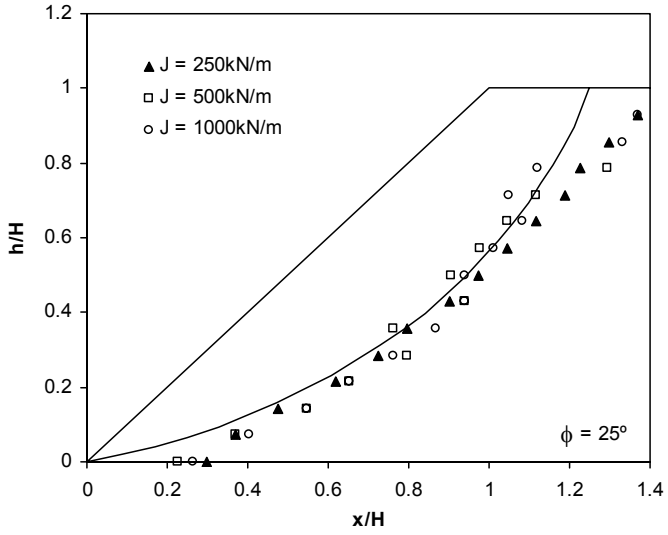


Figura 6.52 – Localizações onde se mobilizam os esforços máximos num talude com β = 45º, para diferentes valores da rigidez dos reforços.

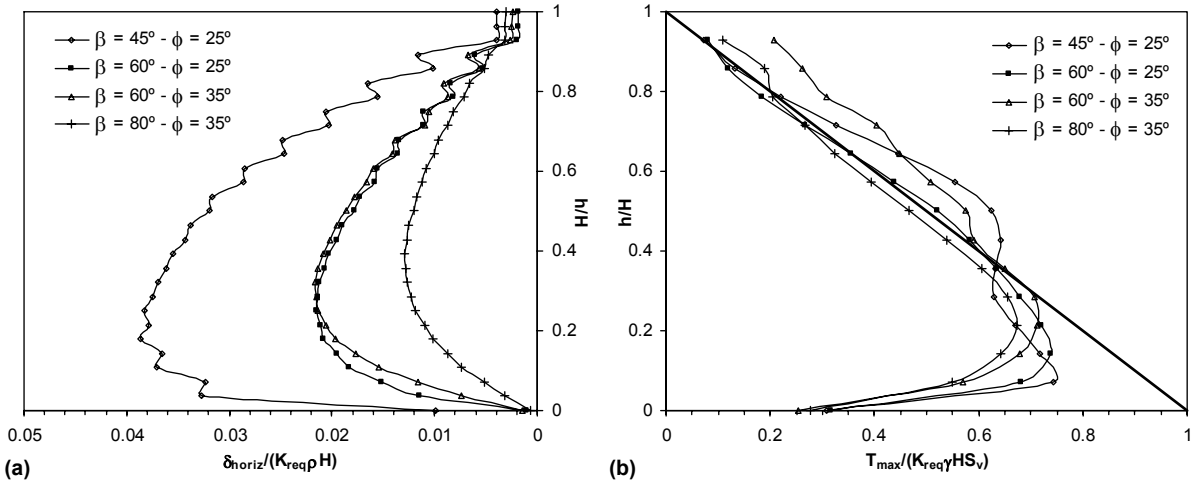


Figura 6.53 – Taludes com o mesmo factor de rigidez do reforço: a) deslocamentos horizontais normalizados; b) esforços máximos normalizados.

metade superior da altura da estrutura, tendem a ultrapassar os valores teóricos considerados na distribuição triangular de resistência. Independentemente da inclinação da face da estrutura e do ângulo de atrito do material de aterro, os esforços máximos normalizados para os reforços localizados aproximadamente até 0,3H são inferiores aos valores teóricos.

6.4.7 Conclusões do estudo paramétrico

As principais conclusões que se podem retirar deste estudo paramétrico são as que se passam a descrever:

- as características atribuídas ao sistema de face na modelação numérica de taludes de solo reforçado com geossintéticos têm influência significativa no nível de deformações e de esforços instalados nos elementos de reforço; assim, é conveniente calibrar numericamente os sistemas de face habitualmente utilizados neste tipo de estruturas recorrendo à instrumentação de estruturas construídas à escala real;

- particularmente quando o sistema de face é flexível, deve ser dada especial atenção à estabilidade da estrutura junto à base, prevendo, por exemplo, a colocação de um aterro em frente aos níveis de reforço inferiores; devem ser evitados espaçamentos verticais elevados nesta zona;

- os deslocamentos horizontais e verticais da face do talude, induzidos pela construção do aterro, são fortemente influenciados pelo factor de rigidez do reforço e não pelos valores isolados da respectiva rigidez ou do espaçamento vertical entre reforços;

- o esforço máximo instalado nos elementos de reforço é pouco sensível ao valor da sua rigidez;

- para a mesma inclinação da face da estrutura, os deslocamentos e esforços normalizados, em estruturas com alturas diferentes, mas que apresentam o mesmo factor de rigidez do reforço (através da variação da rigidez e(ou) do espaçamento vertical entre reforços), são muito semelhantes;

- o aumento do comprimento do reforço para além do valor estimado pela Equação (4.19) não produz um benefício significativo em termos de contenção de deslocamentos e dos esforços mobilizados nos reforços;

- se o comprimento dos reforços for adequado, o efeito da resistência da interface solo-reforço não é significativo;

- os deslocamentos da face e os esforços, convenientemente normalizados, induzidos pela construção de aterros com a mesma inclinação de face, construídos com materiais de diferente resistência ao corte, mas com o mesmo factor de rigidez do reforço, são semelhantes;

- os deslocamentos horizontais, em estruturas em que o factor de rigidez dos reforços é idêntico, aumentam com a inclinação da face; porém, quando convenientemente normalizados (por $K_{req}\rho H$) a tendência inverte-se, isto é, a presença do reforço é mais eficiente na contenção das deformações em talude mais íngremes.

6.5 PROPOSTA DE DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento de taludes de solo reforçado com geossintéticos com base nos métodos de equilíbrio limite impõe-se, como se referiu nos Capítulos 3 e 4, que o valor de cálculo do esforço resistente do nível de reforço i, $T_{d,i}$, obedeça à Inequação (4.18) – $T_{d,i} \geq K_{req}\gamma z_i S_{v,i}$, onde K_{req} é o

coeficiente de impulso, γ o peso volúmico do material de aterro, z_i a profundidade a que se encontra o nível de reforço i e $S_{v,i}$ a sua altura de influência.

O estudo paramétrico apresentado revelou que a distribuição dos esforços em altura não é linearmente crescente em profundidade, tal como o preconizado nos métodos de equilíbrio limite, mas que o somatório dos esforços mobilizados na globalidade dos reforços não se afasta de forma significativa do impulso teórico. Assim, com base nos resultados do estudo paramétrico, propõe-se, para o dimensionamento de taludes de solo reforçado com geossintéticos, uma distribuição alternativa dos esforços em altura. Na Figura 6.54 apresenta-se uma função bilinear, Γ (z), que se propõe que seja utilizada na estimativa dos esforços que se mobilizam nos elementos de reforço.

Em termos globais, a proposta apresentada não é mais conservativa que os métodos de equilíbrio limite, isto é, o impulso que deve ser absorvido pelos elementos de reforço mantém-se inalterado, simplesmente propõe-se que este seja distribuído em altura de forma distinta.

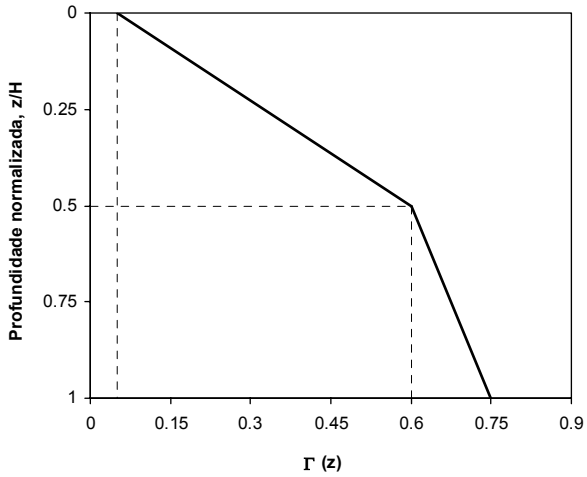


Figura 6.54 – Proposta de distribuição de esforços em altura. Função Γ (z).

O esforço máximo que se prevê venha a ser instalado no nível de reforço i, $T_{max,i}$, pode estimar-se através da equação:

$$T_{max,i} = K_{req}\gamma H S_{v,i}\Gamma(z_i) \tag{6.8}$$

onde K_{req} é o coeficiente de impulso estimado pela Equação (4.16) e $\Gamma(z_i)$ é o valor da função $\Gamma(z)$ para a profundidade a que se encontra o nível de reforço i, z_i, definida na Figura 6.54, podendo determinar-se pelas equações:

$$\Gamma(z) = \begin{cases} 0{,}05 + 1{,}1\dfrac{z}{H} & z \le \dfrac{H}{2} \\ 0{,}6 + 0{,}3\left(\dfrac{z}{H} - 0{,}5\right) & z > \dfrac{H}{2} \end{cases} \tag{6.9}$$

Na Figura 6.55 comparam-se os esforços máximos normalizados, determinados no estudo paramétrico, com a distribuição de esforços proposta e, ainda, com a distribuição considerada tradicionalmente pelos métodos de equilíbrio limite. Note-se que na normalização dos esforços considerou-se a altura de influência de cada nível, $S_{v,i}$, em detrimento do valor S_v, o que significa

que, no nível de reforço inferior, $S_{v,i}$ = 0,3 e, no nível de reforço superior, $S_{v,i}$ = 0,9 m (ver Figura 6.9).

Os resultados apresentados na Figura 6.55 referem-se a talude com inclinação de 60º (Figura 6.55a) e de 45º (Figura 6.55b) e incluiu-se, ainda, os resultados referentes a estruturas com face inclinada de 80º (Figura 6.55c). Os valores apresentados reportam a valores diferentes da rigidez e do comprimento dos reforços e, no caso do talude com β = 60º, a valores distintos do ângulo de atrito do material de aterro.

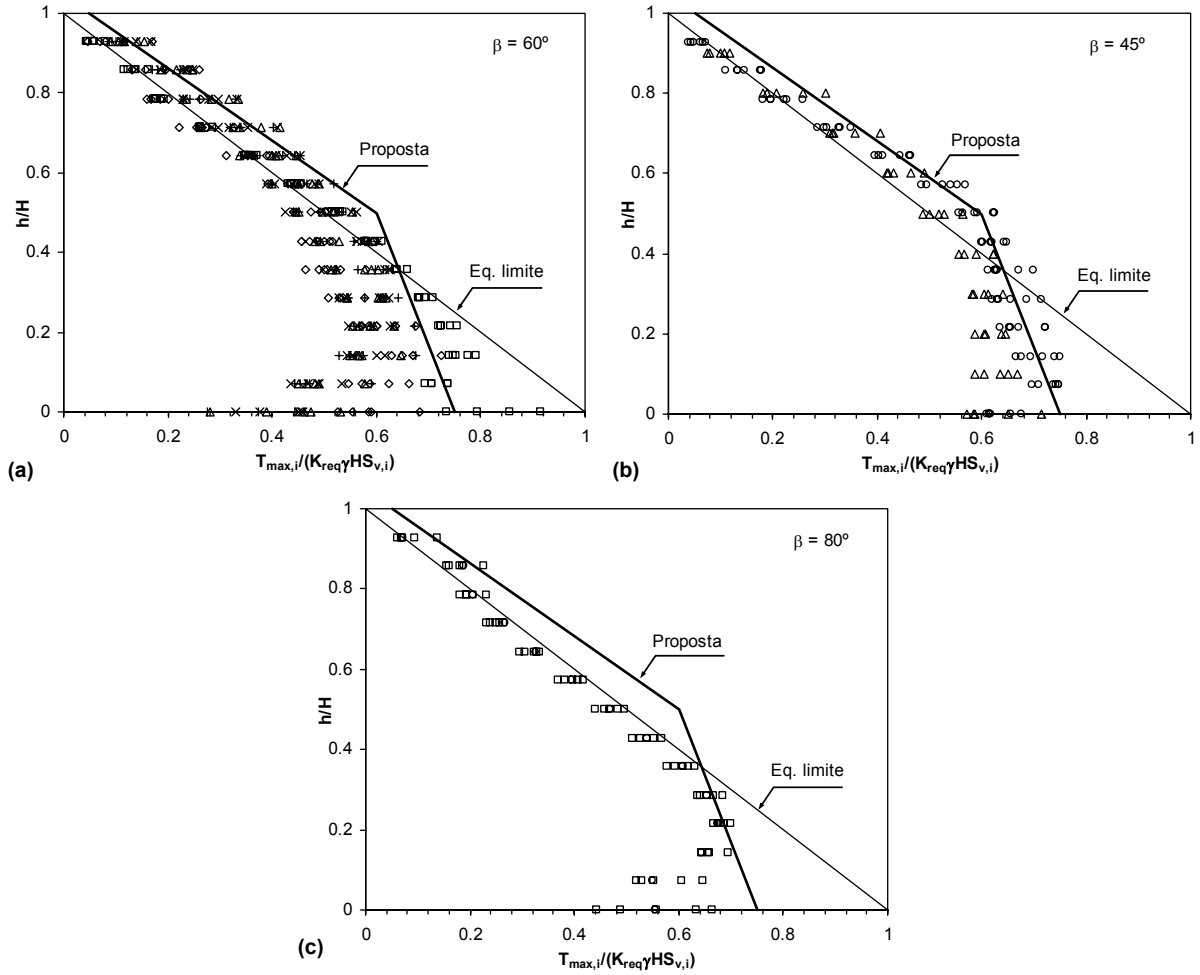


Figura 6.55 – Comparação entre os esforços normalizados obtidos no estudo paramétrico e os valores estimados com base na proposta apresentada: a) β = 60º; a) β = 45º; a) β = 80º.

A proposta apresentada não é uma envolvente de esforços, existindo situações em que os valores determinados numericamente ultrapassam os valores estimados. Porém, relembre-se que num dimensionamento são aplicados coeficientes de segurança.

Para realçar a adequabilidade da proposta apresentada, comparam-se, na Figura 6.56, os esforços determinados numericamente e os esforços estimados de acordo com a Equação (6.8). Os resultados apresentados referem-se a taludes com 8,4 m de altura, construídos com material de aterro apresentando um ângulo de atrito de 35º e rigidez dos reforços igual a 1000 kN/m (Figura 6.56a) ou optando por um aterro menos resistente (ϕ = 25º) e fazendo variar a rigidez dos reforços (Figura 6.56b).

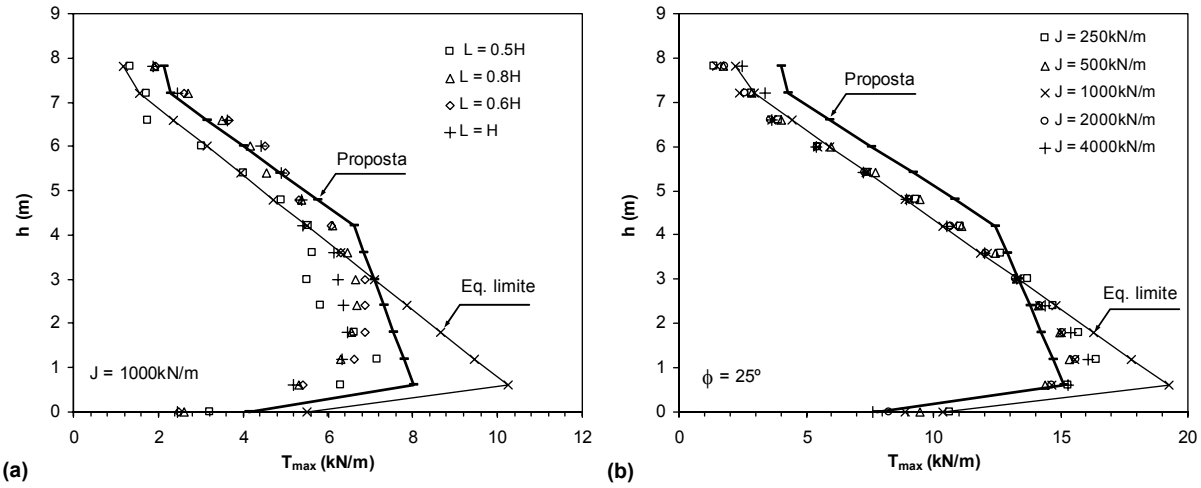


Figura 6.56 – Comparação entre os esforços determinados numericamente e estimados pela Equação (6.8): a) aterro com ϕ = 35º e reforços com J = 1000kN/m; b) aterro com ϕ = 25º e L = 0,8H.

Finaliza-se o presente capítulo, referindo que a proposta apresentada carece de validação através de estruturas construídas à escala real e convenientemente instrumentadas.

CAPÍTULO 7

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB ACÇÕES SÍSMICAS

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As pressões dinâmicas exercidas sobre um muro ou um talude de solo reforçado submetido a uma solicitação sísmica podem ter uma importância significativa no seu desempenho. Este acréscimo da componente horizontal das pressões de terras pode induzir deslocamentos horizontais e esforços excessivos nos elementos de reforço, que conduzam ao colapso da estrutura.

Um dos objectivos principais do presente trabalho é avaliar o desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, nomeadamente, taludes e muros, quando submetidas a uma solicitação sísmica. O presente capítulo não pretende ser um resumo de estudos paramétricos realizados, mas, acima de tudo, avaliar o desempenho de uma determinada estrutura e contribuir para a identificação dos factores com maior influência no seu desempenho sísmico.

Assim, após a calibração do programa de diferenças finitas, *FLAC*, utilizando para o efeito resultados de um ensaio em mesa sísmica, realizado por El-Emam (2003), de um muro de solo reforçado com geossintéticos, analisa-se, numericamente, o comportamento de um talude de solo reforçado, considerando que este se localiza na zona de maior sismicidade de Portugal e avaliando a sua resposta, em termos médios, sob a acção de um sismo próximo e de um sismo longínquo. Tendo em consideração que os muros apresentam, regra geral, uma componente estrutural adicional - o painel de face -, foi também analisado, de forma mais breve, o comportamento sísmico de um muro de solo reforçado com geossintéticos e tentou-se identificar os potenciais factores com maior influência no seu comportamento.

7.2 ACÇÃO SÍSMICA

7.2.1 Generalidades

Consideram-se acções dinâmicas todas as solicitações susceptíveis de variar ao longo do tempo e nelas se incluem os sismos, as acções de ondas, as explosões, as vibrações provocadas pela fase de construção e os fenómenos vibratórios associados ao funcionamento de máquinas (Caldeira, 1994).

O principal efeito da vibração em solos saturados é o de aumentar as pressões intersticiais, provocando consequentemente uma diminuição da tensão efectiva. Terminada a vibração, o excesso de pressão intersticial dissipa-se, originando assentamentos devido à reconsolidação do solo.

Em solos granulares não saturados, a ocorrência de um sismo provoca assentamentos resultantes de um rearranjo estrutural, que tem lugar durante a vibração, sob tensão efectiva constante (dado que o sismo não provoca aumento de pressões intersticiais).

7.2.2 Parâmetros que afectam as propriedades dinâmicas dos solos

Ciclos Histeréticos

A forma dos ciclos histeréticos, indicativos do comportamento tensão-deformação dos solos sob condições de carga cíclica, são diferentes para grandes e pequenas deformações. Para reduzidos níveis de deformação, o solo exibe módulos de distorção elevados e fracos amortecimentos, existem apenas pequenos movimentos relativos entre as partículas individuais e o solo comporta-se elasticamente. Para níveis de deformação elevados é mais pronunciada a não linearidade do comportamento do solo, conduzindo a módulos inferiores, mas dissipação de energia mais intensa.

Módulo de Distorção (G)

O módulo de distorção decresce muito rapidamente com a amplitude de deformação, não havendo aparentemente, nenhum nível de deformação acima do qual seja constante. Em termos práticos, é razoável admitir-se que os valores medidos para amplitudes de deformação menores que 10^{-4} % são iguais ao valor máximo do módulo de distorção, G_{max} (Figura 7.1).

A forma geral das curvas módulo de distorção-amplitude de deformação (Figura 7.1) é a mesma para solos coesivos, areias e gravilhas. No entanto, a taxa a que o módulo de distorção diminui com o aumento de amplitude, depende de G_{max} e da resistência ao corte dos solos.

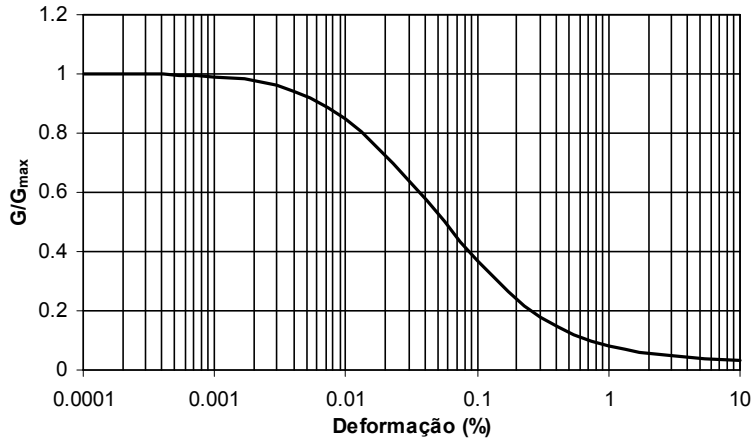


Figura 7.1 – Curva típica da variação do módulo de distorção com a amplitude de deformação para areias.

O módulo de distorção aumenta com a tensão principal efectiva média, σ'_m. De acordo com Caldeira (1994), embora existam muitos resultados publicados mostrando que G_{max} varia com a raiz quadrada de σ'_m, para grandes amplitudes de deformação, esta grandeza depende sobretudo da resistência estática dos solos ao corte, que é aproximadamente uma função linear de σ'_m.

O módulo de distorção nas areias aumenta ligeiramente com o número de ciclos de carga. Porém, para níveis de deformação elevados a sua influência é muito pequena.

Coeficiente de amortecimento (D)

O amortecimento interno nos solos pode ser devido a uma grande variedade de mecanismos, podendo classificar-se de acordo com a sua dependência ou não da frequência. O amortecimento independente da frequência está associado ao atrito nos contactos entre partículas e é vulgarmente designado como amortecimento histerético, envolvendo relações tensão-deformação não lineares mesmo em carregamento estático. A restante energia dissipável é dependente da frequência. Em

alguns materiais e para tensões baixas, este tipo de amortecimento é considerado directamente proporcional à taxa de deformação, pelo que é designado por amortecimento viscoso.

Os factores que mais afectam o amortecimento são a amplitude de deformação, a tensão efectiva principal média, o índice de vazios e o número de ciclos de carga. Além destes parâmetros, deve ainda considerar-se o efeito do grau de saturação nas areias e do grau de sobreconsolidação nas argilas.

O coeficiente de amortecimento aumenta com a amplitude de deformação e, aparentemente, é nulo para amplitudes nulas. Em geral, diminui com o número de ciclos, com a tensão principal efectiva média e com o índice de vazios.

7.2.3 Definição da acção sísmica de acordo com o Eurocódigo 8

7.2.3.1 Considerações gerais

O território nacional encontra-se subdividido em quatro zonas sísmicas atendendo à casualidade sísmica local. De acordo com o Eurocódigo 8 (NP ENV 1998-1-1, 2000), a casualidade sísmica é descrita por um único parâmetro, isto é, pelo valor, a_g, da aceleração máxima nominal em rocha ou solo rijo, a qual é designada no referido eurocódigo como "valor de cálculo da aceleração na base".

Os valores de cálculo da aceleração na base para cada zona sísmica, correspondentes a um período de retorno de referência de 3000 anos, apresentam-se no Quadro 7.1. Tal como o expresso no Anexo III do Regulamento de Segurança e Acções (*RSA*), devem ser consideradas duas acções sísmicas que representam um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica Tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica Tipo 2).

Quadro 7.1 – Valores da aceleração máxima nominal a_g (m/s^2) (NP ENV 1998-1-1, 2000).

Zona sísmica	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2
A	2,7	1,6
B	1,9	1,1
C	1,3	0,8
D	0,8	0,5

O Documento Nacional de Aplicação (*DNA*) do Eurocódigo 8 justifica a consideração do período de retorno de 3000 anos, com o facto de na elaboração deste documento se ter tomado a opção de base de não alterar substancialmente a acção de projecto vigente no Regulamento de Segurança e Acções. No *RSA*, a acção sísmica especificada corresponde a um período de retorno da ordem dos 1000 anos. Porém, de acordo com este documento, o valor da acção sísmica deve ser multiplicado por um coeficiente parcial de segurança de 1,5, de forma a obter os valores do espectro de resposta elástico (S_e) de dimensionamento. Assim, o valor de 3000 anos adoptado no *DNA*, refere-se à aceleração que se obteria multiplicando por 1,5 a aceleração correspondente a 1000 anos.

Os valores das ordenadas espectrais da componente vertical da acção sísmica devem ser obtidos multiplicando por 0,70 os valores correspondentes às componentes horizontais.

No âmbito do Eurocódigo 8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é geralmente representado pelo espectro de resposta elástico.

O espectro de resposta elástico $S_e(T)$, apresentado na Figura 7.2, para o período de retorno de referência, é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g S\left[1 + \frac{T}{T_B}(\eta\beta_o - 1)\right] \quad 0 \le T \le T_B \tag{7.1}$$

$$S_e(T) = a_g S\eta\beta_o \qquad T_B \le T \le T_C \tag{7.2}$$

$$S_e(T) = a_g S\eta\beta_o\left[\frac{T_C}{T}\right]^{k_1} \qquad T_C \le T \le T_D \tag{7.3}$$

$$S_e(T) = a_g S\eta\beta_o\left[\frac{T_C}{T_D}\right]^{k_1}\left[\frac{T_D}{T}\right]^{k_2} \qquad T_D \le T \tag{7.4}$$

em que $S_e(T)$ é a ordenada do espectro de resposta elástico, T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade, a_g é o valor de cálculo da aceleração na base para o período de retorno de referência, β_o é o coeficiente de amplificação da aceleração espectral para 5% de amortecimento viscoso, T_B e T_C são os limites do ramo da aceleração espectral constante, T_D é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante do espectro, k_1 e k_2 são os expoentes que influenciam a forma do espectro para períodos de vibração superiores a T_C e T_D, respectivamente, S é o parâmetro de caracterização do tipo de solo e η é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, sendo o valor de referência η=1 para 5% de amortecimento viscoso.

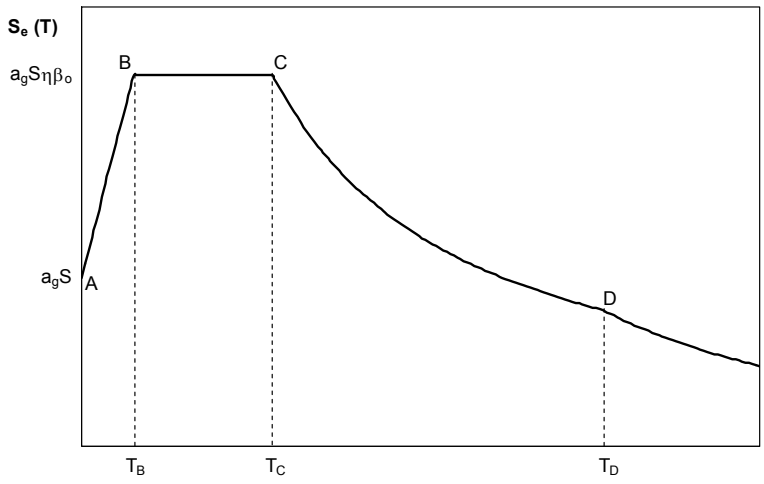


Figura 7.2 – Espectro de resposta elástico (NP ENV 1998-1-1, 2000).

Os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos, para as duas acções sísmicas, apresentam-se no Quadro 7.2.

Para evitar a realização explícita de análises não lineares, a capacidade de dissipação de energia da estrutura é tida em conta, efectuando uma análise linear baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao da resposta elástica, o qual se designa por "espectro de cálculo". Esta redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento, q. Além disso, são geralmente utilizados expoentes modificados k_{d1} e k_{d2}.

Quadro 7.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (NP ENV 1998-1-1, 2000).

Acção Sísmica	Classe de solo	S	β_o	k_1	k_2	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	A	1,0	2,6	1	2	0,08	0,30	2,4
	B	1,0	2,5	1	2	0,12	0,35	2,4
	C	1,0	2,4	1	2	0,16	0,40	2,4
Tipo 2	A	1,0	2,4	1	2	0,20	0,70	3,0
	B	1,1	2,3	1	2	0,25	0,90	3,0
	C	1,2	2,2	1	2	0,30	1,10	3,0

O coeficiente de comportamento, q, é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas mínimas que podem ser utilizadas no projecto (com um modelo linear convencional) e que ainda assegurem uma resposta satisfatória da estrutura.

De acordo com o Eurocódigo 8, para o período de retorno de referência, o espectro de cálculo $S_d(T)$, normalizado pela aceleração da gravidade, g, é definido pelas seguintes expressões:

$$S_d(T) = \alpha S\left[1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{\beta_o}{q} - 1\right)\right] \qquad 0 \le T \le T_B \tag{7.5}$$

$$S_d(T) = \alpha S \frac{\beta_o}{q} \qquad T_B \le T \le T_C \tag{7.6}$$

$$\begin{cases} S_d(T) = \alpha S \dfrac{\beta_o}{q}\left[\dfrac{T_C}{T}\right]^{k_{d1}} & T_C \le T \le T_D \\ S_d \ge L\alpha \end{cases} \tag{7.7}$$

$$\begin{cases} S_d(T) = \alpha S \dfrac{\beta_o}{q}\left[\dfrac{T_C}{T_D}\right]^{k_{d1}}\left[\dfrac{T_D}{T}\right]^{k_{d2}} & T_D \le T \\ S_d \ge L\alpha \end{cases} \tag{7.8}$$

em que $S_d(T)$ é a ordenada do espectro de cálculo, normalizada por g, α é a relação entre o valor de cálculo da aceleração na base, a_g, e a aceleração da gravidade, g, q é o coeficiente de comportamento, k_{d1} e k_{d2} são os expoentes que influenciam a forma do espectro de cálculo para períodos de vibração superiores a T_C e T_D, respectivamente, e L é um coeficiente que define a condição de mínimo a respeitar, igual a 0,22, para a acção sísmica Tipo 1, e a 0,36, para a acção sísmica Tipo 2.

Os valores dos parâmetros k_{d1} e k_{d2}, a considerar para as acções sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, são os que se apresentam no Quadro 7.3.

Para além da representação através do espectro de resposta elástico, o movimento sísmico num dado ponto à superfície do solo pode também ser representado como um processo aleatório definido por um espectro de potência. O espectro de potência deve ser consistente com o espectro da resposta elástico utilizado para a definição básica da acção sísmica. A acção sísmica será

constituída por três processos aleatórios independentes actuando simultaneamente ao longo de dois eixos ortogonais horizontais escolhidos arbitrariamente, x e y, e do eixo vertical, z.

Quadro 7.3 – Valores dos parâmetros k_{d1} e k_{d2} (NP ENV 1998-1-1, 2000).

Classe de solo	k_{d1}	k_{d2}
A	0,8	1,5
B	0,8	1,5
C	0,8	1,5

O movimento sísmico pode também ser representado em termos da evolução no tempo da aceleração na base e das variáveis relacionadas (velocidade e deslocamento). A descrição do movimento sísmico pode ser efectuada utilizando acelerogramas artificiais e acelerogramas registados ou obtidos mediante uma simulação física (simulados).

Os acelerogramas artificiais devem ser gerados de modo a corresponderem ao espectro da resposta elástico. A duração mínima, T_s, da parte estacionária dos acelerogramas deve ser de 10 segundos, para a acção sísmica Tipo 1, e de 30 segundos, para a acção sísmica Tipo 2.

O número de acelerogramas a utilizar deve ser tal que proporcione uma medida estatística estável (média e variância) das quantidades de interesse da resposta. A amplitude e a gama de frequências dos acelerogramas devem ser escolhidos de tal forma que a sua utilização resulte num nível global de fiabilidade equivalente ao nível inerente à utilização do espectro de resposta elástico.

7.2.3.2 Acção sísmica Tipo 1

Foram geradas artificialmente várias séries de acelerogramas, de modo a seleccionar 10 séries representativas da acção sísmica Tipo 1, de acordo com o descrito no ponto anterior. Para a geração dos acelerogramas utilizou-se o programa SIMQKE (Gasparini & Vanmarcke, 1976), considerando o incremento de tempo igual a 0,01 segundos, a duração do troço estacionário de 10 segundos e a duração dos troços transitórios, antes e depois do troço estacionário, igual a 1 segundo.

Os acelerogramas foram gerados para a zona de maior sismicidade de Portugal (Zona A) e, tendo em consideração que as estruturas de solo reforçado não assentam, regra geral, directamente sobre o *bedrock*, considerou-se o solo da classe B.

Na Figura 7.3 compara-se o pseudo-espectro médio de velocidade, correspondente aos 10 acelerogramas seleccionados, com o espectro de resposta elástico definido de acordo com o Eurocódigo 8 (NP ENV 1998-1-1, 2000) para a acção sísmica Tipo 1. Verifica-se que, tal como o disposto no Eurocódigo 8, nenhum valor do espectro médio é inferior em mais de 10% ao valor correspondente ao espectro de resposta elástico.

O espectro de resposta médio, relativo aos 10 acelerogramas seleccionados, e o espectro definido pelo EC8 para a acção sísmica Tipo 1, para 5% de amortecimento, encontram-se representados em diagrama trilogarítmico na Figura 7.4.

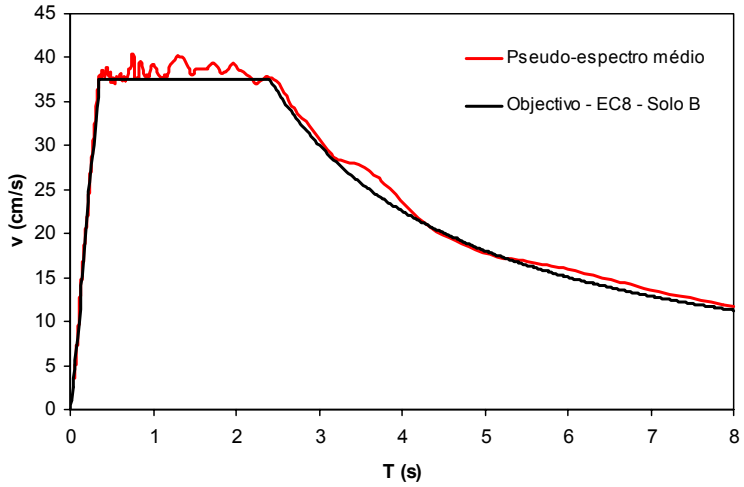


Figura 7.3 - Pseudo-espectros de velocidade para a acção sísmica Tipo 1.

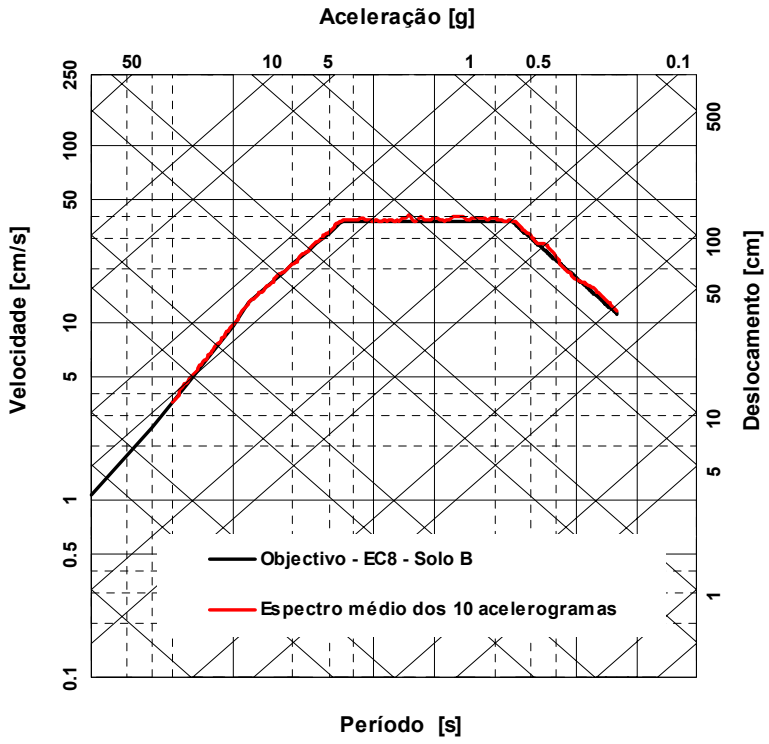


Figura 7.4 – Comparação do espectro de resposta para os 10 acelerogramas com o espectro definido pelo EC8, para a acção sísmica Tipo 1.

Na Figura 7.5 apresentam-se os 10 acelerogramas considerados para a acção sísmica Tipo 1 e, para que seja possível retirar conclusões em termos dos seus conteúdos em frequência, os correspondentes espectros de Fourier.

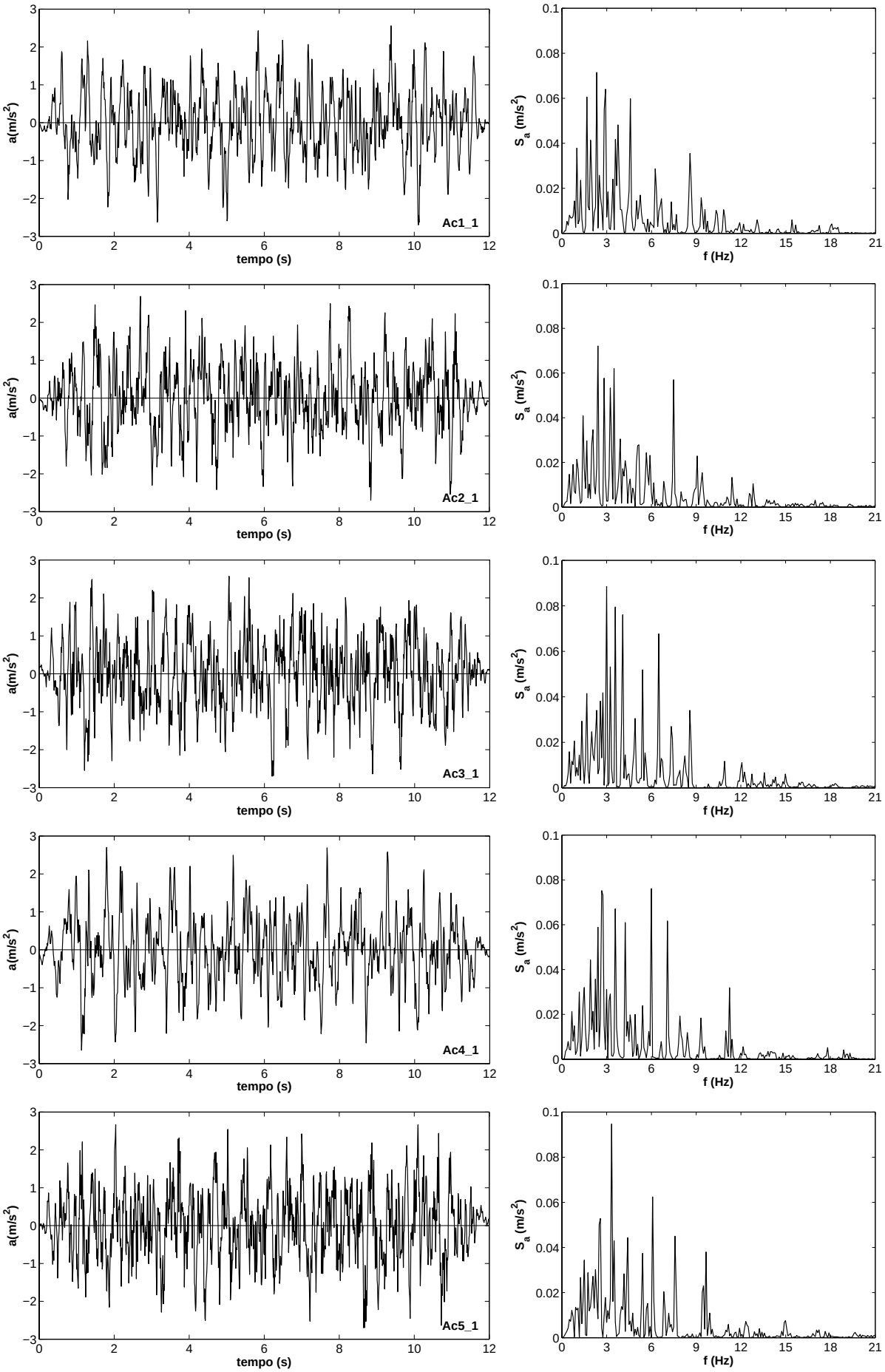


Figura 7.5 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 1.

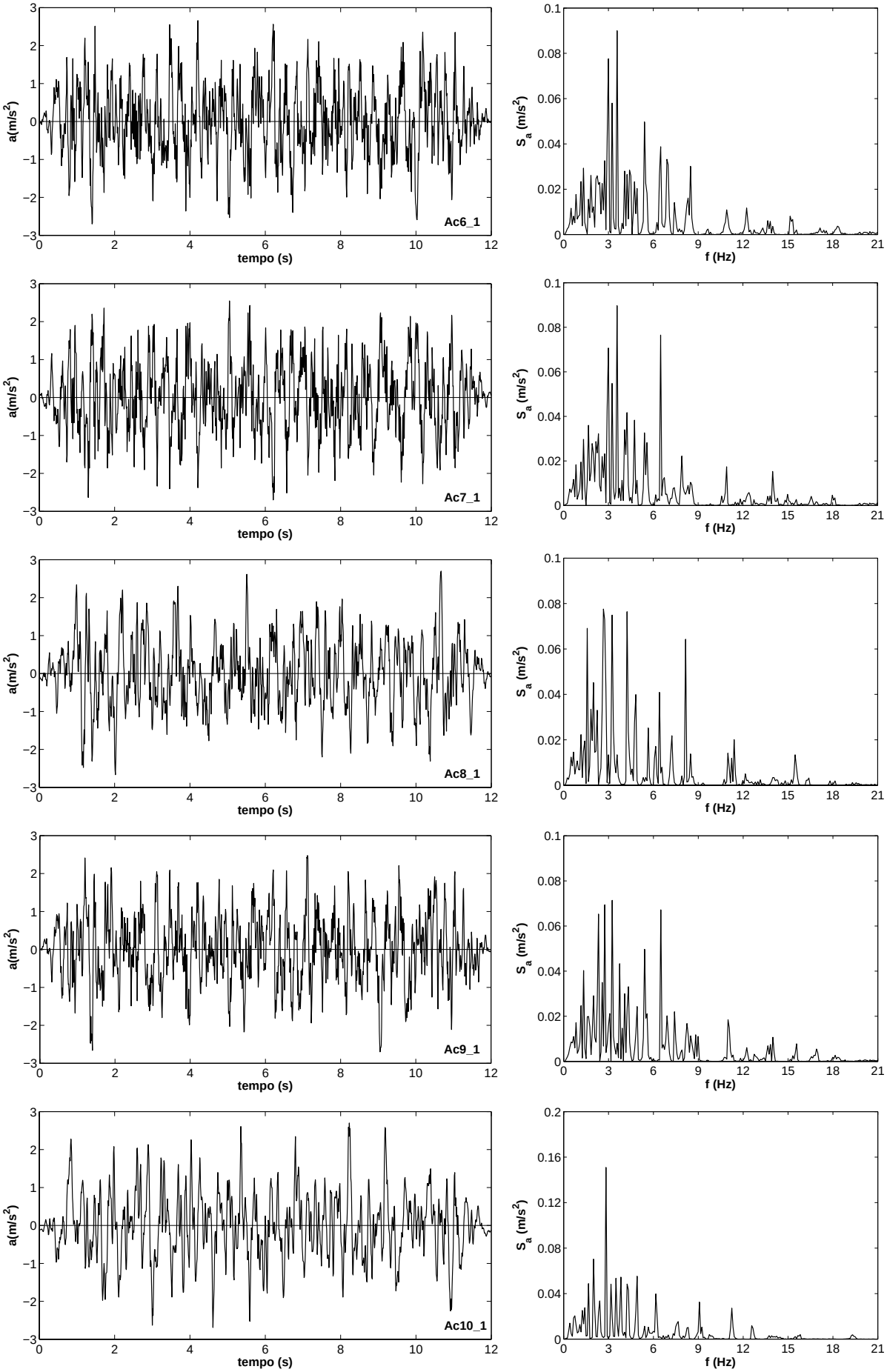


Figura 7.5 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 1 (continuação).

7.2.3.3 Acção sísmica Tipo 2

Tal como se procedeu para a acção sísmica Tipo 1, foram geradas artificialmente várias séries de acelerogramas, de modo a seleccionar 10 séries representativas da acção sísmica Tipo 2. Na geração das séries, utilizando o programa *SIMQKE*, considerou-se o incremento de tempo igual a 0,01 segundos, a duração do troço estacionário igual a 30 segundos e a duração dos troços transitórios, antes e depois do troço estacionário, igual a 3 segundos.

Na Figura 7.6 compara-se o pseudo-espectro médio de velocidade, correspondente aos 10 acelerogramas seleccionados, com o espectro de resposta elástico, definido de acordo com as Equações (7.1) a (7.4) e os valores apresentados no Quadro 7.2. A comparação, na representação trilogarítmica, entre o espectro de resposta médio, relativo aos 10 acelerogramas seleccionados, e o espectro definido pelo EC8 para a acção sísmica Tipo 2 encontra-se na Figura 7.7.

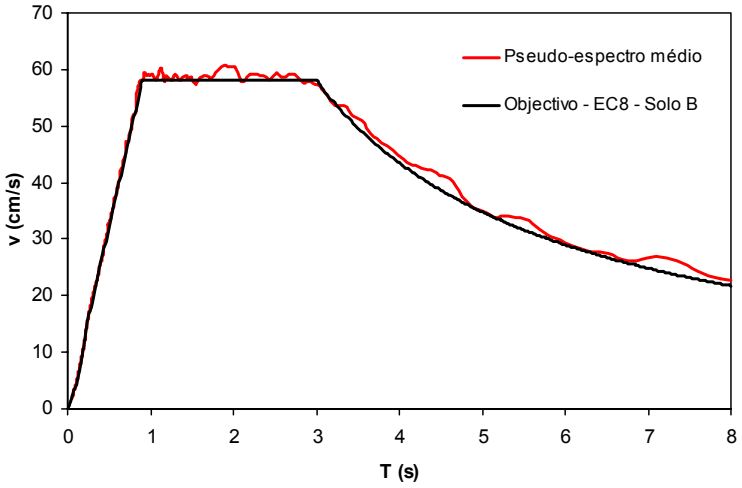


Figura 7.6 – Pseudo-espectros de velocidade para a acção sísmica Tipo 2.

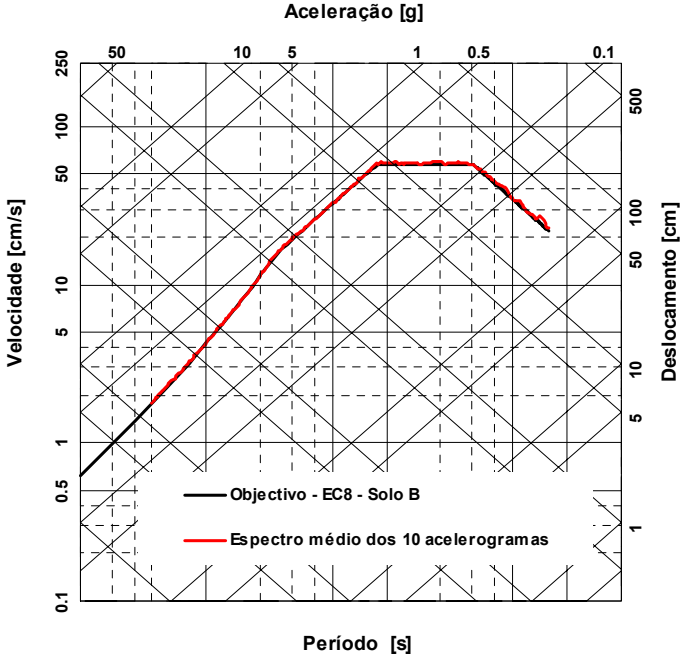


Figura 7.7 – Comparação do espectro de resposta para os 10 acelerogramas com o espectro definido pelo EC8, para a acção sísmica Tipo 2.

Na Figura 7.8 apresentam-se os 10 acelerogramas considerados para a acção sísmica Tipo 2 e os correspondentes espectros de Fourier.

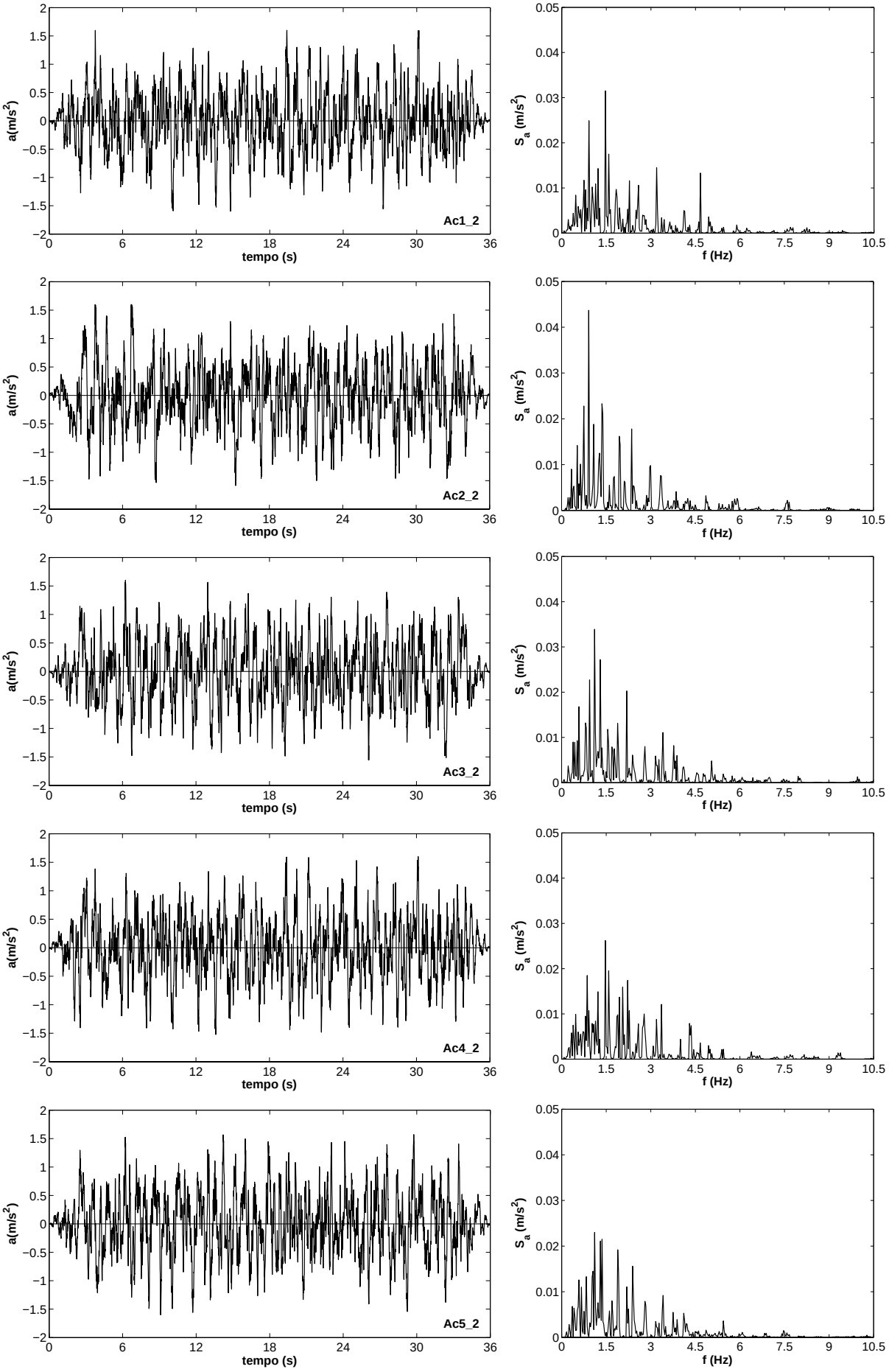


Figura 7.8 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 2.

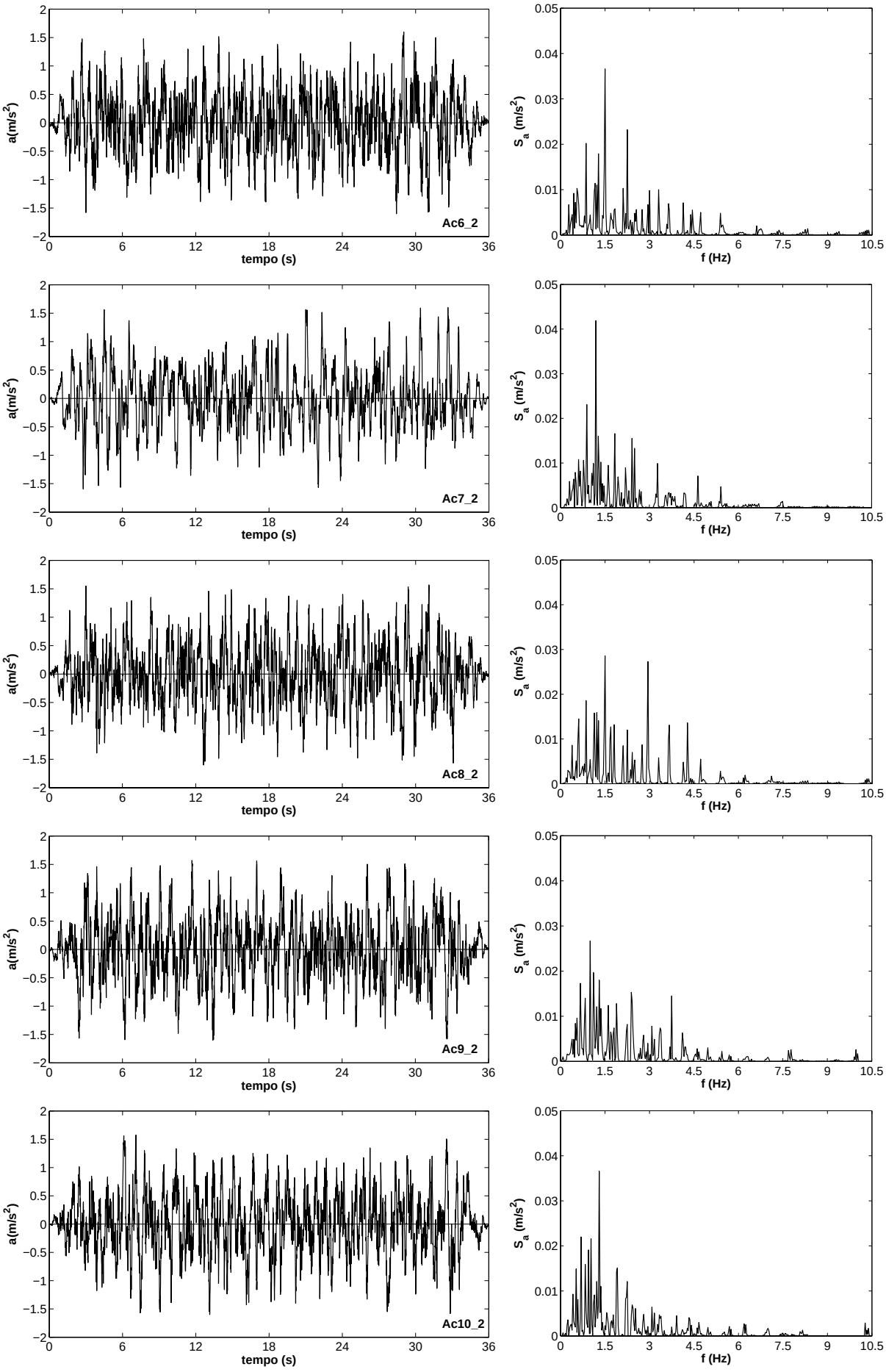


Figura 7.8 – Acelerogramas e respectivos espectros de Fourier para a acção sísmica Tipo 2 (continuação).

7.2.4 Aplicação da solicitação sísmica no *FLAC*

O programa de diferenças finitas *FLAC* permite que a solicitação dinâmica seja introduzida no modelo através de uma lei de acelerações (acelerograma), de uma lei de velocidades, de uma lei de tensões ou de uma lei de forças. Constata-se, no entanto, que em determinadas circunstâncias é mais adequada a introdução de uma lei de velocidades em detrimento do acelerograma.

Previamente à introdução de um acelerograma no modelo numérico, devem ser acauteladas algumas particularidades. Exemplificando para o acelerograma Ac1_1, representado na Figura 7.5, verifica-se que este conduz, por dupla integração, à lei de deslocamentos representada na Figura 7.9, onde são visíveis deslocamentos residuais no final da solicitação. Desta forma, aplicando directamente este acelerograma na base da estrutura, estar-se-á a admitir, que quando a solicitação sísmica termina, o deslocamento imposto é não nulo.

Para evitar estes deslocamentos residuais improváveis, torna-se necessário efectuar uma correcção da lei de velocidades, designada na língua inglesa como "*baseline correction*". Em termos gerais, a "*baseline correction*" consiste em corrigir a lei de velocidades através, por exemplo, de uma função periódica de baixa frequência, de forma a que o integral da lei de velocidades seja nulo, isto é, que o deslocamento imposto na base da estrutura, após a solicitação, seja igual a zero. Integrando esta lei de velocidades corrigida, que, tal como se pode verificar pela análise da Figura 7.10a, é praticamente coincidente com a lei de velocidades original, obtém-se a lei de deslocamentos, ilustrada na Figura 7.10b, com valor final nulo. Com uma pequena correcção da lei de velocidades, anulam-se os deslocamentos no final da solicitação na fronteira onde é imposta a solicitação sísmica.

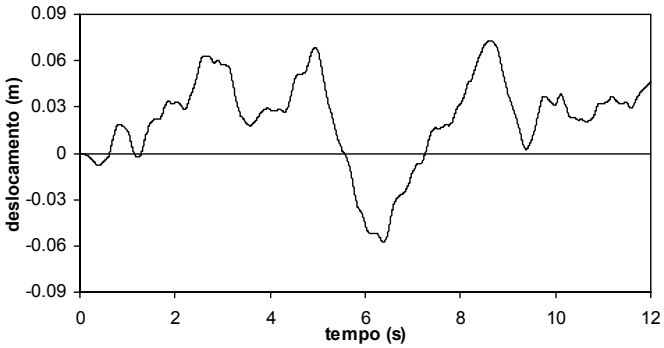


Figura 7.9 – Lei de deslocamentos obtida por dupla integração do acelerograma Ac1_1.

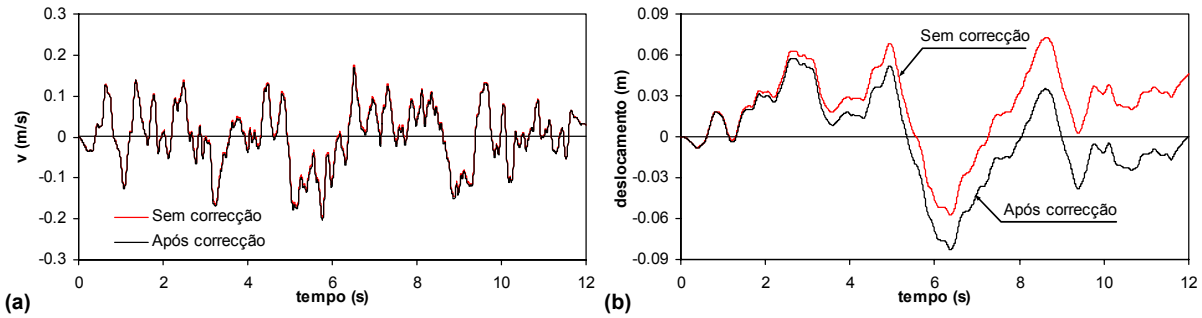


Figura 7.10 – Comparação das leis de velocidade e deslocamento antes e após a "*baseline correction*": a) velocidade; b) deslocamento.

Fronteiras radiativas (tipo "free-field" e "quiet viscous boundaries")

Para efectuar uma análise numérica torna-se necessário estabelecer as fronteiras da região a analisar. Nas análises em condições estáticas, a consideração de fronteiras a uma distância considerada razoável da zona em análise, permite que se consiga modelar, de forma mais ou menos realista, o meio semi-infinito onde se insere a estrutura. Porém, nas análises dinâmicas estas fronteiras causam a reflexão de ondas para o interior do modelo, não permitindo a dissipação de energia. A utilização de modelos numéricos com fronteiras muito distantes da zona em análise pode minimizar o problema da reflexão de ondas. Contudo, esta solução conduz a um acréscimo de tempo computacional, que pode tornar as análises numéricas inviáveis. A alternativa é a utilização de fronteiras radiativas ou não reflectivas.

A reflexão de ondas para o interior do modelo não ocorre exclusivamente a partir das fronteiras laterais da malha de elementos finitos ou de diferenças finitas. Verifica-se que as ondas que reflectem na superfície livre, serão de novo reflectidas para o interior do modelo pela fronteira "artificial" existente na base. Assim, esta fronteira deve, de igual forma, ser considerada radiativa. Note-se, no entanto, que, no programa de cálculo utilizado, as fronteiras radiativas laterais e inferior não são do mesmo tipo.

No programa de cálculo *FLAC* são utilizadas as fronteiras viscosas desenvolvidas por Lysmer & Kuhlemeyer (1969). A formulação baseia-se na colocação, ao longo das fronteiras, de "amortecedores" independentes nas direcções normal e tangencial (Figura 7.11). De acordo com Itasca (2002; 2005), o método na absorção de ondas é quase perfeito quando estas têm ângulos de incidência com a fronteira superiores a 30º. Para ângulos de incidência inferiores, existe apenas absorção parcial de energia. Apesar deste inconveniente, esta formulação tem a vantagem de funcionar no domínio do tempo e a sua eficácia tem vindo a ser demonstrada quer nos modelos baseados em elementos finitos, quer em modelos de diferenças finitas.

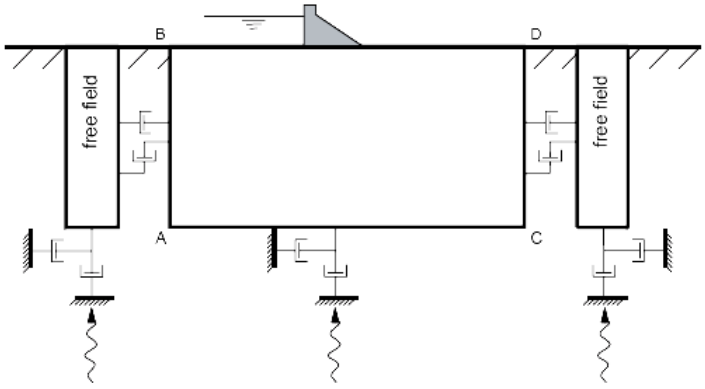


Figura 7.11 – Esquema das fronteiras radiativas utilizadas no *FLAC* (Itasca, 2005).

Quando a solicitação dinâmica é aplicada na fronteira inferior (ou superior), estas fronteiras radiativas ("*quiet viscous boundaries*") não devem ser utilizadas nas fronteiras laterais da malha de diferenças finitas, dado que conduzem a que a energia de onda se escape por estas fronteiras. Nas fronteiras laterais da malha devem considerar-se fronteiras do tipo "*free-field*".

Para que não ocorra a reflexão de ondas a partir das fronteiras laterais da malha de diferenças finitas, no programa *FLAC*, estas fronteiras são unidas a uma malha "*free-field*" através de amortecedores, tal como o representado na Figura 7.11. A malha "*free-field*" consiste numa coluna, de largura unitária, que simula o comportamento de um meio semi-infinito.

Quando se pretende que a fronteira onde se aplica a acção sísmica seja radiativa ("*quiet viscous boundary*"), a solicitação tem de ser introduzida no modelo como uma lei de tensões. Teoricamente, a introdução da acção sísmica através de uma lei de tensões requer, dois procedimentos (Itasca, 2002; 2005):

i) converter a lei de velocidades (resultante da integração do acelerograma), v_s, numa lei de tensões de corte, τ_s, através da equação:

$$\tau_s = a(\rho C_s)v_s \tag{7.9}$$

onde "a" é um factor de conversão, para o qual o manual do programa sugere o valor de 2, ρ é a densidade do meio e C_s é a velocidade de propagação das ondas S;

ii) monitorizar a velocidade na base do modelo durante a análise dinâmica e avaliar se a lei de velocidades introduzida coincide com a lei de velocidades, v_s, que efectivamente se pretende introduzir no modelo.

O valor do factor "a" sugerido pelo manual do programa (a = 2) pretende ter em conta o facto das tensões de corte aplicadas terem de ser duplas das observadas num meio infinito, dado que metade da energia é absorvida pela fronteira viscosa. No entanto, é referido que pode ser necessário algum ajuste no valor deste factor para que a lei de velocidades que se monitoriza na base coincida com a lei que se pretende introduzir como solicitação.

De acordo com Vieira *et al*. (2006a), a introdução da solicitação sísmica através de uma lei de tensões, com o objectivo de considerar a fronteira inferior como radiativa, pode implicar um processo iterativo moroso, existindo inclusivamente análises em que não se alcança a coincidência entre a lei de velocidades alvo e a lei de velocidades efectivamente introduzida no modelo, através da lei de tensões. No seguimento da publicação referida, foram estabelecidos contactos com a entidade responsável pelo desenvolvimento deste *software*, sem que até à data de escrita deste trabalho se tivesse conseguido eliminar estas dificuldades.

O valor do factor "a" presente na Equação (7.9) depende não só do modelo numérico em si, mas da solicitação que se pretende introduzir. Na generalidade dos modelos numéricos analisados no âmbito deste trabalho, o valor do factor "a" variou entre 1,0 e 1,25. Admitindo acelerogramas do tipo sinusoidal, de frequência constante e próxima da frequência fundamental do modelo, não foi possível transformar, através da Equação (7.9), a lei de velocidades que se pretendia introduzir no modelo na lei de tensões correspondente (Vieira *et al.*, 2006a).

Prevost (1989) demonstra, analiticamente, que, na propagação vertical de ondas em meio unidimensional, numa fronteira (x = h) radiativa (ou, não reflectiva), a tensão de corte $\tau(x,t)$ deve ser expressa através da equação:

$$\tau(h,t) = -\rho C v(h,t) \tag{7.10}$$

em que ρ é a densidade do meio, C é a velocidade de propagação de ondas e v(h,t) é a velocidade para x = h no instante t.

As Equações (7.9) e (7.10) diferem essencialmente na introdução do factor "a", pelo que se compreende que o valor deste factor determinado nas diferentes análises de calibração se aproxime do valor unitário. Refira-se, no entanto, que a Equação (7.10) é exacta apenas na propagação de ondas em sistemas lineares.

7.2.5 Frequência fundamental de muros e taludes de solo reforçado

Um aspecto importante, na análise dinâmica das estruturas, é o conhecimento da frequência fundamental do sistema. A frequência fundamental dos muros de solo reforçado é, muitas vezes, estimada com base na analogia da viga de corte unidimensional (*one-dimensional shear beam analogy*), considerando apenas o efeito da altura da estrutura e da velocidade das ondas de corte do material de aterro. No entanto, em contraste com uma camada de solo uniforme com comprimento infinito, os muros de solo reforçado incluem componentes estruturais, tais como, os níveis de reforço e o elemento de face, que poderão influenciar o valor da frequência fundamental. A face vertical dos muros sugere que será mais adequada uma metodologia bidimensional para a determinação da frequência fundamental que a metodologia unidimensional da viga de corte.

De acordo com a teoria unidimensional de propagação de ondas, o período fundamental de vibração (ou do primeiro modo de vibração) de uma camada de solo é dado por:

$$T_1 = \frac{1}{\frac{1}{4H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}} \tag{7.11}$$

ou, em termos de frequência fundamental,

$$f_1 = \frac{1}{4H}\sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{7.12}$$

onde H é a espessura da camada, G é o módulo de distorção e ρ é a densidade do solo.

Richardson & Lee (1975) determinaram o período fundamental de diversos muros de solo reforçado com inclusões metálicas, utilizando, para o efeito, o modelo de elementos finitos QUAD4B. Com base nos resultados numéricos obtidos, estes autores propõem que o período fundamental de muros de solo reforçado com terrapleno horizontal seja determinado pela equação:

$$T = CH \tag{7.13}$$

em que T é o período fundamental, em segundos, H é a altura do muro, em metros, e C é um coeficiente, que assume valores entre 0,020 e 0,033, dependendo do módulo de distorção do material de aterro.

Richardson *et al*. (1977) propõem, para as frequências fundamentais dos dois primeiros modos de vibração, f_1 e f_2, as expressões empíricas:

$$f_1 = \frac{38{,}1}{H} \tag{7.14}$$

$$f_2 = \frac{100{,}6}{H} \tag{7.15}$$

Estas fórmulas empíricas foram propostas tendo por base a resposta de muros de solo reforçado com inclusões metálicas construídos à escala real e solicitados por cargas explosivas.

A estimativa da frequência fundamental obtida através da Equação (7.14) é consistente com o intervalo obtido pela Equação (7.13), proposta anteriormente por Richardson e Lee (1975). A Equação (7.14) não inclui explicitamente o efeito da relação altura (H)/largura (B) na estimativa da

frequência fundamental do sistema, efeito que pode ser significativo no caso de aterros de largura reduzida.

Fairless (1989) concluiu, com base em resultados de ensaios em modelo reduzido apresentados na bibliografia, que a Equação (7.14) sobrestima os valores da frequência fundamental.

A frequência fundamental de vibração para um meio bidimensional, com comportamento elástico linear, de largura B e altura H, contido por duas fronteiras verticais rígidas, assente numa base rígida e submetido, na sua base, a uma solicitação horizontal, é, de acordo com Wu (1994), dada por:

$$f = \frac{1}{4H}\sqrt{\frac{G}{\rho}}\sqrt{1+\left(\frac{2}{1-\nu}\right)\left(\frac{H}{B}\right)^2} \tag{7.16}$$

onde f é a frequência fundamental, em Hz, correspondente ao primeiro modo de vibração, G é o módulo de distorção e ν é o coeficiente de Poisson do meio elástico.

Wu (1994) admite que o comportamento não linear do solo de aterro, sob acções sísmicas intensas, reduz a frequência fundamental do sistema e sugere que a frequência fundamental dos muros de solo reforçado seja determinada através da Equação (7.16) considerando a redução do módulo de distorção do solo para elevados níveis de deformação.

Note-se que, admitindo um meio semi-infinito ($B/H \rightarrow \infty$), a Equação (7.16) transforma-se na Equação (7.12), relativa a um meio unidimensional com comportamento elástico.

De referir que as estimativas teóricas para a frequência fundamental de sistemas solo-muro, apresentadas anteriormente, têm por base a teoria da elasticidade e não incluem a influência da intensidade da solicitação, que pode conduzir a uma resposta não linear da estrutura.

Aplicando um impulso na base da estrutura e deixando-a vibrar livremente é possível, através do espectro de Fourier dos registos de velocidades, determinar a frequência fundamental do sistema. Na Figura 7.12 apresenta-se, a título exemplificativo, a transformada de Fourier do registo de velocidades geradas por um impulso na base do muro, que se admitiu como problema base no Capítulo 5 e que se analisará em 7.5, num ponto atrás do maciço reforçado. Admitindo que o muro se assemelha a um meio semi-infinito, atendendo à largura da malha de diferenças finitas e ao facto de se terem considerado fronteiras laterais do tipo "*free-field*", a frequência fundamental desta estrutura estimada pela Equação (7.12) é de 4,2 Hz. A Figura 7.12 corrobora que a frequência do primeiro modo de vibração será, efectivamente, muito próxima do valor estimado pela Equação (7.12).

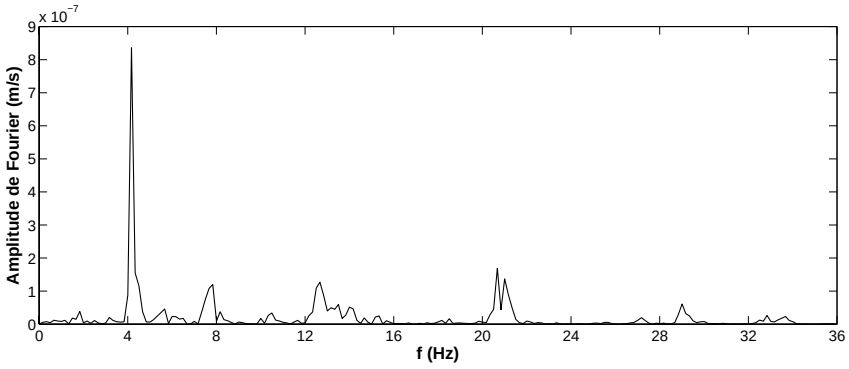


Figura 7.12 – Transformada de Fourier de um registo de velocidades.

Sobre este assunto, Bathurst & Hatami (1998a) concluem, com base em resultados de simulações numéricas do comportamento sísmico de muros de solo reforçado com geossintéticos, que as frequências fundamentais dos modelos numéricos eram muito próximas dos valores estimados pela teoria unidimensional de propagação de ondas, particularmente nos modelos de largura muito elevada. Os resultados apresentados por Vieira *et al.* (2006a; b) referentes a estruturas de solo reforçado com inclinação de face de 80º e de 60º, com largura de aterro B > 4H e com fronteiras laterais radiativas, apontam no mesmo sentido.

7.3 CALIBRAÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO

No Capítulo 5 efectuou-se a calibração do programa de cálculo referente à simulação da construção de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Como se referiu, optou-se pela comparação com uma análise numérica realizada por outros autores, em detrimento de estudos experimentais, devido ao detalhe da caracterização dos materiais envolvidos e da própria sequência construtiva, nem sempre apresentados na descrição de trabalhos experimentais. El-Emam (2003) apresenta, tal como se referiu no Capítulo 2, resultados de ensaios em mesa sísmica sobre muros de solo reforçado com geossintéticos, mas de forma muito sucinta os resultados referentes ao final da construção dos modelos, pelo que se considerou não ser a melhor escolha em termos de calibração em condições estáticas de carregamento.

Os trabalhos apresentados por El-Emam (2003) e El-Emam & Bathurst (2007) revelaram-se a melhor opção em termos do detalhe da solicitação imposta e dos resultados de ensaios realizados em mesa sísmica, para uma simulação numérica. Assim, optou-se por simular numericamente o comportamento de um dos modelos ensaiados por estes autores.

Como se referiu em 2.3.2, os modelos ensaiados por El-Emam (2003), no *Royal Military College* (Canadá), apresentavam 1 m de altura e painel de face rígido e contínuo. Das diferentes configurações ensaiadas por este autor, resumidas no Quadro 2.4, simulou-se numericamente a construção e a solicitação sísmica imposta ao modelo 8.

Com base na descrição dos materiais e dos procedimentos construtivos, começou-se pela simulação da construção do modelo. Na Figura 7.13 apresenta-se a malha de diferenças finitas utilizada.

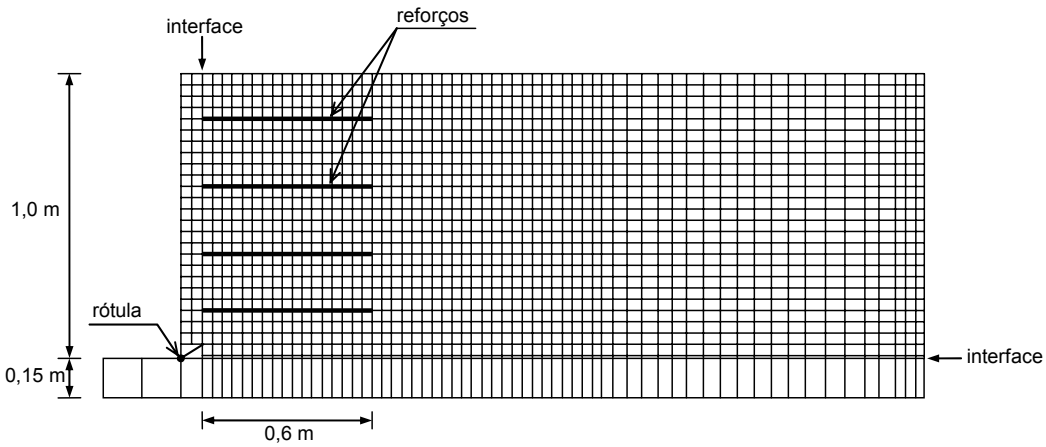


Figura 7.13 – Malha de diferenças finitas utilizada para simular o modelo 8 ensaiado por El-Emam (2003).

Como se referiu anteriormente, El-Emam (2003) apresenta, de forma muito resumida, os resultados referentes ao final da construção. Porém, não seria razoável tentar simular numericamente a solicitação sísmica do modelo se não se conseguisse previamente um ajuste razoável para a simulação da construção do muro. Assim, na Figura 7.14 comparam-se os esforços máximos nos reforços registados por El-Emam (2003) no final da construção do modelo com os valores obtidos através da simulação numérica.

A análise da Figura 7.14 permite concluir que os esforços máximos determinados numericamente se ajustam de forma razoável aos valores obtidos da instrumentação do modelo. A simulação numérica subestima largamente o esforço máximo registado no nível de reforço inferior.

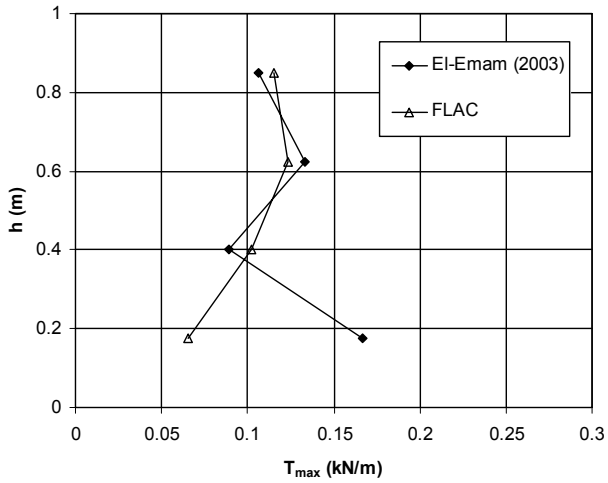


Figura 7.14 – Comparação entre os esforços máximos nos reforços obtidos numericamente e os valores registados por El-Emam (2003) no final da construção do muro.

Na Figura 7.15 apresenta-se a distribuição, ao longo do comprimento, do esforço nos diferentes elementos de reforço, obtida com o modelo numérico, e compara-se essa distribuição com os esforços obtidos da instrumentação do muro. Pode afirmar-se que se conseguiu um bom ajuste, não apenas em termos dos valores máximos, mas também na forma como os esforços se distribuem ao longo do comprimento.

Após a simulação da construção do modelo, tentou-se reproduzir numericamente a resposta sísmica. O primeiro problema que surgiu foi o detalhe da acção sísmica introduzida no modelo. El-Emam (2003) refere que, após a construção dos modelos, estes foram submetidos a solicitações do tipo sinusoidal, com amplitude crescente por escalões. A amplitude do deslocamento imposto na base foi sendo sucessivamente incrementada, em intervalos de 5 segundos, de forma a gerar um incremento da aceleração equivalente a 0,05g, sendo a frequência de solicitação do modelo 8 igual a 5 Hz. No entanto, os resultados apresentados pelo mesmo autor, nem sempre se referem a múltiplos de 0,05g.

No decorrer destas análises numéricas de calibração, surgiu outro problema, mas de ordem numérica ou computacional. Devido à elevada rigidez do painel de face e da fundação do muro, não era viável a simulação do amortecimento histerético do solo através de um amortecimento de Rayleigh equivalente. Esta opção representava a necessidade de cerca de 27 horas computacionais, para a simulação de 1 segundo de solicitação, o que equivale a 56 dias de análise para simular os 50 segundos de ensaio. A própria dimensão dos ficheiros de resultados inviabilizava a análise.

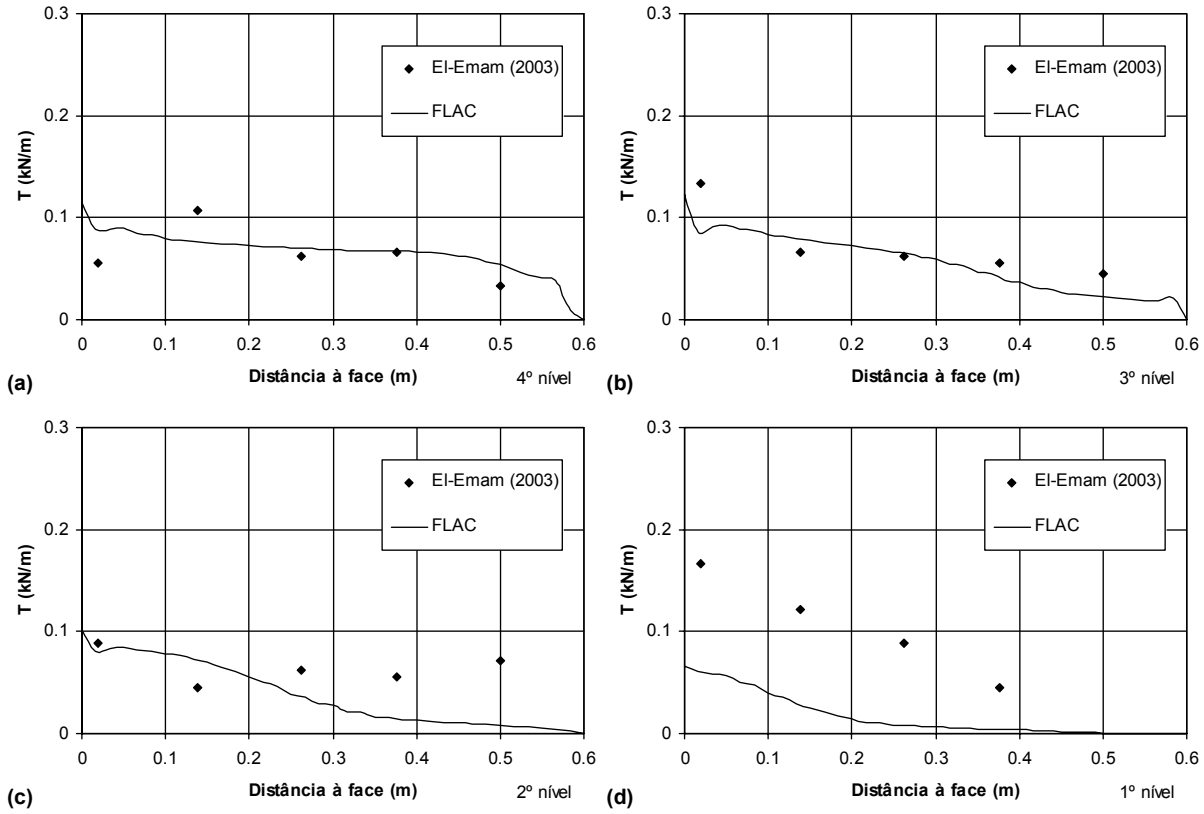


Figura 7.15 – Comparação entre os esforços ao longo do comprimento dos reforços registados por El-Emam (2003) e obtidos numericamente (final da construção): a) 4º nível; b) 3º nível; c) 2º nível; d) 1º nível.

Embora a *Versão 5.00* do programa de diferenças finitas *FLAC* (Itasca, 2005) permita, teoricamente, a consideração do amortecimento histerético dos materiais, à data de realização deste trabalho, a sua aplicação a estruturas deste tipo produzia resultados inconsistentes. Assim, as análises foram realizadas admitindo, além do amortecimento resultante da própria plastificação do solo, uma pequena parcela (5%) de amortecimento "local". O amortecimento "local" foi originalmente desenvolvido para a resolução das equações de equilíbrio referentes às análises estáticas, e consiste, basicamente, na adição ou na subtracção de massa nos nós durante os ciclos de carga. É adicionada massa ao nó quando a velocidade muda de sinal e subtraída quando esta atinge um máximo ou um mínimo. Assim, é reduzida duas vezes energia cinética por cada ciclo de carga. A quantidade de energia removida (dissipada), ΔW, é proporcional à energia de deformação, W, sendo a relação $\Delta W/W$ independente da frequência.

A solicitação sísmica foi introduzida em todos os nós da base do modelo numérico, em intervalos de tempo de 0,005 segundos, através de uma lei de velocidades e foi impedida a reflexão de ondas através das fronteiras laterais da malha. Os escalões de carga foram estabelecidos com base na descrição dos ensaios e em função dos diferentes resultados (deslocamentos, esforços na ligação, distribuição dos esforços, etc.) apresentados por El-Emam (2003), Hatami *et al.* (2005b) e El-Emam & Bathurst (2007).

A Figura 7.16 compara os deslocamentos horizontais permanentes do topo do muro, no final de cada escalão de carga, obtidos com o modelo numérico com os valores registados experimentalmente. Para valores da aceleração sísmica inferiores a 0,18g, o modelo numérico acompanha de perto a evolução dos deslocamentos obtidos experimentalmente. A partir desse valor da aceleração, o modelo numérico tende a sobrestimar as deformações da estrutura.

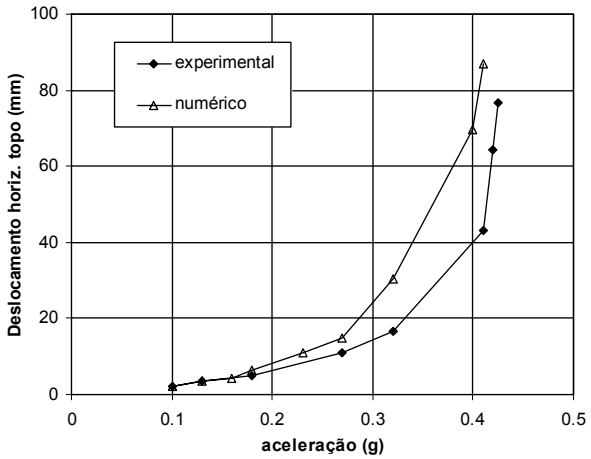


Figura 7.16 – Evolução do deslocamento do topo do muro com a aceleração imposta na base.

Os esforços residuais na ligação, referentes aos escalões de aceleração 0,1g e 0,4g, encontram-se representados na Figura 7.17. Como seria de esperar, tendo em atenção a comparação dos deslocamentos apresentada na figura anterior, para o escalão de menor intensidade (Figura 7.17a), os resultados numéricos aproximam-se dos valores registados experimentalmente, ainda que, tal como se verificou na simulação da construção, não se tenha captado a mesma distribuição de esforço em altura. No caso da solicitação mais intensa (Figura 7.17b), o modelo numérico sobrestima largamente os esforços residuais na ligação, mas a forma como estes esforços se distribuem pelos 4 níveis de reforço é semelhante.

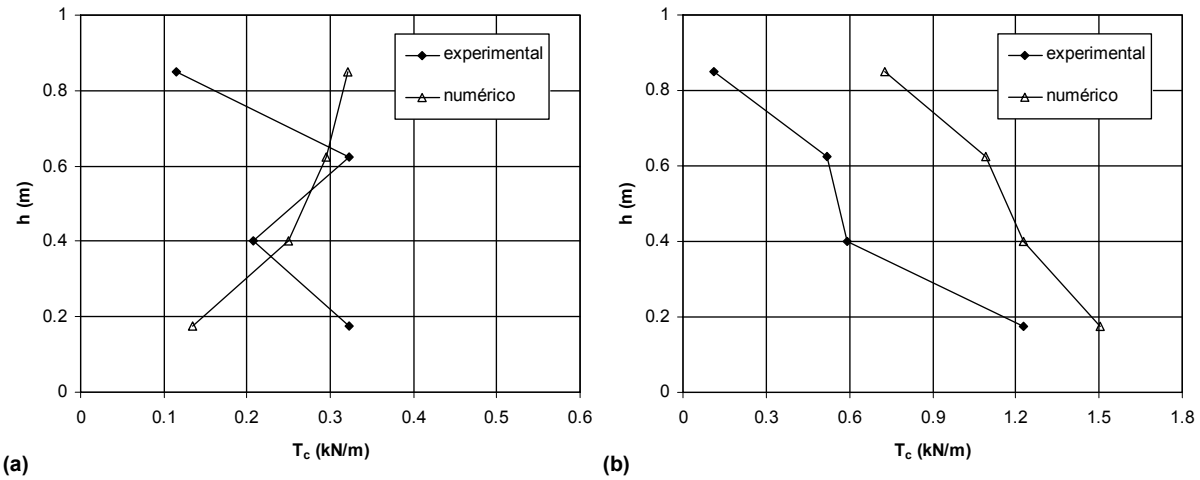


Figura 7.17 – Comparação dos esforços na ligação obtidos experimentalmente e com o modelo numérico: a) a = 0,1g; b) a = 0,4g.

Na Figura 7.18 comparam-se os esforços registados experimentalmente ao longo do comprimento dos reforços com a distribuição obtida numericamente, para o escalão de menor intensidade. Poderá concluir-se, pela análise desta figura, que o modelo numérico captou de forma razoável a distribuição dos esforços ao longo do comprimento dos reforços, sobrestimando os esforços no nível de reforço superior e apresentando a tendência inversa no reforço mais próximo da base da estrutura.

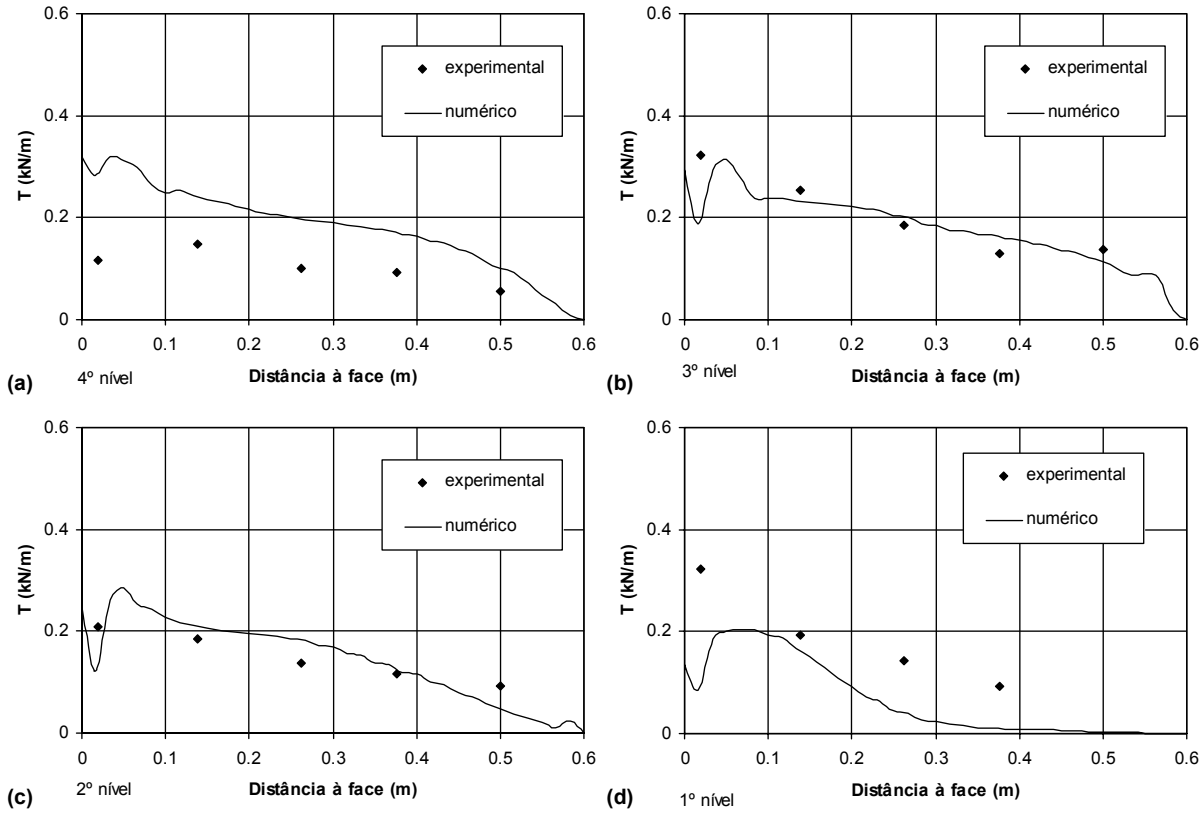


Figura 7.18 - Comparação entre os esforços ao longo do comprimento dos reforços obtidos experimentalmente e os do modelo numérico para a = 0,1g: a) 4º nível; b) 3º nível; c) 2º nível; d) 1º nível.

7.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM TALUDE DE SOLO REFORÇADO

7.4.1 Considerações gerais

Para avaliar o desempenho de um hipotético talude de solo reforçado com geossintéticos, construído na zona de maior sismicidade de Portugal, quando submetido a um evento sísmico regulamentar (Eurocódigo 8 - NP ENV 1998-1-1, 2000), considerou-se a estrutura admitida como problema base no Capítulo 6 (Figura 6.9).

O comportamento sísmico do talude foi analisado tendo em consideração as duas acções sísmicas preconizadas pelo Eurocódigo 8, correspondentes a um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica Tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica Tipo 2). Para cada um dos dois cenários foram considerados 10 registos sísmicos (apenas componente horizontal). Adicionalmente, para a acção sísmica Tipo 1, foi avaliada a influência da ocorrência, em simultâneo, de movimentos sísmicos horizontais e verticais.

O amortecimento histerético do solo de aterro e de fundação foi representado através de um amortecimento de Rayleigh equivalente, considerando, independentemente da acção sísmica, um coeficiente de amortecimento de 5% a 3 Hz.

7.4.2 Efeito das fronteiras radiativas

Como se referiu em 7.2.4, a consideração da fronteira inferior do modelo como radiativa implica que a solicitação sísmica seja introduzida no modelo através de uma lei de tensões. Para tal é necessário determinar o valor do factor "a", presente na Equação (7.9), de tal forma que a

velocidade registada na fronteira onde se introduz a solicitação sísmica coincida com a lei de velocidades que efectivamente se pretende introduzir.

O facto do valor proposto pelo manual do programa para o factor "a" se ter revelado desadequado para as situações em análise, gerou alguma desconfiança e conduziu à necessidade de verificar se as fronteiras radiativas do tipo "*quiet viscous boundaries*" eram eficientes. Para tal, efectuaram-se algumas análises muito simples sobre um meio semi-infinito com características semelhante às do material de aterro e aplicou-se na base do modelo uma lei de velocidade do tipo sinusoidal de amplitude constante e frequência igual a 0,5 Hz. Realizaram-se análises numéricas admitindo a fronteira inferior não radiativa e radiativa. A conversão da lei de velocidades na lei de tensões, obrigatória quando a fronteira é radiativa, foi conseguida para um factor a = 1,0.

Na Figura 7.19 apresentam-se as velocidades registadas durante 4 segundos na base do modelo (fronteira onde é introduzida a solicitação) e na superfície do maciço, considerando a fronteira inferior não radiativa (Figura 7.19a) e radiativa (Figura 7.19b). Na Figura 7.19a é visível a reflexão das ondas para o interior do modelo, mesmo após o termo da solicitação sísmica. Note-se que a frequência com que as ondas são reflectidas é próxima dos 4 Hz, sendo a frequência fundamental (ou do primeiro modo de vibração) da camada de solo, de acordo com a Equação (7.12), igual a 4,2 Hz.

Pela análise da Figura 7.19b poderá concluir-se que a fronteira inferior do tipo "*quiet boundary*" é eficiente na absorção das ondas reflectidas.

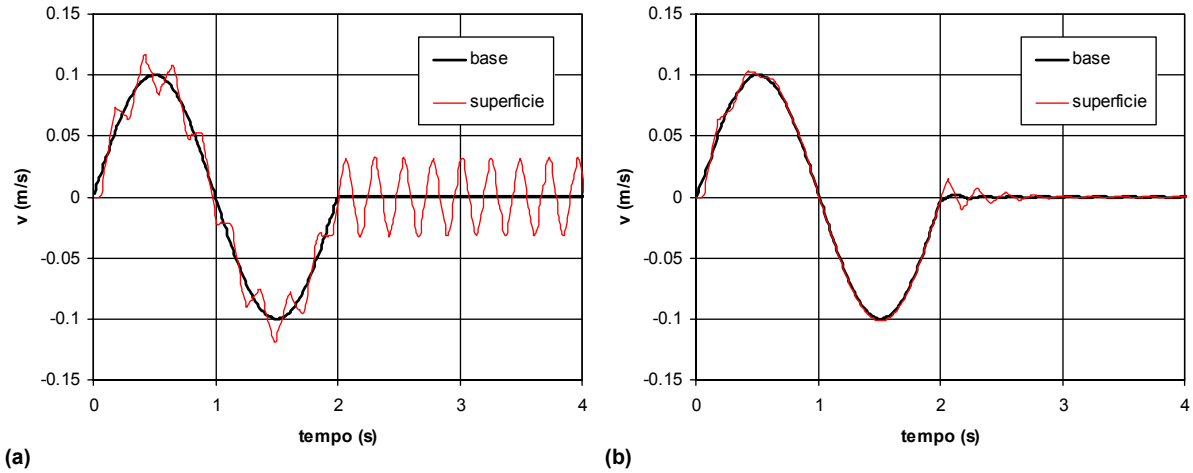


Figura 7.19 – Leis de velocidade na base e à superfície do terreno num maciço semi-infinito: a) fronteira inferior não radiativa; b) fronteira inferior radiativa (a = 1,0).

Com o objectivo de comparar o efeito, em termos de esforços e de deformações, do tipo de fronteira que se admite na base do modelo numérico e, simultaneamente, demonstrar o processo de ajuste da lei de tensões a introduzir no modelo, apresenta-se na sequência o comportamento do talude em análise quando submetido ao acelerograma Ac3_1 (ver Figura 7.5), admitindo a fronteira inferior radiativa e não radiativa.

Na Figura 7.20 apresentam-se as leis de velocidades registadas na base do modelo e a lei de velocidades correspondente ao acelerograma Ac3_1 com que se pretende solicitar a estrutura, admitindo o factor "a" igual a 2,0 (valor sugerido por Itasca, 2005) e considerando o factor "a" igual à unidade.

Como se pode concluir pela análise da Figura 7.20a, admitindo o factor "a" igual a 2,0 as velocidades que se impõe na base da estrutura ultrapassam claramente os valores que se pretende introduzir. Com o factor "a" igual a 1,0 (Figura 7.20b) as velocidades impostas são ligeiramente inferiores às velocidades que resultam da integração do acelerograma Ac3_1.

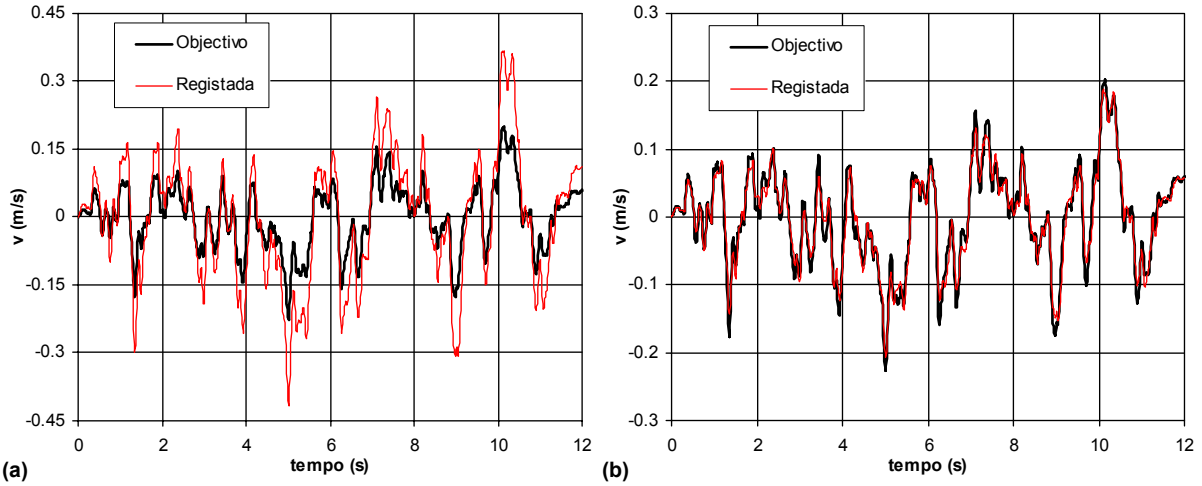


Figura 7.20 – Comparação entre a velocidade que se pretende impor e a velocidade registada na base: a) factor de conversão a = 2,0; b) a = 1,0.

Na Figura 7.21 comparam-se os deslocamentos horizontais registados na base do modelo, para diferentes valores do factor "a", com os deslocamentos que se pretende impor à estrutura. Da análise desta figura conclui-se que os deslocamentos horizontais registados na base da estrutura, considerando o factor de conversão "a" igual a 2,0, ultrapassam largamente os deslocamentos que se pretendem, enquanto que admitindo a = 1,0 se atinge um ajuste quase perfeito. Nesta análise numérica (a = 1,0), tal como em outros exemplos em que se pretendeu introduzir fronteiras não radiativas, surgiram dois contratempos. Por um lado, no final da solicitação existe um deslocamento residual na base do modelo da ordem dos 3 mm, embora por integração da lei de velocidade que se pretende impor esse deslocamento seja nulo, e, por outro lado, o valor máximo da aceleração registada na base do modelo é de 2,2 m/s^2, ligeiramente inferior ao valor da aceleração máxima nominal para a acção sísmica Tipo 1 (2,7 m/s^2).

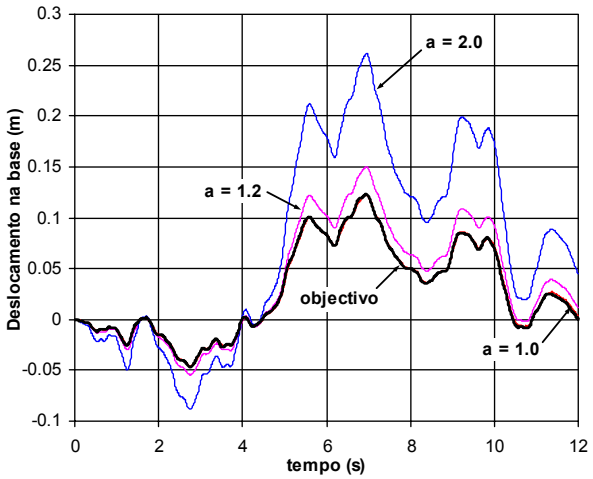


Figura 7.21 – Evolução do deslocamento horizontal registado na base para diferentes valores do factor de conversão "a".

Não obstante as particularidades relatadas no parágrafo anterior, a análise conjunta das Figuras 7.20 e 7.21 permite concluir que, admitindo o factor a = 1,0, se consegue um ajuste razoável entre a solicitação que se impõe e aquela que se pretende impor.

A comparação dos deslocamentos horizontais da face e dos assentamentos da superfície do terreno no final da solicitação sísmica, para as duas condições fronteira (radiativas e não radiativas) encontra-se ilustrada na Figura 7.22. Tal como seria de esperar, o facto de não existir reflexão de ondas a partir da fronteira inferior conduz a uma redução significativa dos deslocamentos. O valor máximo do deslocamento horizontal da face reduz-se aproximadamente para metade, enquanto a redução no assentamento da superfície do terreno é da ordem dos 42%. Caso não ocorra a reflexão de ondas, o deslocamento vertical da superfície do terreno é nulo para distâncias, em relação à crista do talude, superiores a cerca de 1,5H.

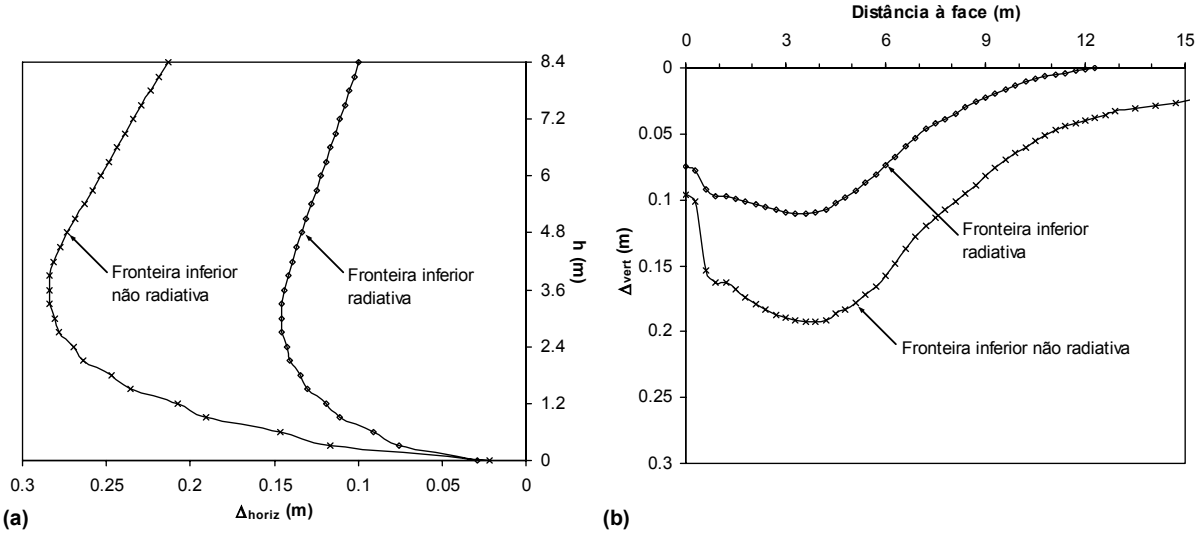


Figura 7.22 – Influência do tipo de fronteira inferior sobre: a) deslocamentos horizontais permanentes da face; b) assentamentos permanentes da superfície do terreno.

O efeito da fronteira inferior sobre os esforços residuais absorvidos pelos reforços encontra-se representado na Figura 7.23. A redução em termos dos esforços residuais tem também grande significado. O valor máximo do esforço instalado nos reforços é cerca de 38% inferior quando as ondas não são reflectidas pela fronteira inferior. Na Figura 7.23 ilustra-se ainda a distribuição triangular de resistência, estimando o coeficiente de impulso, K_{req}, através da Equação (4.17). Curiosamente, quando a fronteira é radiativa a distribuição dos esforços residuais acompanha de perto a distribuição teórica.

Registando os valores da aceleração horizontal, conclui-se que esta sofre amplificação em altura. A Figura 7.24 ilustra os factores de amplificação da aceleração horizontal na face do talude para os dois tipos de fronteira. Verifica-se que as amplificações são superiores quando ocorre a reflexão de ondas para o interior do modelo. A amplificação na crista do talude é da ordem dos 2,2 e 2,9 quando a fronteira inferior é radiativa e não radiativa, respectivamente. Em ensaios realizados em mesa sísmica sobre muros de solo reforçado com geossintéticos, Fairless (1989) e Bathurst *et al*. (1996) relatam factores de amplificação no topo da estrutura da ordem de 3 e de 2,2, respectivamente (ver 2.3.2).

Como se referiu anteriormente, a fronteira "artificial" existente na base causa a reflexão de ondas para o interior do modelo. Assim, idealmente, esta fronteira deve ser considerada radiativa. Porém, o facto de existirem análises em que não foi possível alcançar a coincidência entre a lei de

velocidades alvo e a lei de velocidades efectivamente introduzida no modelo, através da lei de tensões, para além do maior conservadorismo associado à reflexão de ondas, conduziu a que se tenha optado pela consideração da fronteira inferior não radiativa em todas as análises que se apresentam nos pontos seguintes.

As fronteiras laterais da malha de diferenças finitas foram consideradas radiativas em todas as simulações.

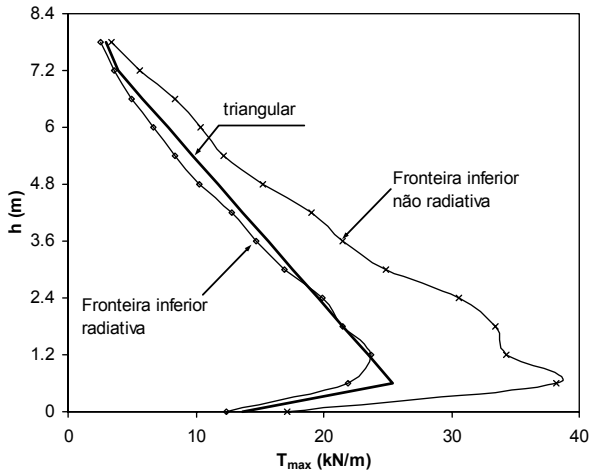


Figura 7.23 – Efeito do tipo de fronteira inferior sobre os esforços residuais máximos.

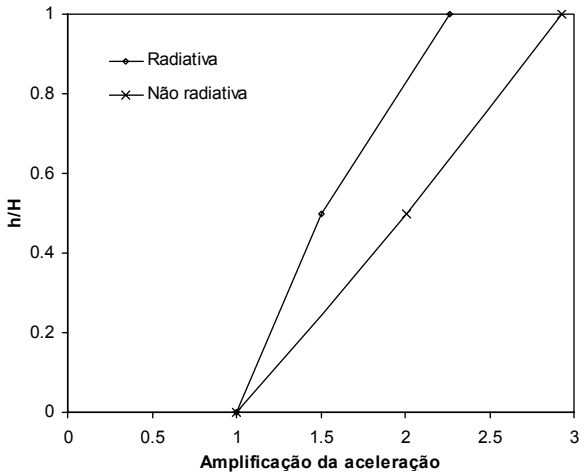


Figura 7.24 – Factores de amplificação da aceleração na face do talude, admitindo a fronteira inferior radiativa e não radiativa.

7.4.3 Acção sísmica Tipo 1

No Quadro 7.4 resumem-se os resultados obtidos com o modelo numérico para os 10 acelerogramas representados na Figura 7.5 e apresentam-se ainda os valores máximos do deslocamento imposto na base em cada um dos sentidos (para o interior e para o exterior do talude). Incluíram-se no Quadro 7.4 os deslocamentos máximos residuais (horizontal e vertical) da face, o assentamento máximo registado na superfície do terrapleno, o valor máximo dos esforços registados nos elementos de reforço no final da solicitação (valor residual) e o esforço máximo registado durante a solicitação.

Quadro 7.4 – Deslocamentos e esforços máximos para a acção sísmica Tipo 1.

Acelerograma		Desl. max. imposto (m)		Deslocamento máximo residual (m)			Esforço máximo (kN/m)	
		exterior*	interior*	Horiz. - Face	Vert. - Face	Assent. superfície	Residual	Solicitação
Acção sísmica Tipo 1	Ac1_1	0,083	0,058	0,271	0,100	0,195	38,15	38,71
	Ac2_1	0,086	0,062	0,206	0,088	0,155	30,54	30,55
	Ac3_1	0,123	0,047	0,284	0,096	0,193	38,20	38,61
	Ac4_1	0,042	0,066	0,263	0,099	0,192	34,83	34,99
	Ac5_1	0,085	0,036	0,201	0,083	0,143	32,36	32,43
	Ac6_1	0,045	0,079	0,267	0,096	0,199	37,50	37,75
	Ac7_1	0,102	0,010	0,282	0,096	0,196	37,70	37,88
	Ac8_1	0,066	0,099	0,281	0,105	0,201	38,38	38,84
	Ac9_1	0,069	0,086	0,202	0,082	0,152	31,99	32,02
	Ac10_1	0,041	0,117	0,263	0,094	0,198	37,74	37,91
* no sentido		Média		0,252	0,094	0,182	35,74	35,97
		Desvio padrão		0,035	0,007	0,023	3,04	3,19

Entre os 10 acelerogramas utilizados que, como se pode ver na Figura 7.3 e na Figura 7.4, se ajustam ao espectro de resposta definido pelo Eurocódigo 8, constata-se que três acelerogramas (Ac2_1, Ac5_1 e Ac9_1) geram menores deslocamentos e esforços residuais que os restantes e outros três (Ac3_1, Ac7_1 e Ac8_1) situam-se visivelmente acima da média.

Analisando a Figura 7.5 constata-se que os acelerogramas Ac3_1 e Ac7_1 têm amplitudes significativas para valores da frequência muito próximos da frequência fundamental do talude (3 Hz). O mesmo não acontece com o acelerograma Ac8_1 em que as frequências predominantes não são muito afastadas dos 3 Hz, mas a amplitude para f = 3 Hz tem pouco significado.

Da análise do Quadro 7.4 verifica-se ainda que, para qualquer dos acelerogramas, o valor do esforço máximo residual é apenas ligeiramente inferior ao esforço máximo registado durante a solicitação.

Na Figura 7.25 apresentam-se as curvas médias dos deslocamentos horizontais residuais da face e dos assentamentos da superfície do terreno, bem como, os respectivos desvios padrão. Note-se que os valores médios, apresentados no Quadro 7.4, referem-se à média dos valores máximos que, devido às diferentes localizações em altura, podem não coincidir com os valores referentes às curvas médias.

Em termos médios, o valor residual do deslocamento horizontal máximo da face do talude assume valores com algum significado (cerca de 3% da altura do talude). Relembre-se, porém, que a análise foi efectuada para a zona de maior sismicidade em Portugal e que foi permitida a reflexão de ondas a partir da fronteira inferior.

Os resultados destas análises numéricas contrariam as conclusões de Nova-Roessig (1999) em termos da localização em altura dos deslocamentos horizontais máximos da face. Verifica-se que, embora os deslocamentos horizontais na metade superior da altura do talude sejam consideráveis, o

deslocamento máximo tende a ocorrer, independentemente do acelerograma considerado, próximo de 0,4H. Relembre-se que nos ensaios sísmicos em centrifugadora realizados sobre modelos de taludes de solo reforçado, Nova-Roessig (1999) concluiu que os deslocamentos horizontais máximos ocorriam na metade superior do talude.

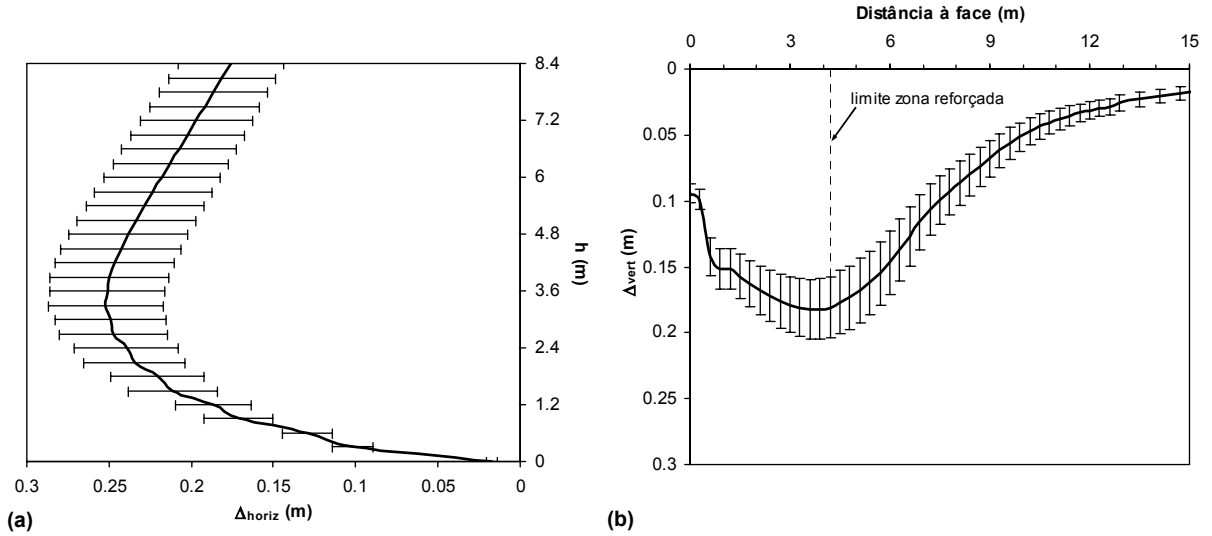


Figura 7.25 – Curvas dos deslocamentos médios residuais para a acção sísmica Tipo 1: a) deslocamento horizontal da face; b) assentamentos da superfície do terreno.

Curiosamente, para uma aceleração de 0,27g, Nova-Roessig (1999) apresenta um deslocamento horizontal máximo, à escala do protótipo (H = 7 m, β = 63,4º), da ordem dos 25 cm (ver Quadro 2.6 e Figura 2.32), valor da mesma ordem de grandeza do valor médio do deslocamento horizontal máximo.

Constata-se da análise da Figura 7.25b, que os assentamentos finais da superfície do terreno são máximos junto ao limite da zona reforçada e, em termos médios, assumem um valor próximo dos 2,2% da altura do talude. Ling *et al.* (2005) relataram, como se referiu no Capítulo 2, grandes assentamentos atrás da zona reforçada nos ensaios em mesa sísmica realizados sobre um muro à escala real (H = 2,8 m).

Refira-se que os elevados assentamentos da superfície do aterro podem ser justificados, em parte, pelo facto de se ter considerado um ângulo de dilatância do material de aterro muito baixo (ψ = 5º).

Na Figura 7.26 apresentam-se os valores médios dos esforços residuais e comparam-se esses esforços com os valores registados no final da construção do aterro. A primeira conclusão que ressalta da análise da Figura 7.26 é o aumento significativo dos esforços instalados nos elementos de reforço. O valor máximo do esforço residual é quase cinco vezes superior ao valor do esforço máximo no final da construção. Em termos médios, o esforço máximo residual é muito próximo da resistência a longo prazo da geogrelha. No dimensionamento desta estrutura adoptou-se, como se referiu no Capítulo 6, uma geogrelha com resistência a longo prazo igual a 37 kN/m (dados do produtor). Note-se que, o facto de existirem no Quadro 7.4 valores superiores à resistência a longo prazo, resulta de se ter arredondado no ficheiro de dados o seu valor para 40 kN/m. Caso este arredondamento não tivesse sido considerado, nas análises em questão, existiriam níveis de reforço em cedência e teria lugar, certamente, a redistribuição de esforços.

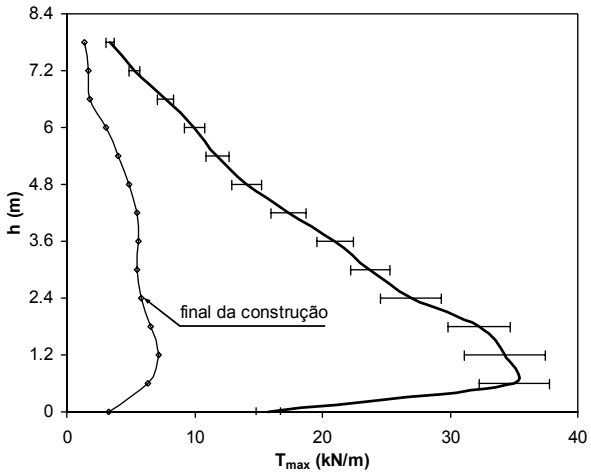


Figura 7.26 – Esforços residuais médios para a acção sísmica Tipo 1.

Os esforços residuais que, como se referiu anteriormente, são muito próximos dos valores máximos registados durante a solicitação, aumentam de forma aproximadamente linear com a profundidade. O valor do desvio padrão é também tendencialmente crescente em profundidade.

A Figura 7.27 ilustra os valores médios das deformações residuais ao longo do comprimento do 2º e 9º níveis de reforço e compara essas deformações com os valores registados no final da construção do aterro. No segundo nível de reforço, além do aumento muito significativo do nível de deformação, constata-se que as extensões tendem a aumentar com a distância à face do talude. A Figura 7.27a parece sugerir que o comprimento do reforço poderá não ser o mais indicado. Quanto ao elemento de reforço situado na metade superior da altura do talude (9º nível), as deformações começam por aumentar com o afastamento da face, seguindo-se um decréscimo mais ou menos suave. Em termos de localização da secção onde se regista a extensão máxima, verifica-se que se aproxima da face.

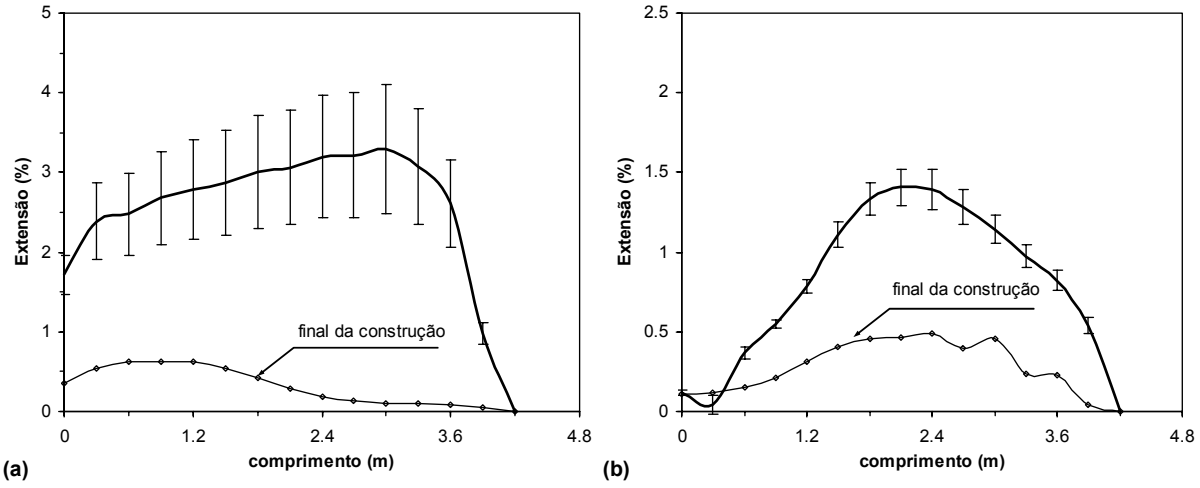


Figura 7.27 – Valores médios das deformações nos reforços resultantes da acção sísmica Tipo 1: a) 2º nível; b) 9º nível.

Tal como se referiu em relação aos esforços residuais, o desvio padrão das deformações registadas é muito superior nos elementos de reforço mais próximos da base. Note-se que a escala de deformações nas Figuras 7.27a e 7.27b é distinta.

Na Figura 7.28 comparam-se os valores médios dos esforços residuais máximos obtidos numericamente para a acção sísmica Tipo 1, com a distribuição triangular de resistência e com a distribuição de esforços proposta no Capítulo 6, adaptada ao dimensionamento em condições de carregamento pseudo-estático. Nestas duas distribuições, o coeficiente de impulso, K_{req}, foi estimado de acordo com a Equação (4.17), admitindo o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,27 (a_{max}/g).

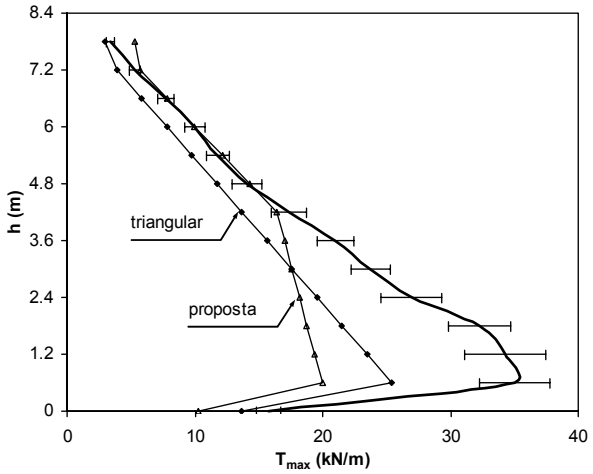


Figura 7.28 – Comparação dos esforços residuais médios com as distribuições teóricas.

Como se referiu em 7.4.2 a propósito da Figura 7.23, quando a fronteira é radiativa a distribuição dos esforços residuais acompanha de perto a distribuição triangular. Porém, quando a fronteira inferior permite a reflexão de ondas, tal como no caso em análise, os esforços ultrapassam largamente a distribuição teórica.

A distribuição triangular de resistência tem implícita a consideração do impulso sísmico actuando a um terço da altura da estrutura. Como se referiu no Capítulo 3, é frequente, no dimensionamento de estruturas de suporte, a decomposição do impulso activo sísmico em duas componentes, o impulso activo em condições estáticas e o incremento de impulso sísmico, sendo sugerido que se considere que o impulso incremental actua a 0,6H. A distribuição dos esforços proposta, no Capítulo 6, para o dimensionamento em condições pseudo-estáticas de carregamento, considera essa "subida" do ponto de actuação do impulso sísmico. Na distribuição de esforços apresentada na Figura 7.28 está implícito que a resultante actua a cerca de 0,38H a partir da base do talude. Esta distribuição estima de forma razoável os esforços instalados nos níveis de reforço localizados na metade superior do talude, porém, subestima largamente os esforços nos restantes elementos de reforço.

Analisando a Figura 7.28 conclui-se que os esforços máximos residuais tendem a aumentar de forma aproximadamente linear com a profundidade, pelo que, o ajuste da distribuição triangular parece ser mais razoável.

Note-se, porém, que o somatório dos esforços mobilizados nos elementos de reforço, que, teoricamente, equivale ao impulso que estes devem ser capazes de absorver, ultrapassa largamente o impulso sísmico teórico estimado com base em considerações de equilíbrio limite admitindo $k_h = 0,27$. O valor considerado para o coeficiente sísmico horizontal ($k_h = 0,27$) corresponde à aceleração imposta na base da estrutura. Sabe-se, no entanto, que existe a tendência para a aceleração sofrer amplificação em altura.

Na Figura 7.29 apresentam-se os valores médios dos factores de amplificação da aceleração na face do talude e atrás do maciço reforçado (a cerca de 20 m da crista), registados a meia altura (na face), a um terço de altura (atrás do bloco reforçado) e à superfície do terreno. A meia altura da face do talude o factor de amplificação médio é cerca de 1,9, enquanto na crista do talude ronda os 2,8. Como se referiu em 7.4.2, estes valores estão dentro da gama de valores referentes a ensaios em mesa sísmica relatados na bibliografia.

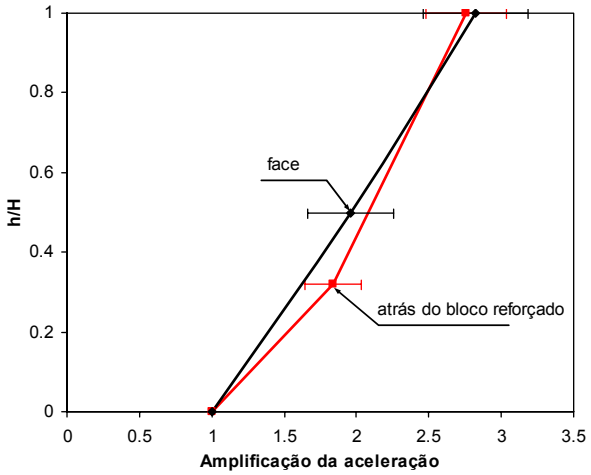


Figura 7.29 – Valores médios dos factores de amplificação da aceleração para a acção sísmica Tipo 1.

Em termos de valores médios, a amplificação da aceleração à superfície do terreno é semelhante na face do talude e atrás do maciço reforçado. O reduzido número de localizações onde se registou a amplificação da aceleração, conduziu a que no traçado das linhas, apresentadas na Figura 7.29, se tenha considerado a evolução linear entre cada 2 pontos. Porém, a análise da figura em questão sugere que a amplificação da aceleração não evolui linearmente em altura.

Admitindo, com base nos resultados apresentados na Figura 7.29, que a meia altura do talude a aceleração sofre uma amplificação de duas vezes o valor imposto na base, tal equivale à consideração de um coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,54. Para este valor de k_h, o impulso sísmico horizontal assume valores muito elevados, que ultrapassam largamente os esforços residuais instalados nos reforços. Porém, tomando k_h = 0,4 (correspondente a uma amplificação de 1,5), os esforços estimados pela distribuição triangular, calculando o coeficiente de impulso, K_{req}, pela Equação (4.17), constituem uma boa estimativa dos esforços residuais (Figura 7.30).

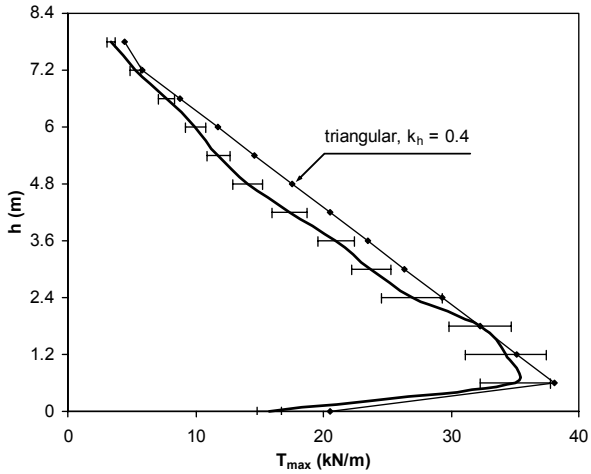


Figura 7.30 - Comparação dos esforços residuais médios com a distribuição triangular admitindo a amplificação da aceleração, AS_Tipo 1.

Na Figura 7.31 apresenta-se, para os acelerogramas menos e mais gravoso em termos de esforço máximo (ver Quadro 7.4), a evolução com o tempo do esforço normalizado pelo valor instalado no final da construção (To), que se mobiliza em dois trechos de reforço, localizados a cerca de 1 e de 2 m da face do talude, no 2º e no 4º níveis de reforço, respectivamente.

Da análise da Figura 7.31 constata-se que os esforços tendem a manter-se mais ou menos constantes quando o deslocamento imposto na base diminui de intensidade ou inverte o sentido.

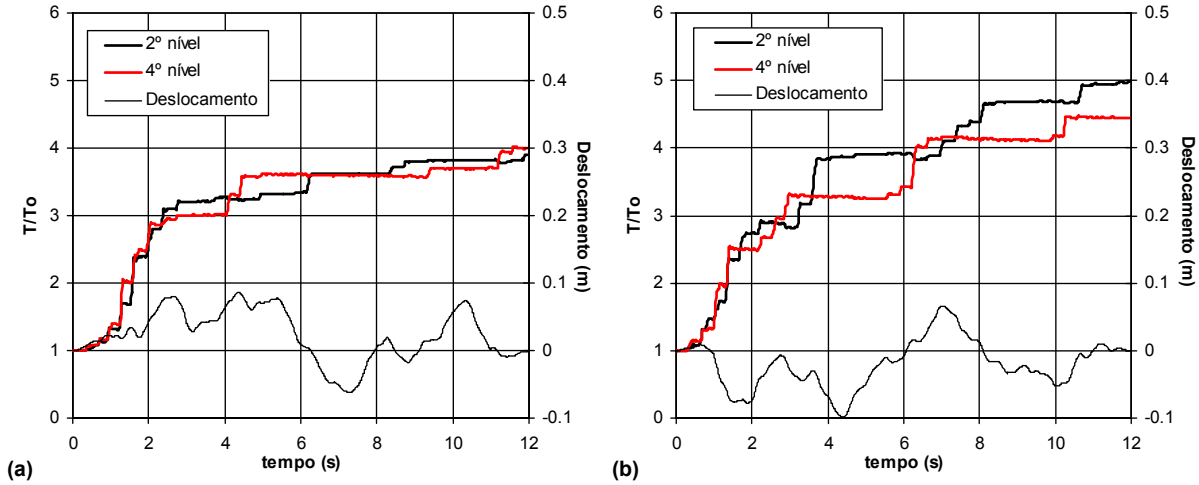


Figura 7.31 – Evolução do esforço normalizado e do deslocamento horizontal imposto na base para dois acelerogramas referentes à acção sísmica Tipo 1: a) Ac2_1; b) Ac8_1.

Não sendo possível, pela dimensão dos ficheiros de resultados e por limitações do próprio programa de cálculo, o registo do esforço ao longo do tempo da totalidade dos 196 sub-elementos que compõem os 14 níveis de reforço, optou-se por efectuar o registo em alguns níveis de reforço nos trechos onde se mobilizou o esforço máximo no final da construção. Porém, com a solicitação sísmica, tal como se pode verificar pela análise das Figuras 7.27 e 7.32, os esforços máximos, particularmente nos níveis de reforço inferiores, tendem a mobilizar-se em pontos mais afastados da face do talude. Assim, as localizações escolhidas *à priori* para o registo dos esforços não coincidem com os trechos onde se instala o esforço máximo residual.

Pela análise da Figura 7.31 e do Quadro 7.4, constata-se que a amplitude de deslocamentos correspondente ao acelerograma Ac2_1 não é muito inferior à amplitude correspondente ao acelerograma Ac8_1. Porém, na análise correspondente ao primeiro acelerograma, os esforços aumentam cerca de 4 vezes, em relação ao valor registado no final da construção, aumentando para o quíntuplo no caso do acelerograma Ac8_1.

Embora a componente dos deslocamentos impostos na base no sentido do exterior (valores positivos na Figura 7.31) seja mais significativa no acelerograma Ac2_1, o facto das frequências predominantes do acelerograma Ac8_1 serem mais próximas da frequência fundamental da estrutura poderá justificar o facto deste ser mais gravoso para o desempenho sísmico da estrutura.

A Figura 7.32 ilustra as localizações, ao longo do comprimento, onde se registam os valores máximos do esforço em cada nível de reforço no final das solicitações sísmicas correspondentes aos acelerogramas Ac2_1 e Ac8_1 e comparam-se essas localizações com as registadas no final da construção do aterro. A primeira conclusão a retirar da análise da Figura 7.32 prende-se com o facto dos pontos onde se registam os esforços máximos serem praticamente independentes do acelerograma utilizado na simulação numérica. Constata-se ainda que, até cerca da meia altura

inferior do talude, os esforços residuais no final da solicitação tendem a mobilizar-se em pontos mais afastados da face do talude, verificando-se a tendência inversa na metade superior do talude.

Como se verá na sequência, o facto dos esforços máximos nos níveis de reforço mais superficiais se mobilizarem mais próximo da face da estrutura, será certamente o resultado do comprimento de arranque insuficiente para localizações mais próximas da extremidade livre do reforço.

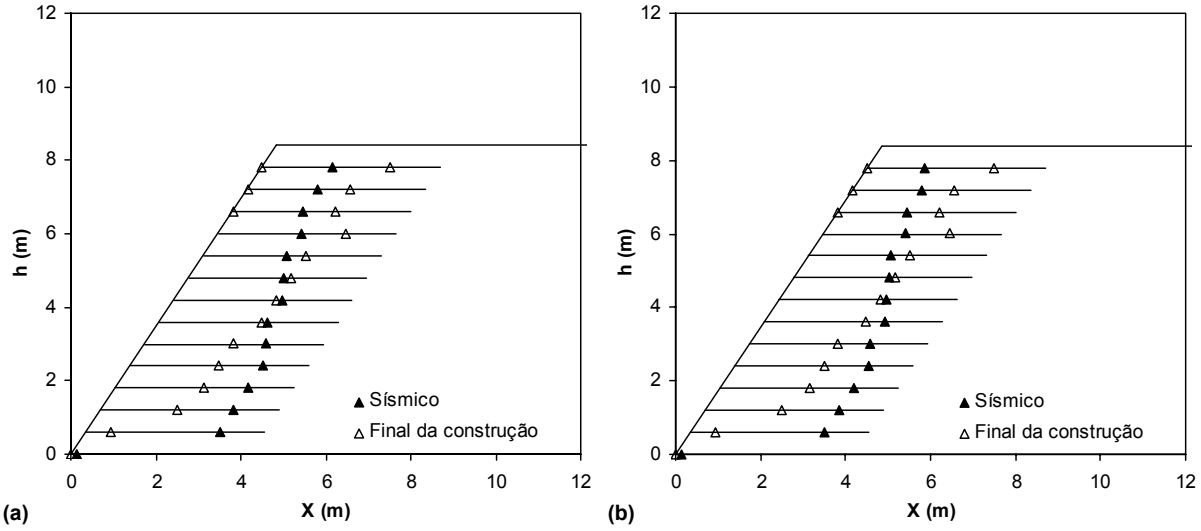


Figura 7.32 – Localizações onde se mobiliza o esforço máximo no final da construção e após o evento sísmico: a) análise Ac2_1; b) análise Ac8_1.

Efeito da aceleração sísmica vertical

Os movimentos sísmicos apresentam componentes horizontais e verticais. Para avaliar o efeito da ocorrência em simultâneo de acelerações sísmicas horizontais e verticais sobre o comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, efectuaram-se duas análises adicionais. Considerou-se como solicitação horizontal o acelerograma Ac3_1 e a componente vertical da aceleração sísmica admitiu-se, de acordo com as indicações do Eurocódigo 8, igual a 70% do acelerograma Ac5_1. Foram analisadas as duas polaridades possíveis do acelerograma vertical. A análise em que os deslocamentos verticais impostos na base são predominantemente ascendentes foi designada por *Ac3_1+V* e a outra análise recebeu a designação de *Ac3_1-V*. Na Figura 7.33 apresentam-se os deslocamentos horizontais e verticais impostos na base da estrutura e clarifica-se a designação das análises *Ac3_1+V* e *Ac3_1-V*. Nesta figura, o valor positivo dos deslocamentos significa para o exterior e para cima, para os deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente.

Na Figura 7.34 apresentam-se os deslocamentos horizontais finais da face e os esforços máximos residuais, considerando a componente vertical da aceleração sísmica nula (análise *Ac3_1*) e não nula (análises *Ac3_1+V* e *Ac3_1-V*). Nesta figura incluem-se ainda as curvas médias do deslocamento horizontal e dos esforços residuais obtidas com os 10 acelerogramas referentes à acção sísmica Tipo 1.

Da análise da Figura 7.34 pode concluir-se que o efeito da componente vertical da aceleração sísmica sobre os deslocamentos horizontais da face e sobre os esforços residuais é praticamente desprezável. Esta conclusão vai ao encontro do constatado por Wolfe (1979), em ensaios em mesa sísmica, realizados sobre modelos reduzidos de muros de solo reforçado.

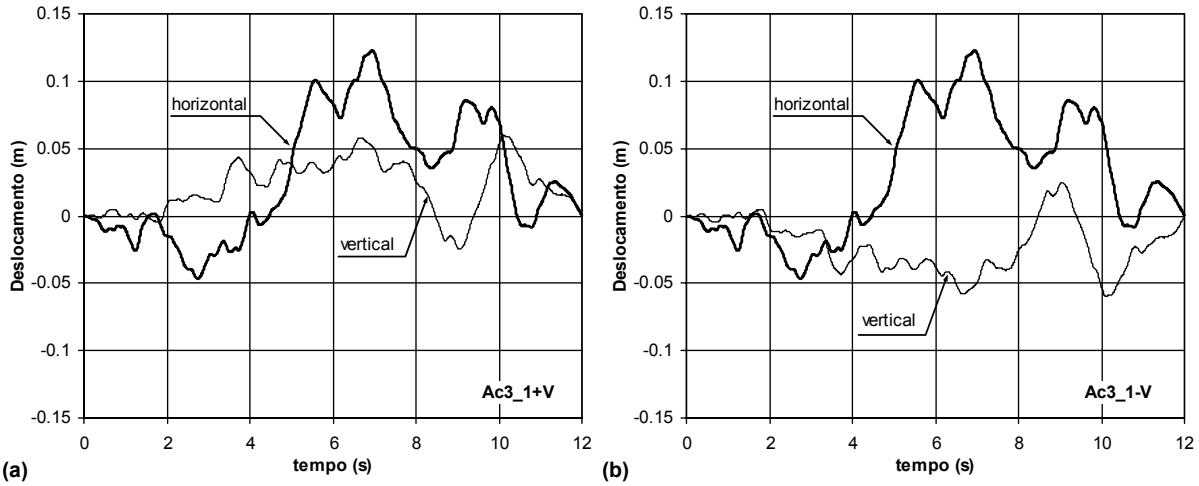


Figura 7.33 – Deslocamentos horizontais e verticais impostos na base da estrutura: a) análise *Ac3_1+V*; b) análise *Ac3_1-V*.

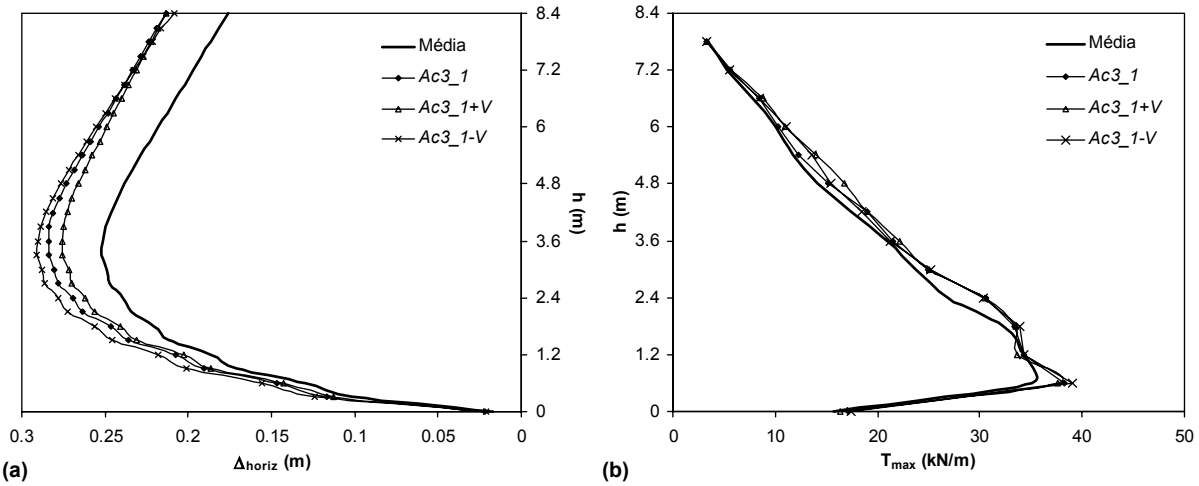


Figura 7.34 - Efeito da aceleração sísmica vertical sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face do talude; b) esforços máximos residuais.

Relembre-se que a consideração do efeito da componente vertical da aceleração sísmica no dimensionamento de estruturas de solo reforçado, não aparece explicitamente na generalidade dos códigos ou dos regulamentos.

7.4.4 Acção sísmica Tipo 2

O Quadro 7.5 resume os resultados obtidos para os 10 acelerogramas gerados para a simulação da acção sísmica Tipo 2. Apresentam-se ainda os valores máximos do deslocamento imposto na base em cada um dos sentidos (para o interior e para o exterior do talude).

Pela análise do Quadro 7.5 constata-se que, dos 10 acelerogramas considerados, o acelerograma Ac8_2 é o mais gravoso para o desempenho sísmico do talude. Para este acelerograma, as deformações e os esforços residuais são da mesma ordem de grandeza dos valores registados para a acção sísmica Tipo 1, que, tal como se pode verificar pela comparação dos Quadros 7.4 e 7.5, condiciona o comportamento desta estrutura. Contrariamente, o acelerograma Ac7_2 é o menos agressivo para o talude.

Quadro 7.5 – Deslocamentos e esforços máximos para a acção sísmica Tipo 2.

Acelerograma		Desl. max. imposto (m)		Deslocamento máximo residual (m)			Esforço máximo (kN/m)	
		exterior*	interior*	Horiz. - Face	Vert. - Face	Assent. superfície	Residual	Solicitação
Acção sísmica Tipo 2	Ac1_2	0,093	0,229	0,159	0,080	0,130	28,06	28,11
	Ac2_2	0,237	0,146	0,209	0,093	0,162	34,15	34,19
	Ac3_2	0,230	0,242	0,156	0,079	0,128	27,72	27,76
	Ac4_2	0,138	0,172	0,171	0,083	0,137	30,04	30,07
	Ac5_2	0,140	0,223	0,153	0,078	0,127	26,57	26,79
	Ac6_2	0,115	0,298	0,184	0,087	0,147	30,01	30,11
	Ac7_2	0,144	0,097	0,140	0,071	0,109	26,25	26,28
	Ac8_2	0,167	0,136	0,239	0,102	0,192	36,08	36,22
	Ac9_2	0,305	0,395	0,202	0,091	0,157	32,46	32,48
	Ac10_2	0,248	0,193	0,172	0,083	0,136	30,49	30,66
* no sentido		Média		0,179	0,085	0,143	30,18	30,27
		Desvio padrão		0,030	0,009	0,023	3,25	3,25

Analisando a Figura 7.8, constata-se que a frequência predominante do acelerograma Ac8_2 é muito próxima dos 3 Hz, o que justifica, pelo menos parcialmente, a maior agressividade desta solicitação e, inversamente, o acelerograma Ac7_2 apresenta amplitude praticamente nula nas vizinhanças da mesma frequência.

A Figura 7.35 ilustra as curvas médias dos deslocamentos horizontais permanentes da face do talude e dos assentamentos da superfície do terreno. Tal como se constatou para o sismo próximo, para a generalidade dos acelerogramas, o deslocamento horizontal máximo da face do talude ocorre próximo dos 0,4H (a partir da base) e os deslocamentos verticais da superfície do terreno assumem grande importância junto ao limite do bloco reforçado.

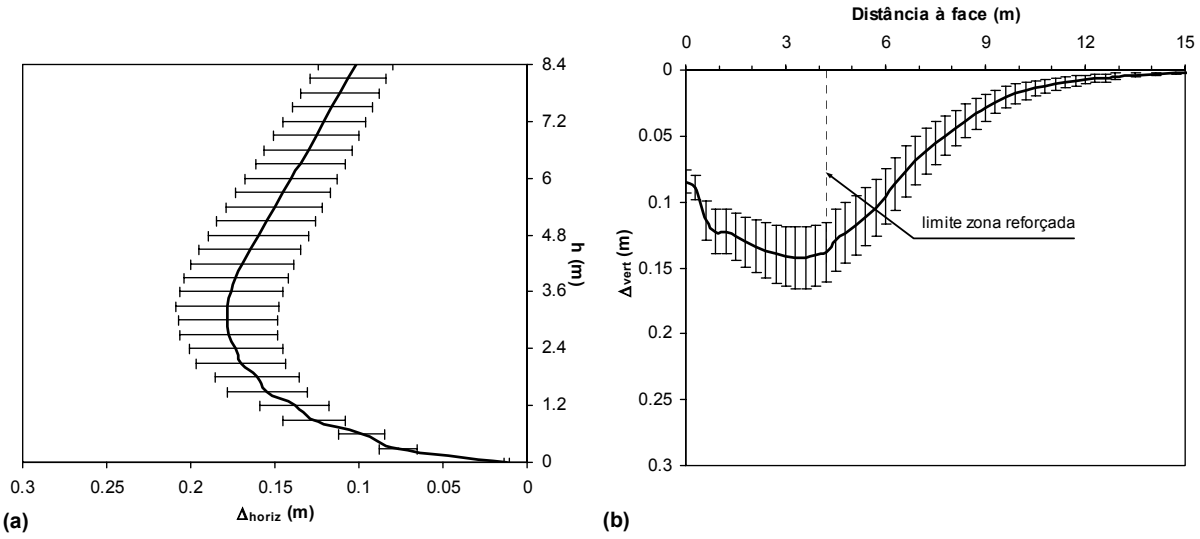


Figura 7.35 – Curvas dos deslocamentos médios para a acção sísmica Tipo 2: a) deslocamento horizontal final da face; b) deslocamento vertical final da superfície do terreno.

Em termos médios, o deslocamento horizontal máximo da face ronda os 2,1% da altura do talude, enquanto os assentamentos da superfície não ultrapassam os 1,7% da mesma altura.

Na Figura 7.36 apresentam-se os valores médios dos esforços residuais e compara-se a sua distribuição em altura com a distribuição triangular teórica, admitindo o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,32. A aceleração máxima nominal, a_g, para a acção sísmica Tipo 2 é de 1,6 m/s^2. Porém, o impulso sísmico que os reforços devem absorver, determinado, teoricamente, com base neste valor da aceleração, é muito inferior à soma dos esforços residuais instalados nos elementos de reforço.

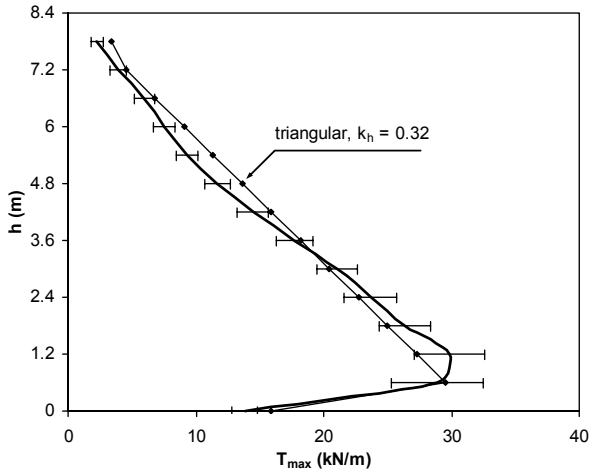


Figura 7.36 - Comparação dos esforços residuais médios com a distribuição triangular admitindo a amplificação da aceleração, AS_Tipo 2.

Tendo em consideração os factores de amplificação da aceleração, apresentados na Figura 7.37, considerou-se razoável admitir o coeficiente sísmico horizontal correspondente ao dobro da aceleração máxima nominal. A distribuição triangular de esforços, para este valor do coeficiente k_h, representa uma boa estimativa dos esforços residuais médios.

Os factores de amplificação da aceleração, representados na Figura 7.37, correspondem às localizações referidas em 7.4.3. Tal como se verificou para a acção sísmica Tipo 1, a amplificação da aceleração à superfície do terreno é muito próxima nas duas localizações. O valor médio do factor de amplificação é de 3,0 e de 2,3, na crista e a meia altura da face do talude, valores ligeiramente superiores aos registados para o sismo próximo.

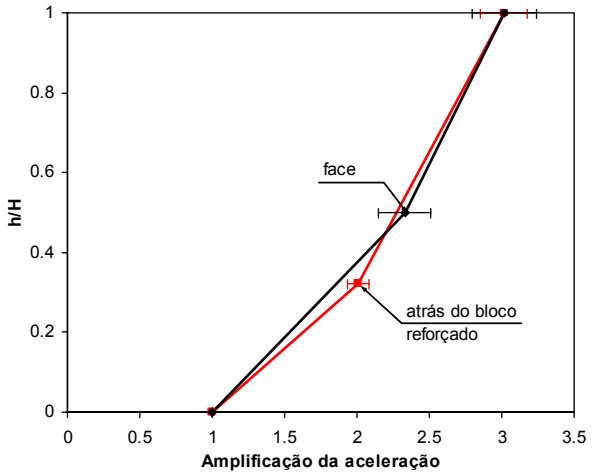


Figura 7.37 – Valores médios dos factores de amplificação da aceleração para a acção sísmica Tipo 2.

7.4.5 Influência da solicitação

Como se referiu anteriormente, comparando os resultados apresentados em 7.4.3 e 7.4.4, conclui-se que um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica Tipo 1) é mais gravoso para o desempenho da estrutura em análise.

Tendo presente que, para a realização de estudos paramétricos, é frequente (Hatami & Bathurst, 2000; Hatami *et al.*, 2005a) o recurso a solicitações mais simples, com frequência constante e sem a complexidade dos acelerogramas reais ou de geração artificial, foi também analisado o comportamento deste aterro de solo reforçado quando solicitado por acelerogramas do tipo sinusoidal, de amplitude variável, com a mesma duração e valor de pico dos acelerogramas gerados artificialmente para a acção sísmica Tipo 1.

Na Figura 7.38 ilustra-se o acelerograma do tipo sinusoidal (Figura 7.38a) e a evolução do deslocamento correspondente (Figura 7.38b), após a correcção da lei de velocidades – *baseline correction*, para a frequência de 3 Hz. Neste ponto apresentam-se ainda resultados para um acelerograma sinusoidal com a frequência igual a 4 Hz.

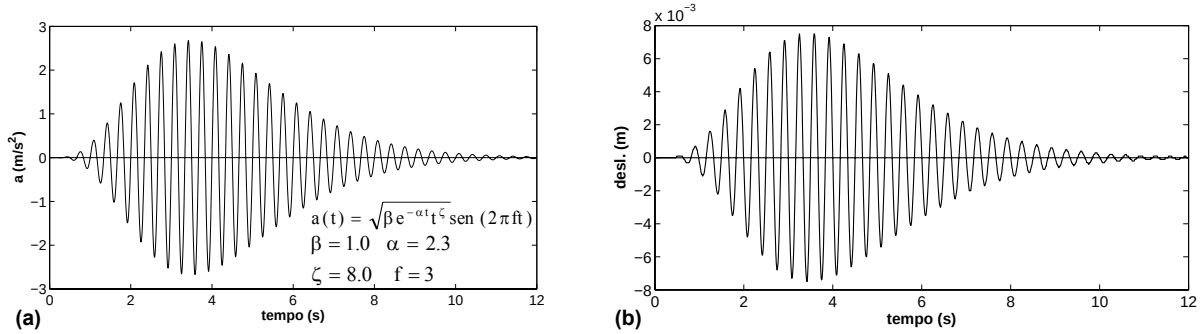


Figura 7.38 - Solicitação do tipo sinusoidal (f = 3 Hz): a) acelerograma; b) deslocamentos correspondentes.

No Quadro 7.6 comparam-se os deslocamentos e os esforços máximos residuais resultantes das duas solicitações sinusoidais com os correspondentes valores médios obtidos para as acções sísmicas Tipo 1 e Tipo 2. Relembre-se que o valor de pico da aceleração e a duração dos acelerogramas do tipo sinusoidal são coincidentes com os valores relativos à acção sísmica Tipo 1.

Quadro 7.6 – Comparação entre os deslocamentos e os esforços máximos para as diferentes acções.

Acção sísmica	Desl. max. imposto (m)		Deslocamento máximo residual (m)			Esforço máximo (kN/m)	
	exterior	interior	Horiz. - Face	Vert. - Face	Assent - superfície	Residual	Solicitação
Sinusoidal, f = 3 Hz	0,0075	0,0075	0,482	0,115	0,283	39,99	40,00
Sinusoidal, f = 4 Hz	0,0042	0,0042	0,113	0,056	0,105	21,29	21,31
Tipo 1 - Média	(0,123)⁺	(0,117)⁺	0,254	0,094	0,182	35,74	35,97
Tipo 2 - Média	(0,305)⁺	(0,395)⁺	0,179	0,085	0,143	30,18	30,27

⁺ Valores máximos (podem não corresponder ao mesmo acelerograma)

Devido ao valor constante da frequência, nas solicitações do tipo sinusoidal, a amplitude dos deslocamentos horizontais impostos na base da estrutura é muito reduzida comparativamente com os valores correspondentes aos acelerogramas sintéticos. Não obstante esta particularidade, o acelerograma sinusoidal com f = 3 Hz é mais gravoso para o desempenho sísmico desta estrutura.

Aplicando um impulso na base da estrutura e deixando-a vibrar livremente, conclui-se que a frequência fundamental do sistema é da ordem dos 3 Hz. Por outro lado, recorrendo à Equação (7.12), a estimativa para a frequência fundamental da estrutura é de 3,0 Hz. Assim, o facto da frequência fundamental do talude ser próxima dos 3 Hz, justifica a severidade da solicitação sinusoidal com frequência única de 3 Hz.

A Figura 7.39 apresenta a evolução do deslocamento horizontal da crista do talude resultante do acelerograma sinusoidal com f = 3 Hz e admitindo que a estrutura é solicitada pelo acelerograma Ac3_1. Nesta figura apresentam-se ainda os deslocamentos impostos na base nas duas situações.

A análise da Figura 7.39 reforça o que se referiu anteriormente. A amplitude dos deslocamentos impostos à estrutura pelos acelerogramas sintéticos é muito superior aos valores correspondentes aos acelerogramas sinusoidais, mas os últimos podem ser muito gravosos, dependendo da sua frequência, para o comportamento sísmico do talude.

A Figura 7.39a evidencia, por um lado, a reduzida amplitude dos deslocamentos impostos na base e, por outro lado, o movimento cíclico da crista do talude mesmo quando a solicitação na base é já muito reduzida.

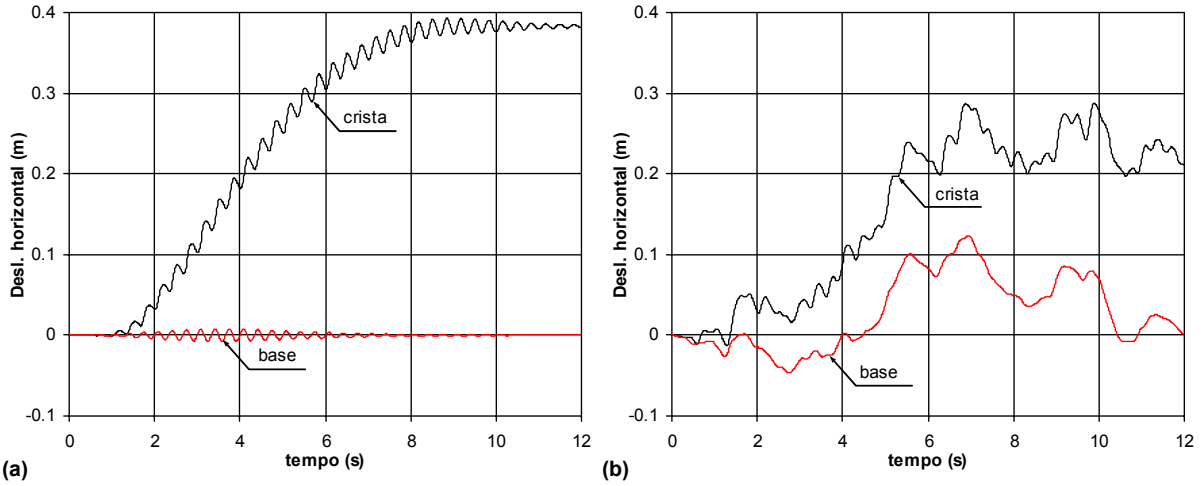


Figura 7.39 – Deslocamento horizontal imposto na base e da crista do talude: a) solicitação sinusoidal, f = 3 Hz; b) acelerograma Ac3_1.

Na Figura 7.40 comparam-se as curvas médias dos deslocamentos horizontais finais da face do talude e dos esforços máximos residuais, referentes às acções sísmicas Tipo 1 e Tipo 2, com os resultados obtidos com as solicitações sinusoidais.

O acelerograma sinusoidal com frequência próxima da frequência fundamental da estrutura gera deslocamentos horizontais permanentes da ordem dos 5,7% da altura do talude e esforços residuais que atingem a resistência a longo prazo dos elementos de reforço. Inversamente, o acelerograma com frequência única igual a 4 Hz gera deslocamentos e esforços permanentes bastante reduzidos.

Apesar da utilização de acelerogramas do tipo sinusoidal facilitar, pela simplicidade da solicitação, a realização de estudos paramétricos, interessa reter que estes podem conduzir a respostas mais ou menos gravosas que a resposta associada a um acelerograma artificial (ou mesmo real), em que o conteúdo de frequência é mais alargado. Conclusões semelhantes podem ser encontradas noutros trabalhos (Vieira *et al.*, 2006b; 2006c) envolvendo estruturas com diferentes geometrias.

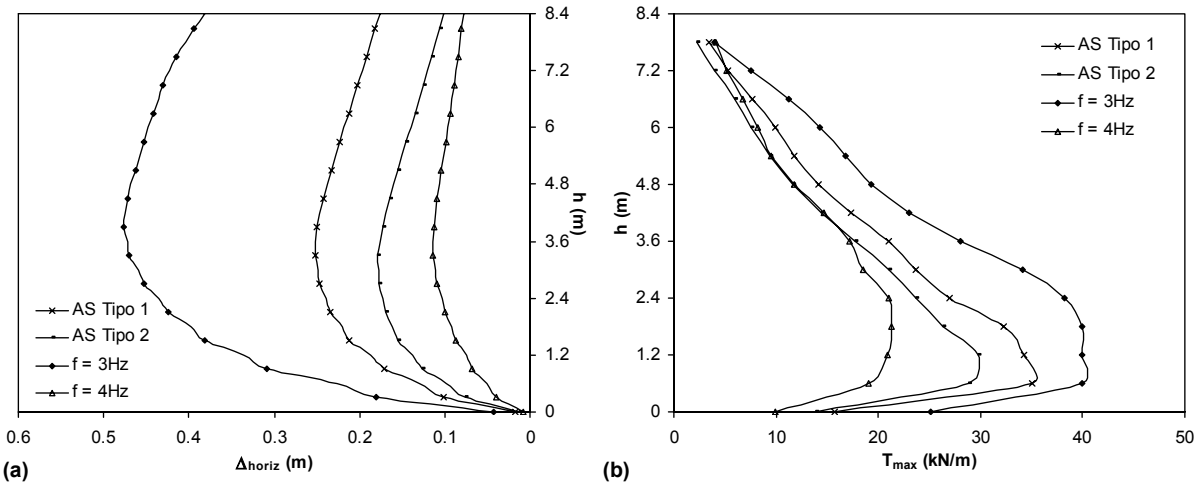


Figura 7.40 – Efeito da solicitação sobre: a) deslocamentos horizontais finais da face da estrutura; b) esforços máximos residuais.

7.4.6 Efeito do aumento do comprimento dos reforços

Com o objectivo de avaliar qual o benefício, particularmente em termos da contenção das deformações da estrutura quando submetida a um evento sísmico, decorrente da utilização de reforços com comprimento superior ao valor mínimo exigido pelo dimensionamento, simulou-se, numericamente, o desempenho do talude em análise considerando duas opções alternativas em termos do comprimento dos reforços: L = 0,64H (valor estimado pela Equação 4.19) e L = 0,8H.

Os taludes foram solicitados pelo acelerograma Ac3_1, que se revelou ser o mais desfavorável para o desempenho da estrutura analisada anteriormente. À excepção do comprimento dos reforços, todos os restantes parâmetros foram mantidos constantes.

Na Figura 7.41 apresentam-se os deslocamentos horizontais finais da face da estrutura e os assentamentos residuais da superfície do terreno, referentes a 3 valores do comprimento do reforço. A redução dos deslocamentos, quer da face, quer da superfície do aterro, resultante da adopção de reforços com comprimento superior ao valor mínimo exigido pelo dimensionamento, é bastante significativa. Aumentando o comprimento dos reforços cerca de 1,20 m, atinge-se uma redução no deslocamento horizontal máximo da ordem dos 22%. Porém, caso se opte por aumentar o comprimento em cerca de 2,6 m (de 0,5H para 0,8H), a redução no valor máximo do deslocamento horizontal da face atinge apenas os 34%. Tal significa que a eficiência do aumento do comprimento é, a partir de um determinado valor, tendencialmente decrescente.

Em termos dos assentamentos da superfície do terreno após o sismo (Figura 7.41b), verifica-se que o valor máximo tende a ocorrer na proximidade do limite da zona reforçada, indicado pelas linhas verticais a traço interrompido. Para distâncias à face do talude superiores ao valor da altura do mesmo, os assentamentos verticais são praticamente independentes da largura da zona reforçada.

Os esforços máximos nos 14 níveis de reforço e as deformações residuais ao longo do comprimento do 2º nível encontram-se representados na Figura 7.42. Com o aumento do comprimento dos reforços, o nível onde se instala o esforço máximo tende a subir em altura, verificando-se, tal como para os deslocamentos, um decréscimo significativo resultante do aumento do comprimento do reforço para além de 0,5H.

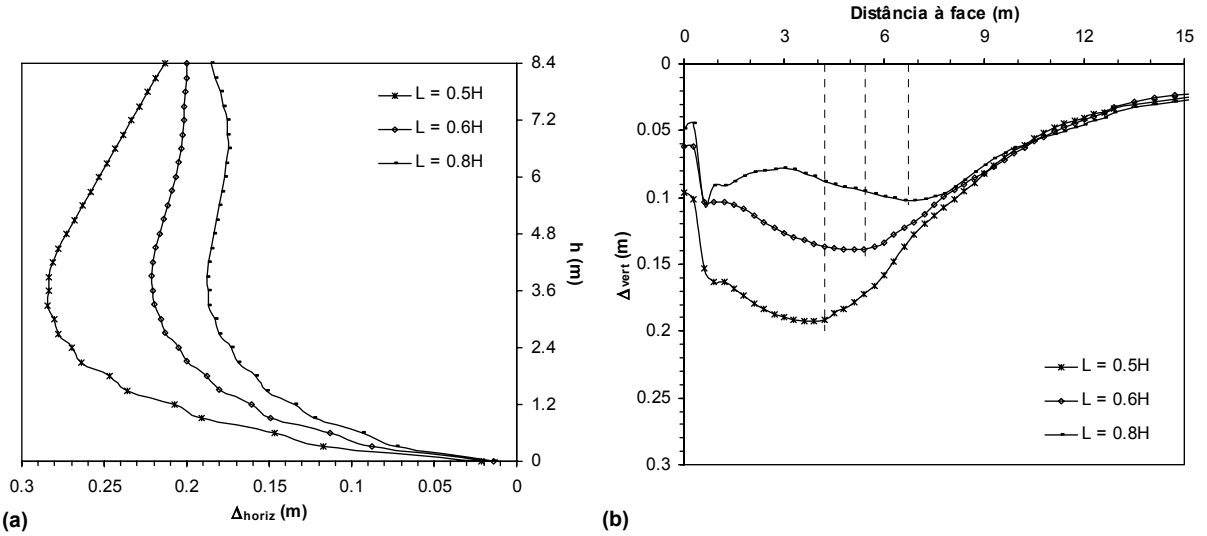


Figura 7.41 – Efeito do comprimento dos reforços sobre: a) os deslocamentos horizontais finais da face da estrutura; b) assentamentos residuais da superfície do terreno.

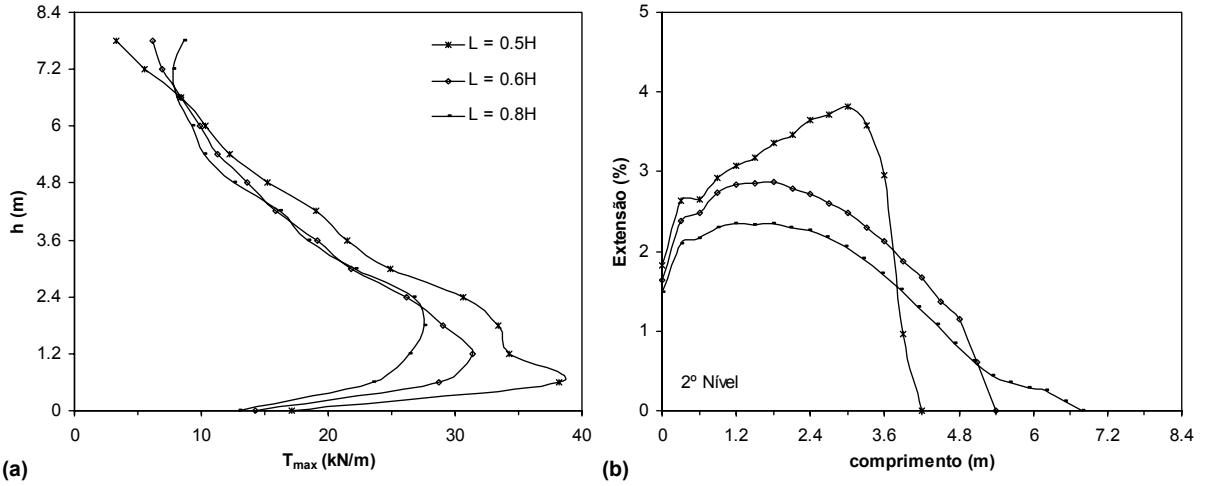


Figura 7.42 – Efeito do comprimento do reforço sobre: a) os esforços máximos residuais; b) as extensões residuais no 2º nível de reforço.

As extensões residuais registadas no 2º nível de reforço (Figura 7.42b) parecem sugerir que o comprimento do reforço igual a metade da altura do talude não é o mais adequado. Para este valor do comprimento dos reforços, a deformação residual máxima aproxima-se dos 4%.

Na Figura 7.43 ilustra-se a evolução, com o tempo de solicitação, do deslocamento horizontal a meia altura do talude e do esforço instalado a cerca de 1 m, a partir da face, no 2º nível de reforço. Nesta figura apresenta-se ainda, a traço mais forte, o deslocamento horizontal imposto na base do talude. Tal como seria de esperar, a evolução dos deslocamentos com o tempo é semelhante, sendo estes tanto maiores quanto menor o comprimento dos reforços.

Para o acelerograma em causa, o aumento do esforço, no troço em análise, em relação ao valor instalado no final da construção, ocorre principalmente nos primeiros 6 segundos da solicitação. Note-se que os esforços apresentados na Figura 7.43b não correspondem ao esforço máximo instalado no 2º nível de reforço.

Curiosamente, comparando o esforço residual (no final da solicitação sísmica) com o esforço instalado no final da construção, a situação mais gravosa corresponde ao comprimento L = 0,64H. Para o troço do reforço analisado na Figura 7.43b, o esforço residual no final da solicitação sísmica será igual a cerca de 4,6, de 5,1 e de 4,5 vezes o esforço mobilizado no final da construção, quando o comprimento do reforço é igual, respectivamente, a 0,5H, a 0,64H e a 0,8H.

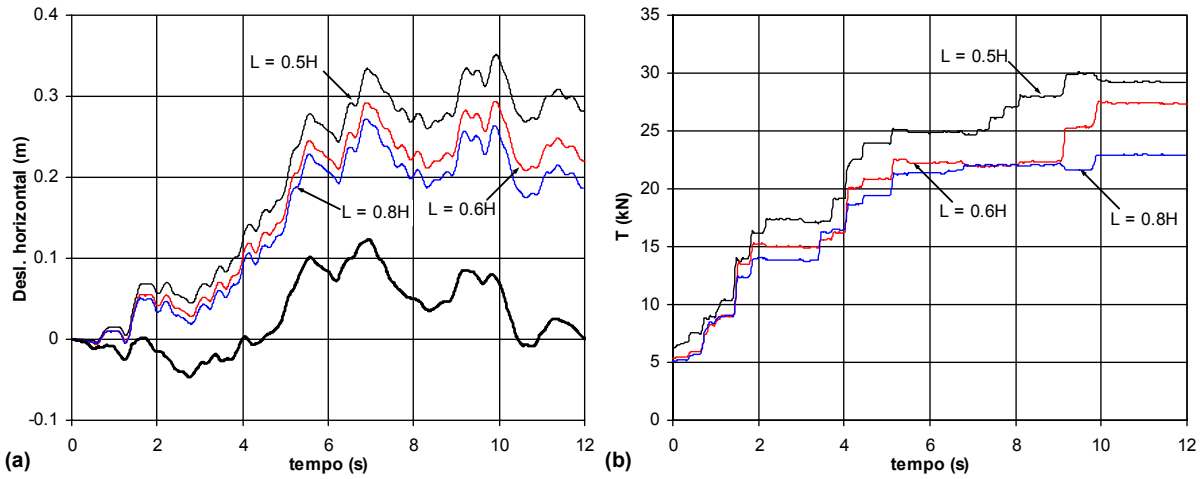


Figura 7.43 – Efeito do comprimento do reforço: a) na evolução do deslocamento horizontal a meia altura do talude; b) na evolução do esforço instalado num elemento do 2º nível.

7.5 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE MUROS DE SOLO REFORÇADO

7.5.1 Considerações gerais

No comportamento sísmico de um muro de solo reforçado com geossintéticos, o painel de face desempenha um papel de grande importância. Por um lado, um painel de face rígido será, em princípio, mais eficiente na contenção de deslocamentos, mas, por outro lado, um painel de face mais rígido poderá implicar, devido ao seu peso, o desenvolvimento de forças de inércia horizontais superiores, desfavoráveis para a estabilidade da estrutura. Assim, considerou-se adequado adicionar ao estudo, apresentado no ponto anterior, o efeito que o painel de face pode introduzir no comportamento das estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob condições sísmicas.

Os resultados, que se apresentam nos pontos seguintes, referem-se ao muro considerado como problema base no Capítulo 5 (ver Figura 5.4). Admitiram-se as fronteiras laterais do tipo "*free-field*" e, para evitar o processo iterativo referente ao ajuste da lei de tensões, considerou-se a fronteira inferior, onde se introduz a acção sísmica, não radiativa.

O comportamento sísmico deste muro de solo reforçado com geossintéticos foi avaliado considerando apenas o efeito de dois acelerogramas: um acelerograma referente à acção sísmica Tipo 1 (Ac1_1) e outro acelerograma gerado para a acção sísmica Tipo 2 (Ac10_2).

Para avaliar o efeito de alguns factores, tais como, o tipo de apoio, a rigidez e a geometria do painel de face ou o comprimento dos reforços, no desempenho sísmico deste tipo de estruturas, optou-se por incluir nesta secção um breve estudo paramétrico. Tendo em conta a duração de algumas análises numéricas, que chegam a ultrapassar as 12 horas por segundo de solicitação, utilizando para o efeito um Pentium IV a 3,6 GHz, sem outras aplicações, optou-se por utilizar neste estudo de sensibilidade um acelerograma do tipo sinusoidal, com amplitude variável, de valor máximo igual 1 m/s^2, e com duração de 7 segundos.

7.5.2 Análise do comportamento sísmico de um muro

Como se referiu em 7.5.1, apresenta-se, neste ponto, o desempenho de um muro de 6 m de altura, com 10 níveis de reforço de rigidez axial igual a 1000 kN/m e resistência a longo prazo igual a 40 kN/m, quando submetido a um acelerograma referente à acção sísmica Tipo 1 (Ac1_1) e outro acelerograma gerado para a acção sísmica Tipo 2 (Ac10_2).

O amortecimento histerético do solo de aterro e de fundação foi representado através de um amortecimento de Rayleigh equivalente, considerando, independentemente da acção sísmica, um coeficiente de amortecimento de 5% a 4 Hz.

Na Figura 7.44 apresentam-se os deslocamentos horizontais da face do muro e os assentamentos à superfície do terreno, no final das duas solicitações consideradas. Tal como se constatou para o caso dos taludes de solo reforçado, o sismo próximo é mais severo para esta estrutura.

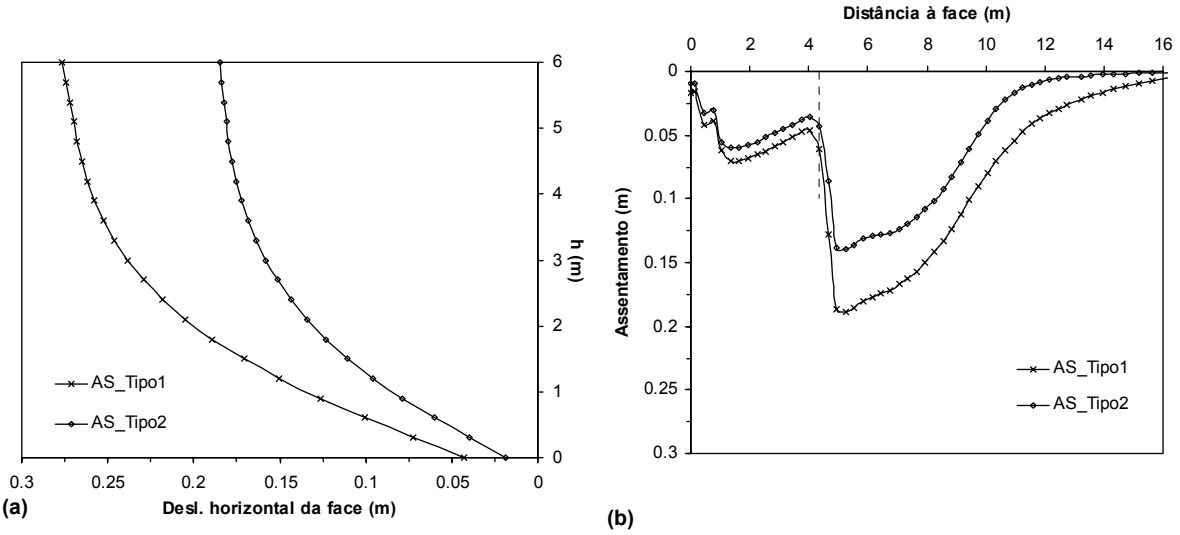


Figura 7.44 – Deformações residuais: a) deslocamentos horizontais da face; b) assentamentos da superfície do terreno.

O deslocamento horizontal máximo verifica-se no topo da estrutura e, particularmente, no caso do sismo próximo, assume valores com algum significado (cerca de 4,6% da altura). Os assentamentos da superfície do terreno aumentam bruscamente atrás do maciço reforçado. A linha vertical a traço interrompido, presente na Figura 7.44b, representa o limite do bloco de solo reforçado. Os elevados assentamentos atrás do maciço reforçado, vão de encontro ao observado, por Ling *et al*. (2005), em ensaios em mesa sísmica, realizados sobre muros construídos à escala real.

O deslocamento horizontal do topo do muro e o deslocamento imposto na base da estrutura, para as duas análises, encontram-se representados na Figura 7.45. Como se verifica pela análise desta figura, apesar da duração e da amplitude dos deslocamentos horizontais impostos na base da estrutura referentes à acção sísmica Tipo 1 (Figura 7.45a) serem bastante inferiores aos valores relativos ao sismo longínquo (Figura 7.45b), o primeiro acarreta maiores deformações para a estrutura.

A conclusão anterior poderá resultar, por um lado, do facto da aceleração máxima nominal, referente à acção sísmica Tipo 1, ser superior e, por outro lado, pelo diferente conteúdo de frequências dos dois acelerogramas. De acordo com o apresentado em 7.2.5, a frequência do

primeiro modo de vibração do muro em análise, f_1, rondará os 4,2 Hz (Figura 7.12). Analisando os espectros de Fourier dos dois acelerogramas (Figura 7.5 e Figura 7.8), constata-se que a frequência predominante do acelerograma correspondente ao sismo longínquo é bastante inferior ao valor de f_1, enquanto a amplitude do acelerograma Ac1_1 é significativa para frequências próximas da frequência fundamental do muro.

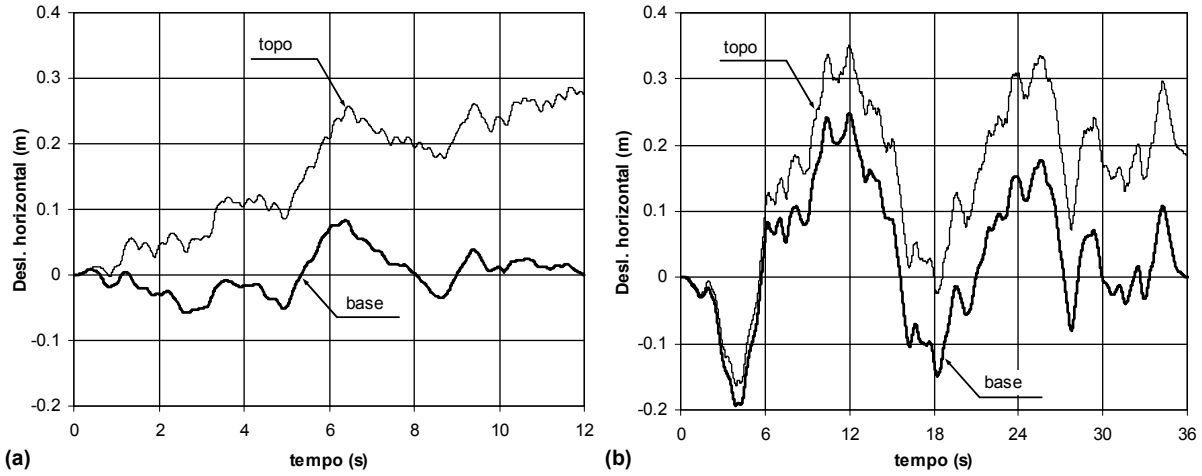


Figura 7.45 – Histogramas do deslocamento horizontal do topo do muro: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2.

Na Figura 7.46 apresentam-se os esforços residuais na ligação para as duas acções sísmicas consideradas e comparam-se os seus valores com os valores mobilizados no final da construção da estrutura.

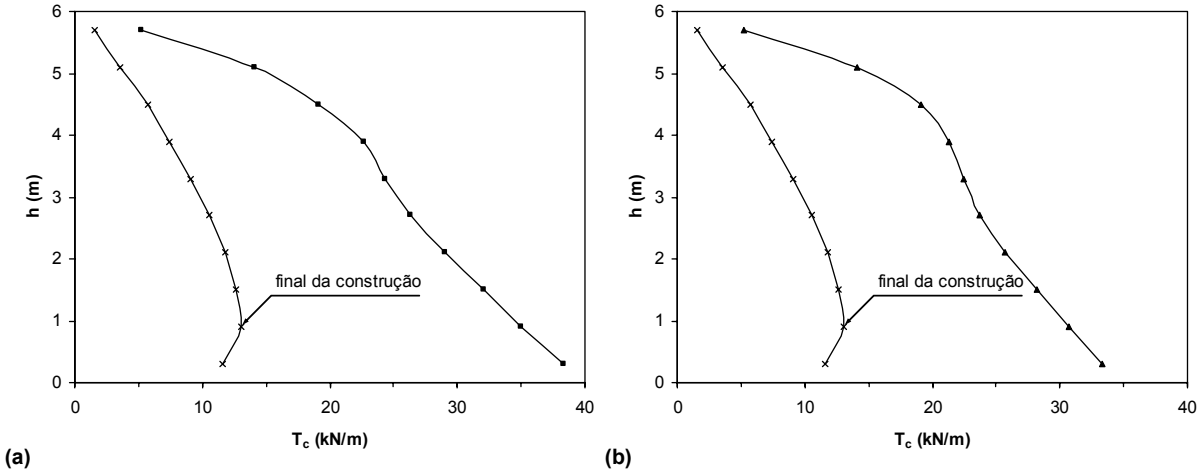


Figura 7.46 – Esforços residuais na ligação: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2.

Analisando, comparativamente, o efeito dos dois sismos, constata-se que, como seria de esperar tendo presentes os deslocamentos apresentados, o sismo próximo gera maiores esforços residuais. Independentemente da solicitação, o esforço máximo na ligação ocorre no nível de reforço mais próximo da base do muro, onde o aumento do esforço, em relação ao valor mobilizado no final da construção, chega a atingir os 230% (ou seja, superior a três vezes o valor registado no final da construção). Relembre-se que é permitido o deslocamento horizontal da base do painel.

O esforço residual na ligação corresponde, para a generalidade dos níveis de reforço, ao esforço residual máximo que se desenvolve ao longo de todo o comprimento do reforço e é muito próximo do valor máximo que se desenvolve durante a solicitação. A Figura 7.47 compara simultaneamente os esforços na ligação, os esforços máximos que se desenvolvem ao longo do comprimento do reforço (excluindo a ligação) e os esforços teóricos, determinados com base na distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995) e apresentada no Capítulo 3.

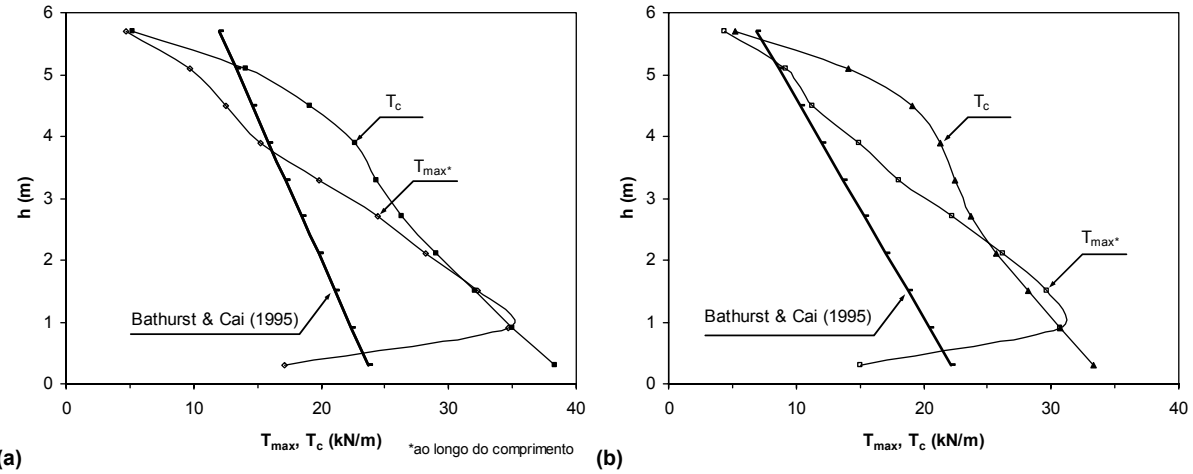


Figura 7.47 – Esforços residuais máximos na ligação e ao longo do comprimento do reforço: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2.

Na determinação dos esforços teóricos com base na distribuição de pressões de terras proposta por Bathurst & Cai (1995), o coeficiente de impulso sísmico, K_{ae}, foi calculado considerando o coeficiente sísmico horizontal, k_h, correspondente ao valor da aceleração máxima nominal imposta na base, isto é, assumiu-se k_h igual a 0,27 e 0,16, para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente.

Exceptuando alguns níveis de reforço intermédios, em especial no caso do sismo longínquo, o esforço residual na ligação corresponde ao esforço residual máximo absoluto. Nos níveis de reforço situados na metade superior da altura do muro e no nível de reforço inferior, o esforço máximo que se desenvolve ao longo do comprimento do reforço é bastante inferior ao esforço residual na ligação.

Na Figura 7.48 apresenta-se a distribuição do esforço residual ao longo do comprimento para o 1º, o 3º e o 10º níveis de reforço correspondente às duas solicitações sísmicas. No 3º nível de reforço, a importância da ligação ao painel de face não é dominante, contrariamente ao que acontece no nível de reforço inferior (1º nível), onde o esforço na ligação ultrapassa claramente os esforços que se mobilizam ao longo do comprimento. No nível de reforço superficial (10º nível), o esforço tende a decrescer com a distância ao painel, ou seja, com a diminuição do comprimento de arranque.

Os esforços teóricos, determinados com base na distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995), subestimam a generalidade dos esforços residuais, mesmo que seja excluído o esforço na ligação. Relembre-se que na determinação destes esforços teóricos, o coeficiente de impulso sísmico, K_{ae}, foi calculado considerando o coeficiente sísmico horizontal, k_h, correspondente ao valor da aceleração máxima nominal imposta na base, isto é, assumiu-se k_h igual a 0,27 e 0,16, para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente. Como se pode constatar pela análise da Figura 7.49, a amplificação da aceleração é significativa, particularmente no caso do sismo

longínquo, em que o factor de amplificação à superfície, atrás do bloco reforçado, ultrapassa os 3,5.

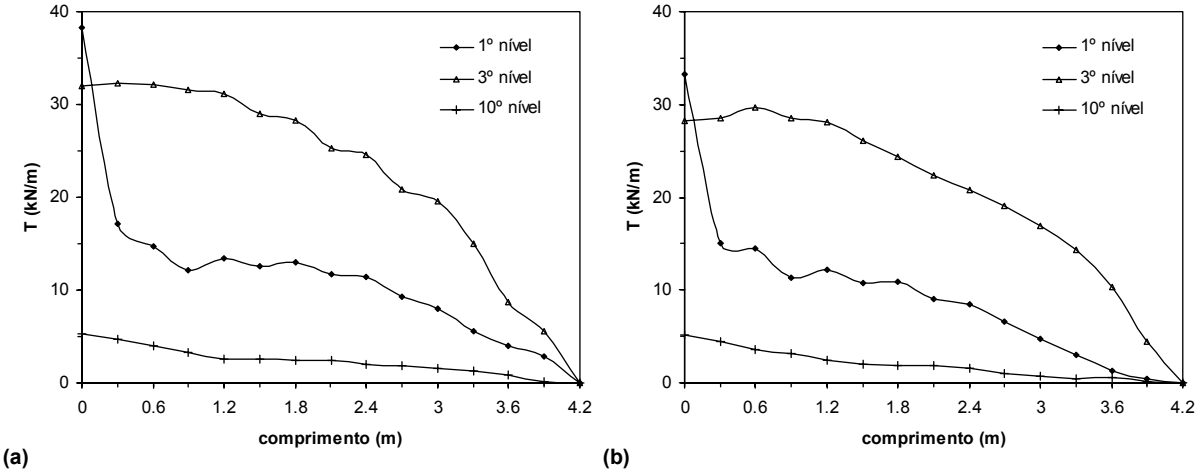


Figura 7.48 – Distribuição dos esforços residuais ao longo do comprimento: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2.

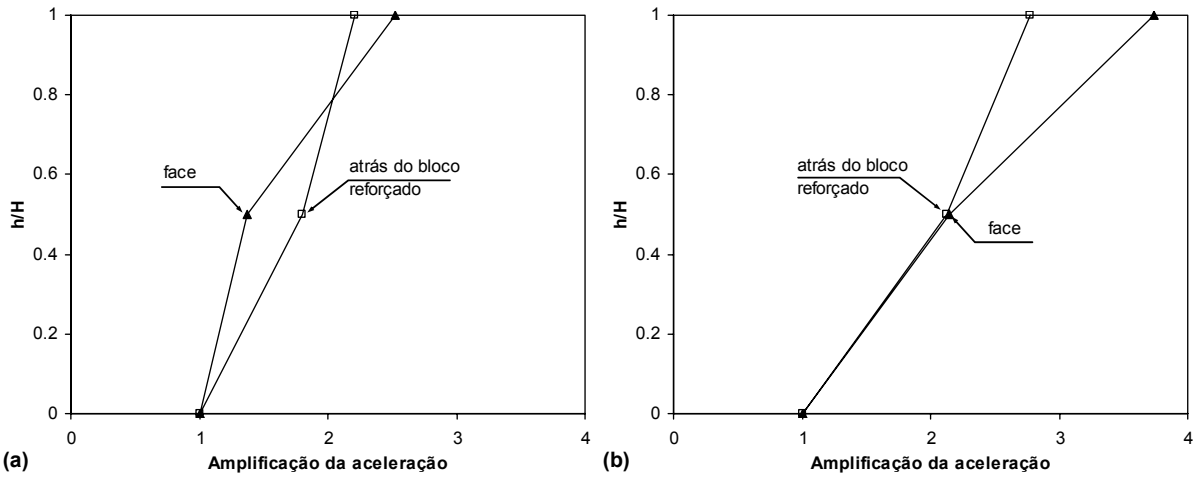


Figura 7.49 – Factores de amplificação da aceleração: a) acção sísmica Tipo 1; b) acção sísmica Tipo 2.

Estimando o coeficiente sísmico horizontal, k_h, com base na aceleração registada a meia altura e considerando para esta localização factores de amplificação de 1,5 e de 2, respectivamente, para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, a distribuição teórica de esforços subestima os esforços nos elementos de reforço localizados na metade inferior do muro, e tende a sobrestimar os esforços nos níveis de reforço mais superficiais.

A principal conclusão, a retirar da análise da Figura 7.47, é que a estimativa teórica dos esforços residuais induzidos por um sismo deve ser encarada com alguma prudência e que deve ser sempre acautelada a eventual amplificação da aceleração.

El-Emam & Bathurst (2007) concluem, com base nos esforços registados em ensaios em mesa sísmica, realizados sobre muros de solo reforçado com geossintéticos, que os métodos de dimensionamento propostos pela NCMA (1998) e pela FHWA (2001) subestimam claramente os esforços mobilizados nos elementos de reforço. Relembre-se que o método proposto pela *NCMA* (ver Capítulo 3) tem por base a distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995).

7.5.3 Potenciais factores com influência no comportamento

7.5.3.1 Tipo de apoio do painel de face

No estudo paramétrico, apresentado no Capítulo 5, referente aos esforços e às deformações induzidos pela construção de um muro de solo reforçado, concluiu-se ser significativo o efeito do tipo de ligação do painel de face ao solo de fundação. Tendo em consideração que fixar rigidamente o painel de face à fundação (Figura 5.5b) não é muito viável sob o ponto de vista prático, este tipo de ligação não foi considerado na análise do comportamento sísmico. Assim, admitiu-se ser possível que o painel de face esteja impedido de se deslocar na direcção horizontal, sendo permitida a rotação em torno do seu pé (Figura 5.5a) e, alternativamente, considerou-se serem permitidos, ao painel de face, deslizamentos na direcção horizontal e rotação em torno do seu pé (Figura 5.5c).

Para avaliar o efeito do tipo de apoio do painel de face, considerou-se como solicitação, tal como se referiu em 7.5.1, um acelerograma do tipo sinusoidal, com amplitude variável, de valor máximo igual 1 m/s^2 e duração de 7 segundos.

A Figura 7.50 ilustra o efeito do tipo de apoio do painel de face sobre os deslocamentos residuais, normalizados pela altura da estrutura. Na Figura 7.50a apresentam-se os deslocamentos horizontais da face do muro e na Figura 7.50b os assentamentos da superfície do terreno.

Como era à partida esperado, quando é permitido o deslizamento da base do painel, resultam maiores deformações. No entanto, em termos de perfil de deslocamentos, não existem diferenças significativas.

A linha vertical a traço interrompido, na Figura 7.50b, representa o limite do bloco de solo reforçado. São visíveis grandes assentamentos atrás do maciço de solo reforçado, independentemente da condição de apoio do painel de face.

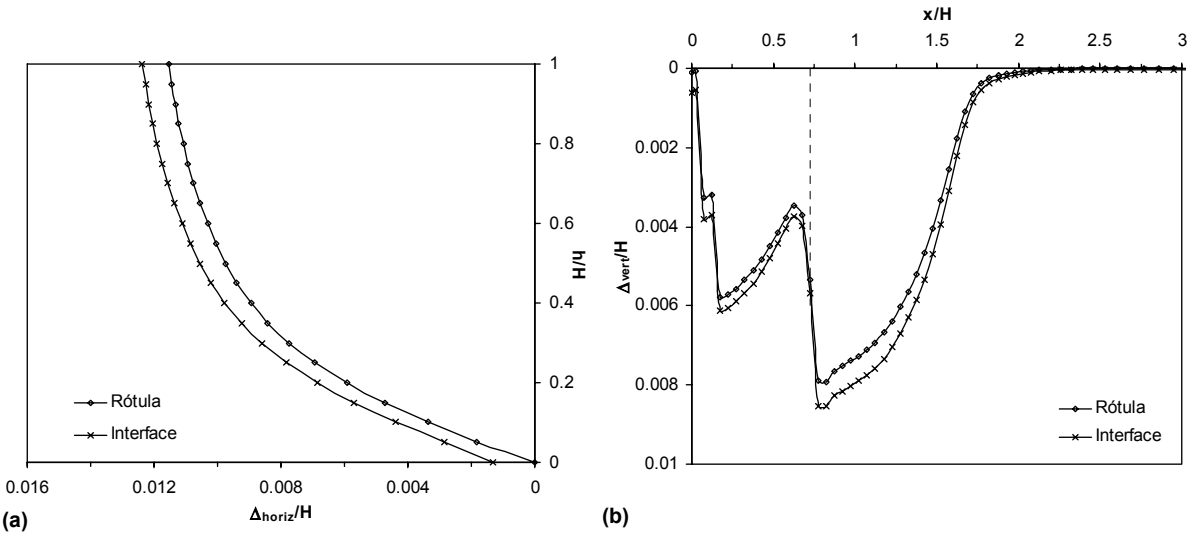


Figura 7.50 – Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre: a) os deslocamentos horizontais finais da face; b) assentamentos finais da superfície do terreno.

Na Figura 7.51 apresentam-se os esforços residuais na ligação do reforço ao painel (Figura 7.51a) e os esforços máximos que se desenvolvem ao longo do comprimento do reforço (Figura 7.51b) para as duas condições de apoio. Os esforços foram normalizados pelo produto entre o peso volúmico do solo, γ, a altura do muro, H, e o espaçamento vertical entre reforços, S_v. Nesta figura comparam-se ainda os esforços residuais com os esforços teóricos estimados com base na distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995).

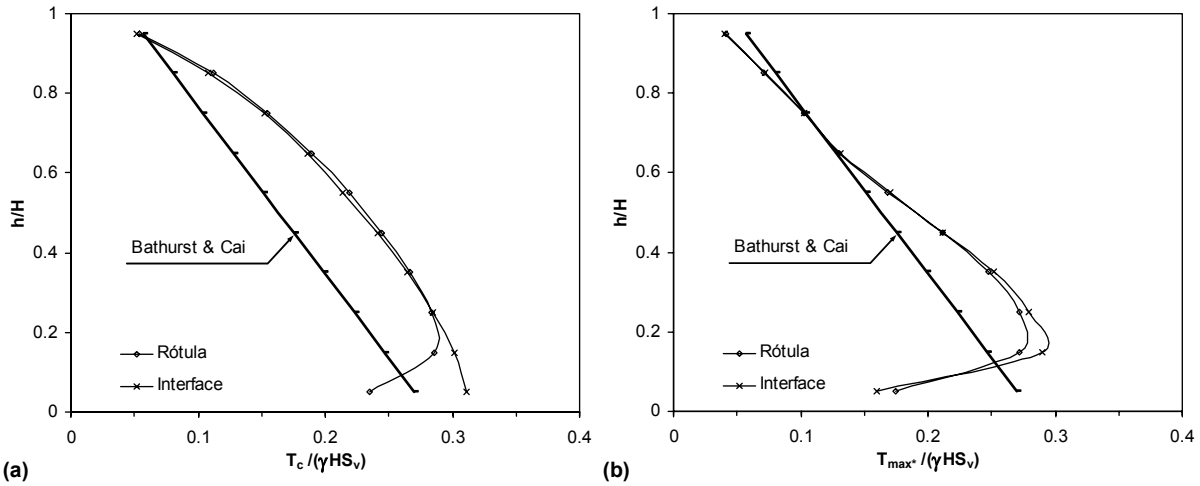


Figura 7.51 - Efeito do tipo de apoio do painel de face sobre: a) esforços residuais na ligação; b) esforços residuais ao longo do comprimento do reforço.

No cálculo dos esforços teóricos com base na distribuição de pressões proposta por Bathurst & Cai (1995), determinou-se o coeficiente de impulso activo sísmico, K_{ae}, considerando o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,1 (a_g = 1m/s^2).

A análise da Figura 7.51 permite concluir que o efeito do tipo de apoio do painel de face sobre os esforços residuais, quer na ligação, quer ao longo do comprimento dos reforços, só se faz sentir nos níveis de reforço inferiores. A distribuição de esforços teórica, baseada nas pressões de terras propostas por Bathurst & Cai (1995), subestima largamente os esforços na ligação. Para a solicitação considerada e para a rigidez à flexão do painel de face dos muros em análise, esta distribuição teórica estima, com alguma razoabilidade, os esforços residuais máximos nos níveis de reforço superiores.

7.5.3.2 Características do painel de face

Efeito da rigidez à flexão do painel de face

Como se referiu no Capítulo 5, a rigidez à flexão do painel de face tem influência significativa sobre o perfil dos deslocamentos horizontais da face da estrutura e a distribuição de esforços induzidos pela construção. Na Figura 7.52 apresenta-se o efeito deste parâmetro sobre os deslocamentos horizontais permanentes induzidos por uma solicitação sísmica (acelerograma do tipo sinusoidal).

Os resultados apresentados na Figura 7.52 referem-se a estruturas em que o painel de face tem 15 cm de espessura, mas é constituído por materiais com módulos de elasticidade, E, distintos. Assim, a rigidez à flexão do painel de face, de cada uma das estruturas, aumenta linearmente com o valor de E.

Analisando a Figura 7.52, constata-se que o valor máximo do deslocamento horizontal da face da estrutura é pouco sensível à rigidez à flexão do painel. No entanto, quanto mais rígido é o painel de face, maior é o deslocamento horizontal da base, resultado em parte, das pequenas deformações por flexão do painel.

A Figura 7.53 ilustra a influência da rigidez à flexão do painel de face sobre os esforços residuais na ligação (Figura 7.53a) e sobre os esforços máximos que se desenvolvem ao longo do comprimento dos reforços, excluindo a ligação (Figura 7.53b).

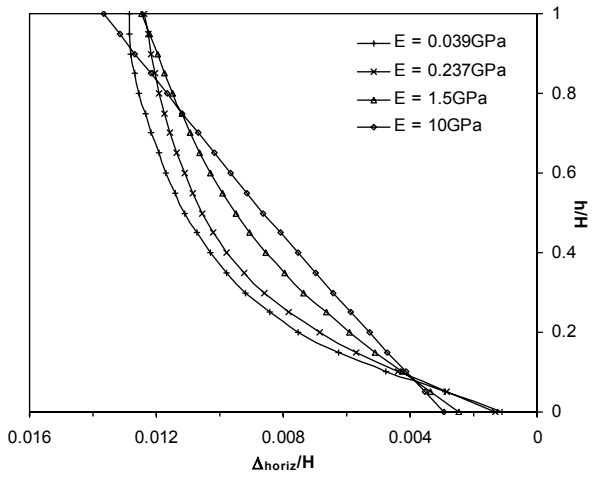


Figura 7.52 – Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os deslocamentos residuais da face do muro.

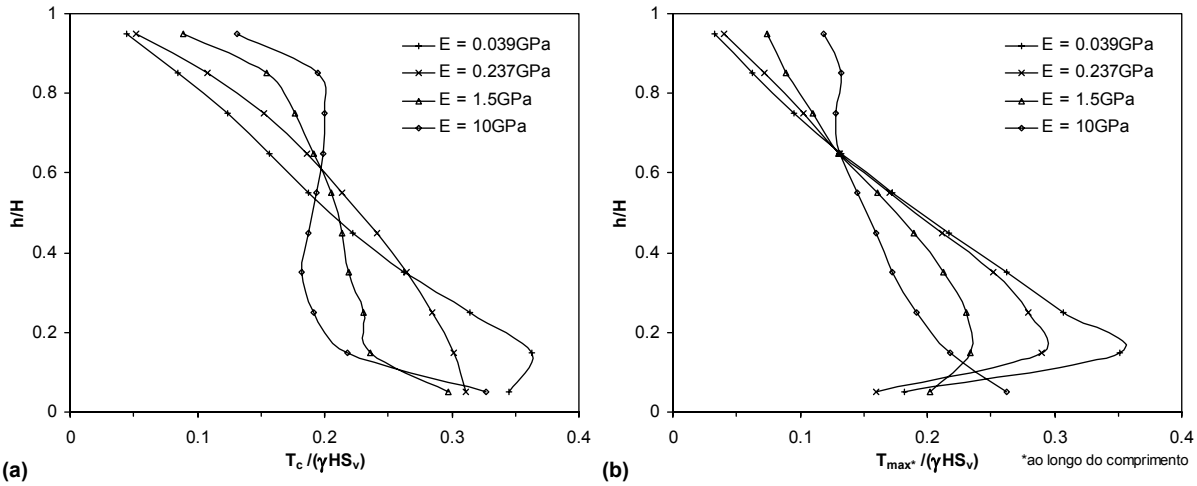


Figura 7.53 - Efeito da rigidez à flexão do painel de face sobre os: a) esforços residuais na ligação; b) esforços residuais ao longo do comprimento do reforço.

Verifica-se que quando a face é mais flexível, os esforços, quer na ligação, quer os esforços máximos ao longo do comprimento, tendem a aumentar quase linearmente em profundidade. Com o aumento da rigidez do painel de face, a distribuição dos esforços em altura, particularmente na ligação, tende a tornar-se mais uniforme. Note-se que, nos níveis de reforço superiores, os esforços residuais aumentam com a rigidez à flexão do painel de face.

Na Figura 7.54 comparam-se os esforços residuais, referentes aos valores extremos da rigidez à flexão do painel de face, com a distribuição teórica, considerando o coeficiente sísmico horizontal, k_h, igual a 0,2, isto é, admitindo um factor de amplificação da aceleração igual a 2.

Constata-se, pela análise da Figura 7.54a, que a distribuição teórica subestima os esforços residuais na ligação nos níveis de reforço superiores, quando o painel de face é rígido, e nos níveis de reforço localizados na metade inferior do muro, quando o painel é flexível. Em relação aos esforços residuais que se desenvolvem ao longo do comprimento do reforço (Figura 7.54b), a distribuição teórica, mesmo considerando a amplificação da aceleração, subestima os esforços nos níveis de reforço inferiores (à excepção do 1º nível), quando o painel de face é mais flexível. Analisando a Figura 7.52, verifica-se que à cota dos níveis de reforço em questão, o painel de face sofre deslocamentos consideráveis.

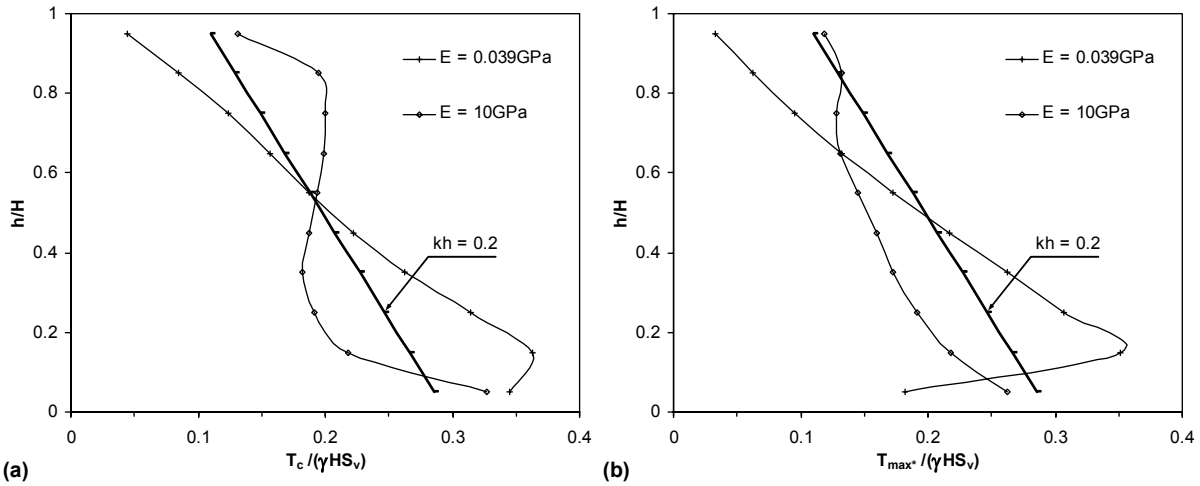


Figura 7.54 – Comparação dos esforços residuais com a distribuição teórica: a) esforços na ligação; b) esforço máximo ao longo do comprimento.

Efeito da geometria e peso próprio para a mesma rigidez à flexão

Para avaliar se o efeito do painel de face se traduz, exclusivamente, pela sua rigidez à flexão, efectuaram-se análises complementares sobre muros de solo reforçado com geossintéticos, em que o painel de face apresenta a mesma rigidez à flexão, mas é constituído por materiais diferentes e com espessuras distintas.

Na Figura 7.55 apresentam-se os deslocamentos horizontais finais da face e os esforços residuais na ligação, referentes a dois muros com painel de face de diferente espessura, e, mas construídos com a mesma rigidez à flexão. Constata-se que em termos de valores máximos, quer dos deslocamentos, quer dos esforços residuais, as diferenças não são significativas, mas a distribuição em altura apresenta algumas discrepâncias.

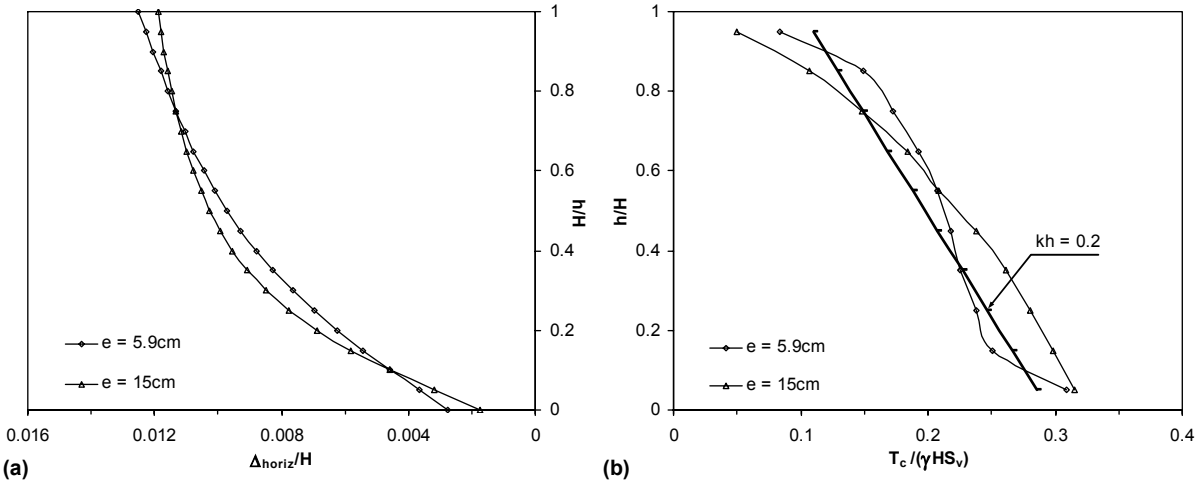


Figura 7.55 – Efeito da geometria do painel de face sobre os: a) deslocamentos horizontais da face; b) esforços residuais na ligação.

A resistência da interface horizontal, entre a base do painel de face e a fundação, é traduzida pelo mesmo ângulo de atrito e os dois painéis de face têm o mesmo peso próprio, pelo que, as diferenças no deslocamento horizontal da base, refira-se que pouco significativas, resultam,

teoricamente, das diferentes tensões tangenciais desenvolvidas na interface vertical entre o painel e o material de aterro.

Para o valor da rigidez à flexão do painel de face, a que diz respeito a Figura 7.55b (EI = 66,7 kN/m), poderá admitir-se que a distribuição teórica dos esforços, considerando um factor de amplificação da aceleração igual a 2, constitui uma estimativa razoável dos esforços residuais na ligação.

Numa tentativa de isolar o efeito do peso próprio do painel de face, ou das forças de inércia que nele se desenvolvem, foram realizadas duas análises adicionais, em que, mantendo a espessura do painel de face e a sua rigidez à flexão, se fez variar o seu peso próprio. A Figura 7.56 apresenta o efeito do peso próprio do painel de face sobre os deslocamentos horizontais da face e sobre os esforços residuais na ligação.

A análise da Figura 7.56 permite concluir que o efeito das forças de inércia que se desenvolvem no painel de face não é significativo. No entanto, quanto maior o peso próprio do painel, maiores são os deslocamentos horizontais finais da face junto ao topo do muro.

Para evitar tornar a exposição demasiado longa, os resultados apresentados neste ponto referem-se exclusivamente a estruturas em que é permitido o deslizamento da base do painel. A generalidade das conclusões apresentadas é extensível a muros com painel de face articulado na base.

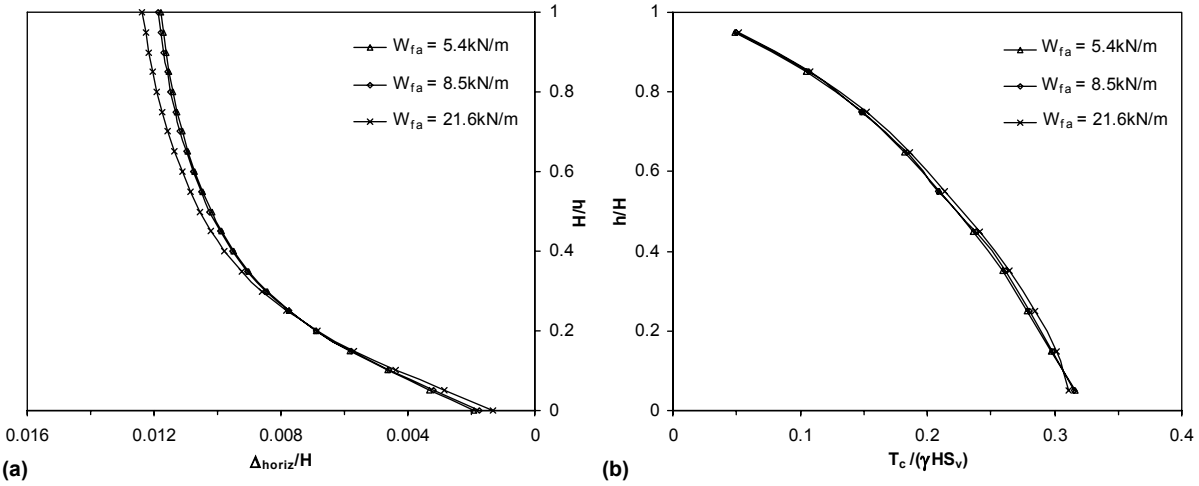


Figura 7.56 – Efeito do peso do painel de face sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face; b) esforço residuais na ligação.

7.5.3.3 Aumento do comprimento dos reforços

Como se referiu no Capítulo 3, os organismos reguladores norte americanos (*NCMA*, *FHWA*) e ingleses (*BSI*) consideram que o comprimento dos reforços, em muros de solo reforçado com geossintéticos com função de suporte de terras, deve ser, no mínimo, igual a 0,7H, onde H é a altura da estrutura. No Japão é recomendado que, neste tipo de estruturas, o comprimento dos reforços nos níveis de reforço superficiais seja superior ao dos restantes. Assim, para avaliar o efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre o desempenho sísmico destas estruturas, apresentam-se na Figura 7.57 os deslocamentos horizontais da face do muro e os assentamentos da superfície do terreno após o sismo, admitindo estruturas com comprimento dos reforços constante em altura e igual a 0,7H e a 1,0H e considerando uma estrutura em que nos dois níveis de reforço

superficiais se optou pelo comprimento igual à altura e, nos restantes níveis, o comprimento se manteve nos 0,7H.

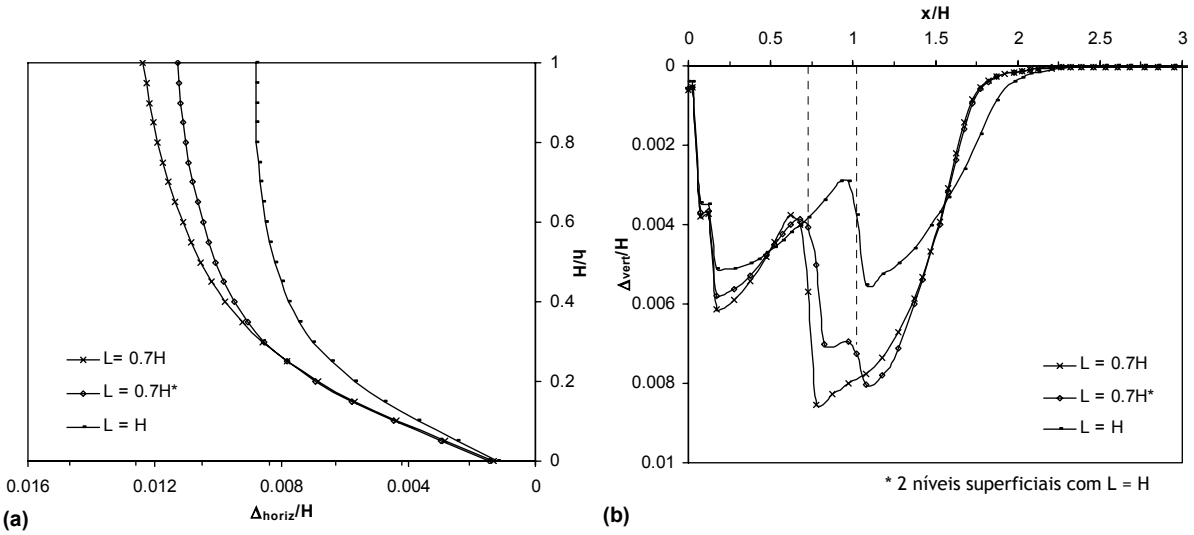


Figura 7.57 – Efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre os: a) deslocamentos horizontais finais da face; b) assentamentos permanentes da superfície do terreno.

Conclui-se, pela análise dos resultados apresentados na Figura 7.57, que o aumento do comprimento nos dois níveis de reforço superiores significa, para a solicitação considerada, um decréscimo da ordem dos 8,7% e 6% nos valores máximos do deslocamento horizontal da face e do assentamento da superfície, respectivamente. O benefício, em termos de contenção de deformações, não é particularmente significativo, mas é da mesma ordem de grandeza do aumento de comprimento total dos reforços (8,6%). Optando pela colocação de reforços com comprimento igual à altura da estrutura, a redução no deslocamento horizontal máximo é de 28,7% e de 35,3% nos assentamentos verticais da superfície do terreno. Note-se que, em relação ao problema base (L = 0,7H), esta situação representa um aumento da ordem dos 43% no comprimento total dos reforços.

O aumento do comprimento dos reforços parece ser uma opção a considerar, quando os assentamentos à superfície do terreno são um aspecto importante para o desempenho da estrutura. A este propósito relembre-se que a norma inglesa BS 8006 (1995) é mais severa em termos do valor mínimo do comprimento dos reforços no caso de encontros de pontes e passagens superiores.

A Figura 7.58 ilustra o efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre os esforços residuais na ligação e sobre os esforços residuais máximos que se desenvolvem ao longo do comprimento dos reforços.

O aumento do comprimento dos reforços para além de 70% da altura da estrutura, valor mínimo que se julga razoável, não representa um benefício significativo em termos de redução dos esforços residuais que se instalam nos elementos de reforço.

A redução dos deslocamentos horizontais da face do muro, em resultado do aumento do comprimento dos reforços nos dois níveis superiores, resulta, essencialmente, do facto desses dois níveis de reforço serem capazes de absorver um esforço superior (Figura 7.58b). Como se pode verificar pela análise da Figura 7.59, referente à distribuição, ao longo do comprimento, do esforço de tracção normalizado instalado no 10º nível, o facto deste nível possuir um maior comprimento permite que seja capaz de absorver um esforço significativamente superior.

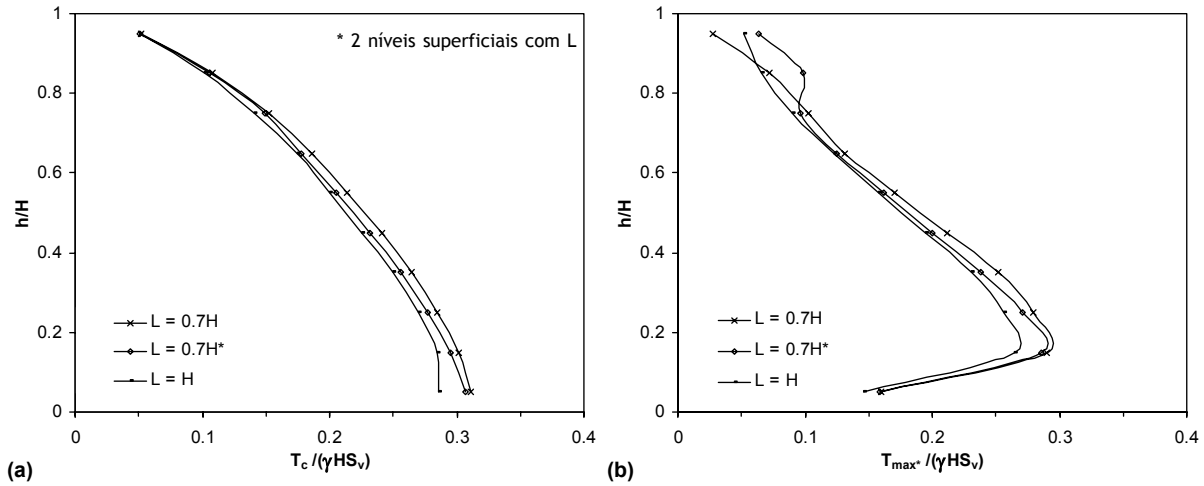


Figura 7.58 - Efeito do aumento do comprimento dos reforços sobre os: a) esforços na ligação; b) esforço máximo residual ao longo do comprimento.

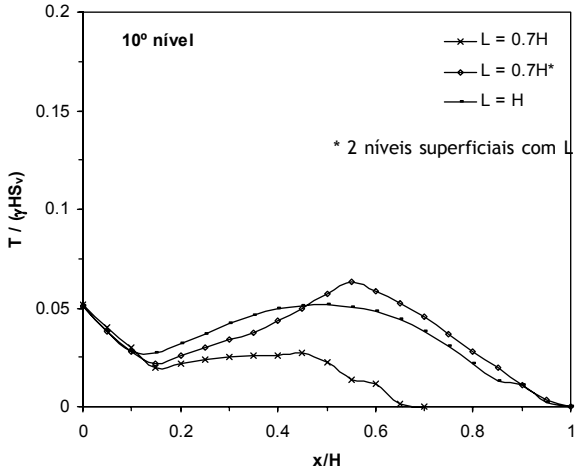


Figura 7.59 – Distribuição do esforço residual ao longo do comprimento do nível de reforço superior.

7.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no estudo numérico apresentado no presente capítulo, envolvendo o desempenho sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, é possível concluir que:

- foi conseguido, com o programa de cálculo utilizado, um ajuste razoável entre os resultados numéricos e experimentais publicados por outros autores;

- tendo por base os valores elevados dos esforços residuais instalados nos elementos de reforço, deve prever-se no dimensionamento destas estruturas uma reserva de resistência com algum significado (em relação ao valor exigido em condições estáticas), em particular quando estas são construídas em zonas de sismicidade elevada;

- no caso dos muros, deve ser dada especial atenção à ligação dos elementos de reforço ao painel de face, devido aos elevados esforços que aí se mobilizam;

- o sismo próximo revelou-se mais severo que o sismo longínquo, para o desempenho das estruturas estudadas; a este facto não serão certamente alheias as frequências fundamentais das estruturas analisadas;

- os factores de amplificação da aceleração imposta na base dependem da acção sísmica e tendem a ser superiores para o sismo longínquo;

- a componente vertical da aceleração sísmica parece não ter influência significativa no desempenho destas estruturas;

- no caso dos taludes, a distribuição triangular de resistência constitui uma boa estimativa dos esforços residuais instalados nos reforços, desde que se tenha em devida consideração a amplificação da aceleração em altura; para as análises efectuadas, a consideração do factor de amplificação para uma altura da ordem dos 0,4H conduziu a uma boa coincidência de resultados; porém, este valor carece de validação de outros estudos numéricos e experimentais;

- a eficiência do aumento do comprimento dos reforços é tendencialmente decrescente em termos de contenção das deformações permanentes; no caso dos taludes, o aumento do comprimento para além do valor mínimo exigido pelo dimensionamento, com base em métodos de equilíbrio limite, para condições estáticas, conduz a reduções significativas das deformações;

- o aumento do comprimento dos reforços é uma opção a considerar, quando as deformações, particularmente, os assentamentos à superfície do terreno são um aspecto importante para o desempenho da estrutura; nos muros, o benefício, em termos da contenção de deformações permanentes, resultante do aumento do comprimento dos reforços superficiais, para além do valor mínimo exigido em condições de carregamento estático, não se revelou particularmente significativo;

- o valor máximo do deslocamento horizontal permanente da face da estrutura é pouco sensível à rigidez à flexão do painel; no entanto, quanto mais rígido é o painel de face, maior é o deslocamento horizontal da base;

- a rigidez à flexão do painel de face tem influência na distribuição dos esforços residuais em altura; com o aumento da rigidez, a distribuição dos esforços, particularmente na ligação, tende a tornar-se mais uniforme; o valor máximo dos esforços residuais tende a aumentar com o decréscimo da rigidez à flexão do painel;

- o efeito das forças de inércia que se desenvolvem no painel de face, sobre os deslocamentos permanentes e sobre os esforços residuais, não é significativo; porém, quanto maior o peso próprio do painel, maiores são os deslocamentos permanentes da face junto ao topo.

CAPÍTULO 8

ATERRO REFORÇADO COM GEOGRELHAS LOCALIZADO NO IP3. DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO E MODELAÇÃO NUMÉRICA

8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A monitorização de uma obra durante e após a sua construção é uma oportunidade única na recolha de informação que, por um lado, contribui para uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas e, por outro lado, permite validar os modelos numéricos.

Não tendo sido possível acompanhar directamente a construção e a observação de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos, recorreu-se à informação coligida previamente por outros investigadores (Lopes *et al.*, 1999; Lopes & Mendonça, 1999a).

Neste capítulo apresenta-se o tratamento dos dados da observação de um aterro de solo reforçado com geogrelhas, construído nas proximidades de Lamego, simula-se numericamente a sua construção, comparam-se os resultados numéricos com os resultantes da monitorização da obra e analisa-se o comportamento da estrutura face a uma eventual solicitação sísmica.

Entre a conclusão da obra e o início do trabalho de investigação que agora se apresenta, existe um hiato de tempo superior a quatro anos. Acresce a este facto, o desconhecimento de pormenores e de ocorrências que se possam ter verificado durante a sua construção. Assim, os resultados da observação que se apresentam constituem uma análise baseada, exclusivamente, nas leituras registadas, e gentilmente cedidas pela equipa que acompanhou a obra e em alguns pormenores referenciados nos relatórios técnicos.

8.2 DESCRIÇÂO GERAL DA OBRA

No âmbito de um protocolo entre a *JAE* (actualmente *EP*) e a *FEUP*, foi possível (durante os anos de 1998 e de 1999) a instrumentação, durante e após a construção, de um aterro com taludes reforçados com geogrelhas, localizado no lanço Régua – Reconcos, do Itinerário Principal 3 (*IP3*). Esta estrutura constitui parte de um restabelecimento e serve de encontro a uma passagem superior (Figuras 8.1 e 8.2).

A descrição da obra baseia-se, essencialmente, em três relatórios referentes ao protocolo referido anteriormente, intitulados: "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos – Concepção" (Lopes & Mendonça, 1999b), "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos - Construção" (Lopes *et al.*, 1999) e "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos – Observação" (Lopes & Mendonça, 1999a).

O aterro reforçado tem cerca de 106,2 m de extensão, desenvolve-se em curva e a zona reforçada atinge uma altura máxima de 19,6 m no talude do extradorso. A fundação é constituída por um solo residual de granito, compacto, tendo sido realizado um pedrapleno por condicionantes relacionadas com a morfologia do local (Lopes & Mendonça, 1999b).



Figura 8.1 – Vista geral da obra (Lopes *et al.*, 1999).



Figura 8.2 – Vista parcial da obra (talude superior) em 1 de Agosto de 2003.

A inclinação dos taludes reforçados é de 60º e, nas secções reforçadas com mais de 10 m de altura (como é o caso do perfil em análise) foi executada uma banqueta, sensivelmente a meia altura do talude, paralela à rasante da via, com uma largura máxima de 3 m. Atingida a cota do último nível de reforço, a transição da zona reforçada para a plataforma da via foi realizada através de um talude com inclinação de cerca de 30º com a horizontal e com altura aproximadamente igual a 1,50 m.

O perfil instrumentado apresenta a altura máxima de aterro reforçado de 19,6 m. Os reforços são constituídos por geogrelhas uniaxiais, em polietileno de alta densidade, foram colocados horizontalmente, espaçados de 0,60 m na vertical, e têm cerca de 12,8 m de comprimento.

O aterro foi executado em camadas, de espessura média final de 0,30 m, correspondente a meio espaçamento vertical entre os reforços, e a compactação foi efectuada da face para o interior do aterro paralelamente à face do talude. Após a execução de duas camadas de aterro, o comprimento livre dos reforços foi colocado horizontalmente na direcção perpendicular à face do talude (Figura 8.3), sendo deixado um comprimento de geogrelha suficiente para fazer a face e a amarração superior (face do tipo *wrap-around*).



Figura 8.3 – Disposição horizontal das geogrelhas e sobreposição (Lopes *et al.*, 1999).

Na face do talude foram colocados painéis, de malha de aço, dobrados com uma inclinação próxima da face do talude, tendo a face inclinada uma altura igual ao espaçamento vertical entre reforços. Foi colocado ainda um biotapete no interior da geogrelha de face, para evitar a perda de material de aterro pelas aberturas do reforço e facilitar o crescimento de vegetação (Figura 8.4).

De acordo com os dados facultados pelos relatórios referidos, neste perfil foram colocados 7 níveis de geogrelhas, com 160 kN/m, e 10 níveis de geogrelhas, com 120 kN/m de resistência nominal, no talude inferior (abaixo da banqueta), enquanto que, no talude superior, foram utilizados 4 níveis de reforço, com 90 kN/m, e 10 níveis, com 60 kN/m de resistência nominal, perfazendo, no total, 31 níveis de reforço. Na Figura 8.5 esquematiza-se o perfil transversal analisado no presente trabalho.

Face às condições detectadas após a desmatação do terreno natural e para manter a altura de projecto do aterro reforçado, foi decidido reforçar a fundação através da realização de um pedrapleno, que se esquematizou na Figura 8.5. De acordo com o relatório referente à construção, foi adoptada uma inclinação para o pedrapleno de 1/1, tendo na zona do perfil transversal em análise, uma extensão de cerca de 4 m para o exterior do pé do talude. Para a construção deste pedrapleno foram utilizados materiais graníticos sãos. Para garantir maior estabilidade, o pedrapleno da fundação foi construído até a uma cota superior ao pé do talude, confinando os três primeiros níveis de reforço.



Figura 8.4 – Pormenor da face do talude: a) durante a construção (Lopes *et al.*, 1999); b) situação em 1 de Agosto de 2003.

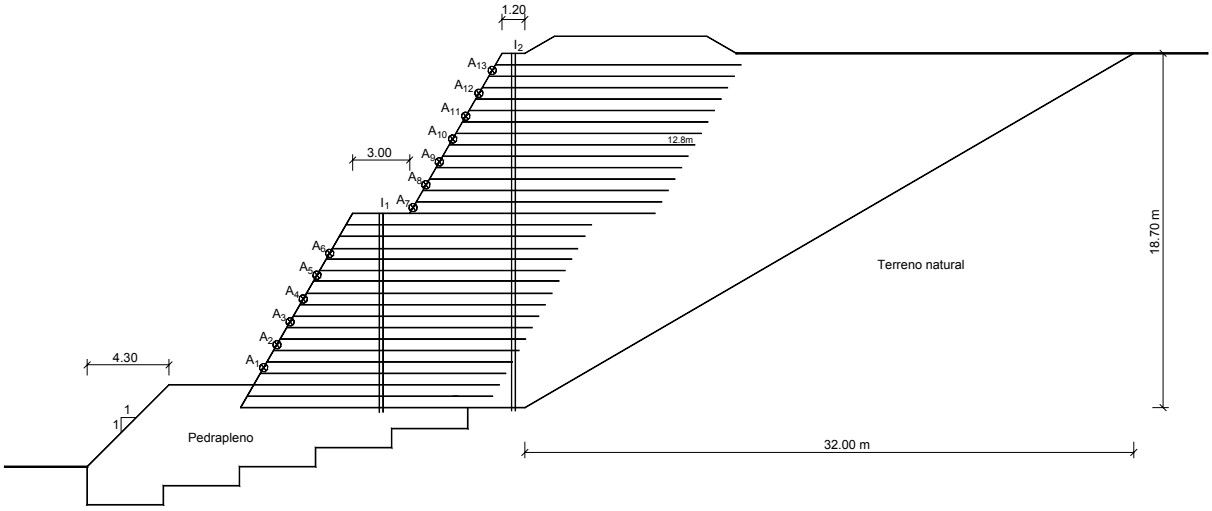


Figura 8.5 – Esquema do perfil transversal analisado.

No Quadro 8.1 apresentam-se as características do material utilizado como aterro. Na zona superior do aterro terá sido utilizado material de uma mancha de empréstimo distinta, com características semelhantes.

Quadro 8.1 – Caracterização laboratorial do material de aterro (Lopes & Mendonça, 1999b).

Ensaios											
Granulometria	Limites			w_n	EA	Proctor		CBR		Triaxial	
(% de finos <0,074 mm)	w_L	w_P	IP	(%)	(%)	γ_{dmax} (kN/m^3)	W_{opt} (%)	95 %	Exp.	c' (kPa)	ϕ' (º)
12,7	NP	NP	NP	10,9	33	19,50	10,2	22,3	0,20	0,0	35,7

As deformações foram registadas em três níveis de reforço através de extensómetros lineares e as tensões verticais foram registadas através de células de pressão, colocadas próximo dos mesmos níveis.

Os deslocamentos horizontais internos do aterro foram observados em dois tubos inclinométricos, um instalado a partir da banqueta, a cerca de 1,5 m da face (que se passa a designar como inclinómetro 1 ou inclinómetro da banqueta) e outro a partir da crista do talude, a cerca de meia distância da banqueta superior (ver Figura 8.5).

Os deslocamentos da face foram medidos, topograficamente, a partir de uma estação fixa, tendo sido os alvos topográficos fixos à malha de aço colocada na face da estrutura. Foram colocados 6 alvos, abaixo da banqueta, e 7 alvos, no talude superior, espaçados na vertical de aproximadamente 1,20 m, todos inseridos no mesmo perfil transversal do aterro.

O facto dos alvos topográficos se encontrarem fixos à malha de aço pode não ter sido, do ponto de vista teórico, a melhor opção para captar os movimentos da face da estrutura. Com esta solução de colocação, os alvos quantificam os movimentos da malha de aço, que podem não corresponder aos deslocamentos do aterro durante a sua construção. Talvez os alvos pudessem ter sido presos ao interior do aterro, através de um cabo rígido com um bolbo de selagem.

O comportamento da estrutura foi observado durante cerca de 13 meses, sendo três deles referentes ao período de construção.

8.3 DADOS RELATIVOS À INSTRUMENTAÇÃO

8.3.1 Tratamento dos dados relativos às medições topográficas

As medições topográficas foram realizadas, com periodicidade aproximadamente semanal, entre 4 de Agosto e 13 de Outubro de 1998, seguindo-se um período de leituras com maiores intervalos de tempo. Tendo em conta os dados fornecidos pela equipa que acompanhou a instrumentação da obra, apenas serão apresentados neste trabalho resultados referentes às leituras efectuadas entre 4 de Agosto e 17 de Novembro de 1998.

Em relação às leituras topográficas, foram fornecidas as cotas dos alvos topográficos em relação à base do pedrapleno colocado em frente ao muro (o que permite quantificar as variações em termos de deslocamentos verticais), a distância da estação fixa ao alvo, D, e o ângulo em relação à direcção de referência, α, (ver esquema apresentado na Figura 8.6). Os dois últimos parâmetros permitem determinar os deslocamentos no plano horizontal, que devem decompor-se, como se verá na sequência, nos deslocamentos segundo a direcção do perfil e segundo a perpendicular.

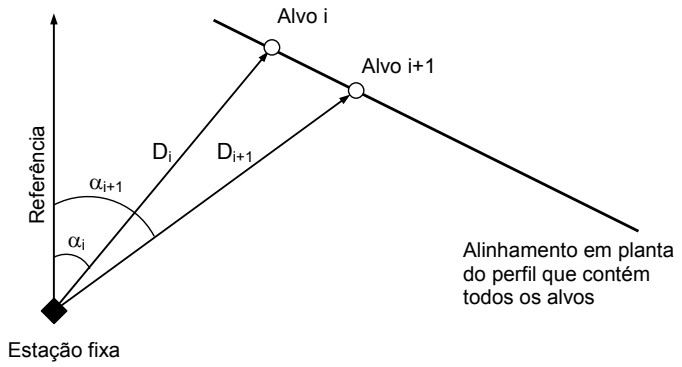


Figura 8.6 – Esquema das medições topográficas.

Considerando no plano horizontal um sistema de eixos ortogonais (x,y) em que o eixo y coincide com a orientação de referência e o eixo x é perpendicular a este, é possível definir as coordenadas (x,y) dos alvos topográficos nos dias em que foram efectuadas as leituras. Na Figura 8.7 apresentam-se as coordenadas dos treze alvos topográficos, no sistema de eixos definido anteriormente, para as doze datas de leituras topográficas analisadas.

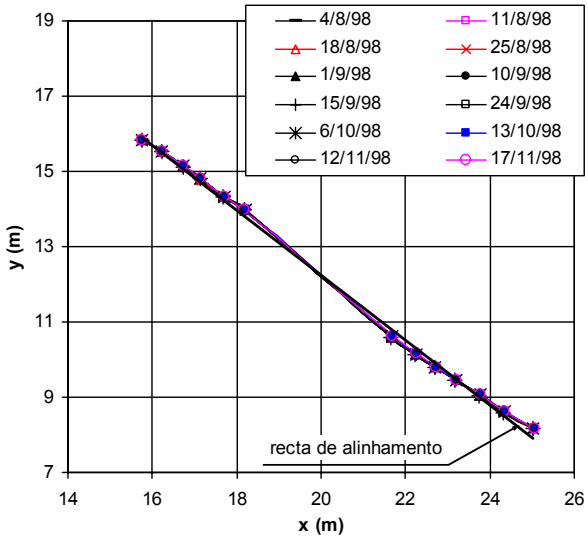


Figura 8.7 – Localização em plano horizontal dos alvos topográficos. Definição da recta de alinhamento dos alvos topográficos.

Constata-se pela análise da Figura 8.7, que os treze alvos se apresentam, como era desejável, aproximadamente segundo uma recta. Na mesma figura aparece ainda, a traço mais espesso, a recta que melhor se ajusta à localização dos alvos relativa a 25 de Agosto de 1998. Escolheu-se esta data, em detrimento de qualquer outra, dado que esta data representa a primeira leitura dos treze alvos topográficos. Note-se, no entanto, que, qualquer que fosse a data que se tivesse escolhido para definir a recta que melhor se ajustava à localização dos alvos, obtinham-se rectas quase coincidentes e sempre coeficientes de correlação muito próximos da unidade.

Definido o alinhamento em planta do perfil transversal que contém os alvos topográficos, podem determinar-se, através de uma rotação de sistema de eixos, os deslocamentos dos alvos segundo este alinhamento, isto é, a componente horizontal do deslocamento segundo a direcção do perfil, $\Delta x'$, e os deslocamentos segundo a direcção perpendicular, isto é, os deslocamentos tangenciais, $\Delta y'$. Na Figura 8.8 apresenta-se esquematicamente o que se acabou de referir. Nesta figura a "*Posição 0*" refere-se à localização inicial de um alvo topográfico genérico e a "*Posição 1*" diz respeito à localização do mesmo alvo correspondente a uma leitura posterior.

Em relação aos deslocamentos verticais dos alvos topográficos, estes são facilmente quantificados através da variação das suas cotas topográficas.

A Figura 8.9 ilustra a evolução, entre 4 de Agosto e 17 de Novembro de 1998, das componentes horizontais dos deslocamentos segundo a direcção do perfil, $\Delta x'$, e segundo a direcção perpendicular, $\Delta y'$ (ver Figura 8.8). Para facilitar a interpretação dos resultados, apresentam-se, no Quadro 8.2, as datas em que se efectuaram medições topográficas e as datas das leituras de referência, isto é, data em relação à qual se contabilizam os deslocamentos. Os alvos foram numerados de acordo com a sua cota de localização, correspondendo a numeração mais baixa aos alvos instalados a cotas inferiores (Figura 8.5).

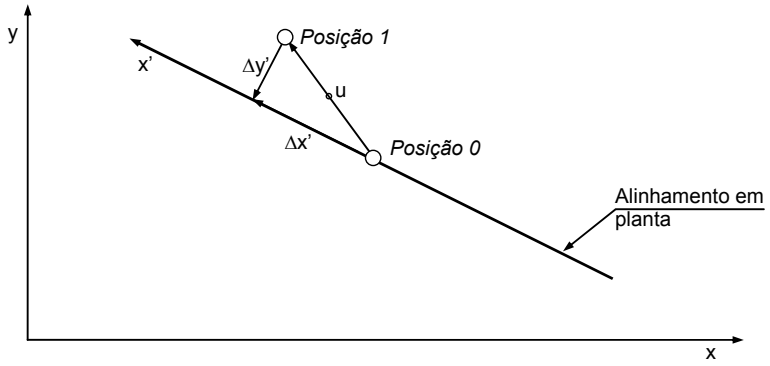


Figura 8.8 – Esquema do deslocamento dos alvos topográficos no plano horizontal.

Com o auxílio do Quadro 8.2 é possível identificar a data a que os pontos apresentados na Figura 8.9 dizem respeito. Por exemplo, o sétimo ponto a partir do ponto de coordenadas (0,0) inclusivé, nos alvos 1 a 6, diz respeito à leitura de 15 de Setembro, sétima leitura topográfica nos mesmos alvos.

Quadro 8.2 – Datas das leituras topográficas e leituras de referência dos 13 alvos topográficos.

	04-Ago	11-Ago	18-Ago	25-Ago	01-Set	10-Set	15-Set	24-Set	06-Out	13-Out.	12-Nov	17-Nov
Alvo 1	LR											
Alvo 2	LR											
Alvo 3	LR											
Alvo 4	LR											
Alvo 5	LR											
Alvo 6	LR											
Alvo 7		LR										
Alvo 8		LR										
Alvo 9		LR										
Alvo 10			LR									
Alvo 11			LR									
Alvo 12				LR								
Alvo 13				LR								

LR – Leitura de referência

Realização de leitura topográfica

A data da leitura de referência, LR, dos alvos 1 a 6 é coincidente, pelo que se pode concluir que os alvos localizados no talude inferior foram colocados após se ter atingido a cota da banqueta. Os alvos do talude superior foram igualmente instalados algum tempo após a execução da zona do aterro que pretendia observar, pelo que, os deslocamentos medidos são valores parciais e com diferentes referências temporais.

Examinando a Figura 8.9, constata-se que, a partir de 15 de Setembro, ocorre uma perturbação na evolução das componentes horizontais dos deslocamentos de todos os alvos, com particular incidência sobre os alvos que se encontram acima da banqueta (isto é, alvos 7 a 13). Até esta data os deslocamentos tangenciais ($\Delta y'$) não eram muito significativos, verificando-se que, a partir dessa leitura, a sua ordem de grandeza aumentou significativamente. Chama-se a atenção

para o facto de que, em todos os alvos, a variação ocorreu no mesmo sentido, isto é, no sentido positivo de $\Delta y'$. Tendo em consideração que foi indicado o final de Setembro de 1998 como data de finalização da obra, julga-se provável que esta alteração se possa ter verificado devido a movimentações de equipamento de pavimentação na zona superior do talude, que poderão ter, essencialmente, afectado a malha de aço na face dos taludes.

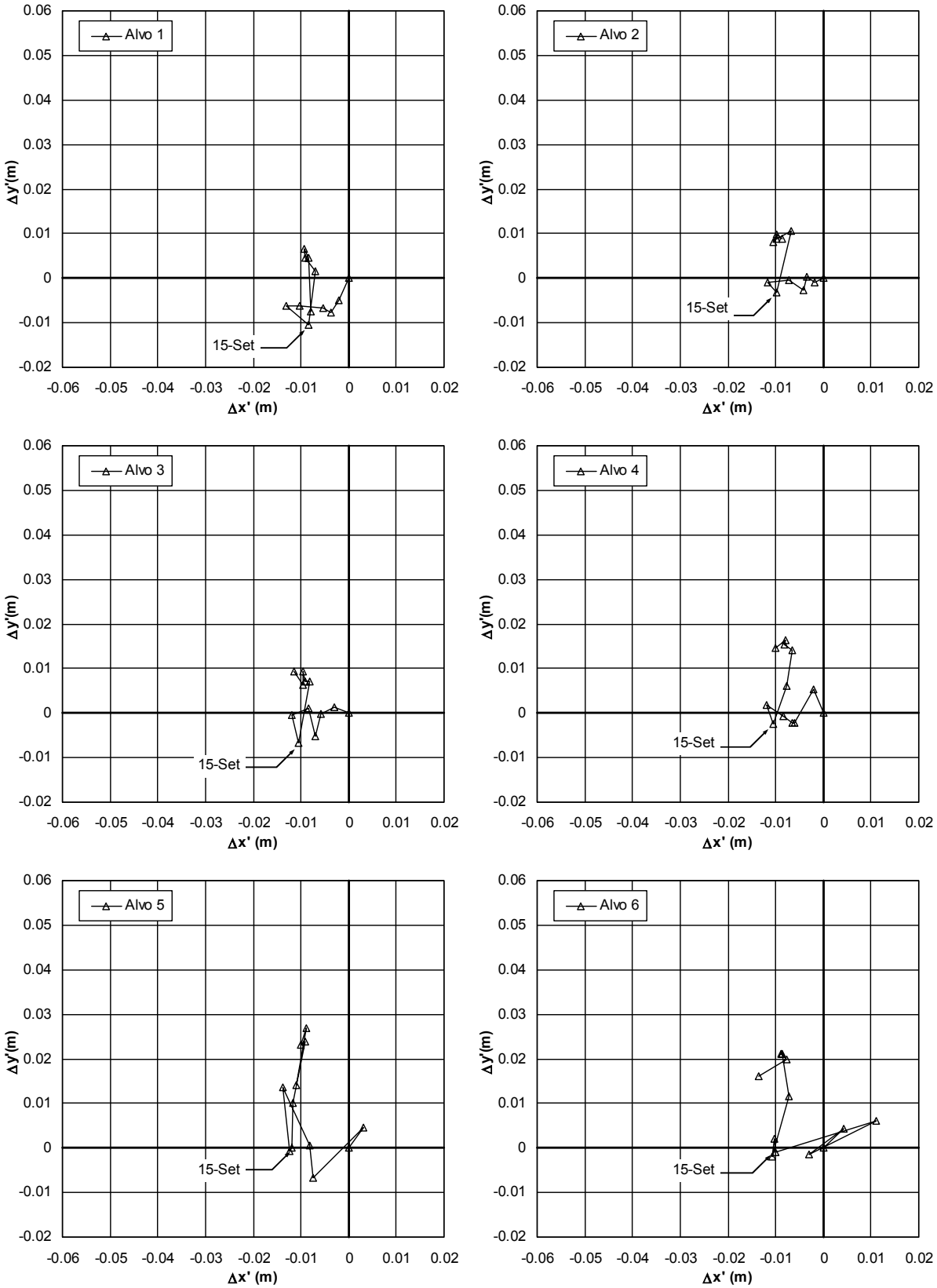


Figura 8.9 – Evolução das componentes horizontais do deslocamento dos alvos topográficos.

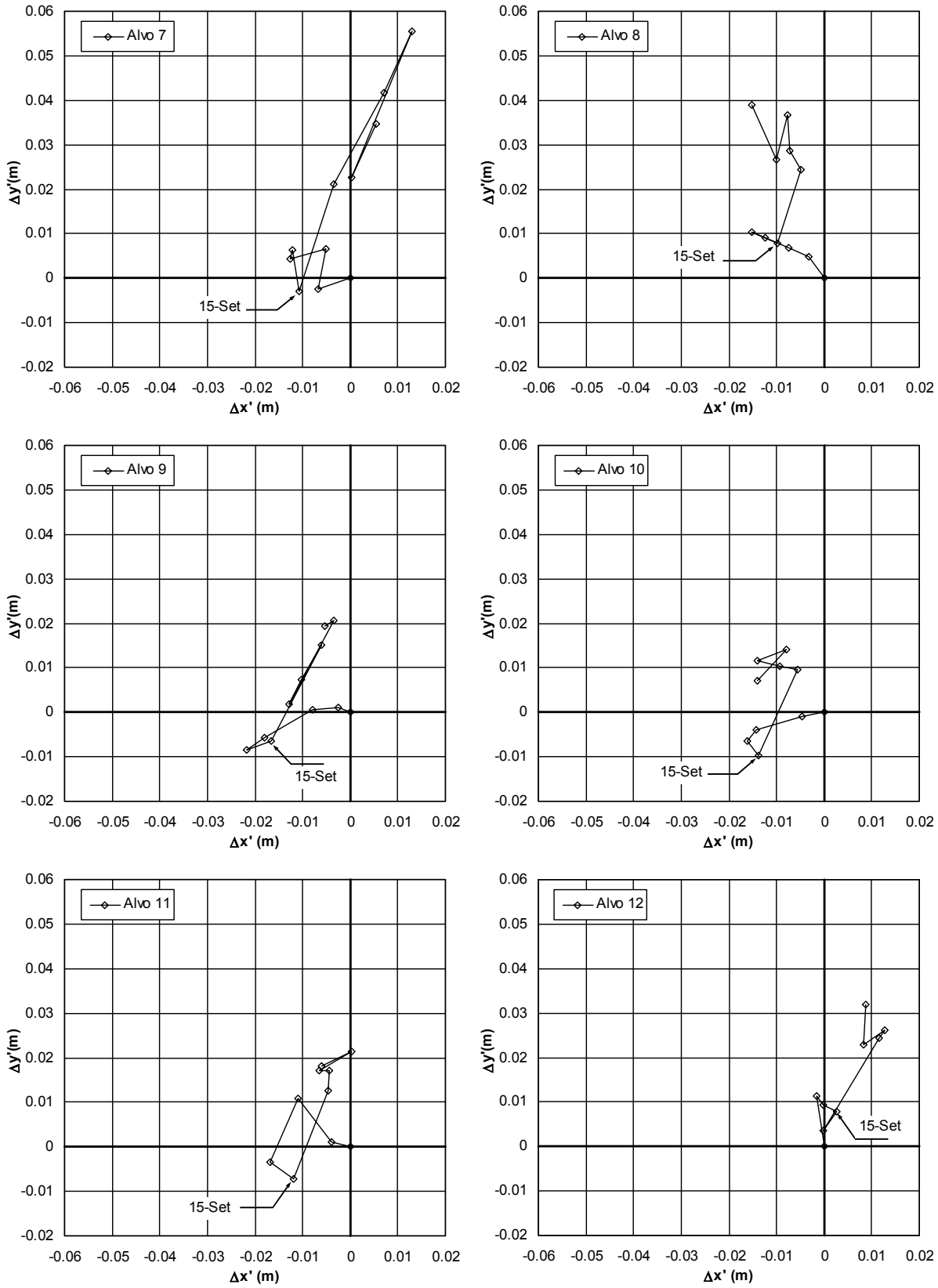


Figura 8.9 – Evolução das componentes horizontais do deslocamento dos alvos topográficos (continuação).

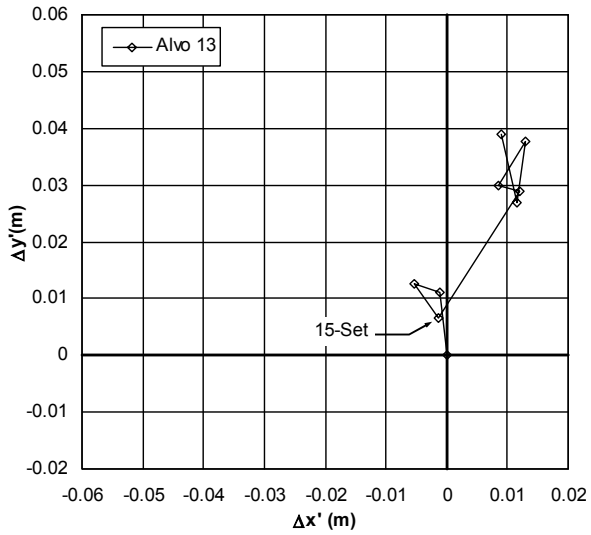


Figura 8.9 – Evolução das componentes horizontais do deslocamento dos alvos topográficos (continuação).

A Figura 8.10 apresenta os deslocamentos da face do talude obtidos através das medições topográficas. Na Figura 8.10a ilustra-se a evolução, em altura, da componente horizontal do deslocamento da face do talude segundo a direcção do perfil transversal, $\Delta x'$, e na Figura 8.10b apresentam-se os deslocamentos verticais a que a face do talude foi submetida. Para evitar complicar demasiado a figura, optou-se por apresentar apenas os resultados referentes a algumas leituras (datas). Nesta figura a cota dos alvos é medida a partir do nível do pedrapleno.

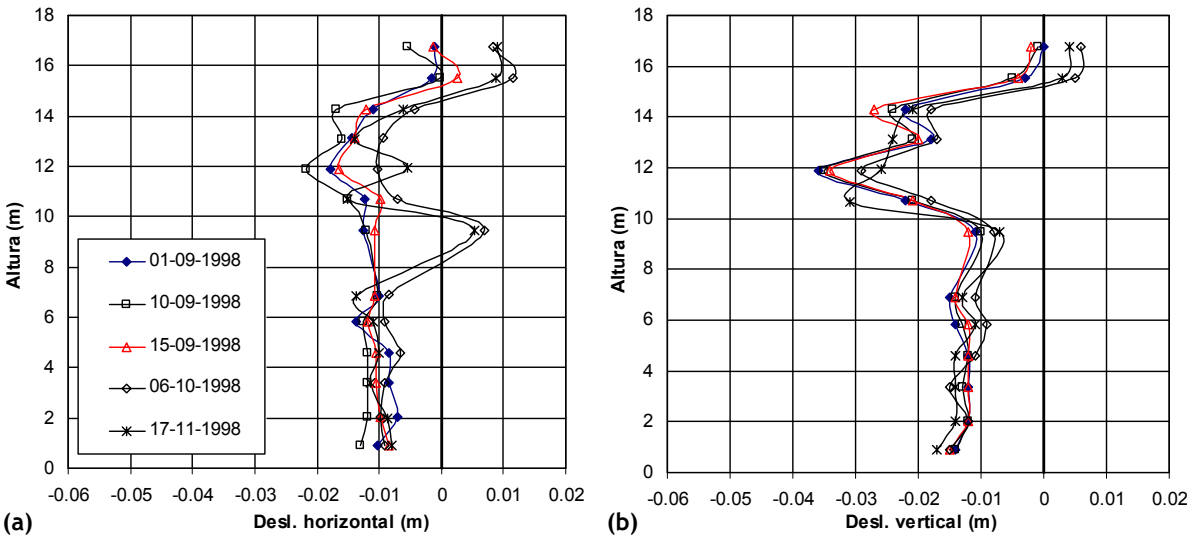


Figura 8.10 – Deslocamentos da face do talude obtidos pelas medições topográficas: a) deslocamento horizontal na direcção do perfil transversal; b) deslocamento vertical.

Como seria de esperar, tendo em atenção os resultados apresentados na Figura 8.9, na Figura 8.10 é também notória a "perturbação" dos deslocamentos da face do talude após o dia 15 de Setembro de 1998, com especial incidência nos deslocamentos horizontais referentes a alvos colocados acima da banqueta.

8.3.2 Dados relativos aos inclinómetros

8.3.2.1 Generalidades

Com o objectivo de quantificar os deslocamentos internos do maciço, foram colocados, como se referiu anteriormente, dois tubos inclinométricos. O inclinómetro 1 foi colocado na banqueta, a cerca de 1,5 m da face, e o inclinómetro 2 foi colocado na banqueta superior do talude, a cerca de 0,60 m da face do talude (Figura 8.5).

O inclinómetro 2 tem 19 m de comprimento, existindo leituras relativas a 18,5 m de altura. Por razões que se desconhecem, embora o inclinómetro da banqueta tenha, em princípio, cerca de 10,5 m de comprimento, apenas existem leituras referentes a 8,5 m de altura.

De acordo com os dados fornecidos pela equipa que acompanhou a instrumentação, foram utilizados inclinómetros biaxiais, tendo uma das calhas sido orientada segundo a direcção paralela e a outra na direcção perpendicular ao talude. Os deslocamentos que se apresentam referem-se à direcção perpendicular ao talude, isto é, a direcção do perfil transversal que se analisa neste trabalho.

No Quadro 8.3 apresentam-se as datas e as profundidades das leituras efectuadas nos dois tubos inclinométricos.

Quadro 8.3 – Datas das leituras efectuadas nos dois tubos inclinométricos.

Datas	Inclinómetro 1	Inclinómetro 2
04-Agosto -1998	Efectuada leitura referência	Efectuada leitura referência de 11 m
12-Agosto-1998	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 14 m (leitura de referência entre 11 e 14 m)
19-Agosto-1998	Efectuada leitura	Não foi efectuada leitura
27-Agosto-1998	Efectuada leitura	Não foi efectuada leitura
16-Setembro-1998	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m (leitura de referência entre 14 e 18,5 m)
05-Novembro-1998	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m
16-Dezembro-1998	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m
28-Janeiro-1999	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m
15-Março-1999	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m
11-Junho-1999	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m
28-Julho-1999	Efectuada leitura	Efectuada leitura de 18,5 m

8.3.2.2 Inclinómetro da banqueta

Em relação ao inclinómetro da banqueta (ou inclinómetro 1), a leitura de referência foi efectuada em 4 de Agosto de 1998 para a totalidade da altura do tubo, tendo-se posteriormente efectuado leituras, com periodicidade variável, até 28 de Julho de 1999 (Quadro 8.3).

A Figura 8.11 ilustra a evolução dos deslocamentos internos, segundo a direcção perpendicular ao talude, registados no inclinómetro 1 ao longo da construção do aterro e durante alguns meses após a entrada em serviço da estrutura. A análise da Figura 8.11a permite concluir que, devido a qualquer factor cuja origem se desconhece, este tubo inclinométrico parece ter sofrido um deslocamento no sentido do interior do aterro (ver deslocamentos de 12 de Agosto de 1998). Com o decorrer da construção do aterro, os deslocamentos tendem a verificar-se no sentido

contrário. Contudo, mesmo para a data que se admite como final da construção (16 de Setembro de 1998), a parcela de deslocamentos no sentido do interior do aterro não foi ainda totalmente anulada. De igual forma, não se compreende qual a razão pela qual os deslocamentos referentes a 28 de Julho de 1999 inverteram a tendência que se esperava, isto é, esperava-se, à partida, que se mantivessem muito próximos dos valores obtidos cerca de um mês e meio antes (11 de Junho de 1999) e tal não se verificou. A este propósito, deve ter-se em atenção a grandeza pouco significativa das diferenças entre estas leituras, bem como o erro de leitura associado ao sensor inclinométrico.

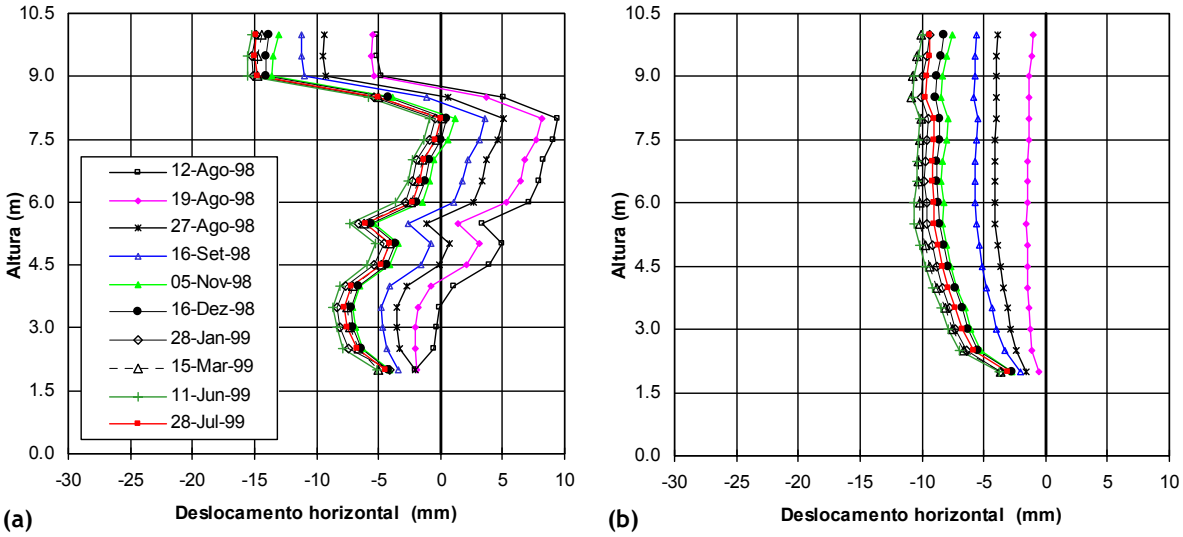


Figura 8.11 – Deslocamentos horizontais no inclinómetro da banqueta, considerando: a) leitura de referência de 4 de Agosto; b) leitura de referência de 12 de Agosto.

Tendo em consideração que, após 12 de Agosto de 1998, os deslocamentos evoluem da forma esperada, considerou-se a possibilidade de, por qualquer motivo de origem desconhecida, existirem deficiências na leitura de referência efectuada em 4 de Agosto. Assim, desprezando esta leitura e considerando como leitura de referência a leitura realizada em 12 de Agosto de 1998, obtiveram-se os deslocamentos que se apresentam na Figura 8.11b.

Como se referiu anteriormente, o comprimento deste inclinómetro deveria ser de 10,5 m, caso este tivesse sido selado na fundação. Porém, constata-se que só existem leituras correspondentes a 8,5 m. Supõe-se que isto resulte do facto deste tubo ter sido selado, aproximadamente, à cota do pedrapleno colocado em frente ao talude, ou, eventualmente por qualquer razão (sendo a obstrução a hipótese mais provável) as leituras na zona mais profunda do tubo não tenham sido possíveis. Deste modo, o ponto de leitura inferior não materializa um ponto fixo, pelo que os deslocamentos apresentados são relativos à base e não devem ser interpretados como valores absolutos. Este facto será considerado na comparação dos deslocamentos obtidos pelo modelo numérico com os deslocamentos que aqui se indicam.

Apresentam-se, na Figura 8.12, as configurações do tubo inclinométrico da banqueta, na direcção do perfil transversal, relativas às leituras de 4 de Agosto (geometria inicial) e de 12 de Agosto, e à última leitura efectuada. A análise desta figura permite constatar que existem algumas deficiências a nível da verticalidade deste tubo inclinométrico e que, efectivamente, a leitura de 4 de Agosto de 1998 parece apresentar alguns problemas.

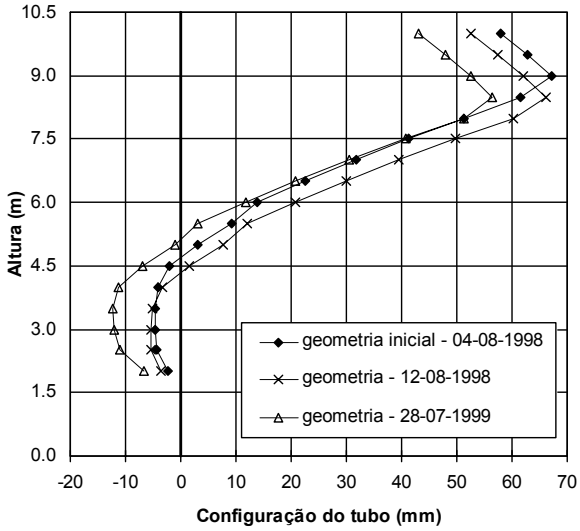


Figura 8.12 – Configurações do tubo inclinométrico da banqueta.

8.3.2.3 Inclinómetro da crista do talude

O inclinómetro da crista do talude (inclinómetro 2) apresenta cerca de 19 m de comprimento final, abrangendo a totalidade da altura do aterro reforçado. Para este inclinómetro não se pode falar numa data única de leitura de referência, uma vez que estas foram sendo efectuadas ao longo da construção. A leitura de referência relativa aos primeiros 11 m foi efectuada em 4 de Agosto de 1998 (data inferida pela altura deste tubo inclinométrico e através de algumas fotografias presentes no relatório referente à construção). No dia 12 de Agosto de 1998 foram efectuadas leituras ao longo de 14 m de altura. A primeira leitura que abrange os 18,5 m de altura foi efectuada apenas em 16 de Setembro de 1998 (final da construção).

Com base nas diferentes leituras de referência, a análise do inclinómetro 2 foi efectuada em três fases. Na primeira fase analisaram-se os 11 m iniciais, considerando a leitura de referência de 4 de Agosto, e avaliaram-se os deslocamentos sofridos entre esta data e a data da leitura seguinte (12 de Agosto). Numa segunda fase foram avaliados os deslocamentos horizontais ao longo de 14 m, considerando a leitura de 12 de Agosto como leitura de referência para toda a altura do tubo, e quantificaram-se os deslocamentos entre esta data e 16 de Setembro. Na última fase admitiu-se como leitura de referência para os 18,5 m de comprimento, a leitura efectuada em 16 de Setembro. Desta forma, os deslocamentos ao longo da altura do inclinómetro 2 resultam da soma das três componentes obtidas nas fases referidas anteriormente.

Na Figura 8.13a apresentam-se os deslocamentos horizontais, segundo a direcção perpendicular ao talude, relativos ao inclinómetro 2. Note-se que os deslocamentos medidos até 12 de Agosto e até 16 de Setembro se referem apenas a 11 m e a 14 m de comprimento, respectivamente. O facto de não existirem leituras intermédias entre 12 de Agosto e 16 de Setembro considera-se limitativo para uma correcta avaliação dos deslocamentos.

Analisando a Figura 8.13a, constata-se que a evolução dos deslocamentos referentes a 12 de Agosto de 1998 não é de todo a esperada. Não se consegue justificar o facto dos deslocamentos horizontais terem ocorrido no sentido do interior do aterro.

Tal como se realizou para o inclinómetro da banqueta, optou-se por efectuar uma segunda análise desprezando a leitura efectuada em 4 de Agosto de 1998. Assim, os deslocamentos finais resultam da soma de apenas duas componentes: os deslocamentos ocorridos ao longo de 14 m de

altura, entre 12 de Agosto e 16 de Setembro de 1998, e os deslocamentos ao longo de toda a altura do inclinómetro, entre a data da leitura em análise e 16 de Setembro. Os deslocamentos horizontais, segundo a direcção perpendicular ao talude, desprezando a leitura de 4 de Agosto, ilustram-se na Figura 8.13b.

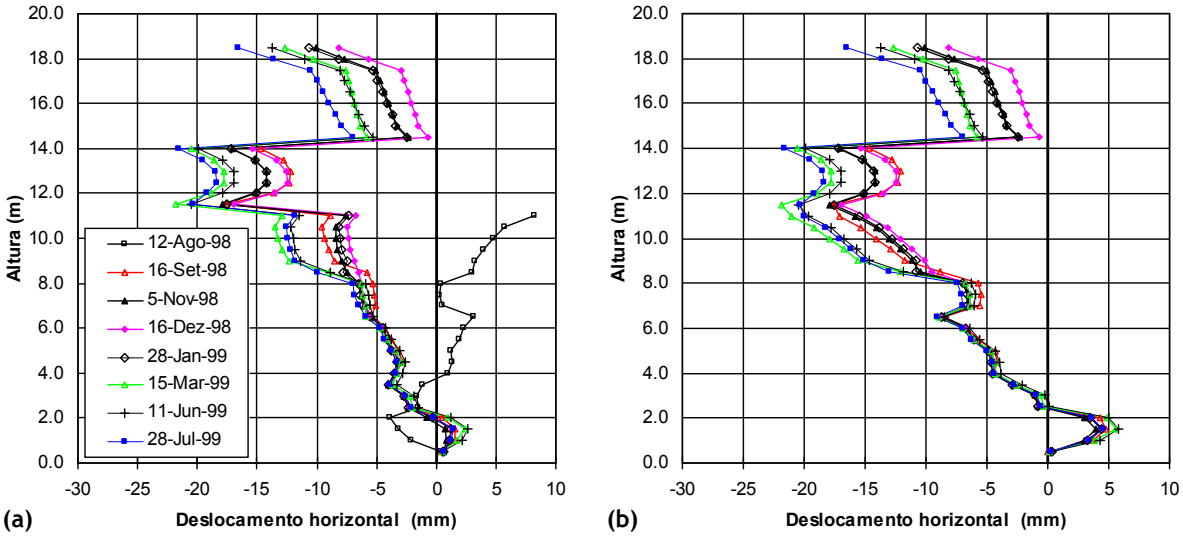


Figura 8.13 – Deslocamentos horizontais relativos ao inclinómetro 2: a) considerando a leitura de 4 de Agosto; b) desprezando a leitura de 4 de Agosto.

Da análise da Figura 8.13 verifica-se que, entre os 11,5 m e os 14 m de altura, os deslocamentos internos tendem a decrescer aumentando de seguida. Não se encontrou nenhuma justificação para este comportamento. Salienta-se, no entanto, que este troço do tubo terá sido acrescentado aquando da construção do aterro e a sua compactação poderá ter interferido com o tubo inclinométrico, provocando-lhe uma pequena curvatura. Acresce-se que os deslocamentos correspondentes à construção do aterro entre os 11,5 e os 14 m não são contabilizados nos deslocamentos apresentados a essas cotas, dado que ainda não existiam leituras de referência.

A aparente redução brusca acima dos 14 m resulta dos deslocamentos terem diferentes origens temporais: entre os 0 e os 14 m de altura trata-se de deslocamentos entre a data em análise e 12 de Agosto, e entre os 14 m e 18,5 m são deslocamentos entre a data em causa e 16 de Setembro.

A Figura 8.14 ilustra as configurações do tubo inclinométrico 2, na direcção do perfil transversal, relativas às leituras iniciais para os três troços referidos e à última leitura efectuada. Constata-se que, particularmente acima dos 12 m de altura, existem algumas deficiências a nível da verticalidade do tubo inclinométrico, naturalmente induzidas pela construção do aterro.

8.3.3 Dados relativos aos extensómetros

No perfil em análise foram instrumentados três níveis de reforço (4º, 18º e 26º nível) com extensómetros lineares, espaçados de cerca de 0,50 m, resultando 20 extensómetros por cada nível de reforço (Lopes & Mendonça, 1999a).

Após a colocação das geogrelhas, os extensómetros foram protegidos com uma fita adesiva plástica, tendo sido posteriormente colocada, manualmente, uma camada de solo para sua

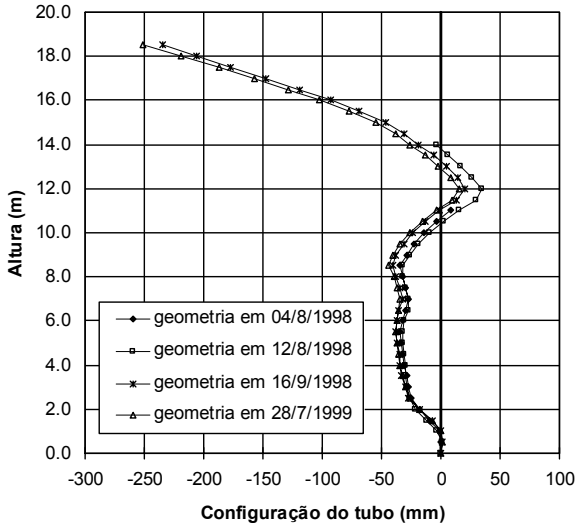


Figura 8.14 – Configurações do tubo inclinométrico 2 na direcção do perfil.

protecção. Por forma a não danificar os extensómetros, as camada de solo imediatamente acima foram compactadas com equipamentos ligeiros (Lopes *et al.*, 1999).

Na Figura 8.15 apresentam-se as deformações medidas com os extensómetros nos três níveis de reforço instrumentados. Para simplificar a figura optou-se por apresentar apenas algumas das leituras efectuadas. No 4º nível de reforço, devido a uma falha na aquisição, só se representam leituras até 16 de Outubro de 1998.

De acordo com Lopes & Mendonça (1999a), dos 60 extensómetros, colocados para o registo das deformações dos reforços, apenas cerca de 50% funcionaram eficazmente. A análise da Figura 8.15 permite concluir que efectivamente as leituras nos extensómetros não apresentam uma evolução plausível.

Admitindo que os extensómetros foram instalados em quarto de ponte e não tendo sido efectuadas compensações para eventuais variações de temperatura, é natural que se verifique alguma instabilidade no sistema.

8.3.4 Dados relativos às células de pressão

Tendo como objectivo medir as tensões verticais, foram colocadas cinco células de pressão hidráulica, em localizações próximas dos três níveis de reforço instrumentados. Na proximidade do 4º nível de reforço foram colocadas três células de pressão, a cerca de 2, 4 e 6 m da face. Próximo dos 18º e 26º níveis foi colocada apenas uma célula de pressão a cerca de 4,5 m da face (Lopes *et al.*, 1999).

Segundo a descrição apresentada por Lopes *et al.* (1999), após a execução das camadas de aterro situadas imediatamente acima da cota prevista para a instalação das células de pressão, foi aberta uma vala no solo. No fundo dessa vala foi colocada uma almofada de solo fino, sendo as células instaladas sobre esta almofada e totalmente envolvidas pelo mesmo solo. De seguida a vala foi aterrada, utilizando meios leves de compactação, de uma só vez até à cota da geogrelha situada imediatamente acima.

Apresentam-se, na Figura 8.16, as leituras efectuadas com as células de pressão. Exceptuando a leitura de 16 de Julho de 1999, na proximidade do 26º de reforço, as tensões verticais tendem a

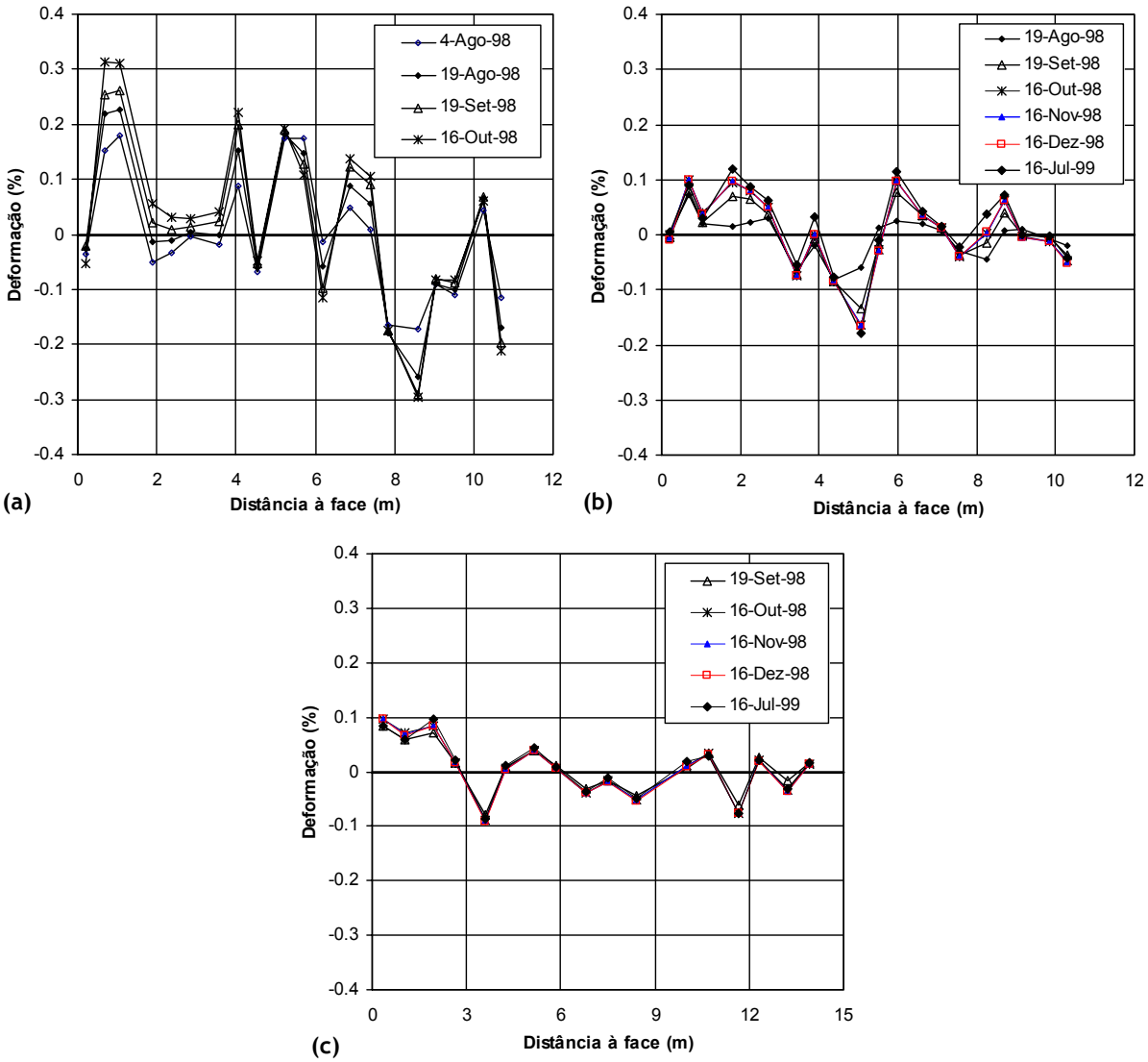


Figura 8.15 – Deformações medidas com os extensómetros lineares no: a) 4º nível de reforço; b) 18º nível de reforço; c) 26º nível de reforço.

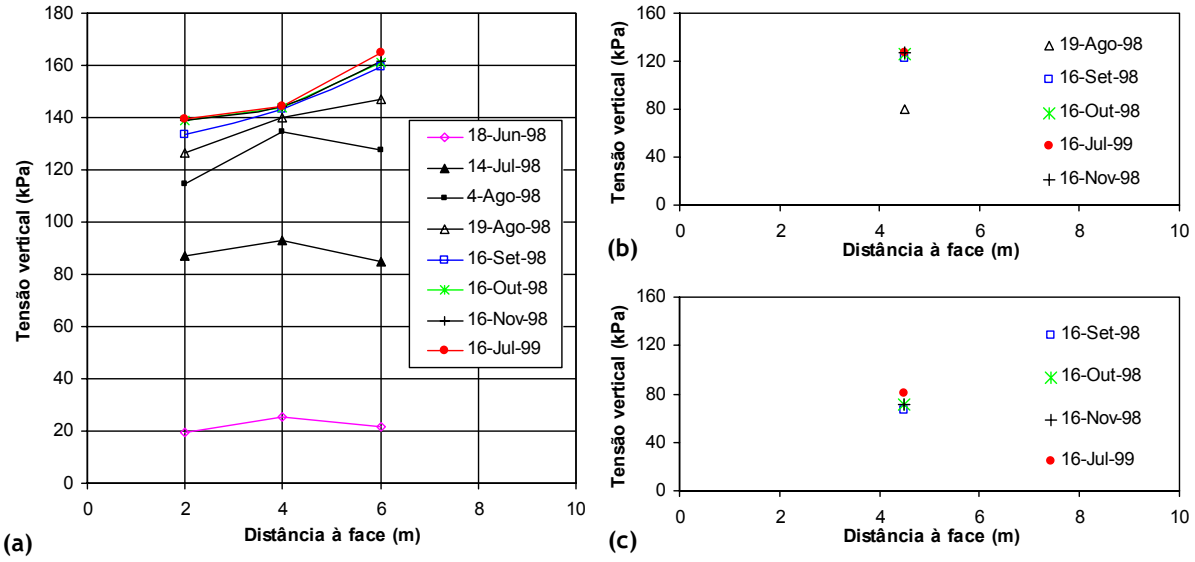


Figura 8.16 – Leituras nas células de pressão: a) próximo do 4º nível; b) próximo do 18º nível; c) próximo do 26º nível.

estabilizar após a conclusão do aterro. Como seria de esperar, no 4º nível de reforço, constata-se que, uma vez iniciada a construção do aterro acima da banqueta (a partir de 4 de Agosto de 1998), a célula de carga mais afastada da face é a que apresenta maior valor de tensão vertical.

8.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO

8.4.1 Faseamento construtivo

Na construção de aterros, os resultados da instrumentação, como se viu no ponto anterior, são valores relativos. Assim, para ser possível a comparação desses resultados com os obtidos através da modelação numérica era imperioso, para ser possível simular os "instantes" em que foram realizadas as leituras, o conhecimento do faseamento construtivo. Na ausência de outros elementos, foi realizada uma estimativa, com base nos dados da instrumentação e algumas fotografias presentes nos relatórios, daquele que se pensa ter sido o faseamento construtivo.

No Quadro 8.4 apresenta-se a estimativa do faseamento construtivo do aterro, função das datas em que existem dados da observação (leituras nos inclinómetros e nos alvos topográficos).

Quadro 8.4 – Faseamento construtivo admitido na modelação numérica.

Data	Fase construtiva do aterro
4 –Agosto-1998	Aterro entre os níveis de reforço 19 e 20
12 –Agosto-1998	Aterro entre os níveis de reforço 24 e 25
19 –Agosto-1998	Aterro à cota do 27º nível
25–Agosto-1998	Aterro ao nível da banqueta superior
1-Setembro-1998	Aterro terminado

8.4.2 Pormenores referentes à modelação numérica

8.4.2.1 Generalidades

Na modelação numérica admitiu-se que o solo é de natureza friccional, com comportamento elasto-plástico, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e uma lei de fluxo não associado. Com base nos resultados da caracterização laboratorial do material de aterro, apresentados no Quadro 8.1, admitiu-se o ângulo de atrito igual a 35º e peso volúmico igual a 21,5 kN/m^3 (considerando os valores de peso volúmico seco e de teor em água óptimo do ensaio de Proctor). O módulo de deformabilidade do solo estimou-se em 30 MPa e o coeficiente de Poisson em 0,3. Após a realização de um estudo paramétrico, que se apresenta na sequência, optou-se por considerar o valor de 5 kPa para a coesão do solo de aterro, que, embora não tendo grande significado físico, melhora o desempenho do modelo numérico, eliminando algumas instabilidades numéricas, particularmente junto à face.

Na modelação dos reforços recorreu-se a elementos de cabo, com comportamento elástico perfeitamente plástico e resistência à compressão desprezável. A rigidez dos reforços é variável (função das suas características de resistência), tendo sido considerado o valor correspondente a 2% de deformação. Na interface entre o reforço (elemento de cabo) e o solo considerou-se uma camada de espessura desprezável (*grout material*), tendo-lhe sido atribuído um ângulo de atrito de 19,5º e uma rigidez ao corte de 3000 kN/m/m. Estes valores foram obtidos através da simulação numérica de um ensaio de arranque de campo, que se apresenta em 8.4.2.2.

A face do talude, do tipo geossintético dobrado (*wrap-around*), foi simulada através de elementos de cabo, aos quais se atribuiu, tendo em consideração que foram utilizados painéis de malha de aço para reforçar a face, uma resistência à compressão não nula (igual a 20% da resistência à tracção do reforço) e um ângulo de atrito na interface igual a 35º. Apresenta-se, na sequência, um estudo paramétrico, envolvendo as características atribuídas aos elementos de face.

Como foi referido em 8.2, após a desmatação do terreno natural, foi decidido reforçar a fundação através da realização de um pedrapleno, utilizando, para o efeito, materiais graníticos sãos, com uma inclinação na face de 1/1 (ver Figura 8.5). Na ausência de dados que permitissem a caracterização do terreno de fundação e do pedrapleno, admitiu-se que estes materiais exibem comportamento elástico, com módulo de deformabilidade de 200 MPa. Sobre o pedrapleno de fundação, considerou-se uma camada de solo de pequena espessura, com características iguais às do solo de aterro, para servir de base ao primeiro nível de reforço.

Tentando modelar, da forma mais aproximada quanto possível, o procedimento construtivo adoptado em obra, a modelação do aterro foi efectuada simulando a colocação de sucessivas camadas, de 0,30 m de espessura, e a colocação dos elementos de reforço, quando era atingida a sua cota de implantação. A pavimentação foi simulada através de uma camada com densidade acrescida.

Na fase de colocação do nível de reforço *i*, o deslocamento horizontal da face a esse nível é impedido, sendo permitido apenas a partir da fase seguinte, isto é, o nível de reforço *i* só entra em serviço na fase imediatamente posterior à sua colocação.

A ausência de dados relativos à topografia do terreno natural adjacente ao aterro reforçado, conduziu a que a sua geometria fosse considerada de forma simples – assumiu-se que o terreno natural apresentava uma inclinação constante e igual a 30º (ver Figura 8.5). A influência do terreno natural no comportamento do aterro reforçado foi objecto de estudo paramétrico.

Como não se conheciam pormenores do talude no intradorso do aterro e para facilitar a modelação numérica, considerou-se a fronteira lateral a cerca de 12,5 m da superfície de intersecção do terreno natural com a cota da superfície do aterro.

No seguimento de contactos estabelecidos com elementos da equipa que acompanhou a observação da obra, admitiu-se que o pedrapleno se prolongou até à cota da 3º nível de reforço e que foi colocado apenas quando o aterro atingiu aproximadamente a cota do 5º nível. A colocação do pedrapleno confinando os níveis inferiores de reforço foi também objecto do estudo paramétrico.

Na Figura 8.17 apresenta-se uma das malhas de diferenças finitas considerada, admitindo a existência do terreno natural e a colocação do pedrapleno em frente aos três níveis de reforço inferiores.

8.4.2.2 Simulação de ensaio de arranque realizado em obra

No decorrer da execução do talude reforçado em análise, foram efectuados ensaios de arranque de campo. Com o objectivo de possibilitar a definição das propriedades da interface solo-reforço a introduzir no modelo numérico, modelou-se, com recurso ao programa *FLAC* (Itasca, 2002), um dos ensaios realizados.

Para a execução dos ensaios foram colocadas geogrelhas (*TENAX TT060*), com 1 m de largura e 2,2 m de comprimento, num aterro com cerca de 60º de inclinação de face e uma altura

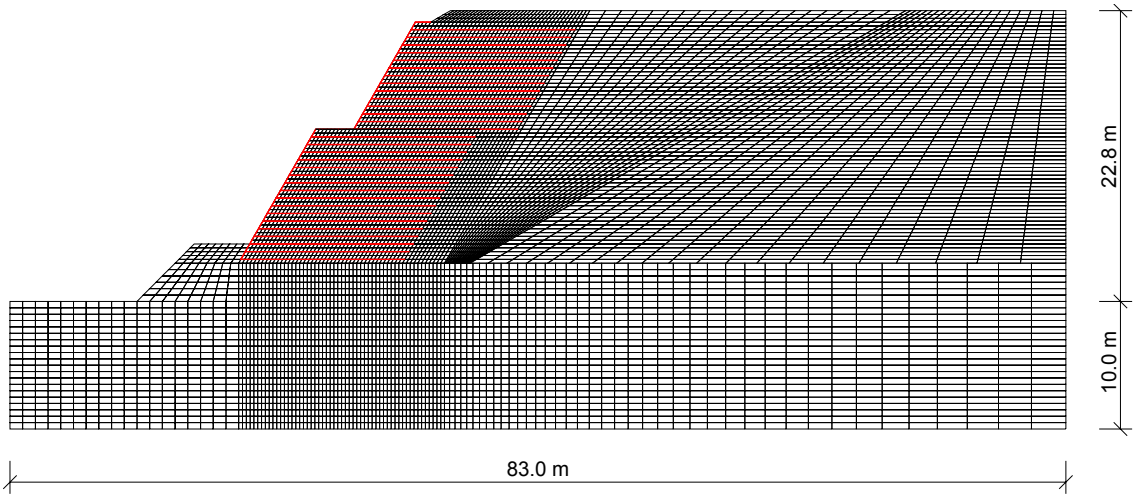


Figura 8.17 – Exemplo de uma malha de diferenças finitas considerada.

aproximada de 5,5 m acima da cota da geogrelha (Mendonça & Lopes, 2002). O ensaio foi realizado através da aplicação, na extremidade da geogrelha, de uma força de arranque (Figura 8.18). Durante a execução do ensaio, a geogrelha foi traccionada, por um macaco hidráulico, a uma velocidade de deformação constante, aproximadamente igual a 10 mm/s. A reacção, oferecida pela geogrelha à força aplicada pelo macaco, foi medida através de uma célula de carga.

Na Figura 8.18 apresenta-se um esquema com as condições de execução do ensaio.

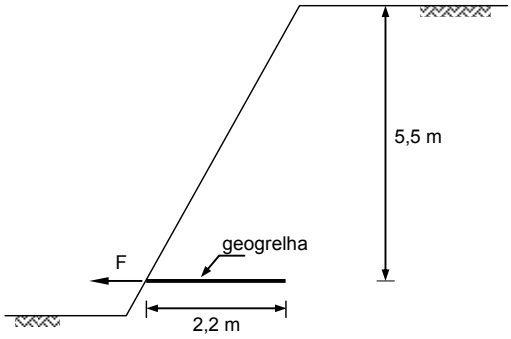


Figura 8.18 – Condições de execução do ensaio de arranque de campo.

A resistência ao arranque de uma geogrelha, desprezando a contribuição da resistência passiva mobilizada através das barras transversais, isto é, considerando apenas a resistência resultante do atrito lateral, pode definir-se, como se referiu no Capítulo 3, através da equação:

$$T_a = 2\, a_s w l_a \sigma' \operatorname{tg} \delta \qquad (8.1)$$

onde a_s é a fracção sólida da área superficial da geogrelha, w a largura da geogrelha, l_a o comprimento de arranque, σ' a tensão efectiva de confinamento e δ o ângulo de atrito que caracteriza a interface solo-reforço.

Conhecida a geogrelha utilizada no ensaio, foi considerada a sua rigidez teórica (obtida através do catálogo do fabricante) correspondente a 2% de deformação, J = 850 kN/m, e o esforço de cedência de 60 kN/m.

Na modelação do ensaio utilizaram-se elementos de cabo para simular a geogrelha, atribuindo à interface uma adesão nula e valores de rigidez e de ângulo de atrito variáveis. Modelou-se a

geogrelha considerando a_s = 0,40 (valor usual neste tipo de materiais), isto é, admitiu-se que apenas 40% da área superficial constitui a fracção sólida.

Fazendo variar o ângulo de atrito na interface solo-geogrelha, δ, com incrementos de 0,5º, concluiu-se que o valor que melhor caracteriza a interface é 19,5º. Efectuando um estudo paramétrico envolvendo a rigidez da interface, verificou-se que a rigidez igual a 3000 kN/m é a que melhor aproxima a curva força-deslocamento obtida experimentalmente.

Apresenta-se, na Figura 8.19, a malha de diferenças finitas e os esforços axiais que se desenvolvem ao longo do comprimento do reforço quando este foi submetido a um deslocamento de arranque de 0,10 m.

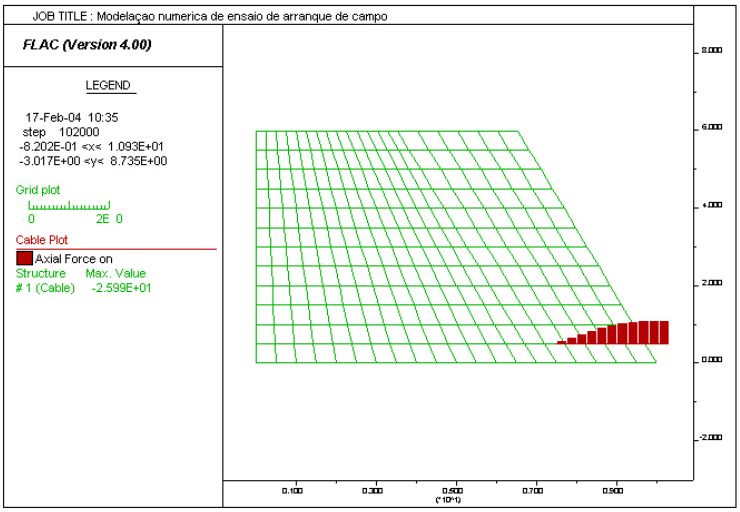


Figura 8.19 – Malha de diferenças finitas e esforços axiais após 0,10 m de deslocamento.

Na Figura 8.20 comparam-se as curvas força de arranque *versus* deslocamento da extremidade do reforço, obtidos através do modelo numérico e no ensaio de campo.

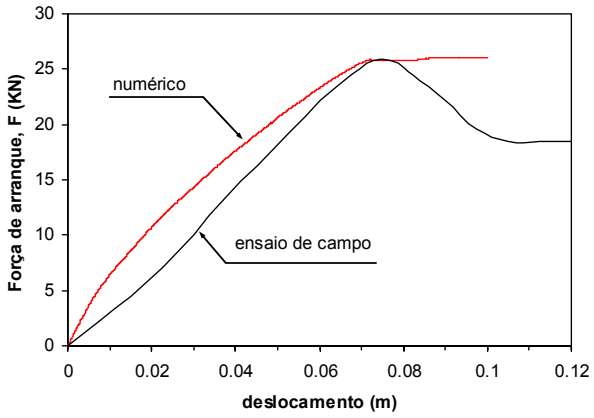


Figura 8.20 – Curvas força de arranque-deslocamento obtidas numérica e experimentalmente.

Embora o comportamento antes e após ser atingido o valor da força máxima seja algo distinto, verifica-se que se conseguiu reproduzir, com o modelo numérico, considerando os valores adequados do ângulo de atrito e da rigidez da interface, um esforço resistente ao arranque muito próximo do obtido em campo, para um valor do deslocamento da extremidade livre do reforço praticamente coincidente.

Refira-se que, com o programa *FLAC* e os modelos constitutivos a ele associados, não se consegue obter o decréscimo de resistência após rotura por arranque do reforço.

8.4.3 Estudo Paramétrico

8.4.3.1 Generalidades

A incerteza associada a diferentes aspectos relativos à caracterização dos materiais e à geometria do terreno conduziu à necessidade de realização de um estudo paramétrico. Com este estudo paramétrico pretendia-se avaliar a influência, no comportamento da estrutura durante a sua construção, de factores, como os efeitos da coesão do solo de aterro, da consideração do terreno natural, da colocação do pedrapleno em frente aos 3 primeiros níveis de reforço, do tipo de face e das suas características e da rigidez da interface solo-reforço. Correndo o risco de tornar a apresentação deste estudo demasiado longa e fastidiosa, optou-se pela apresentação das diversas análises realizadas e limitando ao essencial a apresentação dos resultados.

No Quadro 8.5 apresenta-se um resumo dos cálculos efectuados. Na coluna relativa ao tipo de face, a designação "elementos de cabo" refere-se à simulação da face com elementos de cabo, com as características apresentadas em 8.4.2.1, e a designação "coesão = c" diz respeito à consideração de uma fiada de elementos junto à face, com coesão acrescida e de valor igual a "c" e os restantes parâmetros coincidentes com os do solo de aterro.

Quadro 8.5 – Resumo das análises numéricas efectuadas.

Designação do cálculo	Terreno Natural	Coesão do solo (kPa)	Pedrapleno	Tipo de Face	Rigidez da interface, K_b (kN/m/m)	Rigidez dos reforços
SemTN0_CP_cb	Não	0	Sim	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_cb	Não	2	Sim	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN5_CP_cb	Não	5	Sim	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN10_CP_cb	Não	10	Sim	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_SP_cb	Não	2	Não	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN5_SP_cb	Não	5	Não	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
ComTN2_CP_cb	Sim	2	Sim	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
ComTN2_SP_cb	Sim	2	Não	Elem. cabo	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_c10	Não	2	Sim	Coesão = 10kPa	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_c20	Não	2	Sim	Coesão = 20kPa	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_c50	Não	2	Sim	Coesão = 50kPa	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_c100	Não	2	Sim	Coesão = 100kPa	3000	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_kb1	Não	2	Sim	Elem. cabo	5×10^4	$J_{2\%}$
SemTN2_CP_kb2	Não	2	Sim	Elem. cabo	5×10^6	$J_{2\%}$
SemTN5_CP_cb2	Não	5	Sim	Elem. Cabo Rigidez Dupla	3000	$J_{2\%}$
SemTN5_CP_cb2_J2	Não	5	Sim	Elem. Cabo Rigidez Dupla	3000	$2 \times J_{2\%}$
SemTN5_CP_cb50	Não	5	Sim	Elem. Cabo Coesão = 50kPa	3000	$J_{2\%}$

Com a designação dos cálculos, apresentada no Quadro 8.5 e referenciada ao longo do texto, embora esta possa parecer complexa, pretendeu-se identificar o número máximo de variáveis intervenientes. A primeira sequência refere-se à consideração, ou não, do terreno natural, seguida do valor admitido para a coesão do solo de aterro. A segunda sequência "CP" ou "SP" diz respeito à consideração, ou não, do pedrapleno em frente aos níveis de reforço inferiores. Finalmente, a terceira sequência refere-se ao tipo de face. Exemplificando, a designação "SemTN5_SP_cb" diz respeito a um cálculo no qual não se considerou a presença do terreno natural, a coesão do material de aterro foi admitida igual a 5 kPa, se desprezou a colocação do pedrapleno e a face do talude foi modelada através de elementos de cabo. Os cinco últimos cálculos, apresentados no Quadro 8.5, contêm ligeiras variações.

Os resultados dos diferentes cálculos são comparados em termos dos deslocamentos finais da face do aterro, dos esforços finais que se instalam nos diferentes níveis de reforço e dos deslocamentos relativos da face do talude. No ponto 8.4.4 comparam-se os resultados numéricos com os valores resultantes da instrumentação.

8.4.3.2 Efeito da coesão do solo de aterro

Com o propósito de avaliar a influência da coesão do solo do aterro nos deslocamentos do talude e nos esforços que se instalam nos elementos de reforço, efectuaram-se 4 cálculos (SemTN0_CP_cb, SemTN2_CP_cb, SemTN5_CP_cb e SemTN10_CP_cb), atribuindo valores a este parâmetro iguais a 0, 2, 5 e 10 kPa. Nestes cálculos desprezou-se a presença do terreno natural e foi considerado o pedrapleno em frente aos níveis inferiores de reforço (Figura 8.5).

Na Figura 8.21 ilustram-se os deslocamentos horizontais e verticais da face do talude para os diferentes valores da coesão do solo de aterro. As curvas surgem interrompidas aos 10,5 m de altura para ser possível distinguir os deslocamentos do talude inferior (abaixo da banqueta) e do talude superior.

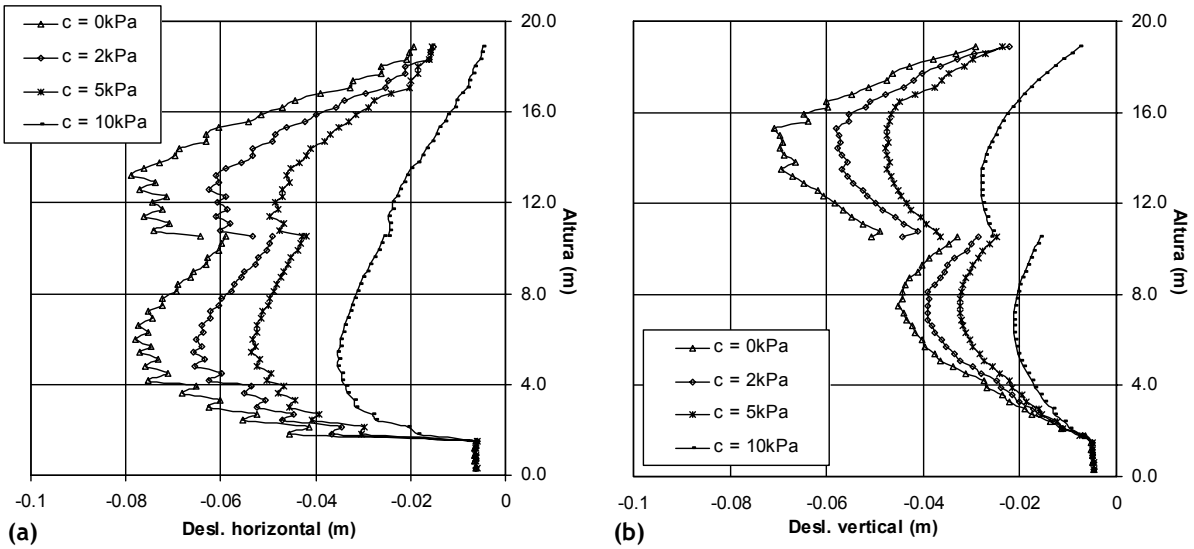


Figura 8.21 – Efeito da coesão sobre os deslocamentos da face: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais.

Considerando o solo sem coesão, verifica-se que os deslocamentos horizontais dos pontos com cotas coincidentes com os níveis de reforço são inferiores aos dos pontos adjacentes, sendo este facto mais notório nas zonas inferiores dos taludes. Tal justifica-se, por um lado, pelo facto da

presença do reforço inibir o deslocamento horizontal. Porém, dado que este fenómeno tende a diluir-se com o acréscimo da coesão, este fenómeno pode, por outro lado, ser justificado por instabilidade numérica.

Exceptuando a situação de solo com coesão de 10 kPa, os deslocamentos horizontais máximos são da mesma ordem de grandeza nos taludes inferior e superior. Os deslocamentos verticais são superiores no talude acima da banqueta.

Ilustram-se na Figura 8.22a os esforços máximos mobilizados nos 31 níveis de reforço. Nesta figura procedeu-se de igual forma à interrupção das curvas para facilitar a distinção entre os reforços localizados nos taludes inferior e superior. Como seria de esperar, o acréscimo da resistência do solo (através do aumento da coesão) reduz os deslocamentos internos que se verificam durante o processo construtivo e, consequentemente, os esforços de tracção que se instalam nas inclusões são também inferiores. A evolução dos esforços máximos em altura sofre algumas variações em função da resistência ao corte do solo de aterro.

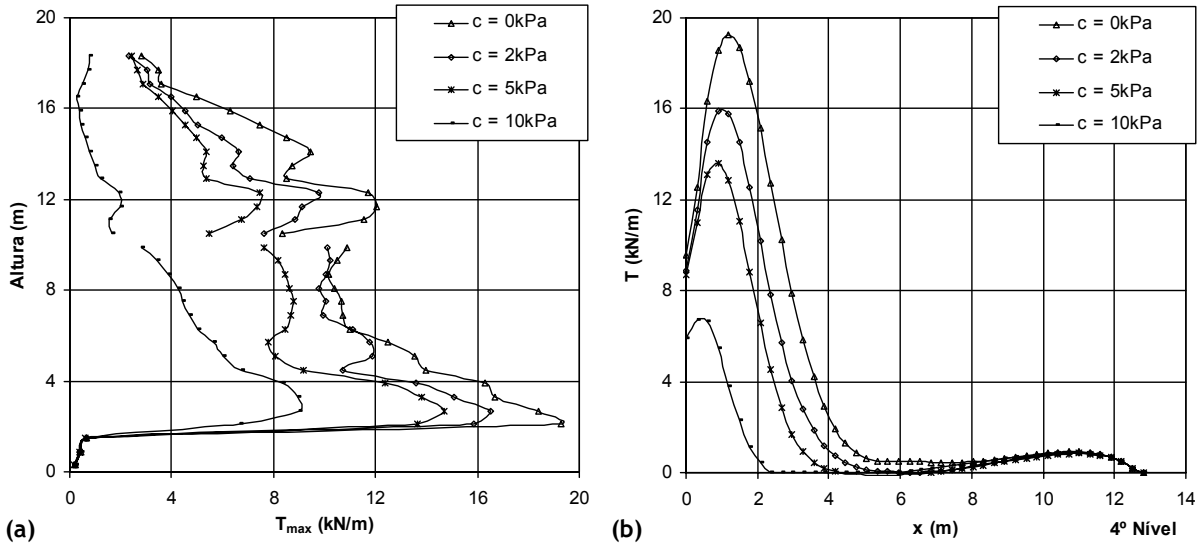


Figura 8.22 – Efeito da coesão: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível).

Na Figura 8.22b apresenta-se a distribuição do esforço de tracção instalado no 4º nível de reforço ao longo do seu comprimento. A evolução do esforço é semelhante para os diferentes valores da coesão do solo, verificando-se que a localização do esforço máximo tende a aproximar-se da face do talude com o incremento da coesão do solo de aterro.

Tendo em consideração que o objectivo final deste estudo é a comparação entre os resultados da modelação numérica e os resultados da observação, apresenta-se na Figura 8.23 os deslocamentos horizontais e verticais relativos da face do talude em pontos coincidentes com as cotas dos alvos topográficos, tendo em linha de conta a data da sua instalação e o faseamento construtivo.

Considerando as datas das leituras de referência dos diferentes alvos topográficos, apresentadas no Quadro 8.2, e o faseamento construtivo, presente no Quadro 8.4, foram sendo registados ao longo da modelação numérica, resultados intermédios em pontos aproximadamente coincidentes com os alvos, de forma a ser possível a obtenção dos deslocamentos relativos apresentados na Figura 8.23. Nesta figura os valores que surgem em ordenadas referem-se à altura acima do pedrapleno.

A comparação dos resultados da modelação numérica com os resultados da instrumentação será apresentada posteriormente.

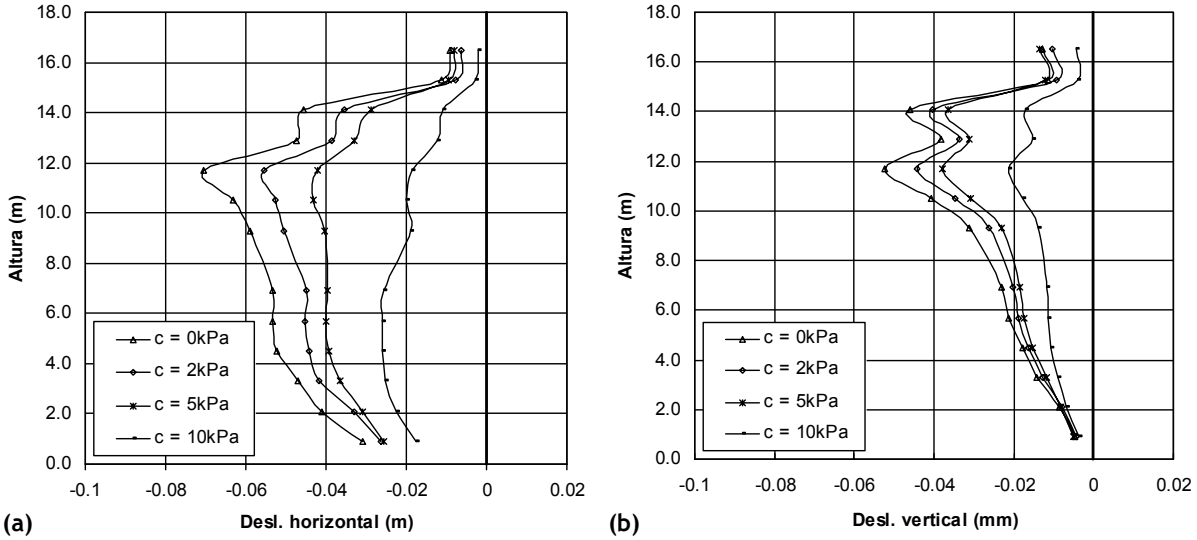


Figura 8.23 – Efeito da coesão: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos.

8.4.3.3 Efeito da consideração do terreno natural

Pretendendo-se avaliar a importância da consideração do terreno natural quando se simula a construção do aterro reforçado, foram efectuados cálculos considerando e desprezando a existência do terreno natural. Quando se admite a presença do terreno natural, simula-se a colocação do aterro acima da fronteira que o define, enquanto que, quando a existência do terreno natural é desprezada, é simulada a colocação do aterro até ao limite da malha.

O estudo do efeito da consideração do terreno natural foi efectuado admitindo a colocação do pedrapleno em frente aos três primeiros níveis de reforço (cálculos CTN2_CP_cb e STN2_CP_cb - Quadro 8.5) e também desprezando esse pedrapleno (cálculos CTN2_SP_cb e STN2_SP_cb).

A Figura 8.24 ilustra os deslocamentos horizontais da face do talude para os quatro cálculos referidos.

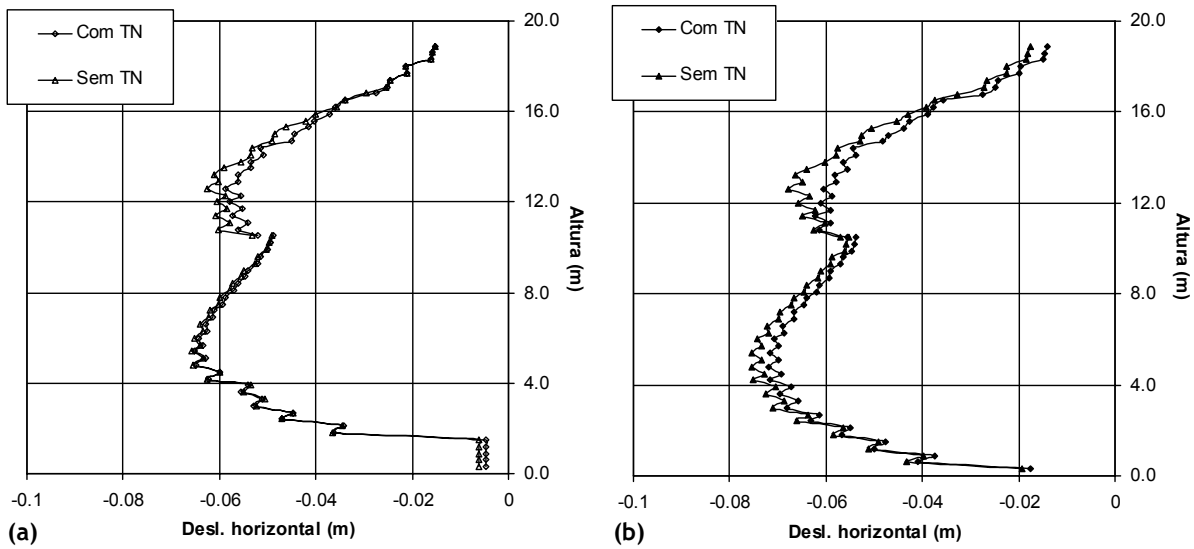


Figura 8.24 – Efeito da consideração do terreno natural nos deslocamentos horizontais finais da face da estrutura: a) com pedrapleno; b) sem pedrapleno.

Da análise da Figura 8.24 conclui-se que o efeito da consideração do terreno natural, sobre os deslocamentos horizontais da face do talude, se faz sentir essencialmente no talude superior, tendo maior significado quando não se admite o pedrapleno em frente aos níveis de reforço inferiores. As conclusões sobre o efeito do pedrapleno serão apresentadas na sequência.

Os esforços máximos instalados nos 31 níveis de reforço no final da construção do aterro apresentam-se na Figura 8.25. A análise desta figura revela que, em termos de esforços, a importância do terreno natural é também mais significativa quando o pedrapleno é omitido.

Da análise das Figuras 8.24 e 8.25 poder-se-á concluir que a consideração do terreno natural não é um factor determinante na avaliação numérica do comportamento desta estrutura.

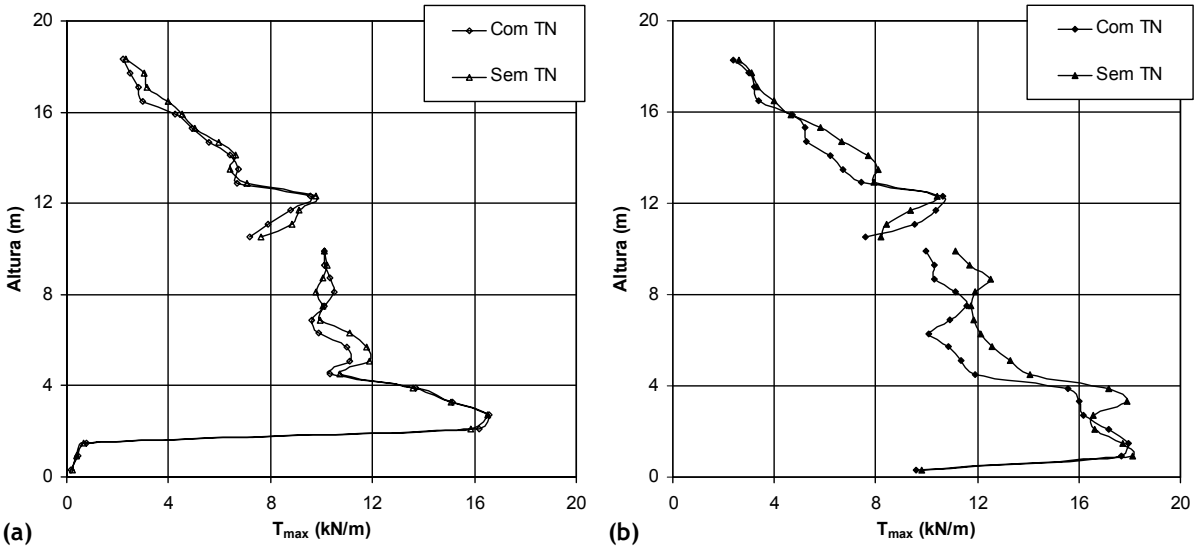


Figura 8.25 - Efeito da consideração do terreno natural nos esforços de tracção: a) com pedrapleno; b) sem pedrapleno.

8.4.3.4 Efeito da colocação do pedrapleno

Como se referiu em 8.2, para garantir maior estabilidade à base da estrutura, o pedrapleno foi prolongado até uma cota próxima da cota de implantação do 3º nível de reforço. No entanto, não eram conhecidos detalhes sobre a sequência da sua construção relativamente à colocação do aterro, tendo sido referido que, aquando da sua construção, estaria já colocado o 5º nível de reforço. Assim, para avaliar o efeito que a colocação do pedrapleno em frente aos 3 níveis inferiores de reforço tem sobre o comportamento desta estrutura, foram efectuadas análises com e sem a colocação do pedrapleno (ver Quadro 8.5).

Como seria de esperar, a colocação do pedrapleno reduz os deslocamentos da face do talude, principalmente abaixo do nível da banqueta (talude inferior). Da análise dos deslocamentos horizontais apresentados na Figura 8.26, verifica-se que, quando se considera a coesão do solo de aterro igual a 5 kPa, o efeito da colocação do pedrapleno nos deslocamentos da face do talude superior é praticamente desprezável.

Dado que o talude sofre menores deslocamentos quando se coloca o pedrapleno, é expectável que a sua colocação reduza os esforços, particularmente nos níveis de reforço inferiores. A análise da Figura 8.27, na qual se comparam os esforços máximos mobilizados nos elementos de reforço, aponta nesse sentido. Poder-se-á dizer que, devido à restrição dos deslocamentos a que o pedrapleno dá origem, a sua presença "anula" o efeito dos 3 níveis de reforço inferiores, uma vez

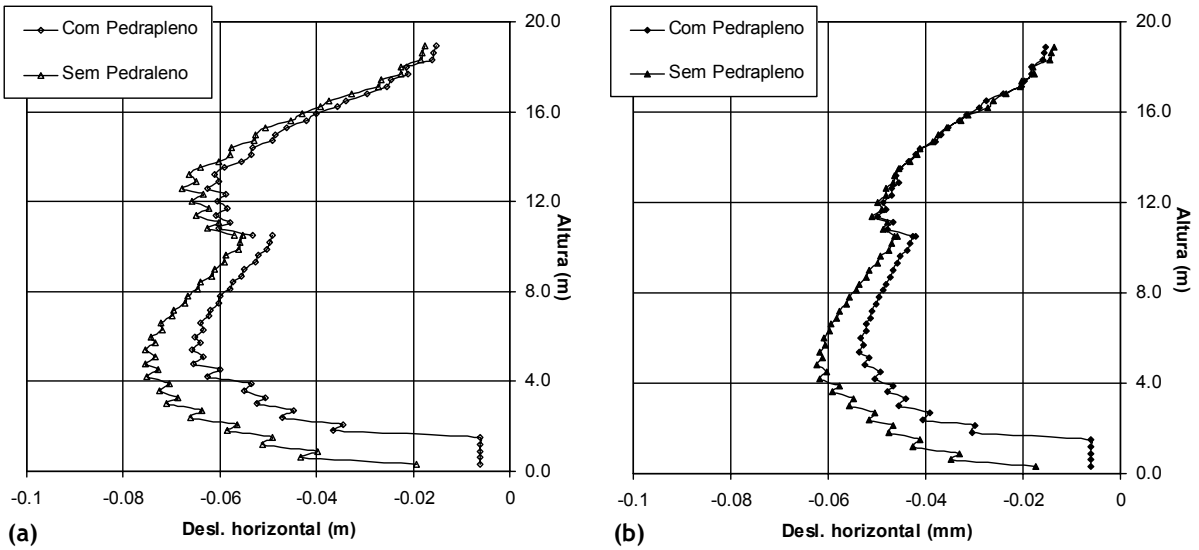


Figura 8.26 – Efeito da colocação do pedrapleno nos deslocamentos horizontais da face do talude: a) solo com 2 kPa de coesão; b) solo com 5 kPa de coesão.

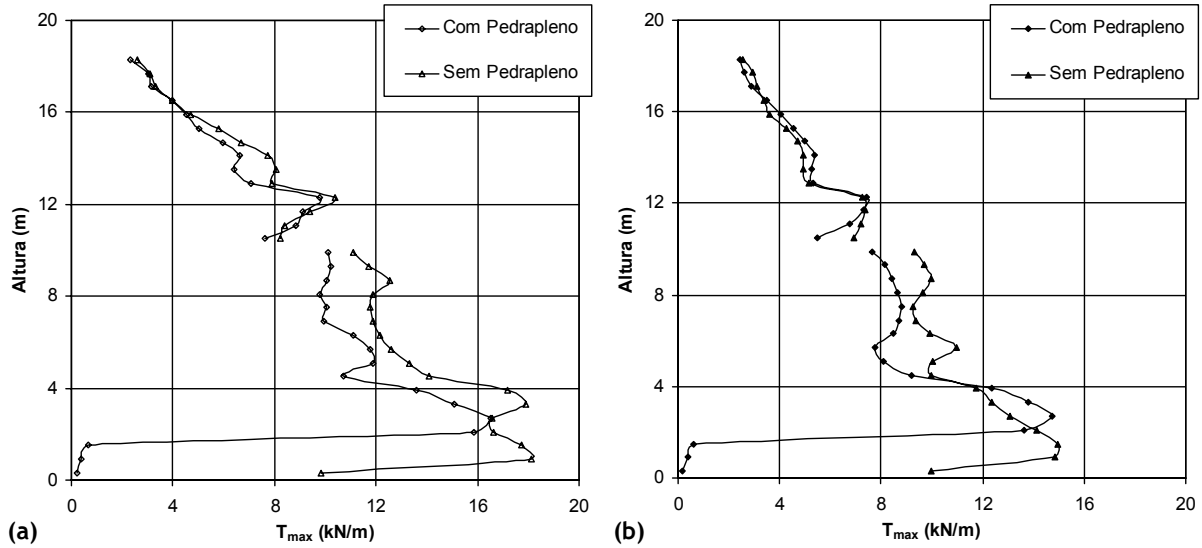


Figura 8.27 – Efeito da colocação do pedrapleno nos esforços de tracção: a) solo com coesão igual a 2 kPa; b) solo com coesão igual a 5 kPa.

que os esforços que neles se instalam são muito reduzidos e se referem, essencialmente, à construção do aterro que teve lugar previamente à colocação do pedrapleno.

8.4.3.5 Efeito das características da face da estrutura

Como se mencionou no ponto 8.2, as geogrelhas foram cortadas com comprimento suficiente para fazer a face e a amarração superior (face do tipo *wrap-around*), tendo ainda sido colocados painéis de malha de aço e um biotapete no interior da geogrelha de face. Tratando-se de um sistema complexo, surgiram dúvidas sobre a forma mais adequada à modelação da face da estrutura e sobre as características a atribuir aos seus elementos. Tendo em consideração estes aspectos, para avaliar o efeito do sistema de face, efectuou-se um estudo considerando duas possibilidades de modelação: através de elementos de cabo, com as características já referidas em 8.4.2.1, e através de uma fiada de elementos com coesão acrescida e restantes parâmetros iguais aos do solo de

aterro. Nesta segunda hipótese analisaram-se valores da coesão de 10, 20, 50 e 100 kPa (Quadro 8.5).

A Figura 8.28 ilustra os deslocamentos horizontais e verticais da face do talude para as diferentes modelações do sistema de face. Constata-se, pela sua análise, que modelando a face através de elementos com 10 kPa e 20 kPa de coesão, os deslocamentos da face da estrutura são semelhantes entre si e muito próximos dos que se obtêm quando se utilizam elementos de cabo. Aumentando a coesão da face para 50 kPa, os deslocamentos máximos horizontais e verticais sofrem uma redução, de aproximadamente 13%. Porém, duplicando o valor da coesão da face, para 100 kPa, o deslocamento horizontal máximo decresce adicionalmente cerca de 7%, enquanto a diminuição em termos de deslocamento vertical é inferior a 2%, ou seja, a eficácia do acréscimo de resistência do solo de face tende a decrescer.

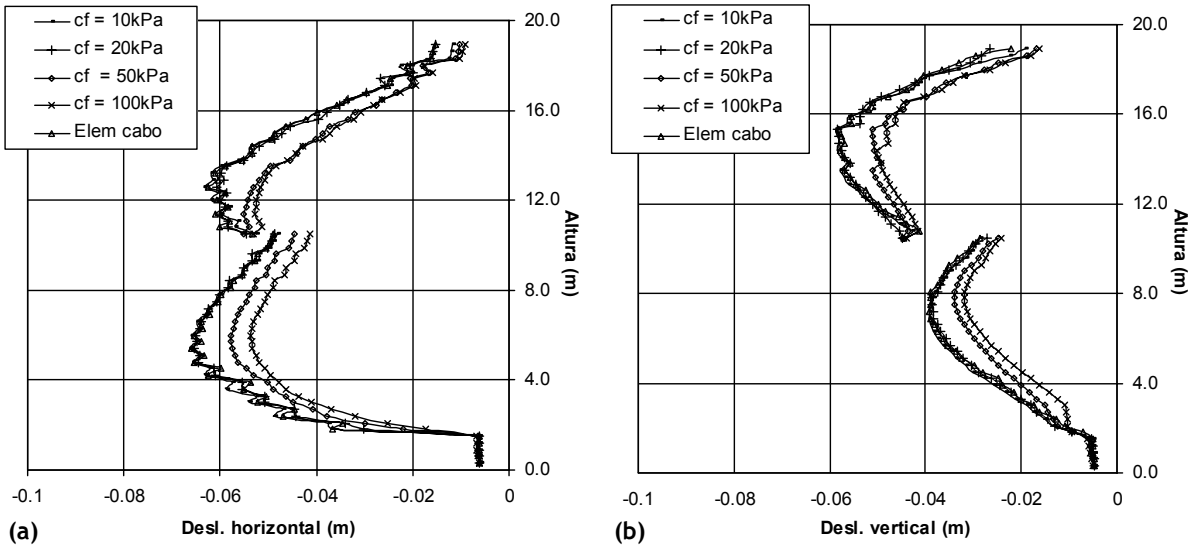


Figura 8.28 – Efeito das características da face da estrutura: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face.

Na Figura 8.29 apresentam-se os esforços máximo instalados nos 31 níveis de reforço no final da construção (Figura 8.29a), bem como, a distribuição do esforço ao longo do comprimento do 4º nível de reforço (Figura 8.29b). A análise desta figura permite concluir que, em termos de esforços, tal como no que se refere aos deslocamentos da face, a modelação através de elementos de cabo se aproxima da modelação através de elementos com 20 kPa de coesão. Os esforços no talude superior não são particularmente sensíveis à resistência atribuída ao sistema de face. No talude abaixo da banqueta, a influência da face é mais significativa, em particular, nos níveis de reforços imediatamente acima do pedrapleno.

A distribuição dos esforços ao longo do comprimento do 4º nível de reforço apresenta uma forma semelhante nas 5 análises, ainda que com valores distintos, verificando-se que o esforço se anula para um comprimento próximo dos 7 m.

Ilustram-se, na Figura 8.30, os deslocamentos horizontais e verticais relativos da face do talude, em pontos coincidentes com os alvos topográficos, tendo em consideração a data da sua instalação e o faseamento construtivo, apresentados no Quadro 8.2 e no Quadro 8.4, respectivamente. Relembre-se que existem seis alvos no talude abaixo da banqueta e sete alvos acima desta.

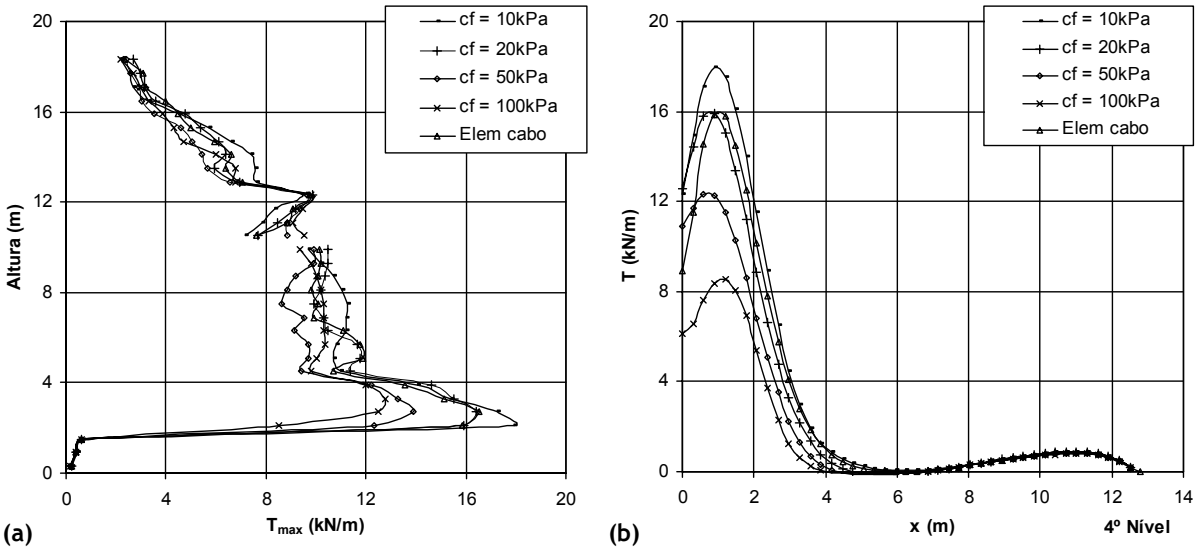


Figura 8.29 - Efeito das características da face da estrutura: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível).

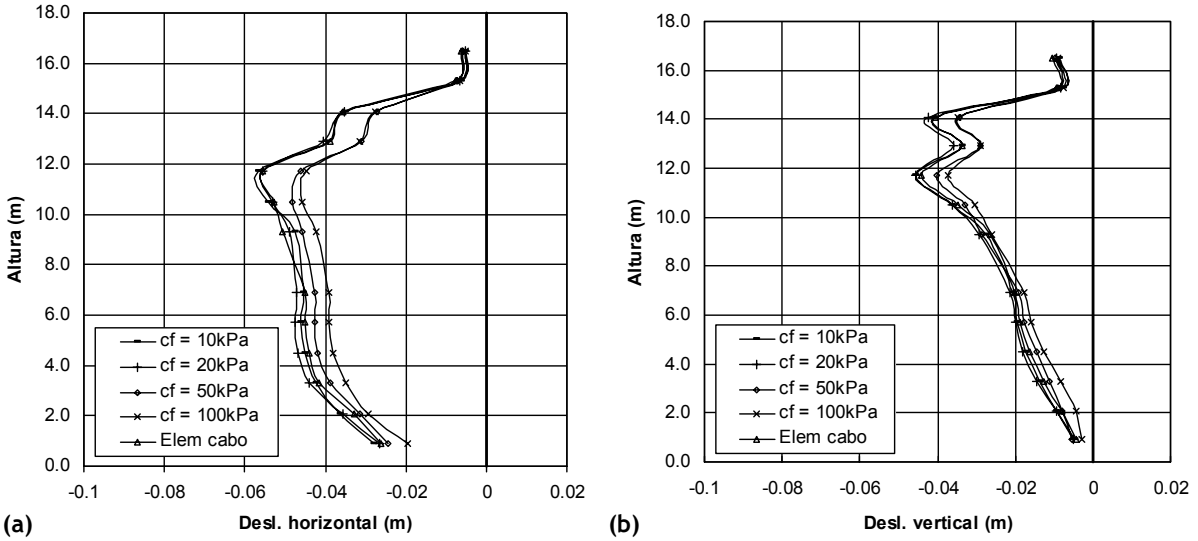


Figura 8.30 - Efeito das características da face da estrutura: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos.

Da análise da Figura 8.30a, conclui-se que, no talude superior, os deslocamentos horizontais relativos, quando se modela a face com elementos de cabo ou utilizando elementos com coesão de 10 e 20 kPa são praticamente coincidentes. Existem algumas diferenças, não muito significativas, no talude inferior. Nos quatro alvos topográficos superiores, a duplicação da coesão dos elementos de face de 50 kPa para 100 kPa não reflecte diferenças significativas, quer em termos de deslocamentos horizontais, quer no que diz respeito aos deslocamentos verticais. Conclui-se que, no que concerne aos deslocamentos relativos da face da estrutura, a influência do tipo de face e das suas características de resistência fazem-se sentir, essencialmente, no talude inferior.

8.4.3.6 Efeito da rigidez da interface solo-reforço

O valor que se considerou como referência para a rigidez ao corte da interface solo-reforço (3000 kN/m/m) resultou da simulação numérica do ensaio de arranque realizado aquando da execução do aterro. Porém, julgou-se importante avaliar o efeito que este parâmetro possa ter,

particularmente nas deformações da face e nos esforços máximos que se instalam nos elementos de reforço. Assim, considerou-se a hipótese da rigidez na interface ser cerca de 17 vezes superior (5×10^4 kN/m/m) e ainda um valor bastante mais elevado - 5×10^6 kN/m/m.

A Figura 8.31 ilustra os deslocamentos horizontais e verticais da face do talude, registados no final da construção, considerando os três valores da rigidez da interface solo-reforço. Como seria de esperar, constata-se que, admitindo o valor mais baixo deste parâmetro, resultam maiores deslocamentos. No entanto, embora o valor mais elevado da rigidez seja 100 vezes superior ao valor intermédio, os resultados em termos de deslocamentos da face da estrutura apresentam diferenças pouco significativas.

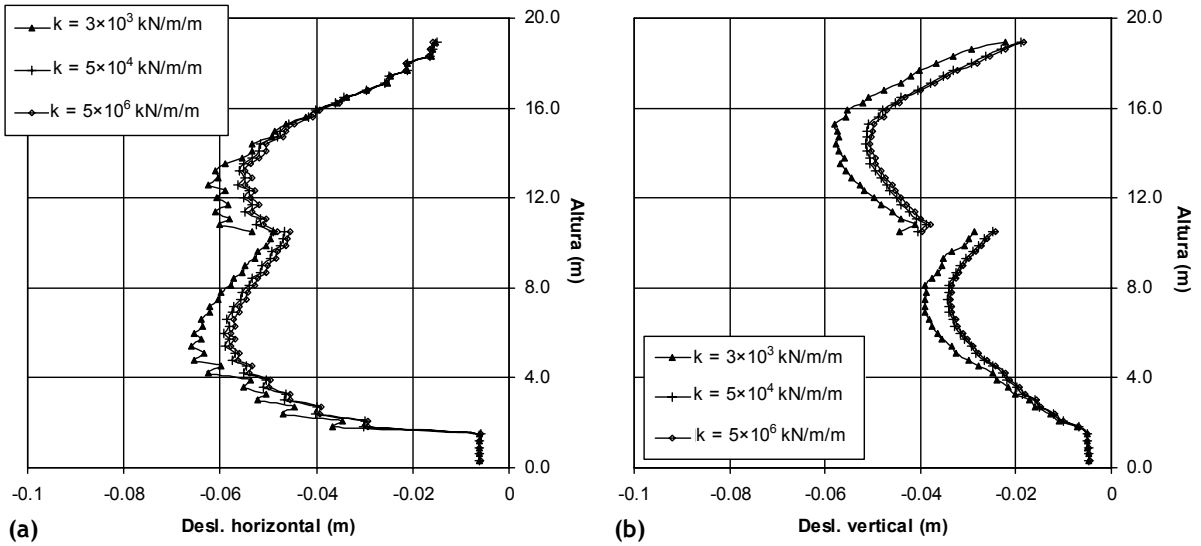


Figura 8.31 - Efeito da rigidez da interface solo-reforço: a) deslocamentos horizontais finais; b) deslocamentos verticais finais.

Apresentam-se na Figura 8.32 os esforços máximos mobilizados nos diferentes níveis de reforço e a distribuição do esforço ao longo do comprimento do 4º nível. As conclusões a retirar desta figura são semelhantes às apresentadas, no parágrafo anterior, em relação aos deslocamentos da face.

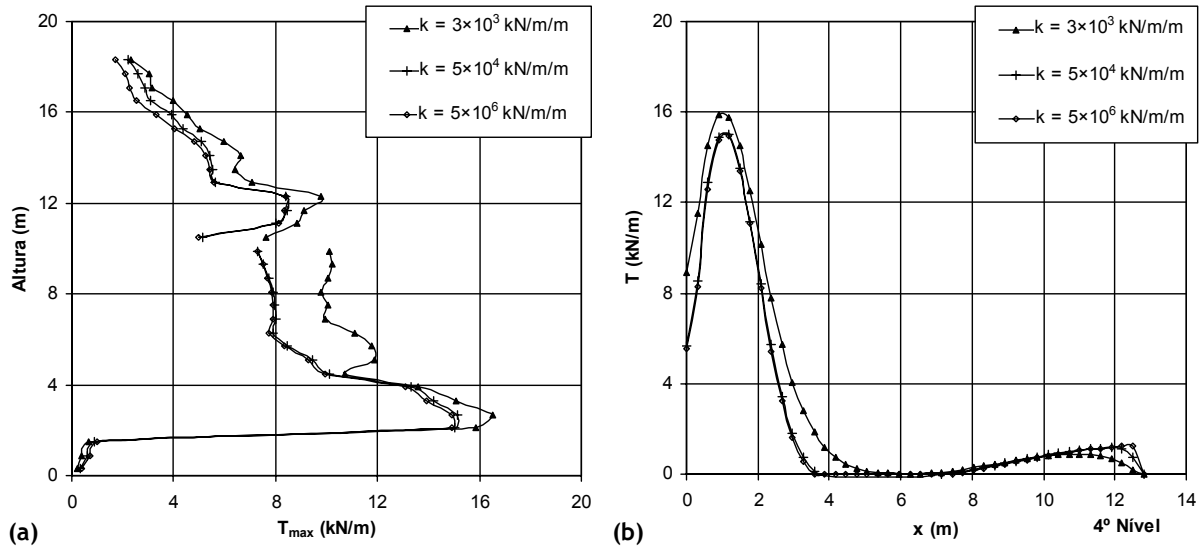


Figura 8.32 - Efeito da rigidez da interface solo-reforço: a) esforços máximos nos 31 níveis de reforço; b) distribuição dos esforços ao longo do comprimento (4º nível).

Pela análise das Figuras 8.31 e 8.32 poder-se-á estabelecer que, particularmente para a estrutura em estudo, o efeito do aumento da rigidez da interface solo-reforço, a partir de um determinado valor, não é significativo. Se a rigidez nas interfaces solo-reforço for superior ao valor considerado com base na simulação numérica do ensaio de arranque, é provável que a modelação numérica da construção desta estrutura subestime as deformações da face e os esforços efectivamente mobilizados.

8.4.3.7 Efeito da rigidez dos elementos de reforço e da face

Tendo em consideração que os deslocamentos relativos da face, em localizações próximas das cotas dos alvos topográficos, e os deslocamentos internos relativos obtidos com as análises numéricas, apresentadas nos pontos anteriores, tendiam a ser superiores aos valores obtidos pela instrumentação da obra, acrescido da complexidade da face da estrutura (geogrelha, biotapete e malha de aço) e do facto de se ter verificado a sobreposição dos reforços, por se tratar de uma obra em curva (Figura 8.3), considerou-se necessário realizar três cálculos adicionais (Quadro 8.5).

O primeiro desta série de cálculos consistiu na duplicação da rigidez apenas dos elementos de cabo colocados na face da estrutura (cálculo SemTN5_CP_cb2). No segundo cálculo, duplicou-se a rigidez dos elementos de cabo, quer na face da estrutura, quer nos reforços colocados horizontalmente (cálculo SemTN5_CP_cb2_J2). Na terceira análise, considerou-se que na face da estrutura existiam elementos de cabo com rigidez igual à dos reforços horizontais e igual ao valor base (isto é, sem duplicação), mas atribuiu-se à camada de solo em contacto directo com o reforço uma resistência ao corte acrescida (c = 50 kPa) – cálculo SemTN5_CP_cb50.

Na Figura 8.33 apresentam-se os deslocamentos da face do talude, registados no final da construção, para os três cálculos, referidos no parágrafo anterior, e para o cálculo correspondente sem alteração das características de rigidez dos reforços (SemTN5_CP_cb).

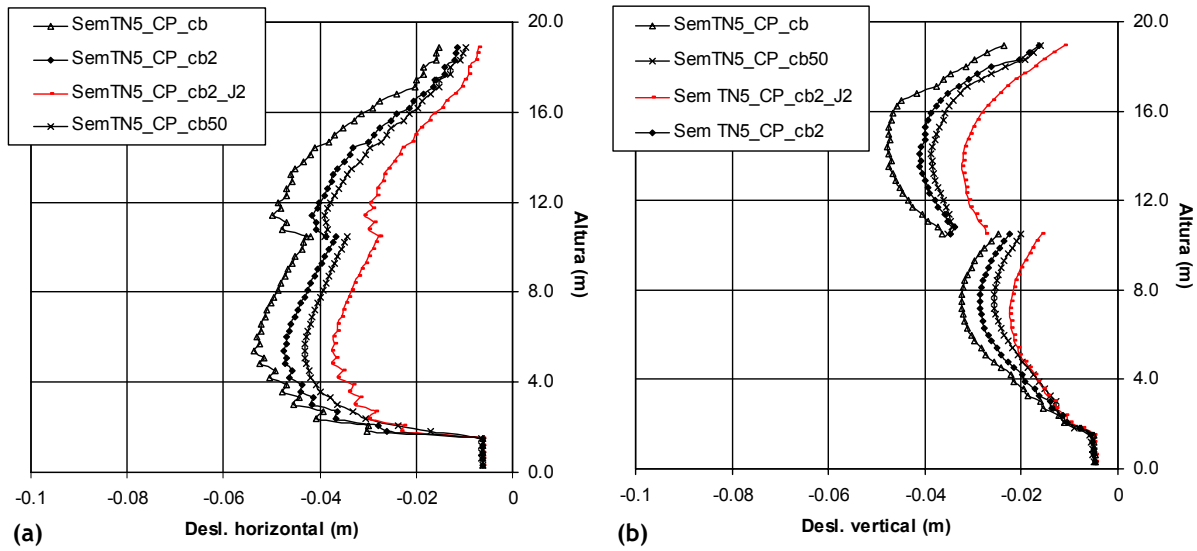


Figura 8.33 - Efeito da rigidez dos reforços e das características da face: a) deslocamentos horizontais finais; b) deslocamentos verticais finais.

Comparando os resultados obtidos nos cálculos SemTN5_CP_cb e SemTN5_CP_cb2, verifica-se que a duplicação da rigidez dos reforços que formam a face do talude significa uma melhoria significativa em termos da contenção das deformações da face. Admitindo a possibilidade da rigidez dos reforços (colocados horizontalmente e na face) ser dupla do valor considerado, os

deslocamentos na face, como seria de esperar, decrescem de forma considerável. Nota-se, no entanto, que mesmo considerando a face mais rígida, a oscilação dos deslocamentos horizontais, que ocorre particularmente no talude inferior, resultante da restrição dos deslocamentos induzida pelos reforços, não se anula. Admite-se que, caso a malha de aço se encontre bem ajustada à geogrelha de face, estes "embarrilamentos" não tenham lugar.

Mantendo os elementos de cabo na face, mas atribuindo ao solo que está em contacto directo com estes elementos uma parcela coesiva mais significativa (c = 50 kPa), os deslocamentos da face são intermédios entre os valores obtidos com a duplicação da rigidez apenas na face e a duplicação da rigidez em todos os reforços. Nesta análise, os "embarrilamentos", referidos no parágrafo anterior, tendem a desaparecer.

A Figura 8.34 ilustra os deslocamentos horizontais e verticais relativos registados na face dos taludes em localizações próximas das cotas dos alvos topográficos. As conclusões que se retiram da análise desta figura são semelhantes às referentes aos deslocamentos finais da face.

O facto das geogrelhas estarem sobrepostas em algumas localizações conferirá certamente maior rigidez à estrutura, mas admitir a duplicação da rigidez dos elementos de reforço pode ser uma hipótese demasiado arrojada. Admite-se, assim, que a consideração de uma camada de solo superficial com maior resistência ao corte será a melhor opção em termos de simulação da face e eventualmente, de algum acréscimo de rigidez que possa existir em determinadas localizações.

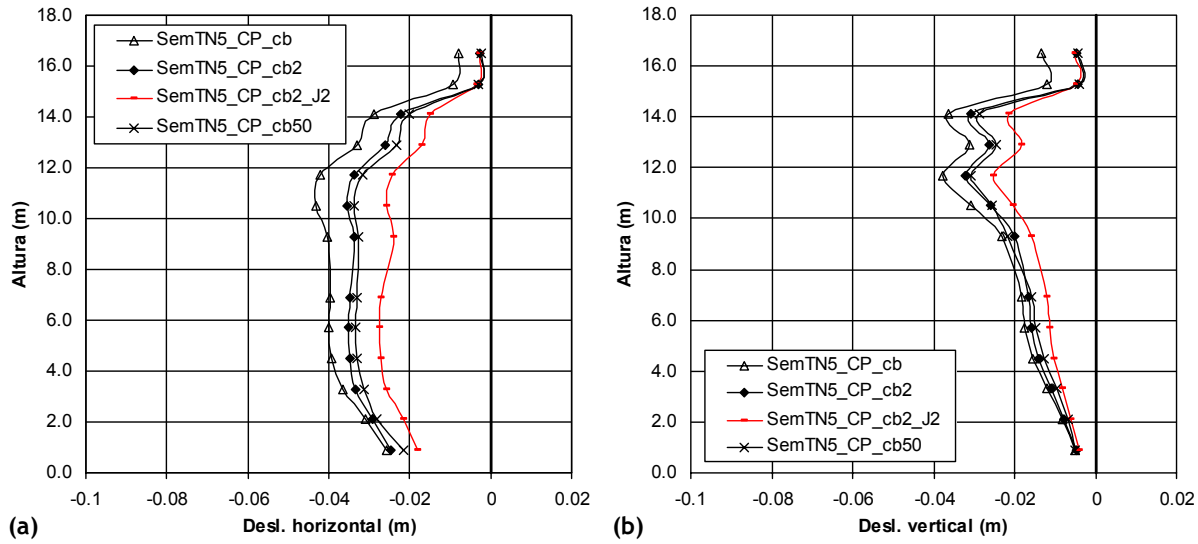


Figura 8.34 – Efeito da rigidez dos reforços e das características da face: a) deslocamentos horizontais relativos; b) deslocamentos verticais relativos.

8.4.4 Comparação dos resultados numéricos com os dados da observação

8.4.4.1 Generalidades

Tendo em consideração as leituras de referência dos alvos topográficos, apresentadas no Quadro 8.2, e o faseamento construtivo admitido na modelação numérica (Quadro 8.4), foram efectuadas, no decorrer das análises numéricas, leituras intermédias dos deslocamentos da face da estrutura, por forma a ser possível obter deslocamentos relativos comparáveis com os obtidos na instrumentação da obra. Para que fosse possível ter a percepção da proximidade, ou não, entre os resultados numéricos e os deslocamentos obtidos em obra, foram apresentados, em alguns pontos do estudo paramétrico, deslocamentos horizontais e verticais relativos da face do talude, em localizações próximas dos alvos topográficos.

Para que fosse possível a comparação entre os deslocamentos internos do talude, obtidos com o modelo numérico, e os valores registados nos dois tubos inclinométricos, foram efectuadas leituras dos deslocamentos horizontais ao longo de dois planos verticais coincidentes com os tubos inclinométricos, tendo presente o faseamento construtivo e o esquema de leituras da instrumentação (Quadro 8.3). Das várias análises efectuadas e apresentadas em 8.4.3, foi seleccionada aquela que se julga ser mais próxima da realidade em obra. Assim, considerou-se que o pedrapleno foi colocado em frente aos três níveis de reforço inferiores, admitiu-se que o solo de aterro apresentava uma parcela coesiva, sem grande significado (c = 5 kPa), a interface solo-reforço foi caracterizada com base na simulação numérica do ensaio de arranque realizado em obra e a face foi simulada, pelas razões apresentadas em 8.4.3.7, com elementos de cabo e uma camada de solo superficial de maior resistência. A presença do terreno natural não foi considerada pelo facto da interface entre esse terreno e o solo de aterro criar grandes dificuldades em termos da simulação numérica de eventuais solicitações sísmicas. Como se referiu em 8.4.3.3, a consideração do terreno natural não tem influência significativa nos resultados numéricos, em particular quando se admite o pedrapleno confinando os níveis de reforço inferiores.

8.4.4.2 Deslocamentos da face do talude e nos inclinómetros

Na Figura 8.35 comparam-se os deslocamentos relativos da face do talude, obtidos com o modelo numérico, e os deslocamentos determinados a partir das leituras dos alvos topográficos, efectuadas em datas em que se prevê que a construção do talude estaria muito próxima do seu final.

Da análise da Figura 8.35 pode concluir-se que, em termos da forma do andamento dos deslocamentos, quer horizontais, quer verticais, o modelo numérico capta o comportamento real do aterro. Nos quatro alvos superiores, os deslocamentos horizontais do modelo são muito próximos dos valores registados em obra. Nos restantes alvos, o modelo numérico tende a sobrestimar os deslocamentos horizontais da face. O modelo numérico reproduz de forma bastante aproximada os deslocamentos verticais da face. Relembre-se que os alvos topográficos foram fixos à malha de aço, o que significa que podem traduzir o comportamento pontual do elemento onde se encontram ligados e não o comportamento da face do talude.

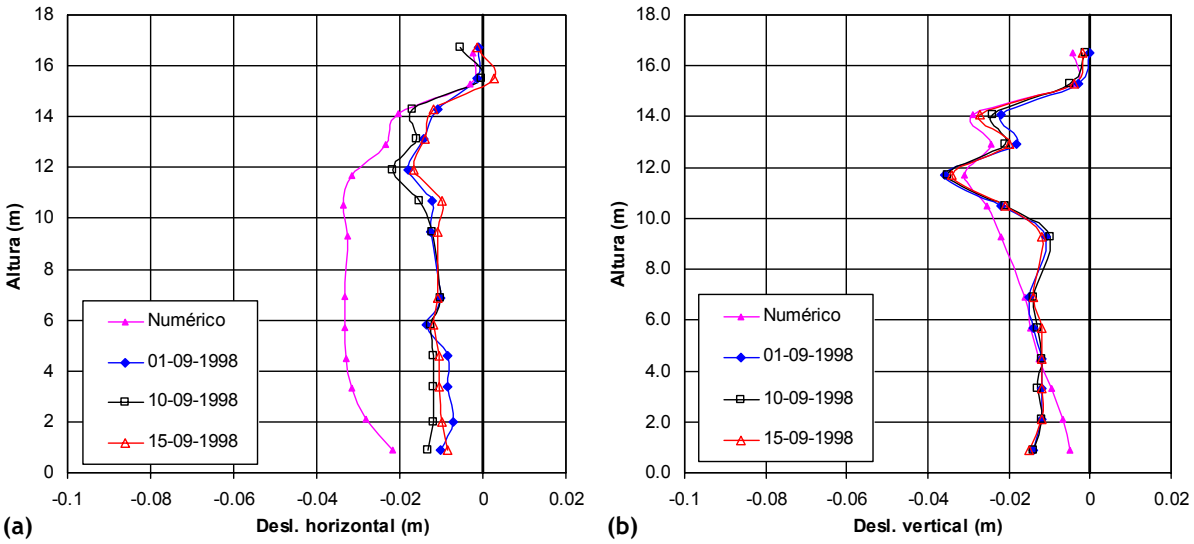


Figura 8.35 – Comparação entre os resultados numéricos e os valores registados em obra: a) deslocamentos horizontais da face; b) deslocamentos verticais da face.

A Figura 8.36 apresenta os deslocamentos internos segundo um plano vertical com uma localização próxima do tubo inclinométrico da banqueta, admitindo como referência as leituras realizadas no dia 4 de Agosto (Figura 8.36a) e as leituras efectuadas no dia 12 de Agosto (Figura 8.36b). Os resultados numéricos são comparados com os resultantes das leituras no inclinómetro da banqueta (ou, inclinómetro 1) em datas posteriores ao final da construção do aterro.

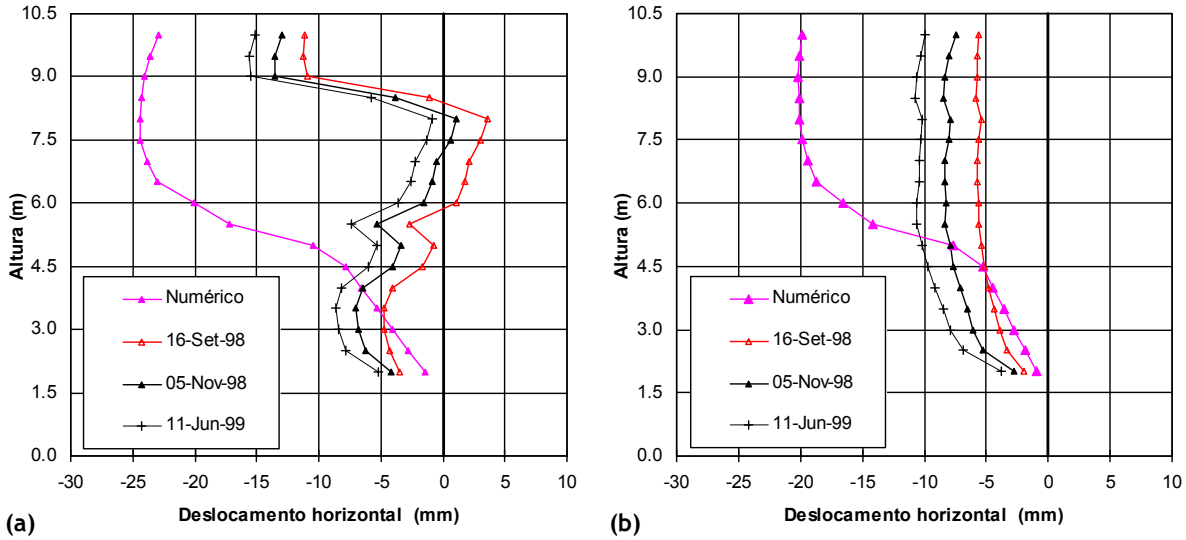


Figura 8.36 – Comparação entre as leituras registadas no inclinómetro 1 e os resultados numéricos: a) leitura de referência a 4 de Agosto; b) leitura de referência a 12 de Agosto.

Em termos de simulação numérica, quando se refere uma data, para ser possível estabelecer comparações com os dados da observação, esta corresponde, de acordo com o estabelecido no Quadro 8.4, a uma determinada cota de aterro.

Da análise da Figura 8.36 constata-se que, independentemente da leitura de referência considerada, o modelo numérico tende a sobrestimar os deslocamentos internos na zona superior do tubo inclinométrico, verificando-se o inverso em localizações mais próximas da base.

Na Figura 8.37 comparam-se os deslocamentos horizontais internos registados no inclinómetro 2 e obtidos numericamente, considerando como leituras de referência as datas mencionadas anteriormente. Em particular, considerando como referência a leitura efectuada a 12 de Agosto (Figura 8.37b), o modelo numérico capta de forma razoável o andamento dos deslocamentos internos do talude. O acréscimo de deslocamento registado na zona superior do tubo inclinométrico não se reproduziu numericamente.

A análise das Figuras 8.36 e 8.37 evidencia que a modelação numérica parece adequada para os deslocamentos horizontais internos, particularmente os relativos ao inclinómetro 2. No inclinómetro da banqueta, mais próximo da face do talude, o modelo numérico não revelou a mesma eficácia, o que pode ser produzido pelas condições da face do talude.

8.4.4.3 Deformações nos reforços

A Figura 8.38 ilustra as deformações registadas ao longo do comprimento do 4º nível de reforço através dos extensómetros colocados em obra e utilizando o modelo numérico. Na Figura 8.38a apresentam-se as deformações quando o aterro estaria próximo da cota do 27º nível

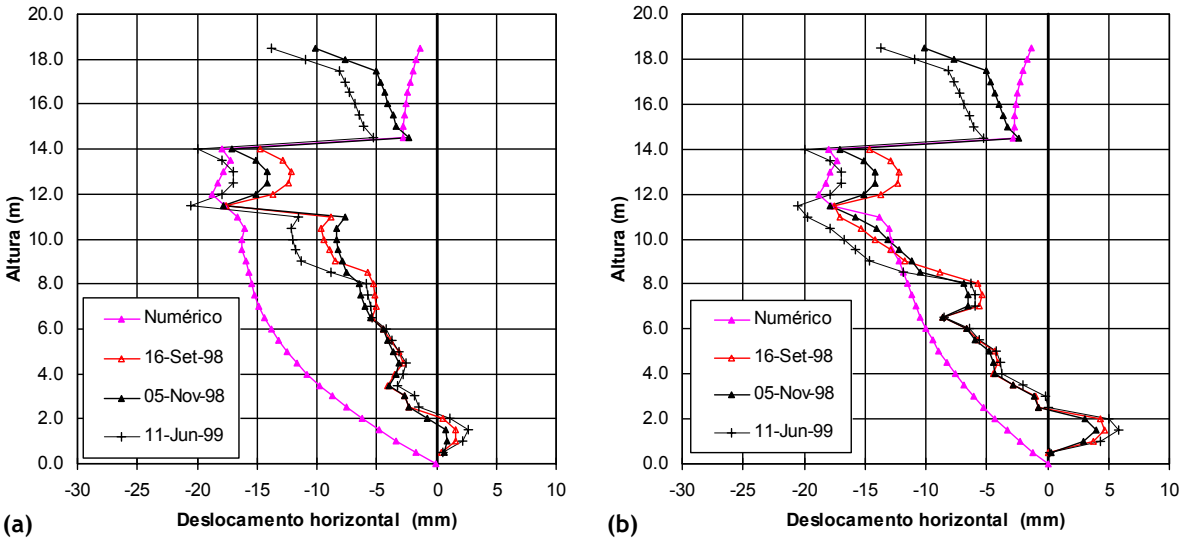


Figura 8.37 - Comparação entre as leituras registadas no inclinómetro 2 e os resultados numéricos: a) leitura de referência a 4 de Agosto; b) leitura de referência a 12 de Agosto.

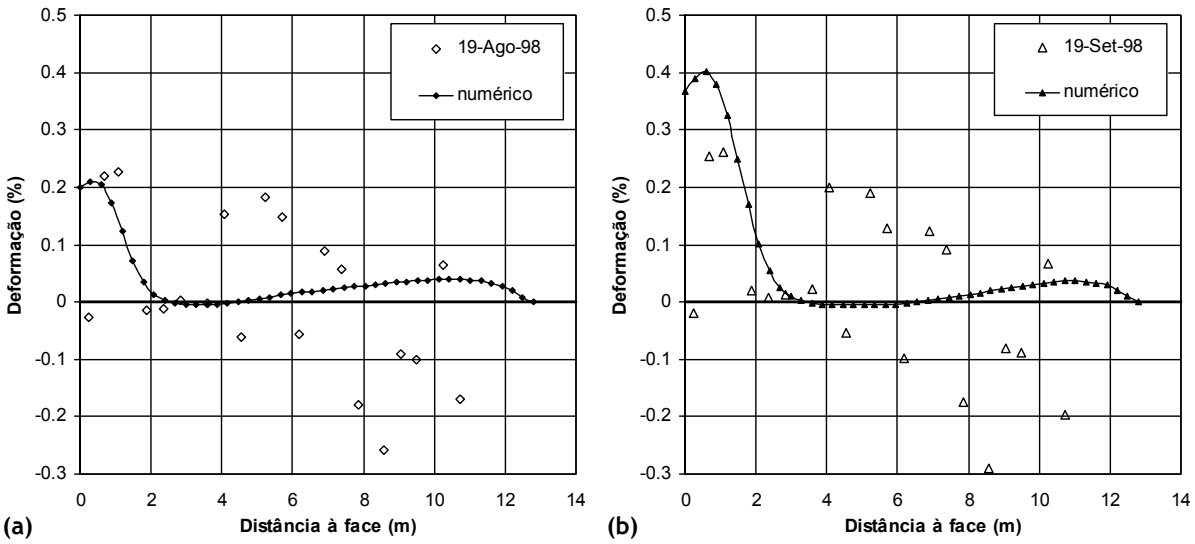


Figura 8.38 – Comparação entre as deformações registadas e as obtidas numericamente no 4º nível de reforço: a) fase intermédia do aterro; b) fim da construção.

(19 de Agosto de 1998) e na Figura 8.38b estão representadas as deformações registadas após a conclusão do aterro.

Na Figura 8.39 apresentam-se as deformações para o 18º nível de reforço, que corresponde ao primeiro nível acima da banqueta, para as mesmas fases construtivas.

Como se referiu em 8.3.3, as leituras registadas nos extensómetros não apresentam uma evolução muito plausível. No entanto, verifica-se que os valores máximos das deformações registados com o modelo numérico em 19 de Agosto (Figuras 8.38a e 8.39a) são da mesma ordem de grandeza dos valores máximos registados nos extensómetros.

Comparando as deformações registadas nos extensómetros em 19 de Agosto e em 19 de Setembro, intervalo de tempo durante o qual terão sido acrescentados vários metros de altura ao aterro, verifica-se que o acréscimo de deformações é muito reduzido. Compreende-se assim, que o

modelo numérico apresente valores de deformações correspondentes ao final da construção no 18º nível de reforço, muito superiores aos valores observados nos extensómetros.

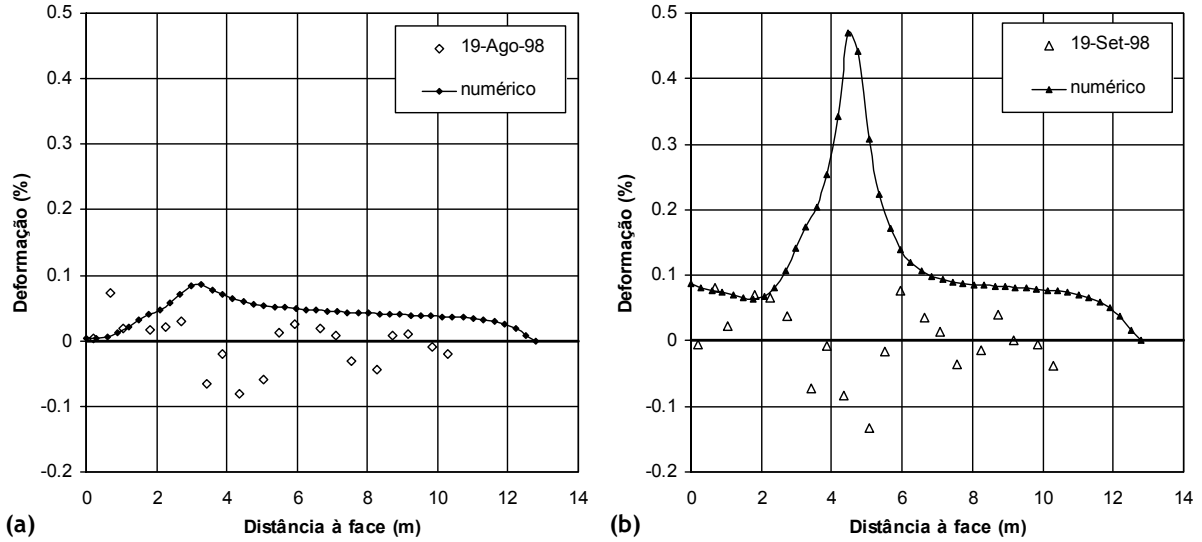


Figura 8.39 – Comparação entre as deformações registadas e obtidas numericamente no 18º nível de reforço: a) fase intermédia do aterro; b) fim da construção.

A Figura 8.40 compara as deformações registadas nos extensómetros colocados no 26º nível de reforço, após o final da construção do aterro com os valores obtidos com o modelo numérico na fase construtiva correspondente a 19 de Agosto e no final da construção.

Constata-se, pela análise desta figura, que os dados da análise numérica correspondentes à fase intermédia da construção tendem a aproximar-se de alguns valores registados nos extensómetros.

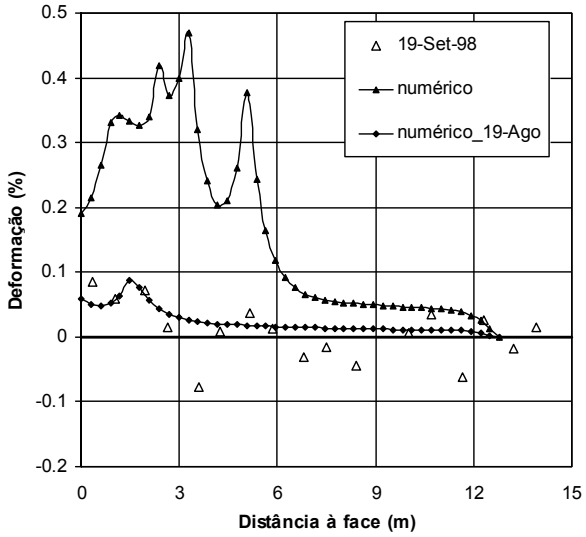


Figura 8.40 – Comparação entre as deformações registadas e as obtidas numericamente no 26º nível de reforço.

8.4.4.4 Células de carga

Na Figura 8.41 comparam-se os valores da tensão vertical registados nas células de carga com os valores obtidos através do modelo numérico em instantes da construção coincidentes.

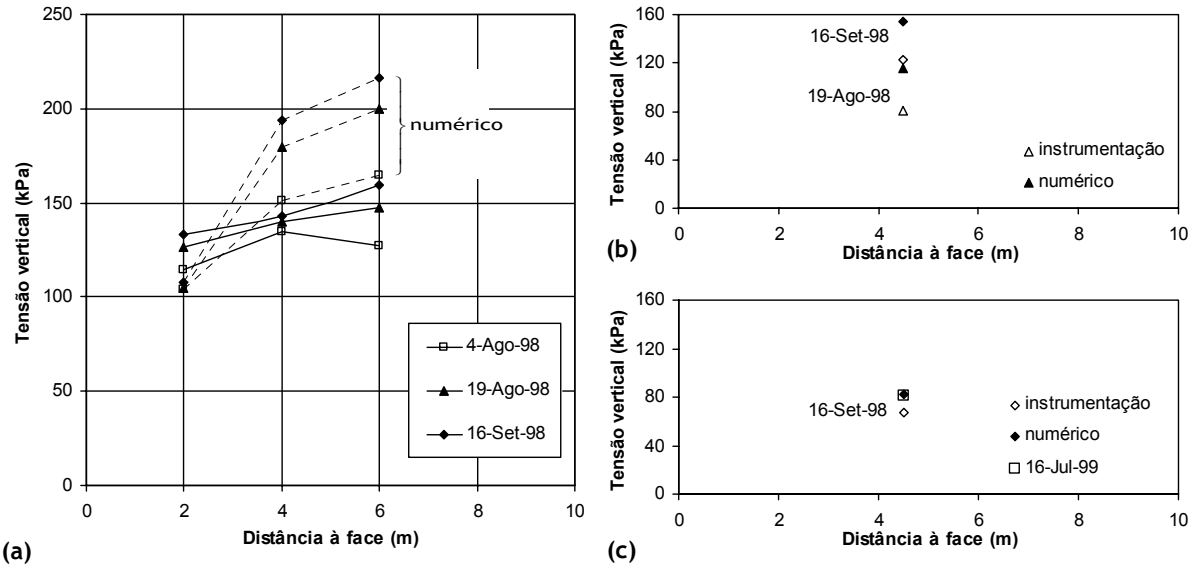


Figura 8.41 – Comparação entre as tensões registadas nas células de carga e as determinadas numericamente: a) próximo do 4º nível; b) próximo do 18º nível; c) próximo do 26º nível.

Em relação às células de carga colocadas acima do 4º nível de reforço (Figura 8.41a), constata-se que os valores obtidos com a modelação numérica nos pontos mais afastados da face tendem a ser superiores aos obtidos através da instrumentação, verificando-se a tendência inversa na célula de carga mais próxima da face. O modelo numérico exibiu um acréscimo significativo da tensão vertical com o aumento da cota de aterro, enquanto o acréscimo registado nas células de carga foi mais modesto.

A tendência para a obtenção com o modelo numérico de tensões verticais superiores mantém-se nas células de carga colocadas a diferentes cotas. Curiosamente, a leitura registada na célula de carga colocada acima do 26º nível de reforço, cerca de 10 meses após a conclusão do aterro (16 Julho 1999) é praticamente coincidente com o valor estimado com o modelo numérico.

Refira-se que o facto das células de carga terem sido colocadas numa vala que foi posteriormente aterrada com meios de compactação leves, pode ter conduzido a que, por efeito de arco, as tensões nas células possam de alguma forma terem sido aliviadas.

8.5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA ESTRUTURA

8.5.1 Considerações gerais

Para avaliar o desempenho desta estrutura face a um eventual sismo, foram considerados os eventos sísmicos regulamentares (Eurocódigo 8 - NP-ENV 1998-1-1, 2000). Admitiram-se as duas acções sísmicas correspondentes a um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica Tipo 1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica Tipo 2). Apesar da estrutura se encontrar localizada em território que se inclui na Zona D do mapeamento sísmico de Portugal, considerou-se o cenário mais desfavorável, isto é, admitiram-se os acelerogramas gerados para a zona de maior sismicidade (Zona A). Para cada um dos dois cenários foram considerados os 10 registos sísmicos apresentados no Capítulo 7.

No Capítulo 7 foram relatadas as dificuldades que podem surgir quando se pretende considerar a fronteira inferior radiativa. Para a estrutura em estudo, foram efectuadas diversas análises, com o objectivo de determinar o valor do factor "a", presente na Equação (7.9), que

permitisse o ajuste de uma lei de tensões à lei de velocidades que se pretendia introduzir no modelo. Porém, esse ajuste não foi conseguido. Para alguns dos acelerogramas analisados, admitindo que o factor "a" assume o valor 1,75, consegue-se uma aproximação entre a lei de velocidades registada na base e a lei que se pretende impor. No entanto, surgem deslocamentos residuais na base do modelo, que não deveriam existir, e os valores máximos da aceleração registada na base são inferiores aos valores da aceleração máxima nominal. Tendo em consideração essas dificuldades, optou-se pela consideração da fronteira inferior não radiativa em todas as análises que se apresentam.

As fronteiras laterais da malha de diferenças finitas foram consideradas radiativas.

O amortecimento histerético da fundação e do pedrapleno foi representado através de um amortecimento de Rayleigh equivalente, considerando um coeficiente de amortecimento de 10% a 2 Hz. Ao solo de aterro não foi atribuído qualquer amortecimento adicional para além do associado ao comportamento elasto-plástico do material.

8.5.2 Acção sísmica Tipo 1

No Quadro 8.6 apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos permanentes da face da estrutura, do assentamento registado à superfície do terreno e do esforço residual instalado nos reforços. Dado que a estrutura em análise apresenta dois taludes, separados por uma banqueta, optou-se pela separação dos resultados referentes a cada um dos taludes.

Quadro 8.6 – Deslocamentos permanentes e esforços residuais para a acção sísmica Tipo 1.

Acelerog.	Talude inferior				Talude superior				Assent. à superfície (m)
	Desl. face (m)		Esforços máximos		Desl. face (m)		Esforços máximos		
	Horizontal	Vertical	T (kN/m)	Nível	Horizontal	Vertical	T (kN/m)	Nível	
Ac1_1	0,147	0,037	30,10	4	0,163	0,129	18,05	18	0,128
Ac1_2	0,142	0,035	27,62	4	0,146	0,126	19,12	21	0,127
Ac1_3	0,127	0,032	27,04	7	0,130	0,120	19,08	21	0,123
Ac1_4	0,141	0,037	31,48	4	0,143	0,131	18,53	21	0,136
Ac1_5	0,133	0,035	27,43	4	0,140	0,118	17,89	21	0,123
Ac1_6	0,155	0,038	28,45	4	0,160	0,124	17,52	21	0,133
Ac1_7	0,142	0,039	30,99	5	0,151	0,123	18,82	21	0,129
Ac1_8	0,123	0,034	27,35	7	0,137	0,123	17,18	21	0,125
Ac1_9	0,144	0,033	31,44	4	0,149	0,121	18,09	21	0,128
Ac1_10	0,148	0,035	29,47	4	0,162	0,123	19,65	21	0,128
Média	0,140	0,035	29,17	-	0,148	0,124	18,39	-	0,128
D. Padrão	0,010	0,002	1,75	-	0,011	0,004	0,78	-	0,004

Da análise do Quadro 8.6, constata-se que os deslocamentos da face do talude acima da banqueta são superiores aos registados na face do talude inferior. Em termos dos deslocamentos horizontais, a diferença não é significativa, o mesmo não acontecendo com os deslocamentos verticais da face, que no talude acima da banqueta são superiores ao triplo do valor registado no talude inferior. A estas evidências não será, de todo, alheio o facto de existir um pedrapleno em

frente aos níveis de reforço inferiores, que, como se viu em 8.4.3.4, reduz consideravelmente as deformações na base da estrutura.

Na Figura 8.42 apresentam-se as curvas médias dos deslocamentos horizontais e verticais da face dos taludes e as obtidas somando e subtraindo a estes os respectivos desvios padrão. Analisando esta figura, verifica-se que, no talude abaixo da banqueta, o deslocamento horizontal máximo ocorre na metade superior do talude. No talude acima da banqueta verifica-se o inverso, isto é, os deslocamentos horizontais na metade superior são menores. Os deslocamentos verticais máximos ocorrem na crista dos taludes.

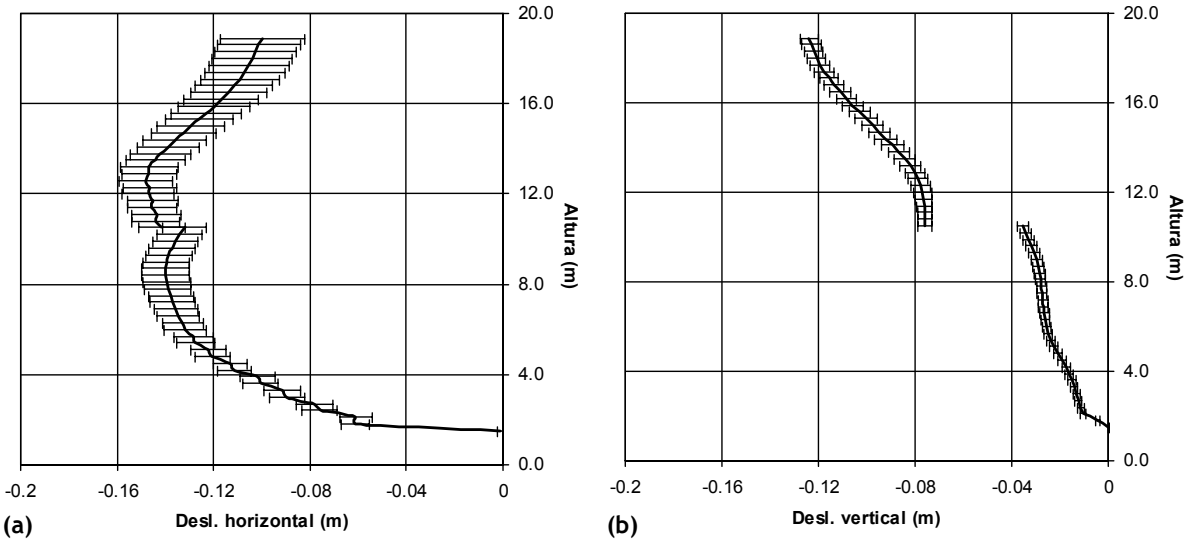


Figura 8.42 - Curvas dos deslocamentos médios da face para a acção sísmica Tipo 1: a) deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical.

A título exemplificativo, apresenta-se, na Figura 8.43, a geometria da estrutura após esta ter sido solicitada pelo acelerograma Ac6_1. Note-se que para ser possível evidenciar a deformada, os deslocamentos foram ampliados 10 vezes. Nesta figura é notória alguma instabilidade que tende a verificar-se ao nível da banqueta, nomeadamente, o empolamento do solo.

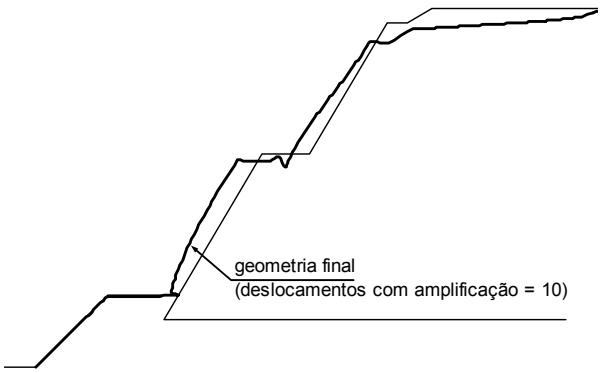


Figura 8.43 – Geometria após uma solicitação sísmica Tipo 1 (acelerograma Ac6_1).

Em relação ao esforço máximo residual, verifica-se, pela análise do Quadro 8.6, que o coeficiente de variação é ligeiramente superior no talude abaixo da banqueta, quer em termos de valor, quer no que diz respeito ao nível de reforço onde esse esforço se regista. Refira-se que, nas análises onde o esforço máximo abaixo da banqueta não se registou no 4º nível de reforço (1º nível colocado acima do pedrapleno), o esforço neste nível é muito próximo do máximo.

No talude acima da banqueta, o esforço máximo residual foi registado, à excepção do esforço para o acelerograma Ac1_1, no 21º nível de reforço, que corresponde ao 4º nível instalado acima da banqueta.

Apresentam-se, na Figura 8.44, os valores médios dos esforços residuais instalados nos 31 níveis de reforço. Para compreender as variações bruscas dos esforços registadas em altura, incluiu-se, nesta figura, a referência aos reforços com características distintas. Relembre-se que, no talude inferior, foram colocadas geogrelhas com resistência nominal de 160 kN/m e de 120 kN/m, e, no talude acima da banqueta, geogrelhas com resistência nominal de 90 kN/m e de 60 kN/m.

Como se concluiu na simulação numérica da construção do aterro, a presença do pedrapleno em frente aos 3 níveis de reforço inferiores reduz, de forma considerável, os esforços mobilizados nestes níveis, inclusive após a ocorrência do sismo.

Os esforços máximos que se geram nos elementos de reforço localizados no talude superior, durante a solicitação sísmica, são muito próximos dos esforços residuais. No talude abaixo da banqueta, os esforços máximos ultrapassam os esforços residuais, particularmente no 4º nível de reforço (primeiro colocado acima do pedrapleno), onde a diferença pode ser considerável (da ordem dos 50%).

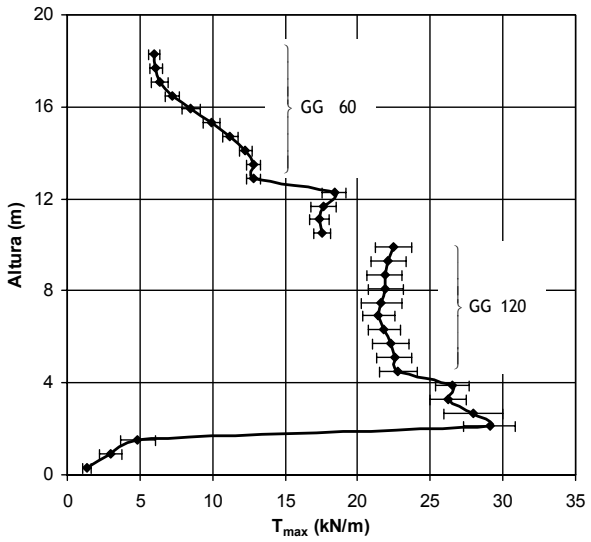


Figura 8.44 – Valores médios dos esforços residuais instalados nos reforços para a acção sísmica Tipo 1.

Na Figura 8.45 apresentam-se as localizações, ao longo do comprimento dos reforços, onde se registaram as deformações máximas residuais, quando a estrutura foi submetida ao acelerograma Ac1_1. No talude superior, os esforços máximos tendem a mobilizar-se próximo da face, em resultado da superfície potencial de rotura mais superficial que se forma neste talude. No talude abaixo da banqueta, devido à existência de um talude localizado superiormente, os esforços máximos tendem a mobilizar-se em secções mais afastadas da face. Analisando esta figura, é possível identificar múltiplas superfícies potenciais de rotura.

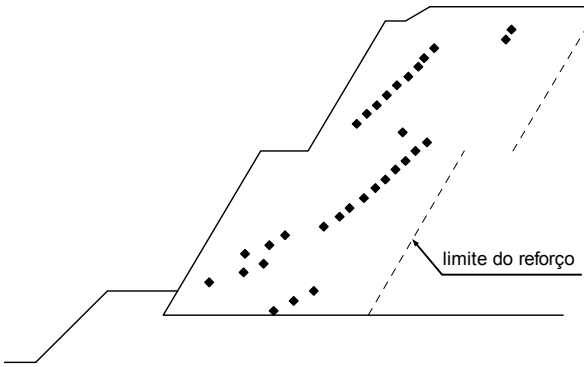


Figura 8.45 – Localizações onde se registaram os esforços máximos residuais para o acelerograma Ac1_1.

A tendência para a formação de distintas superfícies potenciais de rotura é também notória nas deformações registadas ao longo do comprimento dos reforços. A Figura 8.46 ilustra as deformações residuais ao longo do comprimento do 4º e do 18º nível de reforço para o mesmo acelerograma. No 18º nível de reforço, que corresponde ao primeiro nível acima da banqueta, regista-se uma deformação considerável junto à face, que será o resultado da existência da superfície potencial de rotura mais superficial, segue-se um troço do comprimento onde as deformações tendem a decrescer, voltando a aumentar, em consequência de superfícies potenciais de rotura mais profundas. No 4º nível de reforço, o decréscimo das deformações após ter sido atingido o pico, é seguido de um novo aumento da deformação. Este aumento poderá resultar da presença do pedrapleno em frente aos 3 níveis de reforço inferiores, onde, como se pode ver pela análise da Figura 8.45, as deformações máximas ocorrem em zonas muito afastadas da face.

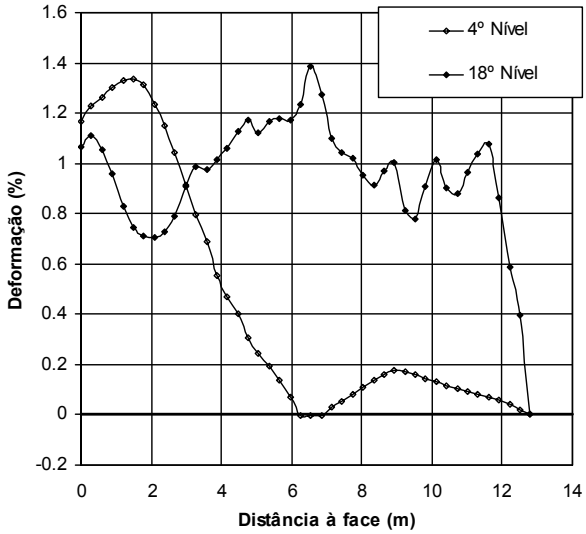


Figura 8.46 – Deformações residuais ao longo do comprimento do 4º e do 18º nível de reforço.

A Figura 8.47 ilustra a evolução, com o tempo, do esforço instalado em troços do comprimento do 4º e do 21º nível de reforço e a componente horizontal do deslocamento sísmico de um nó pertencente a esses mesmos troços. Os resultados apresentados nesta figura dizem respeito à solicitação da estrutura com o acelerograma Ac6_1.

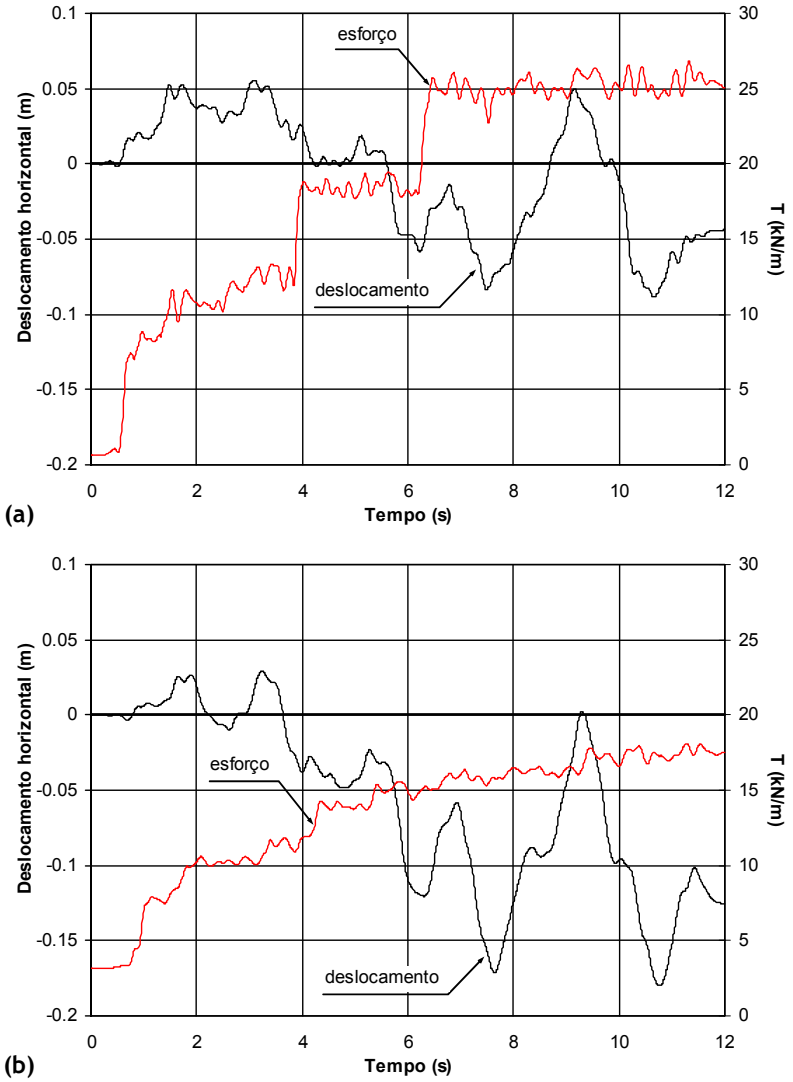


Figura 8.47 – Evolução com o tempo do esforço num elemento: a) 4º nível de reforço; b) 21º nível de reforço.

O esforço e o deslocamento apresentados na Figura 8.47a referem-se a um trecho do 4º nível de reforço localizado a cerca de 3 m da face do talude. Na evolução do esforço neste elemento são visíveis três aumentos bruscos, que coincidem com instantes em que o acelerograma inverte o sinal. Relembre-se que nos deslocamentos apresentados, os valores positivos dizem respeito a deslocamentos no sentido do interior do maciço.

Na Figura 8.47b apresenta-se o esforço e a componente horizontal do deslocamento referente a um troço do 21º nível de reforço, que dista aproximadamente 4,5 m da face do talude. O esforço instalado neste elemento sofre um acréscimo considerável após o primeiro segundo de solicitação, ficando submetido, a partir desse período, a uma evolução mais suave, comparativamente com a registada no 4º nível de reforço.

8.5.3 Acção sísmica Tipo 2

O Quadro 8.7 resume os valores máximos dos deslocamentos permanentes da face da estrutura, do assentamento registado à superfície do terreno e do esforço residual instalado nos reforços, obtidos com os 10 acelerogramas representativos da acção sísmica Tipo 2. Neste quadro, tal como no anterior, incluíram-se ainda os valores médios e os respectivos desvios padrão das variáveis em análise.

Quadro 8.7 - Deslocamentos permanentes e esforços residuais para a acção sísmica Tipo 2.

Acelerog.	Talude inferior				Talude superior				Assent. à superfície (m)
	Desl. face (m)		Esforços máximos		Desl. face (m)		Esforços máximos		
	Horizontal	Vertical	T (kN/m)	Nível	Horizontal	Vertical	T (kN/m)	Nível	
Ac2_1	0,148	0,035	29,00	4	0,147	0,129	20,51	21	0,130
Ac2_2	0,170	0,041	32,8	6	0,174	0,145	24,39	21	0,151
Ac2_3	0,145	0,048	33,23	7	0,144	0,131	22,56	21	0,140
Ac2_4	0,167	0,036	31,25	4	0,160	0,137	19,40	20	0,143
Ac2_5	0,148	0,038	34,52	6	0,142	0,128	19,14	18	0,133
Ac2_6	0,160	0,039	34,37	4	0,151	0,135	20,03	20	0,143
Ac2_7	0,162	0,037	34,96	4	0,157	0,147	21,12	21	0,154
Ac2_8	0,151	0,039	29,24	4	0,148	0,123	18,92	21	0,128
Ac2_9	0,177	0,040	32,24	4	0,173	0,148	24,28	21	0,157
Ac2_10	0,158	0,037	29,40	4	0,160	0,130	19,68	21	0,133
Média	0,159	0,038	32,10	-	0,156	0,135	21,00	-	0,141
D. Padrão	0,010	0,002	2,28	-	0,011	0,009	2,05	-	0,010

Da análise do Quadro 8.7 constata-se que, contrariamente ao que se verificou para o sismo próximo, os deslocamentos horizontais da face do talude abaixo da banqueta tendem a ser ligeiramente superiores aos valores registados na face do talude superior. Os deslocamentos verticais que ocorrem na face do talude acima da banqueta são, tal como se verificou em 8.5.2, muito superiores aos valores que ocorrem no talude inferior.

Na Figura 8.48 comparam-se as curvas médias dos deslocamentos horizontais e verticais da face dos taludes, referentes às duas acções sísmicas consideradas. A primeira conclusão que se retira da análise desta figura, diz respeito ao facto do sismo longínquo ser mais gravoso para o desempenho desta estrutura. Em termos médios, o sismo longínquo acarreta acréscimos de 7,1% e de 9,1 % nos deslocamentos horizontal e vertical máximos, respectivamente.

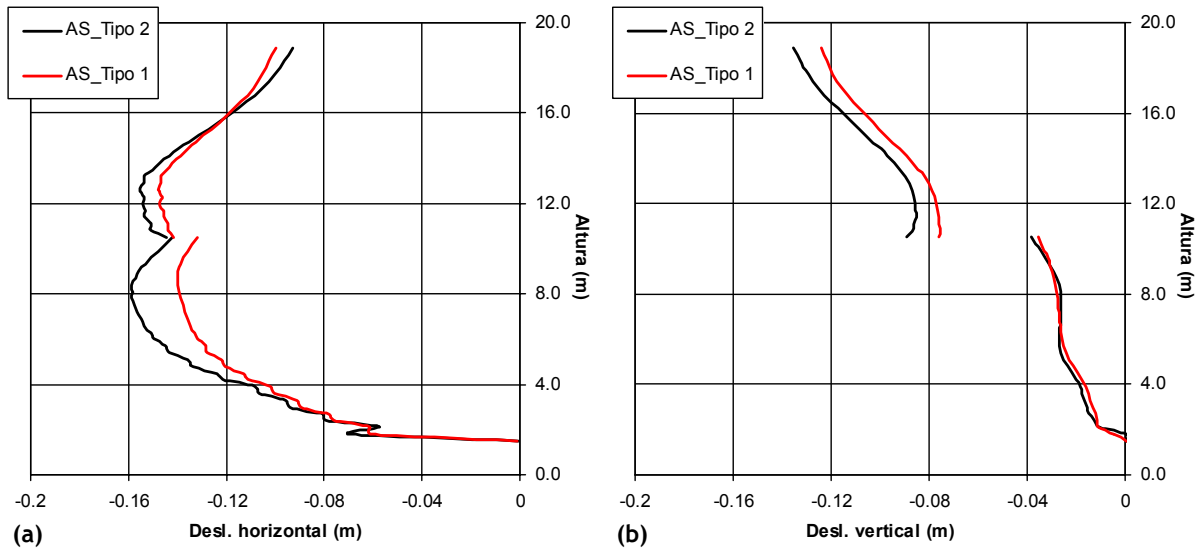


Figura 8.48 – Comparação entre os deslocamentos permanentes face para as duas acções sísmicas: a) deslocamentos horizontais médios; b) deslocamentos verticais médios.

Curiosamente, os deslocamentos horizontais da face junto ao topo da estrutura tendem a ser inferiores, admitindo que a estrutura é submetida a um sismo longínquo.

Os deslocamentos verticais da face do talude inferior, além de serem bastante reduzidos, são pouco sensíveis à acção sísmica considerada.

A Figura 8.49 ilustra os valores médios dos esforços máximos residuais instalados nos 31 níveis de reforço, admitindo as duas solicitações sísmicas. Em termos de distribuição em altura, não existem diferenças significativas. No entanto, tal como se verificou em termos das deformações da face, a acção sísmica Tipo 2 gera esforços superiores nos elementos de reforço.

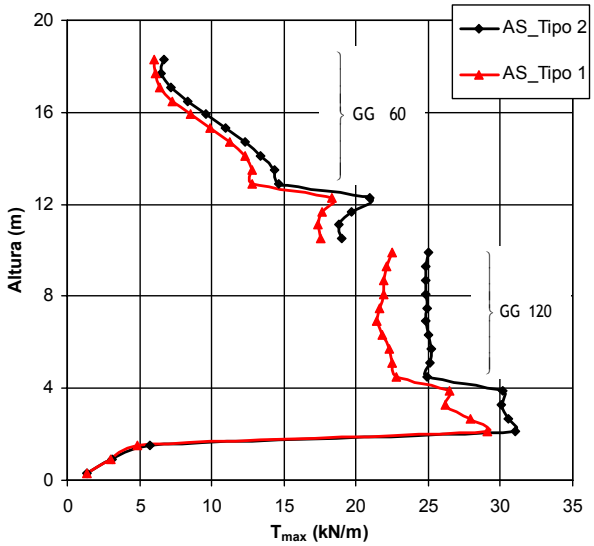


Figura 8.49 - Comparação entre os esforços máximos residuais para as duas acções sísmicas.

De acordo com o relatório que descreve a concepção e o dimensionamento desta estrutura (Lopes & Mendonça, 1999b), os valores de cálculo do esforço resistente para as quatro geogrelhas utilizadas são, por ordem decrescente de grandeza, 46,1 KN/m, 35,0 kN/m, 25,9 kN/m e 17,5 kN/m. Comparando os esforços máximos residuais com estes valores, verifica-se que a margem de segurança cresce em profundidade, sendo o valor mínimo do factor de segurança (em termos médios) da ordem de 1,2.

A Figura 8.50 apresenta a evolução, com o tempo, do esforço instalado em troços do comprimento do 4º e do 21º nível de reforço e a componente horizontal do deslocamento sísmico de um nó pertencente a esses mesmos troços. Admite-se que o aterro é submetido ao acelerograma Ac9_2.

Tal como se constatou para a acção sísmica Tipo 1, o esforço no elemento que pertence ao 4º nível de reforço tende a sofrer aumentos bruscos. Para os acelerogramas representativos da acção sísmica Tipo 2, após um determinado período de tempo, as oscilações nos esforços nos dois elementos são bastante reduzidas.

Na Figura 8.51 comparam-se, a título exemplificativo, os deslocamentos horizontais ao longo do tempo, registados na crista dos dois taludes, considerando que a estrutura foi solicitada pelo acelerograma Ac6_1, representativo da acção sísmica Tipo 1, e pelo acelerograma Ac9_2, relativo à acção sísmica Tipo 2.

Verifica-se, pela análise da Figura 8.51, que o deslocamento na base do talude (Ponto 1) segue de perto o deslocamento imposto na base. Relembre-se a presença do pedrapleno até cerca

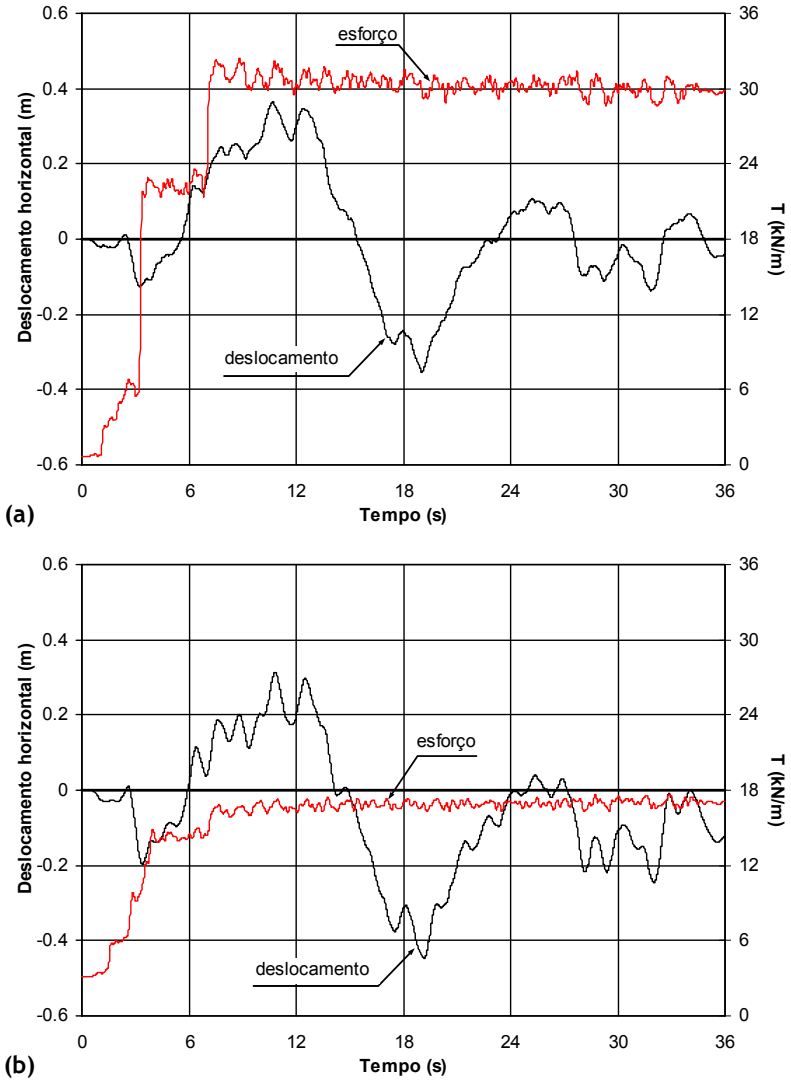


Figura 8.50 – Evolução com o tempo do esforço e do deslocamento horizontal (acelerograma Ac2_9): a) 4º nível de reforço; b) 21º nível de reforço.

de 1,5 m de altura. Os deslocamentos da crista do talude acima da banqueta (Ponto 3), no sentido exterior (valores negativos na Figura 8.51), tendem a ser menores que os registados na crista do talude inferior. A tendência é inversa quando os movimentos da face se dirigem para o interior do talude.

Da comparação dos deslocamentos da face e dos esforços mobilizados nos elementos de reforço, conclui-se que o sismo longínquo (acção sísmica Tipo 2) tende a ser mais gravoso para a estrutura em análise. Esta conclusão não poderá ser justificada, exclusivamente, pelo facto dos deslocamentos impostos à estrutura por um sismo longínquo serem superiores. Como se constatou no Capítulo 7, para um talude de altura inferior (coincidente com a altura do talude acima da banqueta) o sismo próximo é condicionante. A evidência de um sismo longínquo ser mais severo para o desempenho desta estrutura estará certamente relacionada com as frequências dos modos de vibração da estrutura.

Na Figura 8.52 apresenta-se a transformada de Fourier do registo de velocidades, gerado por um impulso na base da estrutura, num ponto junto à superfície e atrás do maciço reforçado. Comparando esta figura, com os espectros de Fourier dos acelerogramas, representados nas Figuras 7.5 e 7.8, compreende-se que a acção sísmica Tipo 2 seja condicionante.

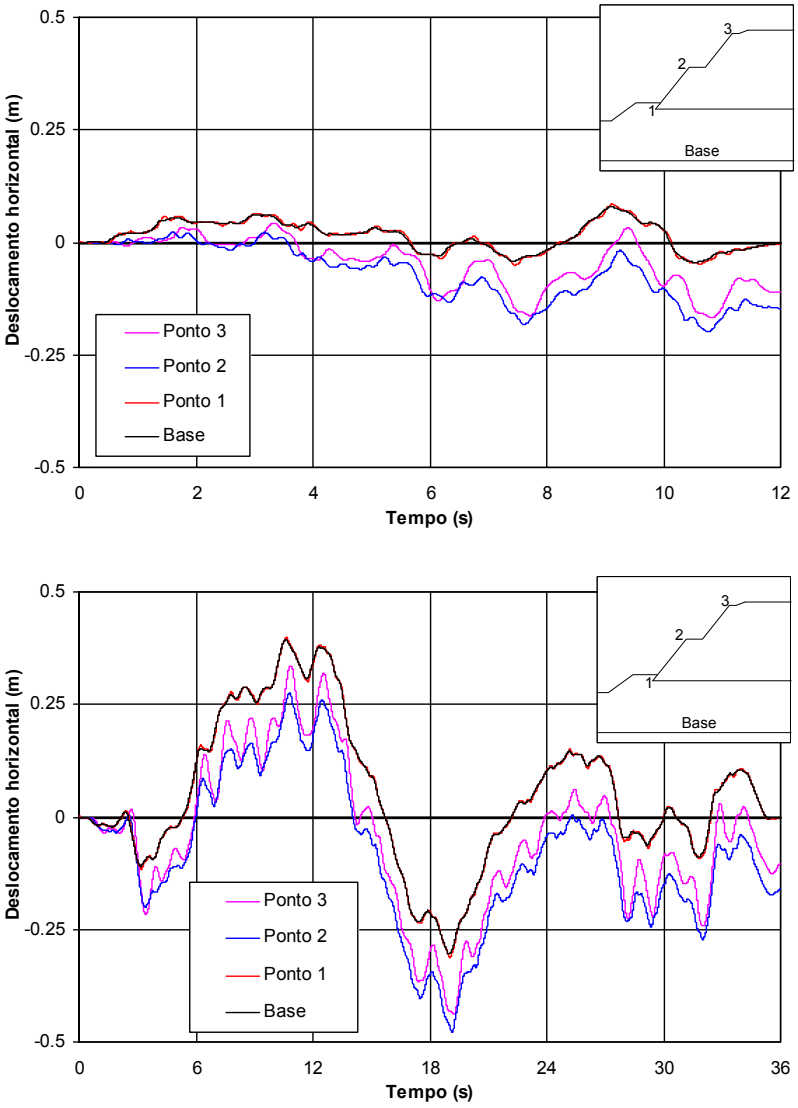


Figura 8.51 – Evolução com o tempo do deslocamento horizontal imposto na base e registado na face: a) acção sísmica Tipo 1 - Ac6_1; b) acção sísmica Tipo 2 - Ac9_2.

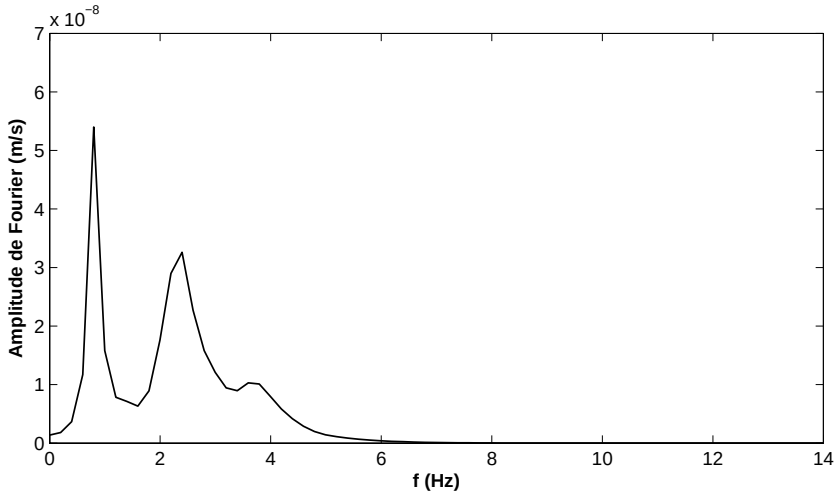


Figura 8.52 - Transformada de Fourier de um registo de velocidades junto ao topo da estrutura.

8.6 CONCLUSÕES

Do exame global dos dados da observação, pode concluir-se que:

- o facto dos alvos topográficos estarem fixos directamente à malha de aço, pode significar que traduzem o comportamento pontual dos elementos onde se encontram ligados e não os deslocamentos da estrutura reforçada;

- a evolução dos deslocamentos tangenciais nos alvos topográficos a partir de 15 de Setembro de 1998, data de entrada em serviço da obra, não é a esperada.

Apesar de algumas limitações em termos da caracterização e do próprio andamento da obra, resultantes do facto de se tratar de uma obra construída previamente à realização do presente trabalho, obtiveram-se, com a modelação numérica, resultados que se ajustam de forma razoável aos dados da observação. Verificou-se que:

- em termos do andamento dos deslocamentos da face, quer horizontais, quer verticais, o modelo numérico captou o comportamento real do aterro;

- a modelação numérica parece também adequada para os deslocamentos horizontais no interior do aterro;

- em relação aos valores registados nas células de carga, o modelo numérico apresenta valores superiores das tensões verticais, sendo crível que tivesse ocorrido alguma perturbação do aterro na zona de inserção das células.

Simulando numericamente que o aterro possa ser solicitado por um sismo, verificou-se que, mesmo admitindo o cenário mais desfavorável em termos de sismicidade, o seu desempenho é satisfatório. Dado tratar-se de um aterro que serve de encontro a uma passagem superior, os assentamentos à superfície do terreno seriam, certamente, o factor mais preocupante. Note-se, porém, que de acordo com a filosofia presente nos regulamentos e códigos de segurança, sob a acção de sismos intensos admite-se a ocorrência de danos, desde que não se produza a rotura do aterro.

Os esforços máximos residuais, gerados pelos eventos sísmicos, mantêm-se inferiores aos valores de cálculo dos esforços resistentes das geogrelhas, admitidos no dimensionamento da estrutura.

A ocorrência de um sismo longínquo parece ser condicionante para o comportamento da estrutura.

CAPÍTULO 9

ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO. DESENVOLVIMENTO DE UM PROTÓTIPO LABORATORIAL

9.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O mecanismo de interacção solo-reforço é um dos aspectos com maior importância no dimensionamento de estruturas de solo reforçado. Este mecanismo depende do tipo de solo, das características do reforço e da forma como eles interagem entre si. Considera-se, assim, que a correcta identificação do mecanismo de interacção e a escolha do ensaio mais adequado para a sua caracterização são aspectos primordiais.

Atente-se no exemplo apresentado na Figura 9.1, onde se ilustra um mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado. Verifica-se que na zona exterior à superfície de escorregamento a interacção solo-reforço poderá ser caracterizada laboratorialmente através de um ensaio de arranque, enquanto que, junto ao pé do talude, a interacção entre os dois materiais será melhor caracterizada através de um ensaio de corte directo.

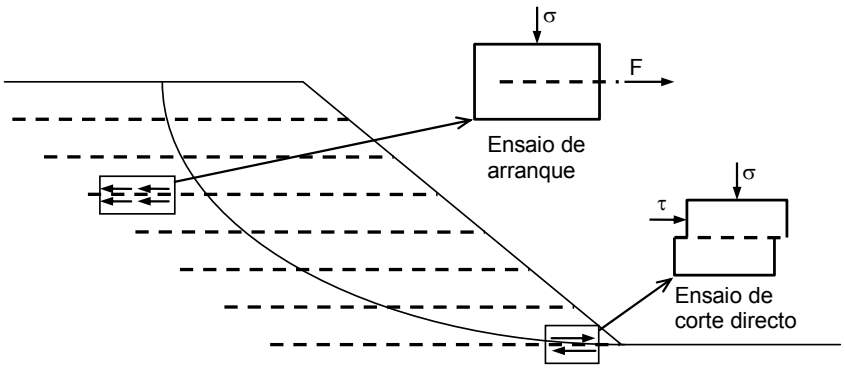


Figura 9.1 – Mecanismo potencial de rotura num aterro de solo reforçado e ensaios laboratoriais que melhor caracterizam a interface solo-reforço.

Sendo o ensaio de corte directo um dos ensaios laboratoriais mais adequados para a caracterização da resistência ao corte mobilizada na zona de interacção solo-geossintético, apresenta-se neste capítulo uma revisão bibliográfica sobre os factores com maior influência nos resultados do ensaio e um equipamento de corte directo para a caracterização deste tipo de interfaces desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

9.2 ENSAIO DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO

O equipamento de corte directo convencional é amplamente utilizado em laboratórios de todo o mundo na caracterização da resistência ao corte dos solos.

A utilização de ensaios de corte directo em solos tem uma história de, aproximadamente, 150 anos (Lings & Dietz, 2004). Porém, a caixa de corte como se conhece actualmente foi desenvolvida, em Harvard, por Casagrande, em 1932. Foram sendo implementados diferentes melhoramentos, nomeadamente por Bishop, nos anos 40, no Imperial College, em Londres. Este equipamento de ensaio foi largamente discutido num Simpósio que decorreu em Março de 1987, publicado posteriormente pela revista inglesa Géotechnique. A terminologia, actualmente aceite, que distingue o ensaio de corte directo e o ensaio de corte simples resultou do referido Simpósio.

No ensaio de corte directo, após a aplicação da carga vertical, que induz a tensão normal, σ, no plano de corte, à meia-caixa móvel é aplicada uma força horizontal, impondo, em geral, uma velocidade constante, enquanto a outra meia-caixa permanece fixa. Este carregamento, em conjunto com as condições de fronteira do equipamento, induz a rotura ao longo do plano horizontal a meia altura da amostra de solo. Considerando um elemento de solo na zona onde ocorre a rotura, verifica-se que a tensão normal horizontal aumenta, a tensão normal vertical mantém-se (teoricamente) constante e desenvolvem-se tensões tangenciais nas facetas horizontal e vertical crescentes até à rotura. Sob estas condições de carregamento, ocorre naturalmente a rotação das tensões principais nos elementos de solo localizados na zona central do provete. No entanto, dado que o estado de tensão é apenas conhecido no plano de corte, não é possível determinar nem as tensões principais nem as respectivas direcções principais a partir dos resultados do ensaio de corte directo.

Outro aspecto criticável neste ensaio é o facto do estado de deformação no plano de rotura não ser uniforme durante o ensaio. As deformações por corte são superiores junto do bordo da meia-caixa móvel, que empurra a amostra, e menores no lado oposto (Matos Fernandes, 2006). Se o estado de deformação não é uniforme no plano de corte, o mesmo se verifica com o estado de tensão, iniciando-se a rotura onde as deformações são mais elevadas e avançando no sentido do deslocamento imposto. Este fenómeno é designado por rotura progressiva.

Além do aspecto anterior, relembre-se que a área da secção de corte, que se desenvolve no solo, diminui, progressivamente, durante o ensaio, o que significa que, uma parcela da resistência registada, se refere ao atrito mobilizado entre o solo e os bordos da caixa de corte.

Com o ensaio de corte directo é determinado o valor máximo da tensão de corte para uma determinada tensão normal de ensaio, sendo possível determinar o ângulo de atrito interno (directo) do solo e o ângulo de dilatância a partir dos registos dos deslocamentos verticais da amostra. Actualmente existe consenso quanto ao facto deste ensaio sobrestimar o ângulo de atrito do solo. Esta sobrestimação pode ser explicada pelo facto do plano de rotura ser imposto, conduzindo a que as partículas de solo intersectadas sejam arrancadas das suas posições iniciais (Matos Fernandes, 2006).

Como se referiu, existem vários aspectos criticáveis na caracterização da resistência ao corte dos solos através de ensaios de corte directo. Porém, considera-se que este ensaio é adequado para a caracterização da interface solo-geossintético, particularmente quando o mecanismo de interacção entre os dois elementos é semelhante ao representado junto ao pé do talude na Figura 9.1.

9.3 FACTORES COM INFLUÊNCIA NOS RESULTADOS DE ENSAIO

9.3.1 Generalidades

Para que fosse possível ensaiar amostras representativas do mecanismo de interacção solo-geossintético que existe em obra, tornou-se necessário o recurso a equipamentos de corte directo de dimensões superiores às da caixa de corte tradicionalmente utilizada na caracterização dos solos. Apesar de actualmente existirem normas (ASTM D 5321, 1992; BS 6906-8, 1991; EN ISSO 12957-1, 2004) que regulamentam os ensaios de corte directo para a caracterização de interfaces entre dois geossintéticos e entre um solo e um geossintético, produtores, laboratórios e investigadores têm vindo a desenvolver equipamentos com dimensões e configurações muito distintas. Tendo em consideração que no âmbito deste trabalho foi desenvolvido um equipamento deste tipo, achou-se conveniente apresentar uma revisão bibliográfica sobre os diversos aspectos que têm vindo a ser referidos como factores com influência nos resultados dos ensaios.

9.3.2 Influência da configuração do equipamento, sistema de aplicação de carga e procedimentos de ensaio

Diversos autores têm vindo a debruçar-se sobre a influência de diferentes factores, nomeadamente, a configuração do equipamento e os procedimentos de ensaio, sobre os resultados dos ensaios de corte directo envolvendo interfaces entre dois geossintéticos ou entre um solo e um geossintético (Gourc *et al.*, 1996; Blumel & Brummermann, 1996; Blumel & Stoewahse, 1998; Nakamura *et al.*, 1996; 1999; Stoewahse *et al.*, 2002; Hsieh & Hsieh, 2003).

Como apoio ao desenvolvimento da norma europeia relativa à caracterização de interfaces através de ensaios de corte directo (prEN ISO 12957-1, 2001) foram realizados ensaios inter-laboratoriais, visando a avaliação da variabilidade dos valores da resistência ao corte resultantes da utilização de diferentes equipamentos e procedimentos de ensaio (Gourc & Lalarakotoson, 1997). Este programa inter-laboratorial envolveu sete laboratórios (dois em França, dois na Alemanha, dois no Reino Unido e um em Itália), utilizando materiais fornecidos pelo coordenador do programa, obtidos de uma única fonte, para minimizar a sua variabilidade.

Complementarmente, tendo verificado que na caracterização da interface entre dois materiais (fossem eles dois geossintéticos ou um geossintético e um solo), através da realização de ensaios de corte directo, frequentemente diferentes laboratórios obtinham resultados distintos, a Sociedade Alemã de Geotecnia (*DGGT*) decidiu criar um grupo de trabalho que iniciou uma série de ensaios inter-laboratoriais (Blumel & Brummermann, 1996).

Na primeira fase do programa inter-laboratorial alemão estavam envolvidos 20 participantes, sendo suposto analisarem 3 interfaces (geomembrana-geotêxtil, geomembrana-solo argiloso e geotêxtil-areia), utilizando equipamentos de corte directo com dimensões em planta não inferiores a 300 mm $\times$ 300 mm (Blumel & Brummermann, 1996). Aos participantes foram fornecidas algumas indicações, tendo sido dada liberdade de escolha quanto ao tipo de equipamento, às condições de fronteira, ao modo de fixação dos geossintéticos, entre outros factores. Os resultados obtidos revelaram uma enorme variabilidade, quer em termos da evolução das curvas tensão de corte-deslocamento, quer no que se refere aos valores máximos das tensões de corte. Atendendo à elevada dispersão de resultados, foi, então, executada uma segunda série de ensaios, envolvendo apenas duas das interfaces (geomembrana-geotêxtil e geotêxtil-areia), tendo sido fornecidas instruções mais detalhadas no que se refere às condições de fronteira e aos procedimentos de ensaio.

Nesta segunda série de ensaios foi efectuada a distinção dos equipamentos de corte directo segundo dois tipo: - caixa superior fixa apenas na direcção horizontal, podendo movimentar-se na direcção vertical (Figura 9.2a); - caixa superior fixa nas direcções vertical e horizontal (Figura 9.2b). Embora tenham sido fornecidas instruções mais detalhadas aos participantes, a dispersão de resultados voltou a verificar-se, quer em termos dos valores das resistências de pico e residual (em alguns resultados não se verificou a ocorrência de pico), quer na forma das curvas tensão de corte-deslocamento (ver Figura 9.3).

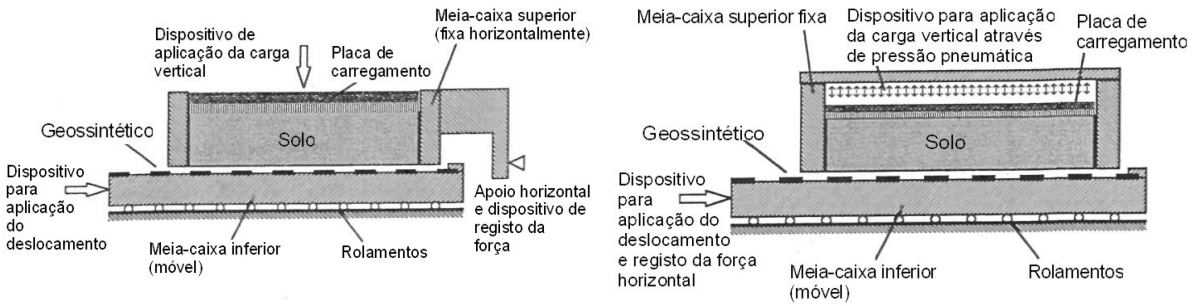


Figura 9.2 – Esquemas dos equipamentos (Blumel & Stoewahse, 1998): a) caixa superior fixa apenas na direcção horizontal (solução de Casagrande); b) caixa superior fixa nas direcções vertical e horizontal.

Na Figura 9.3 apresentam-se as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas para a interface entre a areia normalizada e um geotêxtil e para uma tensão normal de 100 kPa. Note-se que, apesar de sete das instituições participantes terem utilizado equipamentos de corte directo com características idênticas, a dispersão de resultados deste subgrupo foi semelhante à que se verificou na totalidade das instituições (Blumel & Stoewahse, 1998). Este facto mostra que a dispersão de resultados não reflecte apenas o tipo de equipamento de corte directo utilizado, mas que factores, tais como a montagem, os procedimentos de ensaio e o próprio operador, têm grande influência nos resultados.

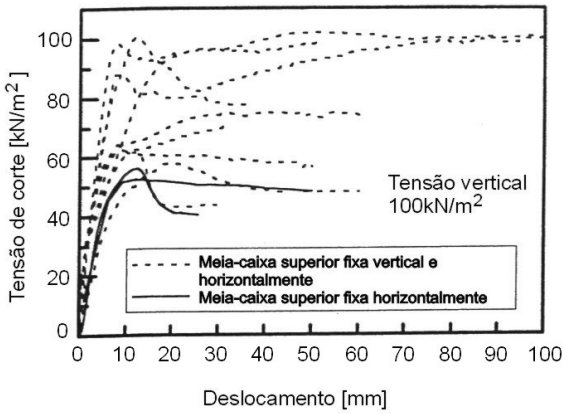


Figura 9.3 - Dispersão das curvas tensão de corte-deslocamento obtidas no programa inter-laboratorial da Sociedade Alemã de Geotecnia (Blumel & Stoewahse, 1998).

Como se pode verificar pela análise da Figura 9.3, as tensões de corte de pico registadas nos ensaios com equipamentos em que a meia-caixa superior é totalmente fixa (Figura 9.2b) são superiores às obtidas em ensaios com equipamentos em que a meia-caixa superior apenas se encontra fixa na direcção horizontal (Figura 9.2a). No entanto, há que ter em consideração o

reduzido número de resultados apresentados obtidos em equipamentos com a meia-caixa superior fixa apenas na direcção horizontal.

Com o objectivo de tentar avaliar a dispersão de resultados sob condições de reprodutibilidade, foram realizados ensaios de corte directo na Universidade de Hanover, na Alemanha, e na Universidade de Loughborough, no Reino Unido, mantendo as condições de ensaio.

Apresentam-se na Figura 9.4 os coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte da interface areia-geotêxtil, para diferentes valores da tensão normal de ensaio, referentes aos ensaios inter-laboratoriais, realizados na Alemanha, e aos ensaios realizados sob condições de reprodutibilidade (Universidades de Hanover e Loughborough).

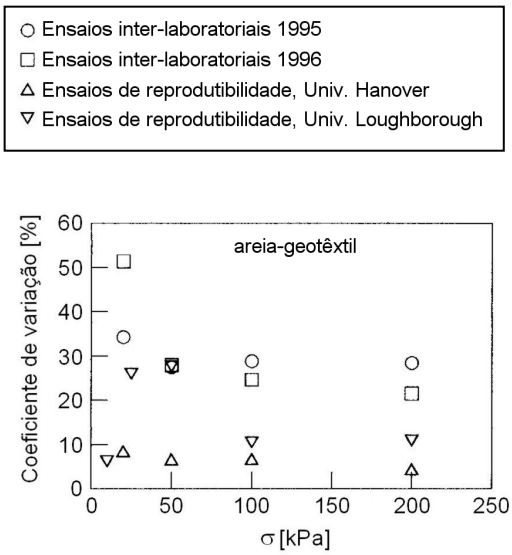


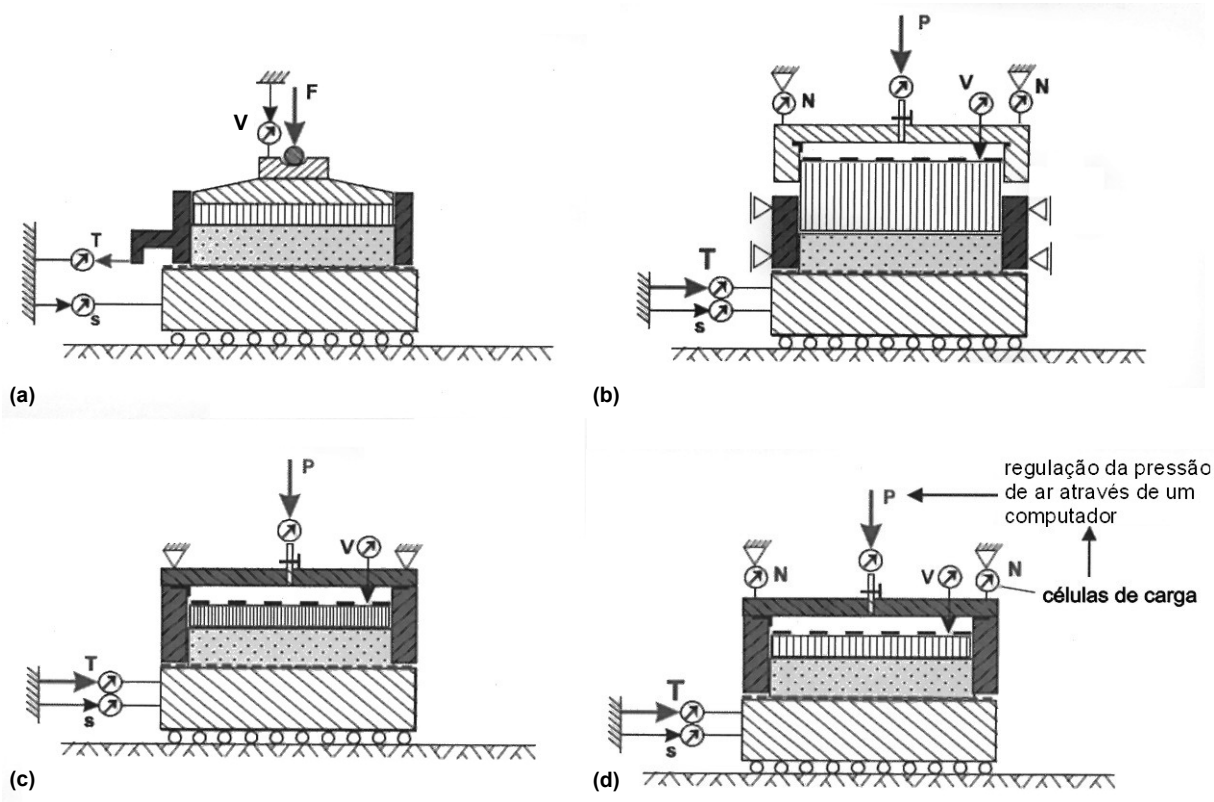
Figura 9.4 – Coeficientes de variação do valor de pico da resistência ao corte da interface areia-geotêxtil em função da tensão normal (Stoewahse *et al.*, 2002).

Tal como seria de esperar, os coeficientes de variação relativos aos ensaios efectuados num só laboratório são, regra geral, bastante inferiores, tendendo a diminuir com o acréscimo da tensão normal de ensaio. Stoewahse *et al*. (2002) admitem que os coeficientes de variação obtidos nos ensaios sob condições de reprodutibilidade não são de todo animadores, criando dúvidas sobre a aplicabilidade de alguns aspectos dos procedimentos actuais de ensaio.

Após a análise dos resultados dos ensaios inter-laboratoriais e a discussão com os participantes, Stoewahse *et al*. (2002) concluem que uma das principais razões para a dispersão de resultados se prende com a utilização de equipamentos de ensaio com características distintas.

Para avaliar a influência do tipo de equipamento de ensaio sobre os resultados, Stoewahse (2001) utilizou os quatro tipos de equipamento representados na Figura 9.5, com distintas condições de apoio da meia-caixa superior e com distintos sistemas de carregamento e de controlo de carga. Na Figura 9.5a está esquematizada a caixa de corte desenvolvida por Casagrande, fixa num ponto apenas na direcção horizontal, sendo permitida a sua rotação em torno desse ponto. No esquema de equipamento representado na Figura 9.5c, a meia-caixa superior é fixa nas direcções horizontal e vertical. Contudo, nestes equipamentos deve ser tida em consideração a variação da tensão vertical na interface durante a aplicação da carga vertical e o corte. A tensão vertical é aplicada no topo da amostra de solo, mas o atrito entre este material e as paredes da meia-caixa superior, quer durante a aplicação da tensão vertical, quer durante a fase de corte, irá alterar a tensão vertical que actua no plano de corte. Esta variação da tensão normal é de difícil quantificação. Este esquema de

equipamento é muito frequentemente utilizado na caracterização de interfaces envolvendo geossintéticos. Segundo Stoewahse *et al.* (2002) são conhecidos 4 equipamentos com estas características no Reino Unido, cerca de 25 na Alemanha e mais de 40 nos Estados Unidos da América.



F = força vertical aplicada
P = pressão de ar aplicada
N = força vertical nos apoios da meia caixa superior
T = força de corte
s = deslocamento horizontal
V = medição do deslocamento vertical

Figura 9.5 - Diferentes esquemas de equipamentos de corte directo (Stoewahse *et al.*, 2002): a) meia-caixa superior móvel; b) meia-caixa superior móvel na direcção vertical, mas com rotação impedida; c) meia-caixa superior fixa; d) meia-caixa superior fixa com regulação da pressão de ar.

Para contornar o desconhecimento da tensão normal ao nível da interface, com maior significado nos equipamentos de corte directo com a meia-caixa superior fixa, Blumel & Stoewahse (1998) e Stoewahse (2001) apresentam algumas alterações que efectuaram a este esquema de equipamento. Na Figura 9.5d está ilustrado o equipamento em que a meia-caixa superior é completamente fixa, mas onde é possível determinar e controlar a tensão vertical média que actua ao nível da interface, através da quantificação das reacções verticais nos apoios da meia-caixa superior. Outra alteração efectuada pelos referidos autores consistiu na separação do sistema de carregamento vertical da meia-caixa superior, permitindo a esta que se movimente na direcção vertical, mas impedindo a sua rotação durante o ensaio (Figura 9.5b). De acordo com Stoewahse *et al.* (2002) este foi o esquema de equipamento "padrão" adoptado pela norma alemã (DIN 18137-3, 1997).

Na Figura 9.6 apresentam-se os resultados obtidos por Stoewahse (2001) para a interface entre a areia normalizada (utilizada nos ensaios inter-laboratoriais Europeu e Alemão) com um índice de compacidade de 95% e um geotêxtil, com os quatro tipos de equipamento esquematizados

na Figura 9.5. Os valores da resistência ao corte obtidos com o equipamento em que a meia-caixa superior é totalmente fixa são superiores aos valores obtidos com os restantes tipos de equipamento de ensaio. Os resultados obtidos com os restantes esquemas de equipamento não são muito distintos entre si.

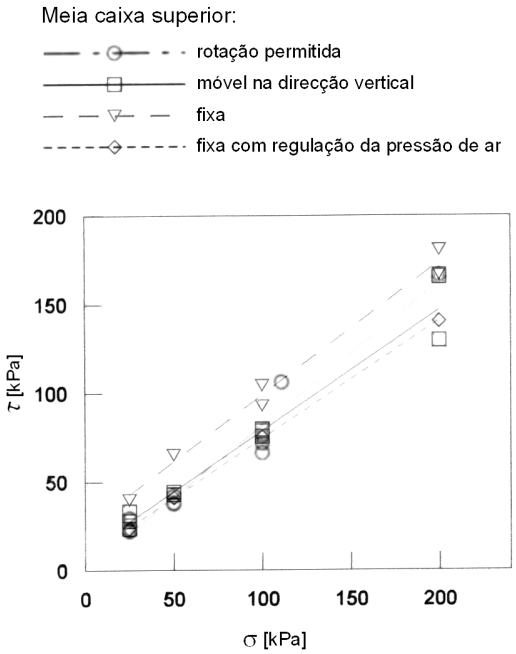


Figura 9.6 – Resistências de pico em função da tensão normal obtidas por Stoewahse (2001) com os diferentes equipamentos.

A Figura 9.7 ilustra os valores do ângulo de atrito obtidos por regressão linear por Stoewahse (2001) para a areia e para a interface areia-geotêxtil para diferentes valores do índice de vazios da areia. A título de exemplo, refira-se que o valor do ângulo de atrito obtido para a interface areia-geotêxtil para um índice de vazios da ordem de 0,46 varia entre, aproximadamente, 31,6º, obtido com o equipamento em que a meia-caixa superior apenas se encontra fixa na direcção horizontal (Figura 9.5a) e 38º, obtido com o equipamento em que a meia-caixa superior é totalmente fixa e em que se efectua o controlo da pressão normal na interface (Figura 9.5d). Encontram-se também representados na Figura 9.7b os valores do ângulo de atrito da areia obtidos através de ensaios de corte em compressão triaxial para os mesmos valores do índice de compacidade. Stoewahse (2001) constatou que os valores do ângulo de atrito do solo obtidos em ensaios de corte directo em que a meia-caixa superior se pode mover verticalmente (Figura 9.5b) se aproximam dos valores que se obtêm através dos ensaios de corte em compressão triaxial.

Com o objectivo de avaliar a influência da configuração do equipamento, incluindo a posição do geossintético em relação à camada de solo, o sistema de medição da carga normal e a rugosidade do suporte onde se fixa o reforço, Nakamura *et al*. (1996; 1999) realizaram ensaios entre dois tipos de geogrelhas (uma geogrelha uniaxial de *PEAD* e uma geogrelha tecida de poliéster (*PET*), ambas com resistência à tracção igual a 80 kN/m) e uma areia (*Yufutsu sand*) com diâmetro médio das partículas igual a 0,29 mm e coeficiente de uniformidade igual a 2,8, ensaiada para um índice de compacidade de 85%. Estes autores utilizaram os dois tipos de equipamento de corte directo esquematizados na Figura 9.8. No equipamento A, apresentado na Figura 9.8a, a carga vertical é aplicada na meia-caixa inferior (fixa) e medida através de uma célula de carga colocada, de igual forma, na parte inferior do equipamento. O deslocamento vertical da placa de carregamento, registado através de um *LVDT*, é utilizado para o registo do deslocamento vertical do

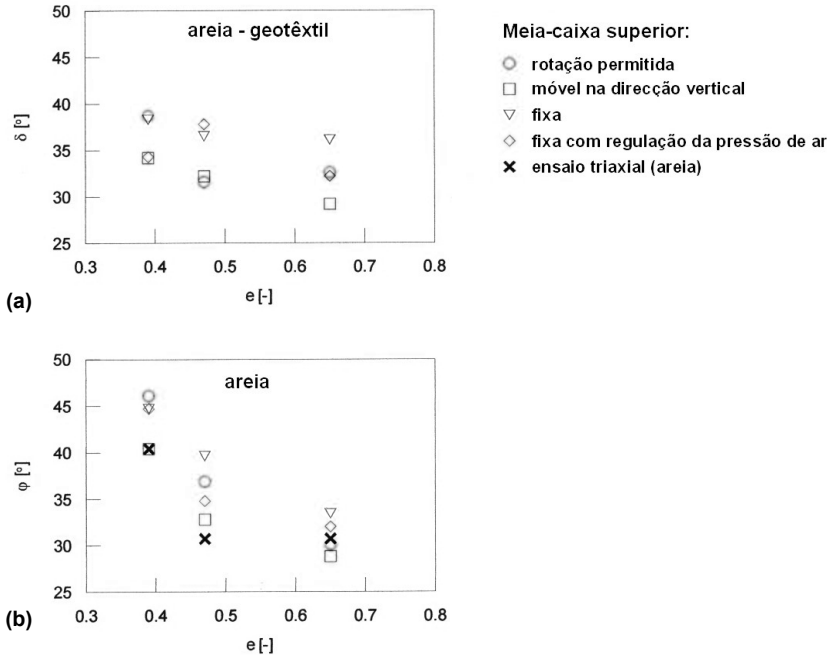


Figura 9.7 – Valores do ângulo de atrito, obtidos por Stoewahse (2001) com os diversos equipamentos, em função do índice de vazios: a) na interface areia-gotêxtil; b) na areia.

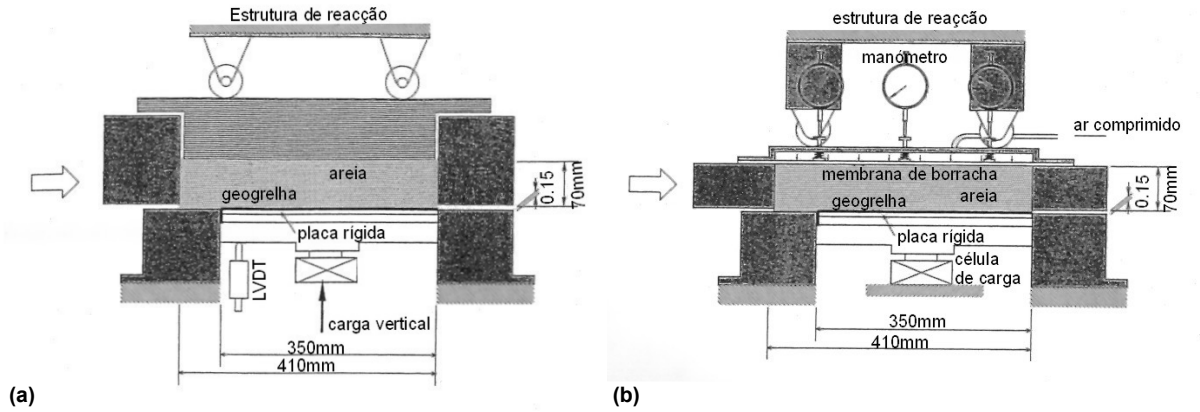


Figura 9.8 - Sistema de aplicação e de medição da tensão normal: a) equipamento A; b) equipamento B (Nakamura *et al.*, 1999).

provete. No equipamento B, ilustrado na Figura 9.8b, a carga vertical é aplicada no topo da meia-caixa superior (móvel), utilizando uma membrana de borracha sob pressão de ar, e é registada através de uma célula de carga instalada do lado oposto (sob a meia-caixa inferior).

Nos dois equipamentos a meia-caixa superior é móvel e apresenta dimensões, em planta, de 410 mm × 350 mm e a meia-caixa inferior (fixa) tem dimensões 350 mm × 350 mm. Para reduzir o atrito entre as duas meias-caixas, estas encontram-se afastadas de 0,15 mm. Este valor, da folga entre as duas meias-caixas, parece demasiadamente reduzido. Embora seja este o valor que apresentam em Nakamura *et al.* (1996; 1999), verifica-se que numa publicação efectuada posteriormente (Nakamura *et al.*, 2003) e envolvendo os mesmos materiais, os autores apresentam uma folga igual a 2 mm entre as duas meias-caixas. Note-se, no entanto, que, o facto dos equipamentos apresentados na Figura 9.8 apresentarem uma configuração e uma fixação do

geossintético distintas do usualmente utilizado por outros autores, torna possível que a folga entre as duas meias-caixas seja independente da espessura do geossintético a ensaiar.

Pela configuração dos equipamentos representados na Figura 9.8 constata-se que a resistência ao corte registada na interface inclui uma parcela referente ao atrito entre a areia colocada na meia-caixa superior e a superfície superior da meia-caixa inferior. Os autores fazem referência ao facto de, nos resultados apresentados, não terem efectuado qualquer correcção.

Num trabalho posterior (Nakamura *et al.*, 2003), os mesmos autores apresentam um equipamento semelhante ao equipamento B, mas no qual as duas meias-caixas apresentam dimensões iguais (350 mm × 350 mm). Segundo os autores, o objectivo desta alteração seria reduzir o atrito entre a areia e a superfície da meia-caixa inferior, passando a tratar-se de um ensaio de corte directo de área reduzida.

Tendo por objectivo avaliar a influência da posição da geogrelha em relação à camada de solo, Nakamura *et al.* (1999) apresentam resultados de ensaios de corte directo, realizados com o equipamento A, com diferentes métodos de instalação do geossintético em relação ao solo (Figura 9.9). No método 1, esquematizado na Figura 9.9a, a geogrelha é instalada entre duas camadas de areia. No método 2 a geogrelha é colada a um suporte rígido, colocado no interior na meia-caixa superior (móvel), e o solo é colocado na meia-caixa inferior (Figura 9.9b). No método 3, ilustrado na Figura 9.9c, a geogrelha é colada num suporte rígido, instalado no interior da meia-caixa inferior, e o solo é colocado na meia-caixa superior.

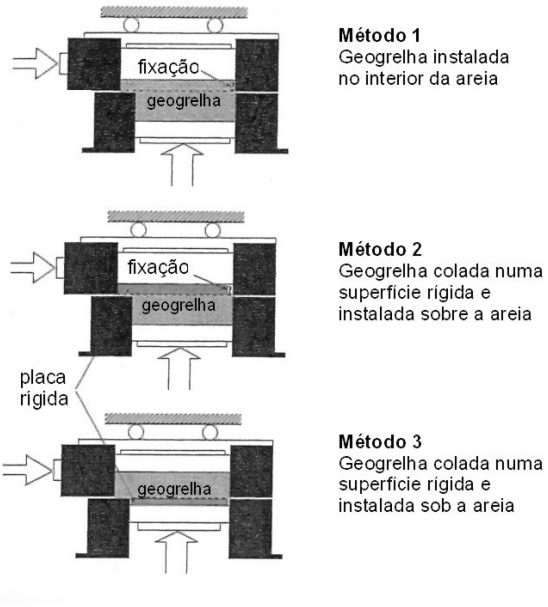


Figura 9.9 - Posições do reforço em relação à camada de solo analisadas por Nakamura *et al.* (1999): a) método 1; b) método 2; c) método 3.

Na Figura 9.10 ilustram-se os resultados, apresentados por Nakamura *et al.* (1999), em termos de resistência ao corte e dos deslocamentos verticais para as duas geogrelhas ensaiadas. Verifica-se que, com o método 3, a resistência ao corte de pico ultrapassa a resistência ao corte da areia e a dilatância é marcadamente positiva. A resistência residual é aproximadamente igual à resistência residual obtida para a areia.

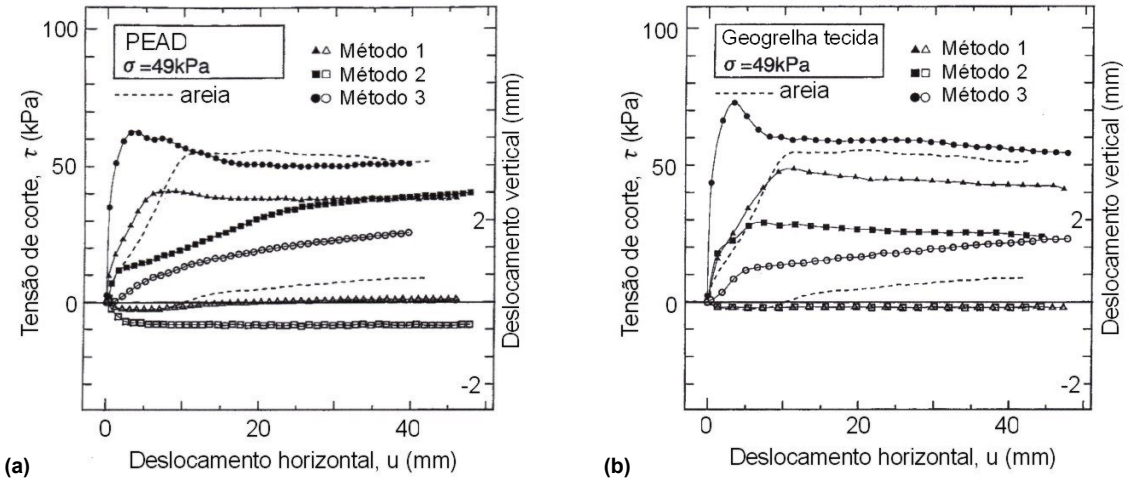


Figura 9.10 – Efeito da posição relativa do solo e da geogrelha Nakamura *et al.* (1999): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida.

Com o método 2 (solo colocado inferiormente) não ocorre uma resistência de pico bem definida. A curva tensão de corte-deslocamento para a geogrelha uniaxial apresenta uma evolução muito distinta da esperada. Os autores atribuem este facto à possibilidade de, neste método de colocação da geogrelha, as aberturas da mesma (de dimensão superior às da geogrelha tecida) não se encontrarem inteiramente preenchidas com areia, na fase inicial do corte.

Em termos gerais, os resultados que se obtêm com o método 1 situam-se entre os resultados dos dois outros métodos. No método 1, Nakamura *et al.* (1999) consideram que existe a possibilidade da geogrelha se afastar do plano de corte e que a resistência registada se refira à interface entre as partículas de areia, mais do que à interface entre a geogrelha e a areia.

De entre os três métodos de colocação da geogrelha relativamente ao solo, Nakamura *et al.* (1999) recomendam o método 3, porque o consideram o mais próximo das condições que existem no terreno. Porém, tal como os autores referem, pelo facto da geogrelha se mover na direcção vertical durante o corte, é possível que a força de corte registada inclua forças adicionais que se estabelecem nas extremidades (Figura 9.11). Tendo em conta que, no equipamento utilizado (equipamento A da Figura 9.8a), a carga vertical é aplicada inferiormente, considera-se que o facto da resistência ao corte, obtida com este método de instalação da geogrelha, ter ultrapassado a resistência ao corte da areia é, provavelmente, resultado de uma eventual subida do suporte onde a geogrelha foi colada (Figura 9.11).

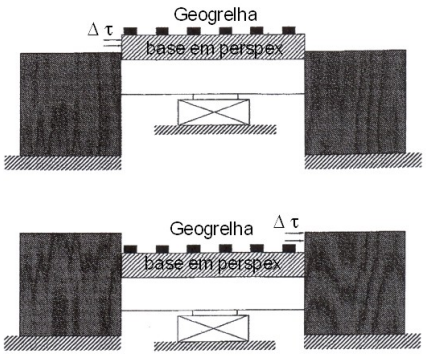


Figura 9.11 – Forças adicionais que se podem desenvolver devido ao movimento vertical da base (Nakamura *et al.*, 1999).

Em termos de influência do sistema de aplicação e de registo da tensão normal, Nakamura *et al.* (1999) concluíram que o ângulo de atrito obtido com o equipamento A é superior ao valor que obtiveram com o equipamento B. No equipamento A, a carga vertical é aplicada e avaliada na mesma zona, sendo o valor registado durante o ensaio constante e igual ao valor prescrito inicialmente. No equipamento B, a carga é aplicada no topo da meia-caixa superior mas é medida do lado oposto, pelo que, apesar do sistema de carregamento aplicar um valor constante de carga, devido a fenómenos de dilatância do solo (Nakamura *et al.*, 1999), o valor registado na célula de carga é muito variável ao longo do ensaio (Figura 9.12).

Julga-se que o facto dos dois valores da resistência ao corte entre as geogrelhas e a areia, obtidos com os dois tipos de equipamento, serem tão distintos (por exemplo, geogrelha uniaxial: $\delta = 50{,}8°$ – equipamento A e $\delta = 43{,}9°$ - equipamento B) poderá não resultar exclusivamente da variação da tensão normal durante o ensaio. Embora seja registado um valor constante da tensão normal na célula de carga no equipamento A, resultante da sua localização no equipamento, não parece que existam garantias que esse valor esteja uniformemente instalado ao nível da interface. Tal como Blumel & Stoewahse (1998) referem, a distribuição e a magnitude da tensão normal actuante na interface, durante os ensaios de corte directo, é desconhecida, podendo ser questionável admitir-se que é constante, nomeadamente em equipamentos em que a meia-caixa que contém o solo é fixa na direcção vertical, como parece ser o caso do equipamento A, representado na Figura 9.8a.

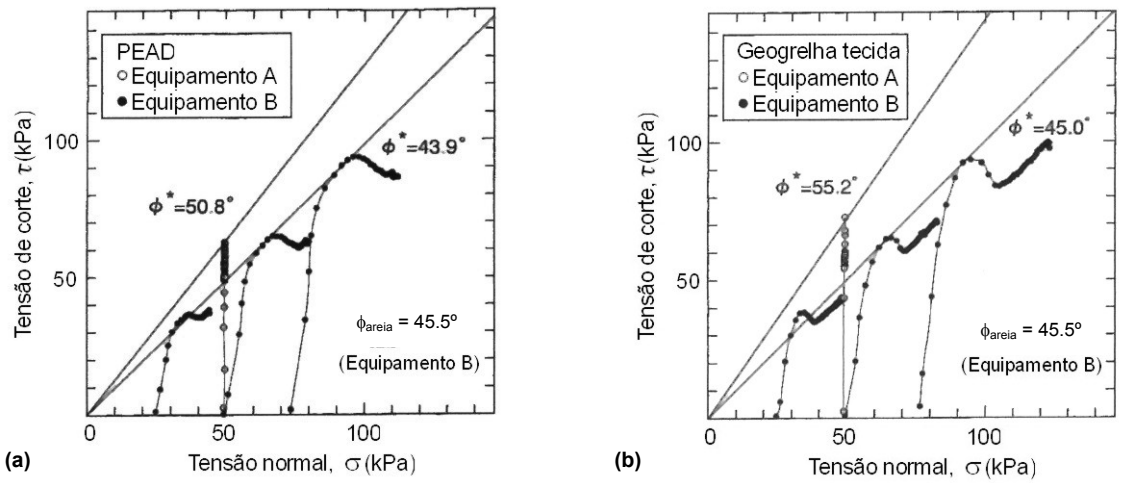


Figura 9.12 – Efeito do sistema de aplicação e de medição da tensão normal (Nakamura *et al.*, 1999): a) geogrelha uniaxial; b) geogrelha tecida.

Usando o equipamento B e duas superfícies distintas onde foi colada a geogrelha - uma superfície de perspex e outra de madeira coberta com uma lixa (classe P100) –, Nakamura *et al.* (1999) concluem que as tensões de pico obtidas quando se utiliza a lixa são superiores aos valores que se obtém com a superfície de perspex e são mobilizadas para menores deslocamentos, no caso da geogrelha uniaxial (Figura 9.13a). Note-se que os autores ensaiaram geogrelhas (geossintéticos em que a área de aberturas é superior à área sólida), logo a superfície onde o reforço se fixa tem logicamente grande significado nos resultados, isto é, com superfícies mais rugosas obter-se-ão certamente maiores resistências.

Quando utilizaram o equipamento A, os autores verificaram que a rugosidade da superfície onde se cola a geogrelha parece não afectar as tensões de corte que se desenvolvem até que se atinja a resistência de pico. Porém, afecta a transição entre a resistência de pico e a resistência

residual (Figura 9.13b). Nakamura *et al*. (1999) atribuem esta diferença de comportamento verificado com os dois equipamentos à forma como a carga vertical é aplicada. Isto é, quando se coloca areia densa entre duas superfícies rígidas, a tensão normal não é transmitida às partículas de areia que se encontram nas aberturas das geogrelhas, especialmente na fase inicial do corte. Com o desenvolvimento do corte, atingindo o estado residual, as tensões normais serão totalmente transmitidas às partículas de areia que se encontram nas aberturas das geogrelhas e exercer-se-á resistência friccional entre as partículas de areia e a superfície onde está colada a geogrelha. Desta forma resulta que a resistência residual seja superior quando a geogrelha é colada numa lixa. No caso do equipamento B, dado que a pressão normal é aplicada através de uma membrana flexível e medida do lado oposto, é possível avaliar quer a tensão normal, quer a tensão de corte entre a areia e a base rígida com precisão desde a fase inicial de corte (Nakamura *et al*., 1999).

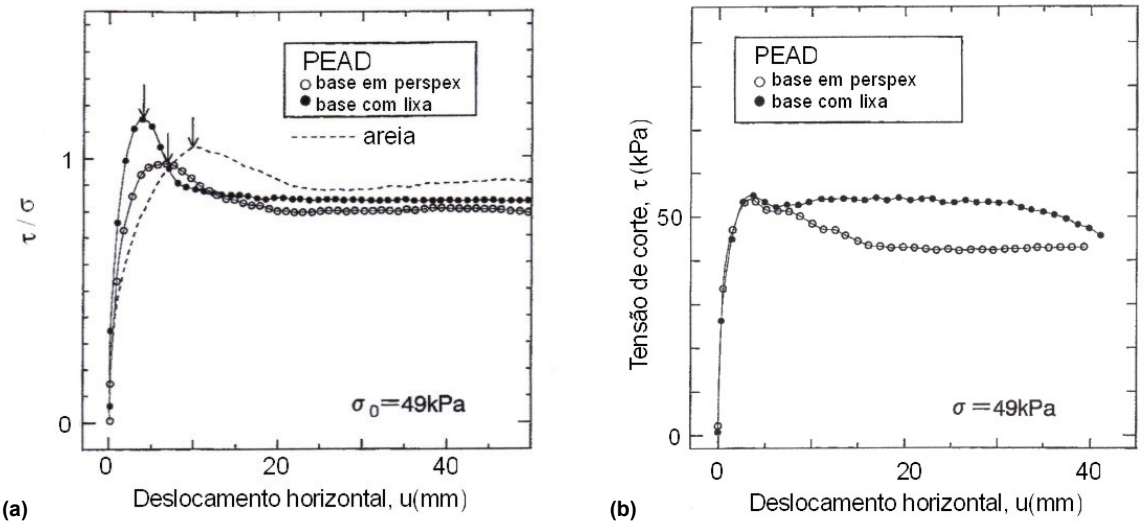


Figura 9.13 – Efeito da rigidez do suporte na resistência ao corte (Nakamura *et al*., 1999): a) equipameno B; b) equipamento A.

Para que o mecanismo de interacção se aproxime do que se verifica no terreno, Nakamura *et al*. (1996; 1999) recomendam que os ensaios de corte directo sejam realizados com o equipamento B, isto é, a configuração do equipamento de corte directo deve ser tal que a tensão normal seja aplicada sobre uma superfície flexível e medido o seu valor no lado oposto do sistema de carregamento, utilizando uma superfície rugosa para fixar a geogrelha. Esta superfície (lixa) deve ser escolhida em função da granulometria do solo que se prevê existir em obra.

Nakamura *et al*. (2003) apresentam resultados de ensaios de corte directo para duas condições de aplicação de carga: pressão constante (*PC*) e pressão nominal constante (*PNC*). Nos ensaios de pressão constante (*PC*), a pressão de ar no interior da membrana é controlada por forma a que a pressão normal registada na célula de carga, localizada do lado oposto, permaneça constante. Na versão de ensaio pressão nominal constante (*PNC*), a pressão aplicada através da membrana permanece constante (situação coincidente com os resultados apresentados por Nakamura *et al*. (1996; 1999).

Ilustram-se na Figura 9.14 os resultados, apresentados por Nakamura *et al*. (2003), para as duas condições de aplicação de carga, obtidos em ensaios de corte directo entre uma areia (*Yufutsu sand*) e uma geogrelha tecida de poliéster. Embora os parâmetros definidores dos materiais (areia e geogrelha) sejam semelhantes aos utilizados nos estudos anteriormente apresentados pelos mesmos

autores (Nakamura *et al.*, 1996; 1999), os resultados não parecem directamente comparáveis (Figura 9.12b e Figura 9.14), em particular no comportamento pós-pico.

Da análise da Figura 9.14, constata-se que apesar das trajectórias de tensões para as duas condições de ensaio (*PC* e *PNC*) serem diferentes, Nakamura *et al.* (2003) obtêm parâmetros de resistência ao corte (ângulo de atrito e adesão) coincidentes, quer em termos de valores de pico, quer de valores residuais.

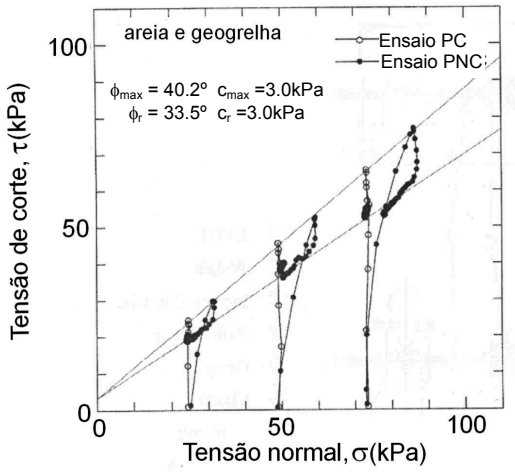


Figura 9.14 – Efeito de diferentes condições de aplicação da carga normal (Nakamura *et al.*, 2003).

Outro aspecto, muito importante nos ensaios de corte directo, é a adopção da folga entre as duas meias-caixas ou entre a parte inferior da meia-caixa superior e a superfície do geossintético. Em relação a esta folga, Bemben & Schulze (1998) mostram que o seu valor afecta particularmente o valor da resistência residual da interface. Estes autores consideram que o valor recomendado pela norma ASTM D 5321-92, igual ao diâmetro D_{85} do solo a ensaiar, é insuficiente e apontam para valores superiores. Ao aumentar excessivamente a folga entre a meia-caixa superior e o geossintético, criam-se condições para a eventual saída de partículas do interior da meia-caixa, sendo possível que a interface, que se está a mobilizar, não corresponda à interface solo-geossintético.

Os valores sugeridos pela norma europeia e pela norma norte-americana, que serão posteriormente comentados, apontam no sentido de criar uma folga suficientemente elevada, por forma a evitar qualquer contacto entre a meia-caixa superior e a superfície do geossintético, mas suficientemente reduzida para evitar a saída de partículas do solo.

No que se refere à folga entre as duas meias-caixas nos ensaios de corte directo em solos, Viana da Fonseca (1996) considera que esta deve ser superior à maior dimensão das partículas do solo, de modo a permitir o movimento livre das partículas no plano de corte, evitando uma possível sobrestimação da resistência ao corte.

Stoewahse *et al.* (2002) consideram que a folga entre as meias-caixas deve ser suficientemente pequena para que não ocorra fuga de partículas de solo, mas tem de ser suficientemente grande para que não sejam induzidas restrições durante o corte, sendo este objectivo praticamente impossível de conseguir.

No que se refere à velocidade de ensaio, outro aspecto que pode ter influência nos resultados, Stoewahse *et al.* (2002) mostram que a resistência ao corte de pico da interface entre

uma areia e um geotêxtil não é sensível à sua variação, para uma gama de valores entre 0,03 e 40 mm/min.

9.3.3 Efeito das dimensões em planta da caixa de corte

Em relação à influência das dimensões em planta da caixa de corte sobre os resultados de ensaio, encontram-se na bibliografia opiniões contraditórias. Imaizumi *et al*. (1994) apresentam resultados de ensaios de corte directo relativos a duas areias (*Toyoura sand* e *Inagi sand*) e à interface entre cada uma destas areias e uma geomembrana de polietileno de alta densidade (*PEAD*) obtidos com três equipamentos distintos: caixa de corte circular, de 60 mm de diâmetro; caixa de corte quadrada, com 316 mm × 316 mm; e caixa de corte rectangular, com dimensões 208 mm × 158 mm. Imaizumi *et al*. (1994) concluem que, com o aumento das dimensões da caixa de corte, decresce a resistência ao corte de pico, decresce a diferença entre a resistência de pico e a resistência residual e aumenta o valor do deslocamento para o qual ocorrem as tensões de pico. Esta conclusão é válida para a caracterização da resistência ao corte das areias e das interfaces entre essas areias e a geomembrana. Estes autores atribuem a diminuição da resistência ao corte com o aumento das dimensões do provete ao facto da distribuição de tensões de corte não ser uniforme ao longo da superfície de corte, ocorrendo rotura progressiva.

Nos ensaios de corte directo realizados e relatados por Hsieh & Hsieh (2003) entre diferentes geomembranas e uma areia de quartzo, estes autores verificaram que, regra geral, a resistência ao corte obtida em caixas de corte de maiores dimensões é superior à resistência que se obtém com caixas de dimensão inferior. Contudo, as diferenças que encontraram na resistência ao corte da interface entre uma geomembrana lisa de *PEAD* e a areia de quartzo, obtida em caixas com dimensões 300 mm × 300 mm e 400 mm × 400 mm, é mínima (Figura 9.15 e Quadro 9.1). A resistência ao corte obtida numa caixa com 100 mm × 100mm foi bastante inferior à resistência obtida com as caixas de dimensões 200 mm × 200 mm, 300 mm × 300 mm e 400 mm × 400 mm (Quadro 9.1). Porém, os autores referem que, na caixa com dimensões 100 mm × 100 mm, a espessura da camada de areia foi de apenas 4 cm, reflectindo-se na evolução das curvas tensão de corte-deformação (ver Figura 9.15). Os ângulos de atrito de pico e residual obtidos na interface entre a areia e a geomembrana lisa apresentam-se no Quadro 9.1.

Palmeira (1987) realizou ensaios de corte directo sobre uma areia (*Leighton Buzzard 14/25*), com diâmetro médio D_{50} = 0,8 mm e coeficiente de uniformidade C_u = 1,3, para um índice de compacidade de 87%, com caixas de corte de dimensões, em planta, iguais a 60 mm × 60 mm (caixa pequena), a 250 mm × 150 mm (caixa média) e a 1000 mm × 1000 mm (caixa de grandes dimensões), tendo verificado que o efeito de escala não afecta o valor de pico do ângulo de atrito, nem o valor do ângulo de dilatância. Porém, o comportamento pós-pico é influenciado pelas dimensões do equipamento (Figura 9.16).

Palmeira (1988), na discussão ao artigo de Jewell & Wroth (1987), reafirma a constatação anterior, apresentando resultados de ensaios de corte directo para areias de diferente granulometria, onde se verifica que o ângulo de atrito de pico não é afectado de forma significativa pela dimensão da caixa de corte. Por exemplo, para uma areia de diâmetro médio, D_{50}, igual a 0,4mm (Leighton Buzzard 25/52) obteve valores do ângulo de atrito interno directo de 37,7º e 38,3º, em caixas de corte de dimensões, em planta, de 60 mm × 60 mm e de 250 mm × 150 mm, respectivamente.

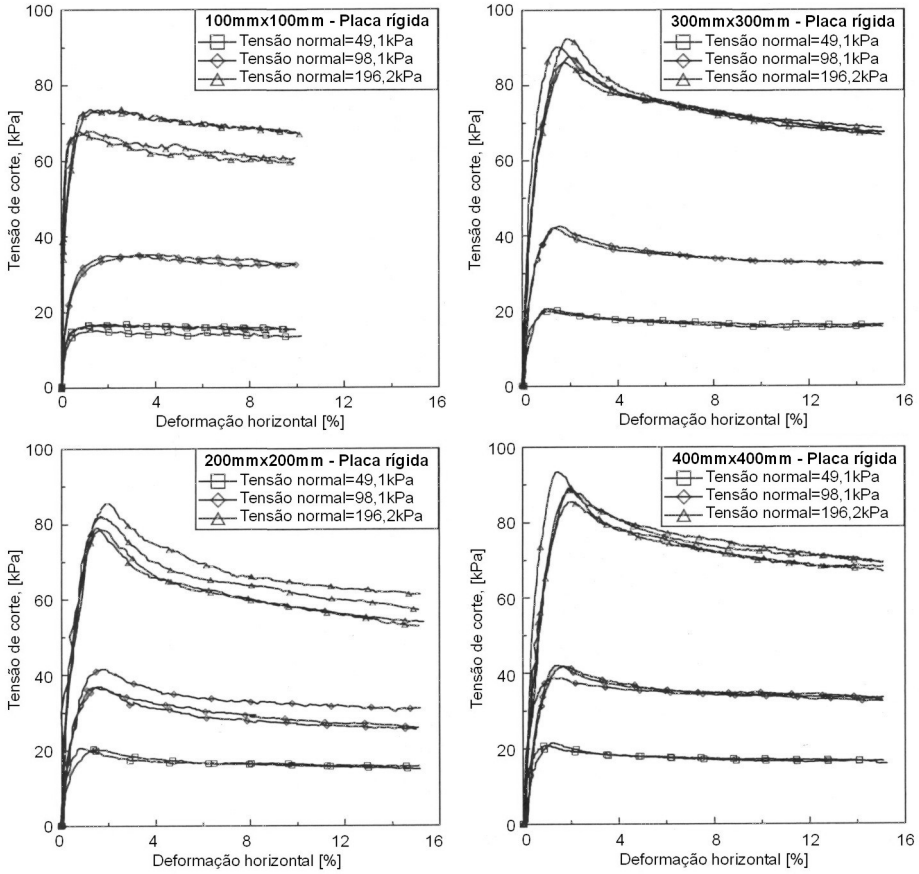


Figura 9.15 - Curvas tensão-deformação relativas a interface entre uma areia e uma geomembrana lisa obtidas com equipamentos de dimensões distintas (Hsieh & Hsieh, 2003).

Quadro 9.1 – Ângulos de atrito da interface areia-geomembrana lisa obtidos por Hsieh & Hsieh (2003).

Dimensões da caixa de corte (mm^2)	Ângulo de atrito de pico (°)	Ângulo de atrito residual (°)
100 × 100	19,7	17,9
200 × 200	22,4	16,0
300 × 300	24,2	18,9
400 × 400	24,1	19,1

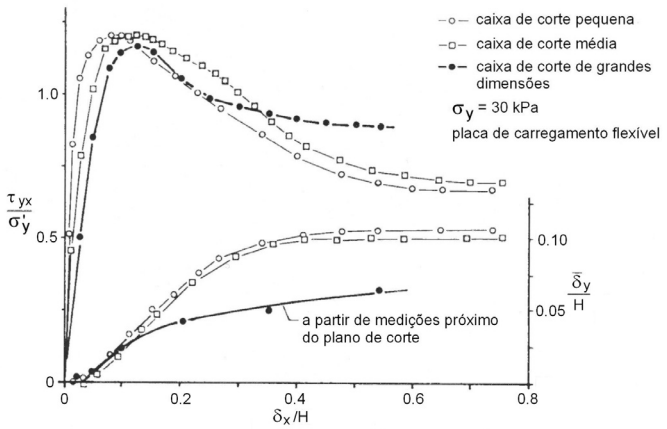


Figura 9.16 – Efeito de escala sobre os resultados dos ensaios de corte directo em areias (Palmeira, 1987).

9.3.4 Efeito do tipo de placa de carregamento

No que se refere ao tipo de placa de carregamento (rígida ou flexível), encontram-se na bibliografia opiniões diferentes. Gourc *et al*. (1996) consideram preferível a aplicação da carga vertical através de uma membrana flexível, com um fluído no seu interior, que permita o controlo da pressão, em detrimento de um sistema de aplicação através de uma placa rígida. Argumentam que, com a membrana flexível, é possível obter uma tensão normal uniforme ao longo do plano de corte e que, com a placa rígida, as tensões normais são significativamente superiores na área frontal em relação às que se estabelecem na retaguarda da caixa de corte. Os resultados, obtidos por estes autores, evidenciam que a resistência ao corte da interface entre uma areia e um geotêxtil não tecido é superior quando se opta por um sistema de carregamento flexível (membrana com fluído).

Palmeira (1987) utilizou a caixa de corte de dimensões 250 mm $\times$ 150 mm para avaliar a influência do tipo de placa de carregamento sobre os resultados de ensaios de corte directo em areias. Para tal, efectuou ensaios com uma placa de carregamento rígida fixa à meia-caixa superior, uma placa de carregamento rígida com possibilidade de movimento e uma membrana de borracha cheia de água. Este autor constatou que a utilização de uma membrana flexível conduz a um acréscimo do ângulo de atrito de pico da areia, ϕ_{ds}, da ordem dos 2º, comparativamente à solução de placa de carregamento rígida. A resistência de pico obtida com as duas soluções de placas de carregamento rígidas é semelhante. Porém, quando não são permitidos movimentos à placa de carregamento, o decréscimo da resistência após o pico é mais drástico. Segundo o autor, este facto deve resultar da maior restrição da rotação do solo no interior da meia-caixa imposta por esta solução de carregamento.

Hsieh & Hsieh (2003) apresentam resultados que evidenciam valores semelhantes de resistência ao corte para as duas soluções de carregamento (Figura 9.17). Contrariando os resultados apresentados por Gourc *et al*. (1996) e Palmeira (1987; 1988), relatam que a resistência ao corte tende a ser ligeiramente superior quando se opta por uma placa de carregamento rígida, tal como se pode observar na Figura 9.17. No entanto, estes autores constaram que se consegue uma melhor reprodutibilidade de resultados quando se adopta um sistema de carregamento flexível.

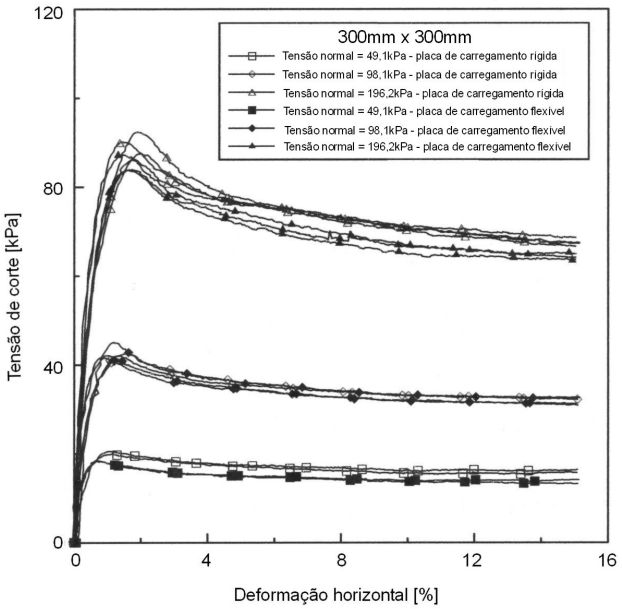


Figura 9.17 – Efeito da rigidez da placa de carregamento (Hsieh & Hsieh, 2003).

Registando a tensão vertical em diversos pontos da interface, de acordo com o esquema apresentado na Figura 9.18, Hsieh & Hsieh (2003) concluem que as superfícies rígidas conduzem a uma concentração de tensões na zona central do provete, enquanto que com a utilização de superfícies flexíveis para aplicação da carga vertical se consegue obter tensões verticais mais uniformes.

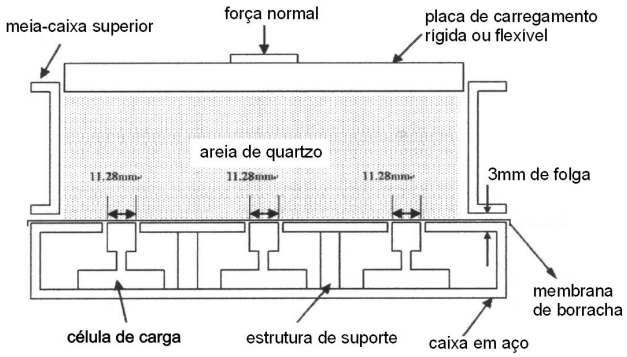


Figura 9.18 – Vista esquemática do sistema de medição da tensão normal ao nível da interface (Hsieh & Hsieh, 2003).

9.3.5 Efeito da espessura de solo colocado na meia-caixa superior

Gourc *et al.* (1996) apresentam resultados de ensaios de corte directo, efectuados no *IRIGM*, em França, utilizando diversos geossintéticos, uma areia normalizada e uma areia grossa. A caixa de corte utilizada tem as dimensões em planta de 300 mm × 300 mm, com a meia-caixa inferior móvel.

Com o objectivo de avaliar o efeito da altura do solo na meia-caixa superior sobre os valores da resistência ao corte, Gourc *et al.* (1996) realizaram ensaios com alturas de solo de 3, 5 e 8 cm. Concluíram que se verificava o incremento da resistência ao corte da interface com o acréscimo da altura de solo na meia-caixa superior (ver Figura 9.19) e atribuíram esse facto ao acréscimo das tensões tangenciais que se desenvolvem nas paredes laterais da caixa.

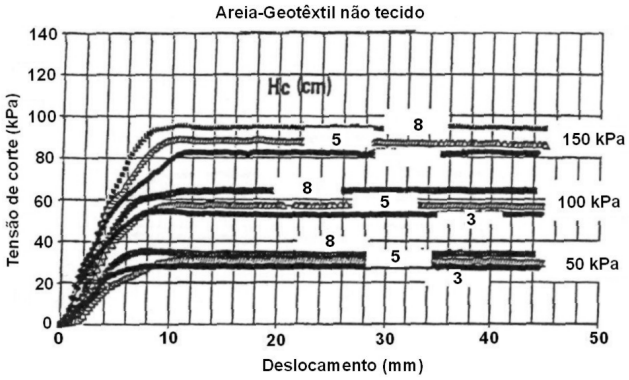


Figura 9.19 - Influência da altura de solo na meia-caixa superior, num ensaio de corte directo entre uma areia e um geotêxtil não tecido (Gourc *et al.*, 1996).

Bemben & Schulze (1998) apresentam resultados de ensaios de corte directo entre geomembranas (uma lisa e uma texturada) e duas areias, obtidos em caixas de corte de diferentes dimensões e para valores distintos da altura de solo no interior da meia-caixa superior. Estes autores constataram que, para a interface entre as areias e a geomembrana texturada, os valores

de pico da resistência de corte aumentam com o incremento de altura do solo na meia-caixa superior. Consideram que este comportamento resulta do facto do aumento da altura de solo conduzir ao acréscimo da área das paredes laterais da caixa de corte que exercem tensões descendentes sobre o solo durante a fase inicial de corte, aumentando assim a tensão normal ao nível da interface. Para a interface entre a geomembrana lisa e as areias verificaram que não ocorria o aumento do valor de pico da resistência ao corte com o acréscimo da espessura de solo no interior da meia-caixa. Admitem que, nestes ensaios, não ocorre dilatância do solo, e, por isso, as tensões verticais nas paredes laterais da caixa de corte são muito reduzidas.

Stoewahse *et al*. (2002) concluem, com base nos ensaios de corte directo que efectuaram, que para uma caixa de corte quadrada, com 300 mm de lado, uma espessura de 5 cm é suficiente para solos arenosos. Em solos finos coesivos, consideram que a espessura pode ser reduzida para cerca de 3 cm, por forma a reduzir o tempo de consolidação necessário antes do início do ensaio.

Em relação à espessura da camada de areia, Hsieh & Hsieh (2003) concluem que quando a tensão normal é aplicada através de uma superfície rígida, o valor da tensão permanece constante no plano de corte se a espessura da camada de areia no interior da meia-caixa for superior a 5 cm. Referem que esta constatação é válida para as caixas de corte de dimensões 200 mm $\times$ 200 mm, 300 mm $\times$ 300 mm e 400 mm $\times$ 400 mm. Quando a pressão vertical é aplicada através de uma superfície flexível, o efeito da espessura da camada de areia é praticamente insignificante. Assim, Hsieh & Hsieh (2003) recomendam que se utilize uma camada de areia com espessura mínima de 5 cm, quando a carga é aplicada através de uma placa rígida, e admitem que, se a carga vertical for aplicada utilizando uma superfície flexível, uma espessura de 2-3 cm possa ser suficiente.

9.4 EQUIPAMENTO DE CORTE DIRECTO DESENVOLVIDO NA *FEUP*

9.4.1 Generalidades

Como se referiu em 9.1, quando se prevê a ocorrência de movimento de uma massa de solo relativamente ao geossintético, o ensaio de corte directo é o mais adequado para caracterizar a interface entre os dois materiais (Figura 9.1). Em termos normativos, a descrição e as exigências a serem respeitadas num ensaio de corte directo entre um solo e um geossintético ou entre dois geossintéticos constavam, até ao aparecimento das normas europeias, da norma inglesa BS 6906-8 (1991) e da norma americana ASTM D 5321-92 (reaprovada em 1998). Em 1997 surge a primeira versão preliminar da norma europeia [pr EN WI 00189015], recebendo, em 2001, a designação prEN ISO 12957-1, tendo sido aprovada como norma internacional no final de 2004 [EN ISO 12957-1].

No âmbito deste trabalho de investigação, foi desenvolvido, em colaboração com o Instituto de Engenharia Mecânica, da *FEUP*, um protótipo laboratorial de um equipamento de corte directo, de grandes dimensões, com capacidade para a realização de ensaios de corte directo cíclicos. No desenvolvimento deste protótipo foram seguidas as recomendações da pré-norma europeia prEN ISO 12957-1 e da norma americana ASTM D 5321-92, em particular no que se refere às dimensões mínimas exigidas e aos procedimentos de ensaio.

Após uma extensa pesquisa bibliográfica, constatou-se que não existiam resultados publicados de ensaios de corte directo cíclicos para a caracterização da interface solo-geossintético. No estado de arte publicado por Bathurst & Alfaro (1996) sobre o dimensionamento, a análise e o comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos, estes autores referem esta lacuna na caracterização da interface entre os dois materiais.

Quando em Julho de 2002 se decidiu construir um protótipo laboratorial de um equipamento de corte directo, considerou-se que dotar este equipamento com a possibilidade de realização de ensaios de corte directo cíclico seria um passo importante para a investigação do reforço de solos com geossintéticos em Portugal. Nesta decisão, toda a equipa envolvida no projecto jamais imaginou que o desenvolvimento deste equipamento se tornasse num processo tão longo e de tão grande complexidade. Refira-se, a título de curiosidade, que as primeiras calibrações foram efectuadas em Julho de 2003 e que a última intervenção teve lugar no final de Julho de 2005. Alguns dos obstáculos que surgiram e as soluções adoptadas serão alvo de discussão.

9.4.2 Referências normativas

9.4.2.1 Norma europeia EN ISO 12957-1

A norma europeia EN ISO 12957-1 (2005) prevê a existência de duas modalidades de ensaio distintas: ensaio de área constante, esquematicamente representado na Figura 9.20, e ensaio de área reduzida (Figura 9.21). Para a realização de ensaios de área constante é necessário que a meia caixa superior fixa, onde se coloca o solo, apresente uma dimensão inferior à da meia-caixa inferior móvel, onde se fixa o geossintético. Esta norma estabelece que, para esta modalidade de ensaio, o equipamento deve ser dividido numa meia-caixa superior e numa meia-caixa inferior independentes e suficientemente rígidas, para evitar distorções quando solicitadas pelas cargas de ensaio. A meia-caixa superior deve ter dimensões internas não inferiores a 300 mm × 300 mm, sendo que a largura não deve ser inferior a 50% do comprimento. Para o ensaio de geogrelhas, as dimensões mínimas da caixa de corte devem ser tais que pelo menos duas barras longitudinais e três barras transversais permaneçam em contacto com o solo durante o ensaio.

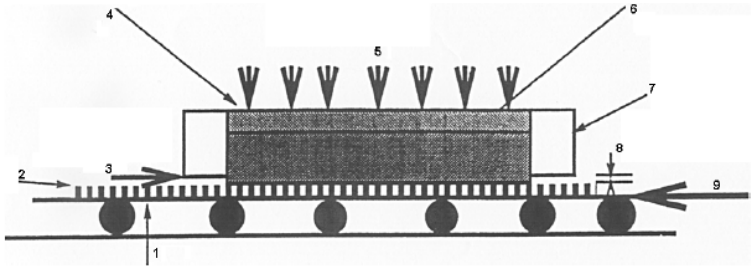
1 – Base rígida 2 – Geossintético 3 – Reacção horizontal 4- Sistema de aplicação de carga 5 – Carga normal 6 – Areia (normalizada) 7 – Meia-caixa rígida 8 – Folga máxima de 0,5mm 9 – Força horizontal	

Figura 9.20 – Modalidade de ensaio de corte directo de área constante esquematizado na norma EN ISO 12957-1.

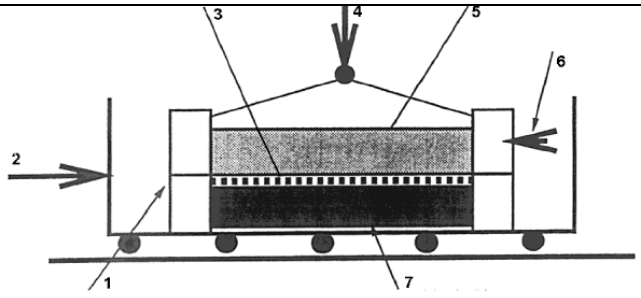
1 – Caixa de corte (300mm × 300mm) 2 – Força horizontal 3 – Geossintético 4- Carga normal 5 – Areia (normalizada) 6 – Reacção horizontal 7 – Base rígida	

Figura 9.21 - Modalidade de ensaio de corte directo de área reduzida esquematizado na norma EN ISO 12957-1.

Em relação às Figuras 9.20 e 9.21, refira-se que o solo no interior da meia-caixa superior surge identificado como areia normalizada, dado que, a norma EN ISO 12957-1 descreve um ensaio de identificação.

Deve prever-se uma adequada fixação do geossintético na meia-caixa inferior, por forma a evitar o seu escorregamento durante o ensaio. Esta meia-caixa deve ter um comprimento suficiente para assegurar o contacto entre o solo e o geossintético para um deslocamento relativo de pelo menos 16,5 % do comprimento interno da meia-caixa superior.

Para o ensaio de corte directo de área reduzida, que corresponde à filosofia das caixas de corte directo utilizadas tradicionalmente na caracterização dos solos, a norma europeia é muito vaga, referindo apenas que poderá ser utilizada uma caixa de corte tradicional, em que as meias caixas devem apresentar dimensões não inferiores a 300 mm × 300 mm.

Independentemente da modalidade de ensaio, a norma EN ISO 12957-1 (2005) recomenda que o provete de geossintético seja colocado sobre um suporte horizontal rígido, instalado na meia caixa inferior, recomendando a sua fixação na zona frontal, fora da área de ensaio. Para prevenir deslocamentos relativos entre o geossintético e o suporte rígido, é recomendado que o provete seja colado na base rígida ou que se torne a superfície do suporte rugosa, colando sobre ela uma lixa da classe *P80* (ISO 6344-2).

Caso se utilize uma base rígida no ensaio de corte directo de geogrelhas ou de geotêxteis com uma elevada percentagem de aberturas, a norma recomenda que se determine a resistência ao corte máxima entre o solo e o suporte para cada valor da tensão normal de ensaio. No entanto, em geogrelhas com grandes aberturas (> 15 mm), em que estas representam uma elevada percentagem (> 50%) da superfície total do provete, poderá utilizar-se uma base de solo, em alternativa ao suporte rígido, enchendo a meia caixa inferior com solo, com o índice de compacidade que se pretende ensaiar.

A meia-caixa inferior deve ser fixa ao sistema móvel do equipamento, que promove o movimento na direcção longitudinal, devendo este sistema estar assente sobre rolamentos de baixo atrito.

O eixo horizontal deve ter capacidade para aplicar uma força de corte que imponha uma taxa de deslocamento constante igual a (1±0,2) mm/min. Em termos de registo de leituras, a norma recomenda que a força de corte seja medida com uma precisão de ±0,5% e o deslocamento relativo com uma precisão de ±0,02 mm.

A força normal à superfície de corte pode ser aplicada utilizando qualquer tipo de membrana flexível, contendo um fluído, que assegure que esta força é aplicada de forma uniforme em toda a área do provete. A força normal deve ser medida com uma precisão de ±2%.

A norma europeia chama a atenção para a necessidade de, no projecto de equipamento, se ter em consideração a dilatância da areia, recomendando que se deixe uma folga igual à espessura do geossintético a ensaiar, acrescida de 0,5 mm, entre as duas meias-caixas que compõe o equipamento.

O ensaio deve ser realizado para tensões normais iguais a 50, 100 e 150 kPa, sendo recomendado que o ensaio para a pressão normal de 100 kPa seja repetido. Considera-se o ensaio terminado quando o deslocamento horizontal atingir os 50 mm, para um comprimento da superfície de corte de 300 mm (ou igual a 16,5% do comprimento da superfície de corte, nos restantes casos).

9.4.2.2 Norma americana ASTM D 5321-92

A norma americana ASTM D 5321-92 considera que o ensaio de corte directo deve ser efectuado para pelo menos três valores distintos da tensão normal, sendo esses valores seleccionados de forma a aproximar-se das condições de campo que se pretendem caracterizar.

No que se refere às dimensões, a norma norte-americana recomenda que as meias-caixas, que compõem o equipamento de corte directo, sejam quadradas ou rectangulares. A dimensão mínima deve ser o maior valor entre 300 mm, $15D_{85}$, sendo D_{85} o percentil 85 da distribuição granulométrica do solo mais grosseiro que se pretende ensaiar, e cinco vezes a abertura máxima (em planta) do geossintético. A profundidade mínima de cada meia-caixa deve ser o maior valor entre 50 mm e seis vezes a dimensão máxima das partículas do solo que se pretende ensaiar.

O sistema de aplicação da carga normal deve ser capaz de aplicar e manter constante a tensão normal sobre o provete durante o ensaio. O carregamento pode ser efectuado através de pesos (sistema passivo) ou por accionamento pneumático ou hidráulico (sistema activo). Nos sistemas de pesos (ou alavanca), a inclinação das placas de carregamento deve ser limitada a 10 mm do centro até ao bordo da placa durante o ensaio. É recomendado por esta norma que o sistema de aplicação da força de corte seja fixo à meia-caixa móvel, de tal forma que o ponto de aplicação de carga coincida com o plano de corte e que permaneça o mesmo durante todos os ensaios.

Caso não se gerem excessos de pressão intersticial e não existindo exigências quanto à velocidade de ensaio, a força de corte deve ser aplicada de modo a induzir uma taxa de 1 mm/min. O ensaio deve ser prolongado até que a força de corte permaneça constante com o aumento do deslocamento. São necessários geralmente, de acordo com esta norma, deslocamentos entre 25 a 75 mm, para que se atinja a resistência residual.

9.4.3 Descrição do equipamento desenvolvido na *FEUP*

9.4.3.1 Generalidades

O equipamento de corte directo desenvolvido tem por base um accionamento hidráulico, com comando em malha fechada realizado através de um computador. O equipamento foi concebido de forma modular e é composto por uma estrutura de suporte, um conjunto de cinco actuadores hidráulicos e respectiva central energética, um quadro eléctrico de potência e de comando, um conjunto de transdutores, que asseguram a medição das grandezas que interessa controlar, e um computador onde está instalado o *software* de controlo. Na Figura 9.22 apresenta-se um esquema e três fotografias do equipamento em diferentes fases da sua construção.

9.4.3.2 Caixa de corte

Como se referiu em 9.4.1, o desenvolvimento deste protótipo teve como base as recomendações da pré-norma europeia prEN ISO 12957-1 (2001) e da norma americana ASTM D 5321-92. A caixa de corte directo compreende uma meia-caixa superior, fixa na direcção horizontal, de dimensões, em planta, de 300 mm × 600 mm, e, em profundidade, de 150 mm, sendo a sua posição vertical ajustada através de dois actuadores hidráulicos, de duplo efeito, colocados nos seus extremos, e uma meia-caixa inferior, de dimensões em planta, iguais a 340 mm × 800 mm e, em profundidade, igual a 100 mm, rigidamente ligada a uma plataforma móvel, assente sobre guiamentos lineares de reduzido atrito.

O facto da cavidade da meia-caixa inferior apresentar dimensões em planta de 340 mm × 800 mm, superiores às dimensões da meia-caixa superior (300 mm × 600 mm), resultou de uma opção construtiva por parte da equipa de projecto. À meia-caixa inferior é possível adaptar uma tampa metálica rígida, que preenche a cavidade da meia-caixa inferior (Figura 9.23a) ou, adaptar um "aro" metálico (Figura 9.23b), que torna as dimensões interiores desta meia-caixa

iguais às da meia-caixa superior (300 mm × 600 mm). Estas duas alternativas encontram-se representadas na Figura 9.23.

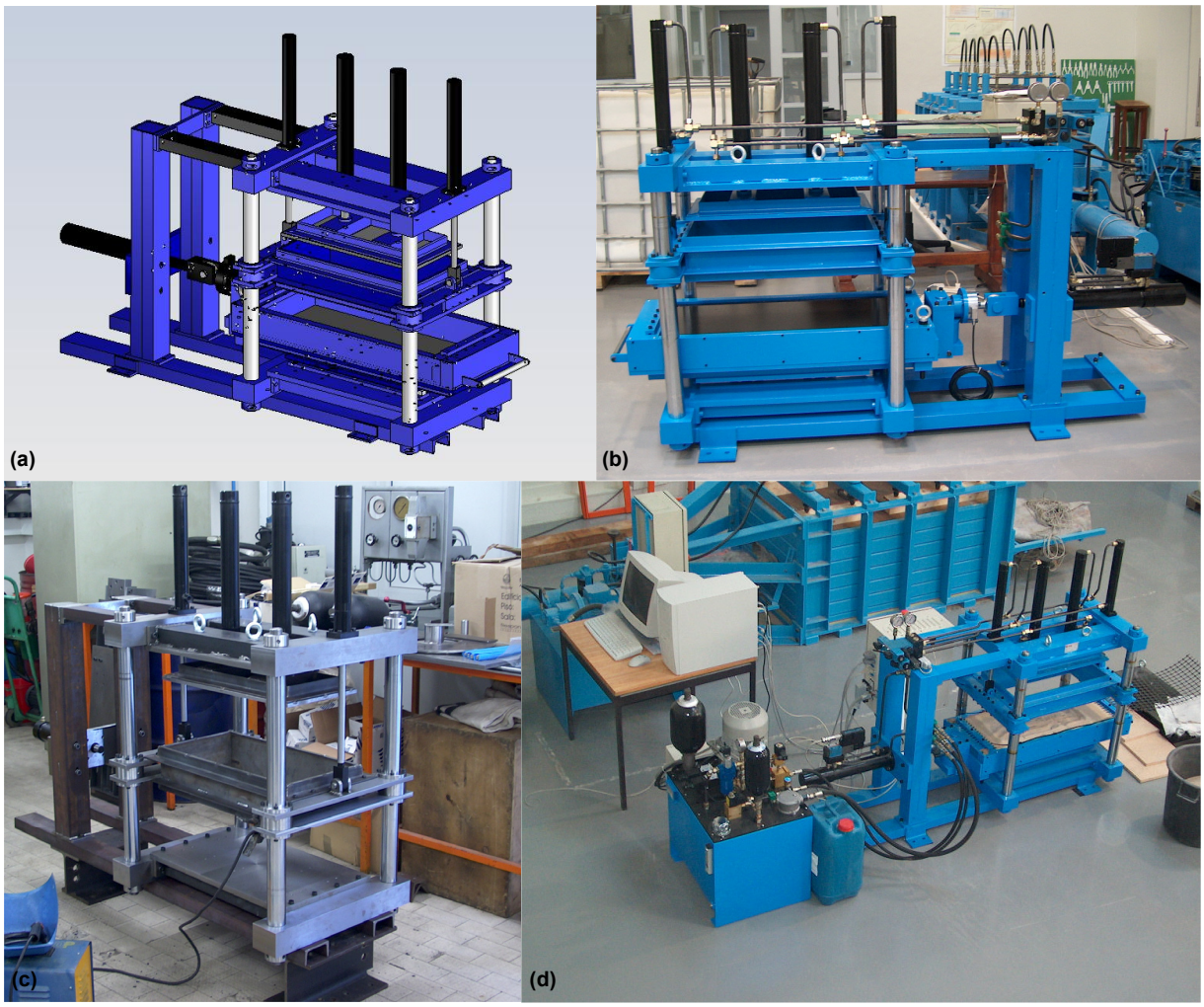


Figura 9.22 – Vista geral do equipamento desenvolvido: a) esquema em fase de projecto; b) fase de montagem (Abril de 2003); c) fase inicial de montagem (Março de 2003); d) vista geral do equipamento (Julho de 2003).

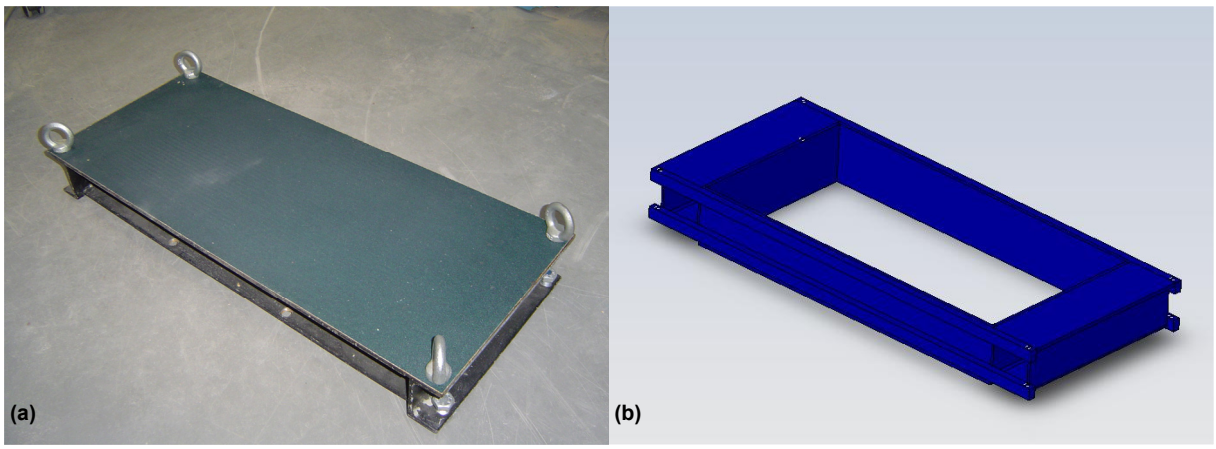


Figura 9.23 – Elementos que podem ser introduzidos no interior da meia-caixa inferior: a) tampa metálica rígida, que permite realizar ensaios na modalidade de área constante; b) aro metálico redutor, que permite realizar ensaios na modalidade de área reduzida.

A adopção das dimensões em planta 300 mm × 600 mm, resultou da recomendação da norma europeia referente às dimensões mínimas exigidas para o ensaio de geogrelhas. Como se referiu, as dimensões mínimas da caixa devem ser tais que pelo menos duas barras longitudinais e três barras transversais permaneçam em contacto com o solo durante o ensaio. Com o objectivo de ser possível o ensaio de geogrelhas uniaxiais, como a esquematizada na Figura 9.24, em que a distância entre barras transversais atinge valores da ordem dos 235 mm, conclui-se que o comprimento da caixa de corte não poderia ser inferior a 600 mm. A este propósito, Hayashi *et al.* (1997) recomendam que, para o ensaio de geogrelhas ou georredes, se utilizem caixas rectangulares, cujas dimensões permitam que a área de ensaio seja representativa da interface que se pretende caracterizar.

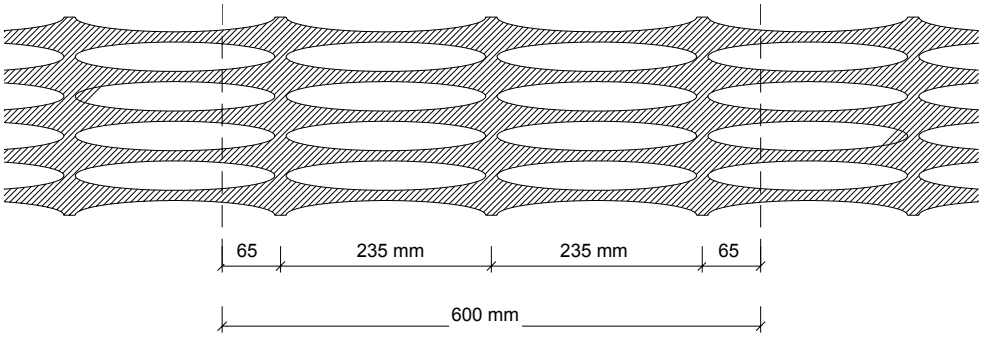


Figura 9.24 – Esquema de uma geogrelha uniaxial com a justificação para o comprimento da caixa de corte adoptado.

A norma europeia é omissa em termos da profundidade das meias-caixas. É apenas referido, no procedimento do ensaio, que a meia-caixa superior deve ser preenchida com a areia de granulometria normalizada, compactada até uma espessura de 50 mm. A norma ASTM D 5321-92 recomenda, como se referiu em 9.4.2.2, um valor para a profundidade mínima das meias-caixas função da granulometria do solo que se pretende ensaiar, com um mínimo de 50 mm.

Tendo em consideração que a opção por uma profundidade de 50 mm poderia limitar, no futuro, a realização de ensaios com solos mais grosseiros, e tendo presente a opção pelas elevadas dimensões em planta, em particular o comprimento da caixa, considerou-se razoável escolher a profundidade de 100 mm. O motivo pelo qual a meia-caixa superior tem uma altura/profundidade de 150 mm prende-se com o facto de a placa rígida, para aplicação da carga normal, entrar nesta meia-caixa, e com a possibilidade de, no futuro, ser possível introduzir uma membrana flexível com fluido entre o solo e a placa. Na generalidade dos ensaios de corte directo realizados no âmbito deste trabalho, a altura do solo colocado na meia-caixa superior foi de 50 mm.

A fixação do provete de geossintético é efectuada sobre a meia-caixa inferior móvel, existindo uma barra de fixação, dotada de parafusos em cada um dos extremos desta meia-caixa (ver Figura 9.25). Apesar da norma europeia referir que a fixação do provete na zona frontal é suficiente, a fixação nos quatro bordos da meia-caixa inferior é essencial para a realização dos ensaios de corte directo cíclicos. Com esta fixação e com a colocação da lixa sobre a base rígida, julga-se ter reduzido ao mínimo os deslocamentos relativos entre o geossintéticos e a base.

9.4.3.3 Descrição funcional do equipamento

O equipamento de corte directo de interfaces solo-geossintético foi projectado de forma a assegurar uma força vertical máxima, normal ao plano de corte, de 36 kN, a que corresponde uma

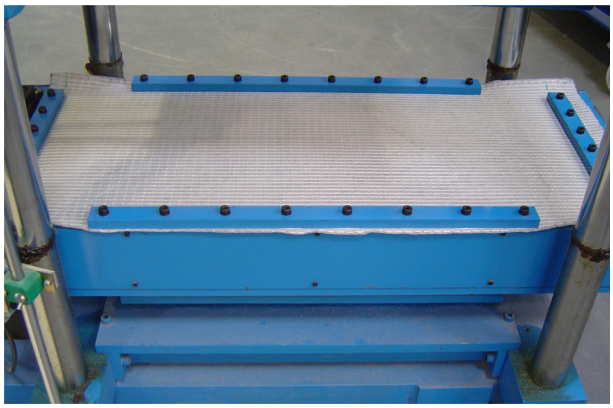


Figura 9.25 – Fixação do geossintético à base rígida.

tensão normal sobre a amostra de solo colocada na meia-caixa superior de 200 kPa, e uma força horizontal de corte máxima que pode atingir 50 kN.

O movimento do eixo horizontal é realizado através de um servoactuador, de dimensões principais $\phi 63 \times \phi 36 \times 200$ mm^3, com fixação por flange à frente, e com pressão ajustável até 160 bar, resultando numa força máxima disponível de 50 kN, em compressão, e 33,5 kN, em tracção. Apesar do actuador apresentar características distintas em tracção e em compressão, o sistema de comando servohidráulico efectua compensações, por forma a permitir a realização de solicitações cíclicas simétricas em torno de um valor médio.

A potência instalada na central hidráulica é de 4 kW, assegurada por um motor trifásico. A central tem, ainda, instalado um acumulador hidráulico, que permite ao sistema dispor de uma reserva de energia adicional para as solicitações cíclicas de maior intensidade (Figura 9.26a).

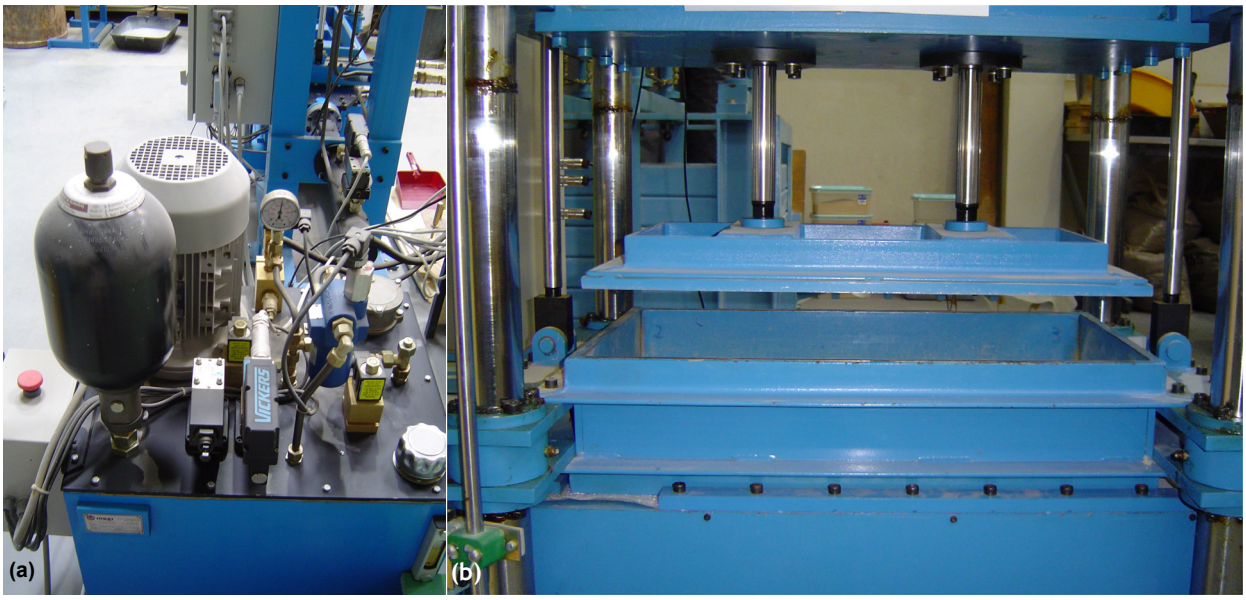


Figura 9.26 – Alguns componentes do equipamento de corte directo: a) central hidráulica; b) placa rígida de carregamento em movimento.

O movimento horizontal da meia-caixa inferior é realizado sobre guias de deslizamento de atrito reduzido, seleccionadas de forma a proporcionar um comportamento adequado face às

tensões verticais de ensaio. A força horizontal é medida e/ou controlada através de uma célula de carga do tipo tracção/compressão de 50 kN.

Para o registo do deslocamento horizontal encontra-se montado directamente no interior do servoactuador hidráulico um transdutor de deslocamento, do tipo magnetrostritivo, de 200 mm de curso. O equipamento está também dotado de 4 transdutores de deslocamento externos, do tipo *LVDT*, de 10 e 20 mm, que podem utilizar-se no registo de movimentos horizontais e verticais. Como se verá posteriormente, estes transdutores de deslocamento são essenciais para o controlo das deformações cíclicas impostas à meia-caixa inferior nos ensaios de corte directo cíclico.

A tensão vertical aplica-se sobre a amostra de solo através de uma placa metálica rígida, com uma área de carregamento igual à área da meia-caixa superior (Figura 9.26b). A força vertical é aplicada através de um servoactuador, composto por dois actuadores lineares, de duplo efeito, de 20 kN cada, de dimensões principais $\phi 50 \times \phi 28 \times 375$ mm^3, com fixação por flange à frente, com a pressão ajustada até 100 bar, e que permite exercer uma tensão vertical máxima de 222 kPa. A medição da força aplicada pela placa de carregamento é efectuada, indirectamente, através de um transdutor de pressão de 250 bar, que regista a pressão interna do óleo ao nível dos dois actuadores verticais, permitindo a leitura da carga normal, com uma precisão de ±1%.

O posicionamento da meia caixa superior é efectuado por 2 actuadores lineares, de duplo efeito, de dimensões principais $\phi 40 \times \phi 22 \times 300$ mm^3, com fixação por flange à frente, visíveis também na Figura 9.26b.

O *software* de controlo do equipamento (*Dynatester*) foi também desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica da *FEUP*, funcionando em ambiente Windows 98. Com este *software* é possível controlar o posicionamento na direcção horizontal da meia-caixa inferior e o posicionamento na direcção vertical da meia-caixa superior. Esta última mantém-se na posição definida na fase de montagem por retenção hidráulica dos actuadores. O *software* encontra-se preparado para comandar a placa de carregamento vertical e o eixo horizontal de forma independente, permitindo a aplicação de solicitações do tipo constante, linear ou cíclico. A aquisição de dados dos diversos canais pode ser definida em intervalos de tempo da ordem dos segundos até aos centésimos de segundo, isto é, são possíveis frequências de aquisição entre 0,1 e 100 Hz.

No quadro eléctrico, apresentado na Figura 9.27, é feita a interface entre o controlo realizado pelo *software* e todo o *hardware* de accionamento e de aquisição.

Alguns pormenores sobre as calibrações e os testes iniciais ao equipamento podem ser encontrados em Silvano (2005).

9.4.3.4 Potencialidades do equipamento

O objectivo inicial do projecto deste protótipo laboratorial foi o de criar um equipamento com a maior versatilidade possível. Este facto é revelador de alguma coragem (ingenuidade), tendo presente que uma grande versatilidade pode exigir a tomada de decisões nem sempre facilmente conciliáveis. Além de pretender dotar este equipamento com a possibilidade de realização de ensaios de corte directo cíclicos, tentou-se que fosse possível a realização de ensaios de corte directo na modalidade de área constante (Figura 9.20) e na modalidade de área reduzida (Figura 9.21), esta última mais próxima das caixas de corte convencionais utilizadas nos solos. Porém, particularmente o último objectivo não foi alcançado na sua globalidade até à data de apresentação deste trabalho. A realização de ensaios de área reduzida, na versão actual do

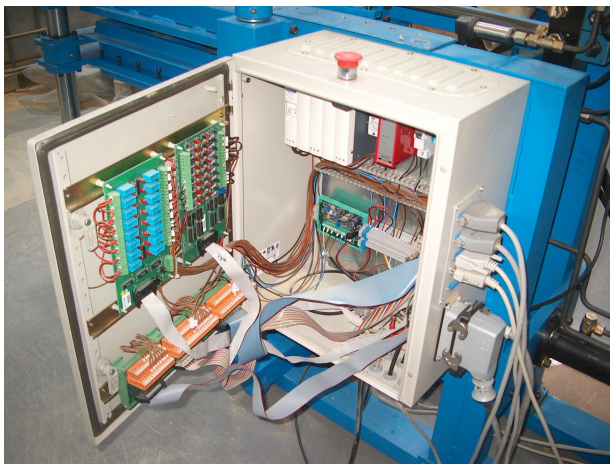


Figura 9.27 – Quadro eléctrico do equipamento de corte directo.

equipamento, só é possível na caracterização da resistência ao corte do solo, isto é, não é possível a introdução de um geossintético entre o solo colocado na meia caixa inferior e o solo que se coloca na meia caixa superior.

Para ser possível a realização de ensaios de corte directo para caracterizar a resistência da interface solo-geossintético na modalidade de área reduzida é necessário prever um sistema de fixação do geossintético à meia caixa inferior (móvel) no exterior da área de corte. Como se verá no Capítulo 11, foi desenvolvido um sistema de fixação com estas características para adaptar a caixa de corte de solos (de dimensões 60 mm × 60 mm) à caracterização da interface solo-geossintético. No entanto, tendo presente a dimensão do equipamento de corte desenvolvido, em particular o peso da base rígida, projectar uma fixação do reforço à meia-caixa inferior deste tipo, mantendo estes ensaios exequíveis, exige alguma reflexão. Este é sem dúvida, o próximo aspecto a melhorar no equipamento.

A realização de ensaios de corte directo, para a caracterização da interface entre um solo e um geossintético, quando se opta pelo enchimento da meia-caixa inferior com solo (modalidade de área reduzida) apresenta alguns aspectos delicados. Um deles, referido no parágrafo anterior, é a fixação do geossintético fora da área de corte. Outro aspecto, de extrema importância e que não pode ser desprezado, é a forma que o geossintético assume, isto é, o desvio em relação à posição horizontal, durante as fases de consolidação e de corte. Neste tipo de ensaios assume-se que a interface entre o solo e o geossintético é uma superfície plana. Porém, quando a base onde assenta o geossintético não é rígida, como é o caso da modalidade de ensaio de área reduzida, esta hipótese pode não corresponder à realidade. Lee & Manjunath (2000) apresentam resultados de ensaios de corte directo, realizados numa caixa com dimensões em planta 300 mm × 300 mm, entre uma areia, de diâmetro médio, D_{50}, igual a 0,32 mm, e diversos geotêxteis colocados sobre o solo na meia-caixa inferior, e constataram, no final do ensaio, a ocorrência de convexidade na superfície do geossintético para os diferentes materiais (Figura 9.28). A Figura 9.28 ilustra os assentamentos ao longo da linha central dos diferentes geotêxteis no final do ensaio, para valores distintos da tensão normal. De referir que os geotêxteis foram fixos em três das extremidades da caixa, no exterior da área de corte.

No que se refere às capacidades do equipamento desenvolvido em termos de solicitações cíclicas, é possível realizar solicitações cíclicas em termos de carga normal aplicada e segundo o eixo horizontal. O servoactuador, composto por dois actuadores lineares de duplo efeito, que controla a força vertical aplicada sobre a amostra de solo, permite variar a tensão normal até ±30% de um valor médio, com um valor máximo a atingir inferior a 200 kPa e uma frequência máxima de

2 Hz. Em fase de testes esta potencialidade foi verificada. Porém, a necessidade de realização de algumas alterações ao projecto inicial, que conduziu ao atraso na concretização da parte laboratorial deste trabalho, levou a que a realização de ensaios na modalidade de carga normal variável ciclicamente tivesse sido adiada para trabalhos futuros.

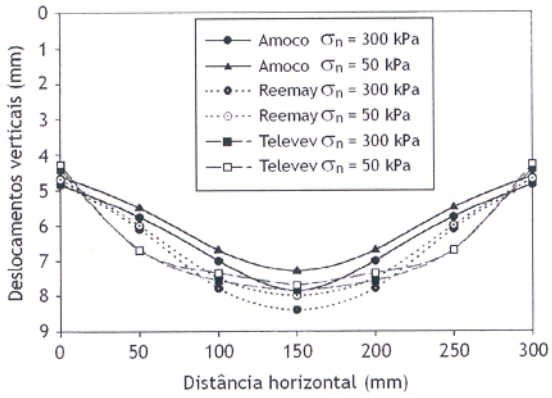


Figura 9.28 – Perfil transversal de diversos geossintéticos ensaiados sobre base de solo (Lee & Manjunath, 2000).

O servoactuador, que controla o movimento do eixo horizontal, comandado pelo *software*, permite a realização de ensaios cíclicos com controlo de deslocamento ou com controlo de força. Para realizar ensaios cíclicos é necessário estabelecer um compromisso entre a frequência e a amplitude de ensaio. Em termos de ensaios cíclicos, com o controlo de deslocamento, o equipamento tem capacidade para ser atingida uma frequência de ensaio até 5 Hz, desde que a amplitude seja inferior a ±2 mm. Sendo menos exigente em termos de frequência, poderá, no limite, ser atingida a amplitude de ±100 mm (este valor só poderá ser atingido para frequências inferiores a 0,1 Hz). Durante a realização deste trabalho de investigação, não foram realizados ensaios com frequência superior a 0,5 Hz.

No que diz respeito aos ensaios cíclicos com controlo de força, é necessário ter alguns cuidados na definição da solicitação que se pretende impor. Deve conhecer-se à partida a ordem de grandeza da resistência da interface a ensaiar, de forma a que a solicitação que se procura impor não ultrapasse em demasia essa resistência. Quando se impõe uma solicitação definida em termos de força, o sistema faz tudo ao seu alcance para a cumprir, nem que isso o conduza aos seus limites físicos. Esta é a razão pela qual devem ser tomadas as devidas precauções na imposição de solicitações cíclicas com controlo de força e acompanhar o desenvolvimento do ensaio ao longo dos diversos ciclos. Se a dada altura, a interface perder resistência, o sistema automaticamente acelera e tem dificuldade, ou mesmo impossibilidade, em cumprir a solicitação que se pretende impor. Este fenómeno torna os ensaios cíclicos com controlo de força potencialmente perigosos para o equipamento e para o sistema de instrumentação.

9.4.4 Alterações ao projecto inicial

O equipamento de corte directo desenvolvido foi objecto de um longo processo de testes e de calibrações, quer em termos de ensaios de corte directo monotónicos (Silvano, 2005), quer em termos de ensaios de corte directo cíclicos.

Os primeiros resultados dos ensaios de corte directo cíclico não foram de todo animadores. Na Figura 9.29 apresentam-se os resultados relativos aos dois ciclos iniciais de um dos primeiros ensaios realizados. Tratava-se de um ensaio de corte directo cíclico, com controlo de deslocamento, para caracterizar a interface entre a areia e um dos geossintéticos utilizados no estudo experimental deste trabalho e que serão caracterizados posteriormente. Foi imposta uma lei de deslocamento sinusoidal, com amplitude máxima de $\pm$ 2 mm e frequência de 0,1 Hz. Na Figura 9.29a apresenta-se a curva força horizontal-deslocamento e na Figura 9.29b ilustra-se a evolução com o tempo do deslocamento imposto e da força registada na célula de carga. A análise desta figura permite concluir que existem problemas na transição do sinal da força (tracção-compressão), ocorrendo os patamares identificados através dos círculos na Figura 9.29a, e problemas quando a velocidade se aproxima do seu valor máximo, isto é, quando o deslocamento imposto se aproxima de zero.

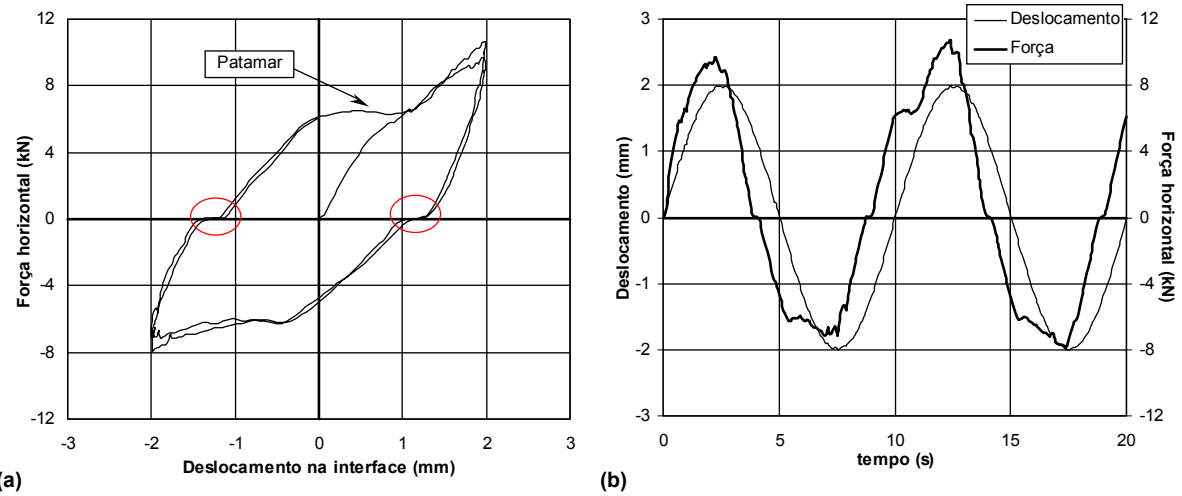


Figura 9.29 – Resultados de um ensaio teste de corte directo cíclico: a) curva força-deslocamento horizontal para os dois primeiros ciclos; b) evolução com o tempo do deslocamento horizontal imposto e da força horizontal registada.

Estes resultados permitiram concluir que deveriam existir folgas ao nível da ligação entre o servoactuador hidráulico e a meia-caixa inferior que seriam responsáveis por estes patamares.

Na Figura 9.30 apresenta-se um pormenor da ligação da célula de carga à mesa móvel, sobre a qual assenta a meia-caixa inferior na versão original do projecto. O projecto inicial previa que a meia-caixa inferior fosse fixa à mesa móvel apenas através de duas cavilhas (Figura 9.30b). Admitiu-se que a possibilidade de enchimento da meia-caixa inferior no exterior da estrutura de suporte do equipamento e posterior fixação à mesa móvel seria uma vantagem em termos de montagem de ensaios. Esta solução revelou-se inadequada, como se pode verificar pelos resultados apresentados na Figura 9.29, e foi efectuada uma primeira intervenção, ilustrada na Figura 9.31, no sentido de tornar a ligação do eixo horizontal à meia-caixa inferior mais rígida. Nesta intervenção a meia-caixa inferior foi fixa à mesa móvel através de uma chapa de aço. Na Figura 9.31a apresenta-se a alteração inicial e na Figura 9.31b a solução final, em que os parafusos frontais foram embutidos na chapa de aço, para evitar que estes pudessem colidir com a meia-caixa superior.

Esta intervenção revelou-se ainda insuficiente, dado que, tal como seria de supor, se verificavam folgas na ligação entre o cilindro hidráulico e a célula de carga, realizada através de um sistema forqueta-olhal-cavilha (Figura 9.33). A existência desta folga foi detectada visualmente, em ensaios realizados com inspecção rigorosa de todos os movimentos, e através dos resultados apresentados na Figura 9.32.

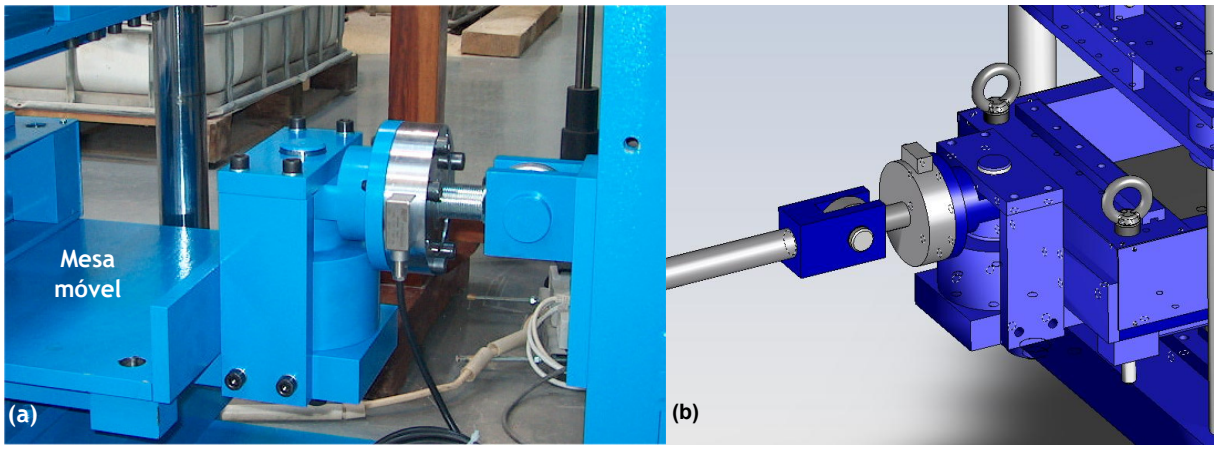


Figura 9.30 - Ligação do eixo horizontal à mesa móvel na versão inicial do projecto: a) ligação junto à célula de carga; b) pormenor da ligação do servoactuador hidráulico à célula de carga.

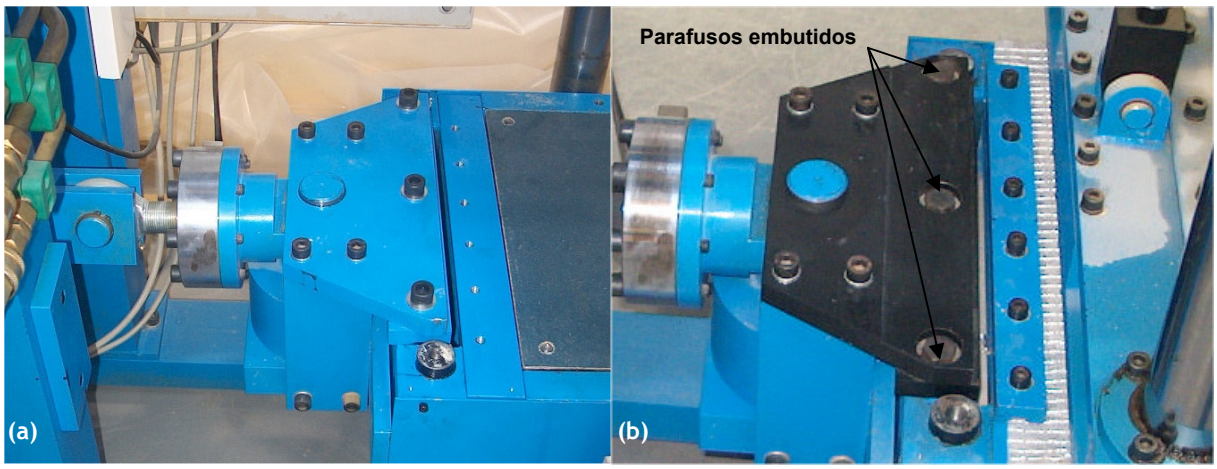


Figura 9.31 – Intervenção na ligação entre a base móvel e a meia-caixa inferior: a) versão inicial; b) versão modificada embutindo os parafusos frontais.

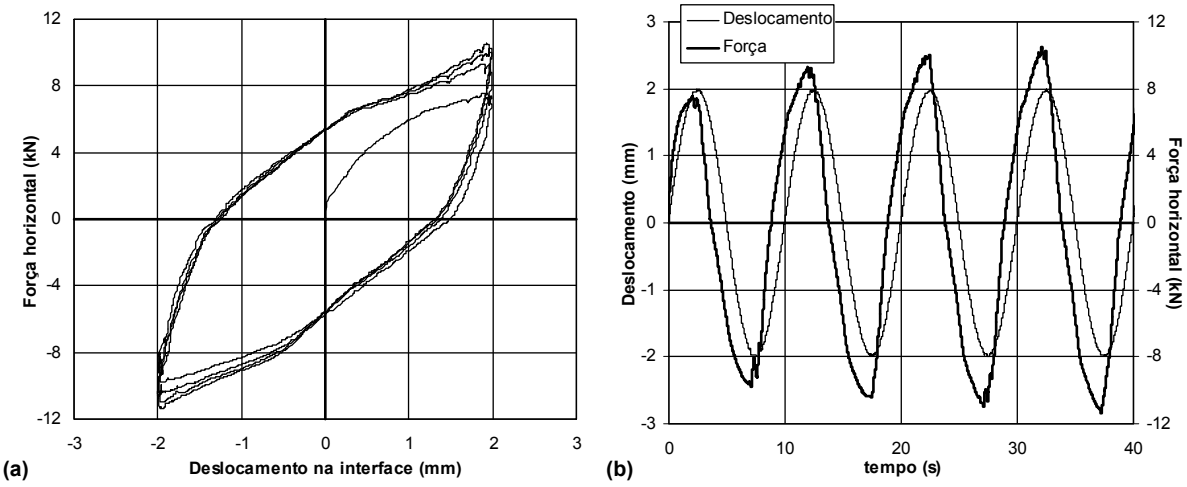


Figura 9.32 - Resultados de um ensaio de corte directo cíclico realizado após a intervenção ilustrada na Figura 9.31b: a) curva força-deslocamento para os quatro primeiros ciclos; b) evolução do deslocamento imposto e da força registada.

Na Figura 9.32 apresentam-se resultados de um ensaio de corte directo cíclico para as mesmas condições (materiais e solicitação) do ensaio apresentado na Figura 9.29. Comparando estas figuras são notórias grandes melhorias em termos de resultado de ensaio, mas mantém-se uma certa tendência para a formação de "picos" na curva força horizontal-deslocamento quando o deslocamento imposto se aproxima do valor máximo (ou da inversão do sentido do movimento).

Com o objectivo de eliminar as folgas detectadas e afastar a possibilidade de existirem problemas na transição do sinal da força (tracção-compressão) na célula de carga, foi projectado um sistema de tirantes, que aplica simultaneamente uma pré-carga à célula de carga e elimina as folgas ao nível da ligação entre o cilindro hidráulico e a célula de carga e entre esta e a mesa móvel (Figura 9.33d). A Figura 9.33 ilustra as diferentes intervenções realizadas ao nível do sistema de ligação do servoactuador à célula de carga e desta à mesa móvel.

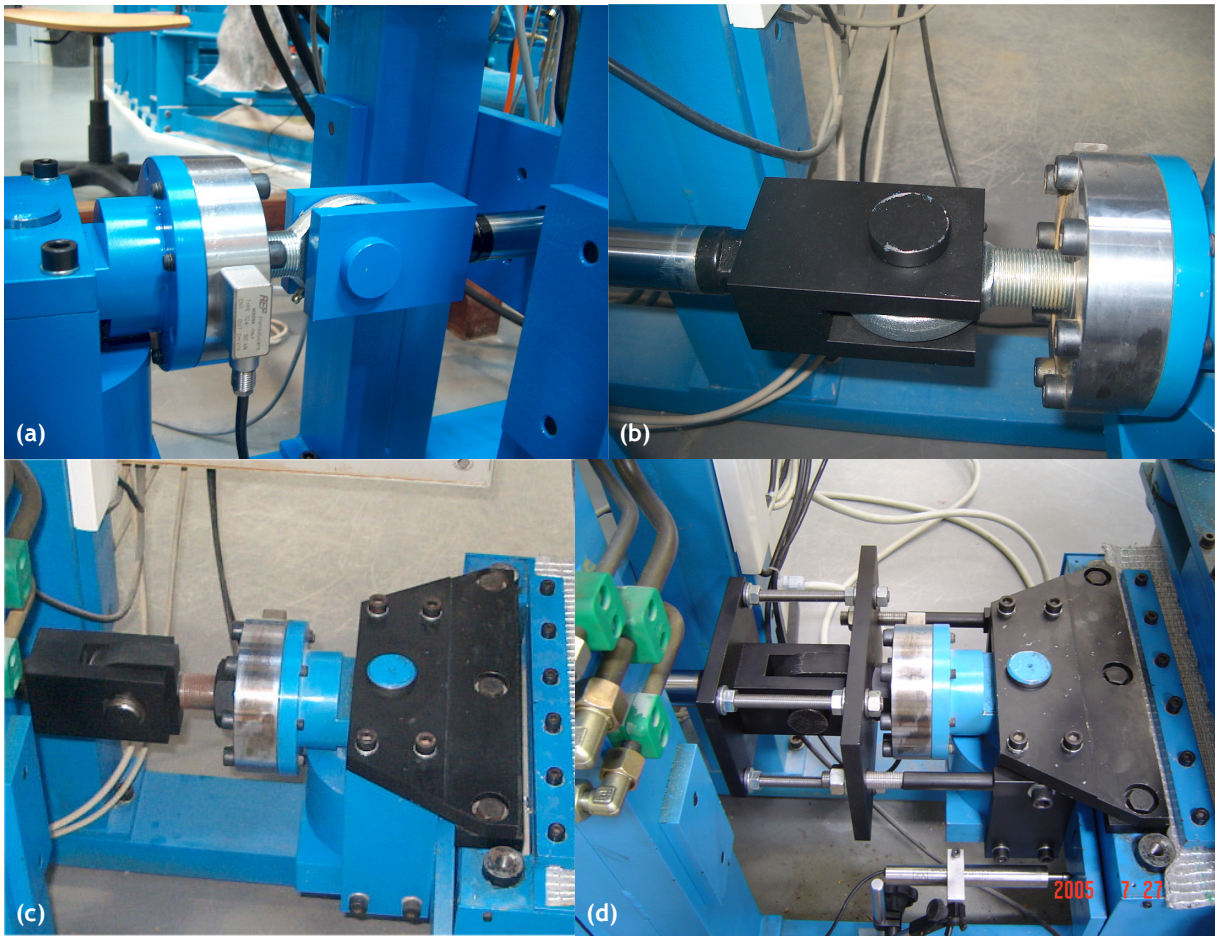


Figura 9.33 – Intervenções ao nível da cavilha de ligação do servoactuador à célula de carga: a) solução no projecto inicial; b) primeira intervenção realizada; c) modificação da cavilha, d) introdução de um sistema de tirantes.

9.4.5 Verificações do equipamento

9.4.5.1 Generalidades

No desenvolvimento de um protótipo laboratorial a fase de verificação das diferentes funcionalidades e a sua calibração são fundamentais. Como se referiu em 9.4.4, este equipamento foi objecto de um longo processo de testes e de calibrações, quer em termos de ensaios de corte directo monotónicos, alguns deles relatados por Silvano (2005), quer em termos de ensaios de corte directo cíclicos.

9.4.5.2 Procedimento de ensaio e instrumentação externa

O procedimento de ensaio que se passa a descrever refere-se à modalidade de ensaio de área constante, isto é, com a base rígida (Figura 9.23a) inserida no interior da mesa móvel.

Posiciona-se horizontalmente a meia-caixa inferior, com a base rígida previamente introduzida, na posição a partir da qual se pretende realizar o ensaio. Para que as condições de ensaio sejam semelhantes nos ensaios de corte directo monotónicos e cíclicos, todos os ensaios (monotónicos e ciclíclos) foram iniciados com a meia-caixa inferior centrada, isto é, na posição média do transdutor de deslocamento montado no interior do servoactuador hidráulico.

Os provetes do geossintético são cortados com as dimensões 400 mm $\times$ 900 mm, de forma a ser possível a sua fixação nos quatro bordos da meia-caixa inferior (Figura 9.25). Como se referiu anteriormente, a norma europeia EN ISO 12957-1 recomenda que o provete de geossintético seja fixo na zona frontal da meia-caixa inferior no exterior da área de ensaio. Porém, esta opção não é válida para a realização de ensaios de corte directo cíclicos. Para que as condições de ensaio se mantenham similares, em todos os ensaios realizados (incluindo os ensaios de corte directo monotónicos), o geossintético foi esticado sobre a lixa da meia-caixa inferior e fixo nas quatro extremidades. Apresenta-se, posteriormente, o efeito do esticamento do geossintético.

Uma vez colocado o geossintético, a meia-caixa superior é posicionada (Figura 9.34a) de modo a assegurar uma folga entre a sua base e a superfície do provete entre 0,5 e 1 mm. Após o posicionamento da meia-caixa superior, coloca-se a primeira camada, com 25 mm de espessura, de solo compactado, com o auxílio de um pilão, para o índice de compacidade que se pretende (Figura 9.34b).

O processo de compactação do solo, no interior da meia-caixa superior, através de um pilão, pode não ser o mais adequado do ponto de vista da reprodutibilidade dos ensaios. Porém, a forma como o equipamento foi concebido não permite a movimentação da meia-caixa superior para o exterior da sua estrutura de suporte e não existe altura livre suficiente entre esta meia-caixa e a placa de carregamento para acoplar um sistema de deposição gravítica tipo chuveiro de areia. Note-se que a meia-caixa superior sem solo pesa aproximadamente 65 kgf. Caso se optasse por um sistema amovível, atendendo ao valor máximo que a força de corte pode atingir (50 kN em compressão), manter imóvel a meia-caixa superior na direcção horizontal e vertical durante os ensaios, exigia uma estrutura de suporte de maior dimensão e rigidez. Este método de compactação em ensaios de corte directo, que envolvem caixas de maiores dimensões, tem vindo a ser também utilizado por outros autores, nomeadamente por Bemben & Schulze (1998).

Em termos da compactação das camadas de solo, tentou-se uniformizar em todos os ensaios, dentro do humanamente possível, o número de pancadas do pilão e a sua distribuição ao longo de toda a área. Como se verá em 9.4.5.3, com este procedimento conseguiu-se assegurar uma boa reprodutibilidade dos resultados de ensaio.

Uma vez compactada a camada de solo, é verificada a sua horizontalidade (Figura 9.34c) e é colocada a camada de solo sobrejacente, sendo todo o processo repetido até que se atinja a altura de solo pretendida. Colocado e compactado o solo no interior da meia-caixa superior, inicia-se o processo de aplicação da carga vertical, descendo a placa de carregamento (Figura 9.34d).

Na Figura 9.35 ilustra-se a disposição de três transdutores de deslocamentos do tipo LVDT. A Figura 9.35a ilustra a opção de medição de movimentos verticais da placa de carregamento, sendo colocado um *LVDT* no centro da placa e os restantes nas suas extremidades. Numa fase posterior, em especial nos ensaios de corte directo cíclicos, optou-se por medir, em alguns dos ensaios, os

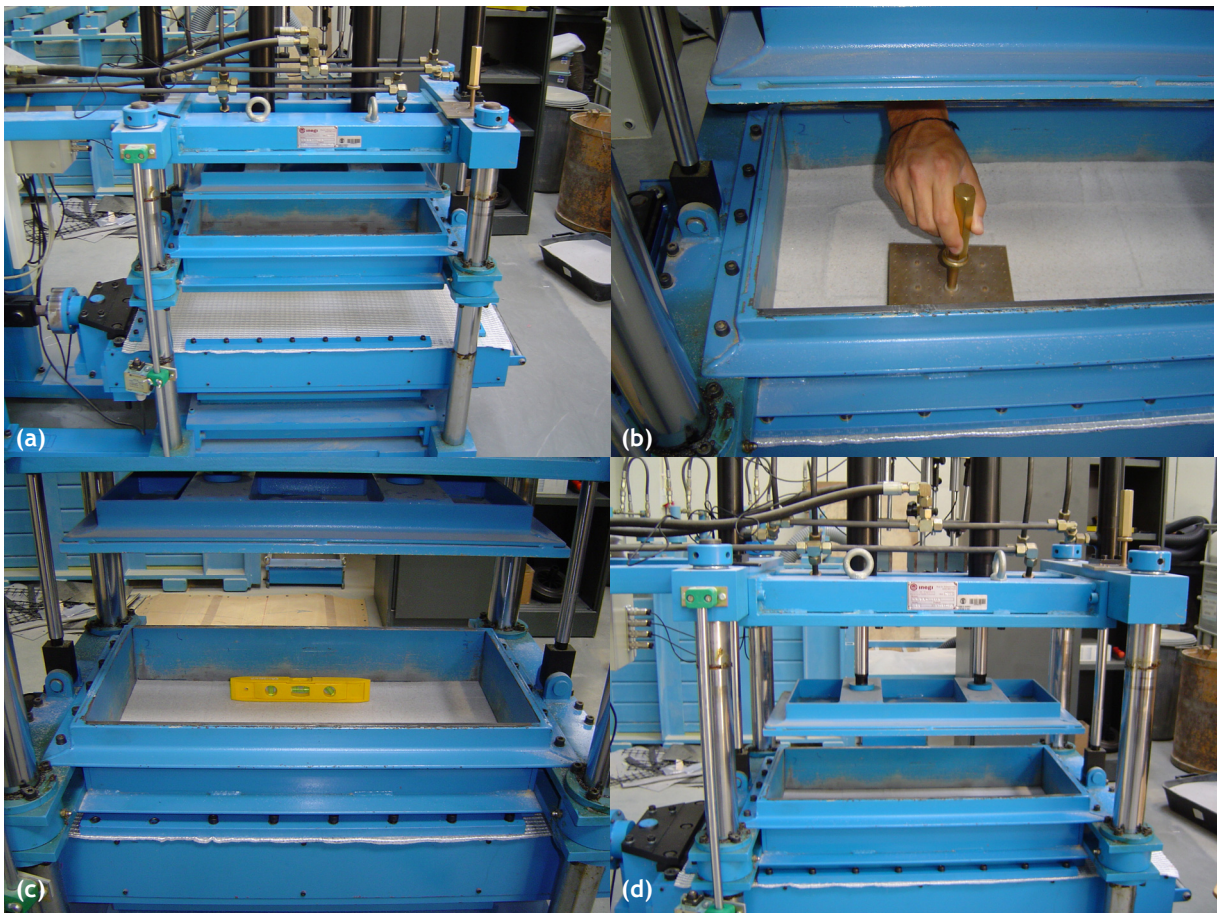


Figura 9.34 – Faseamento da preparação da amostra de solo num ensaio de corte directo: a) posicionamento da meia-caixa superior; b) compactação do solo com um pilão; c) verificação da horizontalidade das camadas de solo; d) descida da placa rígida de carregamento.

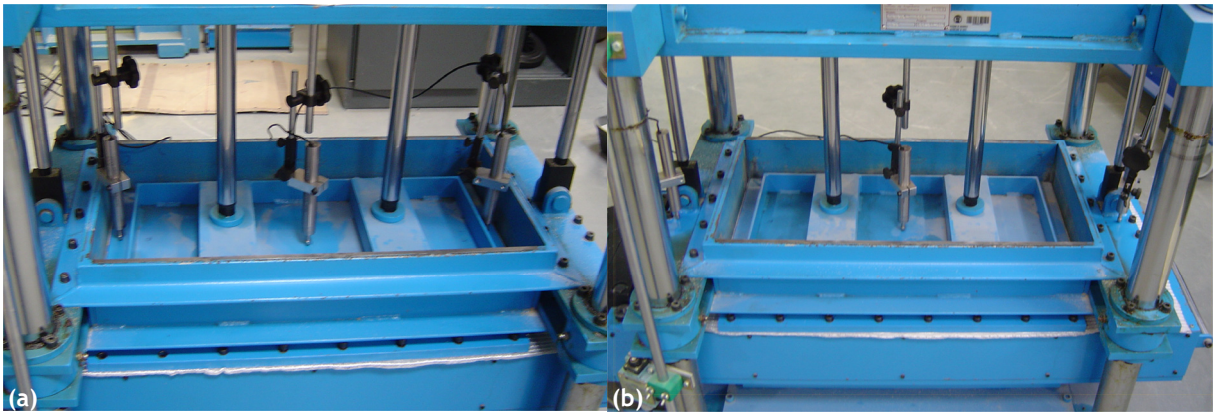


Figura 9.35 – Colocação da instrumentação externa: a) três transdutores colocados na placa de carregamento; b) um transdutor no centro da placa e dois transdutores colocados nas extremidades da meia-caixa.

movimentos da meia-caixa superior, colocando apenas um transdutor no centro da placa de carregamento (Figura 9.35b).

A norma europeia EN ISO 12957-1 recomenda, como se referiu em 9.4.2.1, que se deixe uma folga igual à espessura do geossintético a ensaiar acrescida de 0,5 mm entre as duas meias-caixas que compõe o equipamento. Esta recomendação é de difícil cumprimento, devido essencialmente a dois factores. Por um lado, a grande maioria dos geossintéticos são compressíveis, o que significa que a sua espessura varia com a tensão a que se encontram submetidos, e o posicionamento da

meia-caixa superior tem, obrigatoriamente, de ser efectuado antes da aplicação da carga vertical. Em relação à espessura do material utilizado neste estudo experimental, o geocompósito *GC50* apresenta uma espessura nominal de 2,1 mm, verificando-se que, quando submetido a tensões de 20 kPa e 200 kPa, a sua espessura média desce para 1,5 mm e 1,1 mm, respectivamente.

Por outro lado, embora teoricamente a meia-caixa superior se mantenha na posição definida na fase de montagem por retenção hidráulica dos actuadores, quando foi instrumentada (Figura 9.35b) verificou-se que, durante a aplicação da carga vertical, esta desce ligeiramente devido às forças tangenciais que o solo exerce sobre as suas paredes verticais. Na Figura 9.36a ilustra-se o deslocamento da meia-caixa superior registado nas suas extremidades (ver localização dos transdutores na Figura 9.35b) durante o primeiro minuto de aplicação do carregamento vertical, num dos diversos ensaios realizados com a tensão vertical igual a 100 kPa. Embora, em termos físicos, a grandeza destes deslocamentos verticais não tenha grande significado (< 0,35 mm), são da ordem de grandeza da folga recomendada pela norma europeia.

Em todos os ensaios realizados tentou-se que a folga entre a meia-caixa superior e o geossintético fosse da ordem de 1 mm na fase de montagem (anterior à aplicação da carga), confirmando-se no início da fase de corte de cada ensaio a existência de folga entre as duas meias-caixas.

Quando a tensão aplicada pela placa de carregamento sobre o solo atinge o valor definido para o ensaio, é colocado o transdutor de deslocamento no centro da placa, nos ensaios em que se optou pela disposição de transdutores representada na Figura 9.35b, ou colocam-se os três transdutores de acordo com o ilustrado na Figura 9.35a.

A tensão vertical é aplicada sobre o solo durante 60 minutos antes do início do movimento horizontal. Embora este período de tempo possa parecer à partida reduzido, optou-se por este valor porque a análise da evolução dos deslocamentos verticais da placa de carregamento e da meia-caixa superior (quando instrumentada), em diversos ensaios, revelou que, ao fim de aproximadamente 45 a 50 minutos, os deslocamentos parecem estabilizar. Na Figura 9.36b está ilustrada a evolução dos deslocamentos do centro da placa de carregamento e das extremidades da meia-caixa superior durante os 60 minutos anteriores à aplicação da solicitação horizontal.

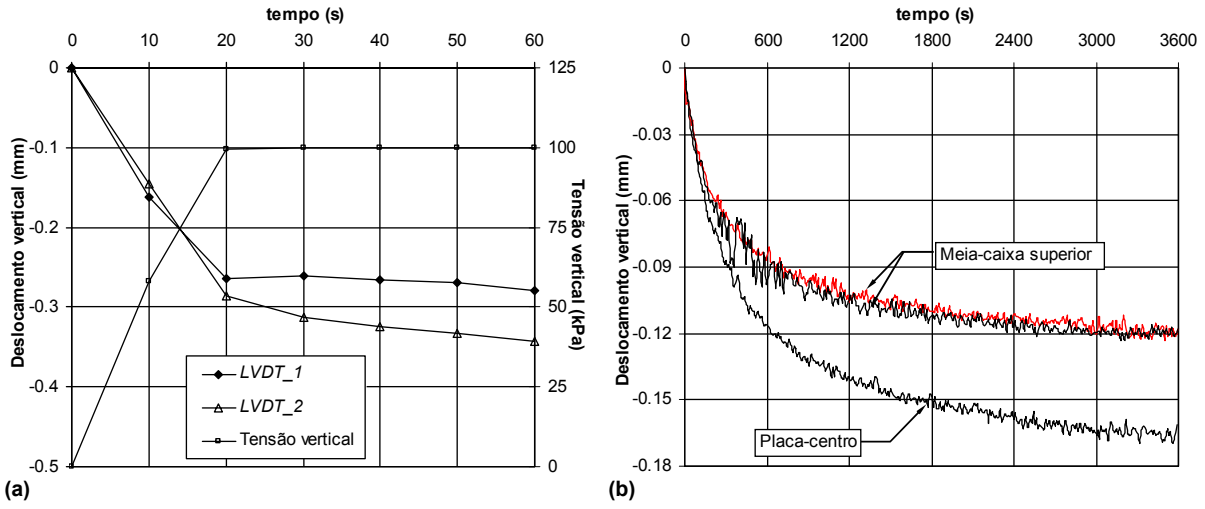


Figura 9.36 – Deslocamentos verticais: a) da meia-caixa superior no início da aplicação da carga vertical; b) da meia-caixa superior e do centro da placa de carregamento durante 60 minutos.

A escolha deste intervalo de tempo para a fase de consolidação foi também baseada no facto de Blumel & Stoewahse (1998), ao relatarem a disparidade de resultados obtidos em ensaios de corte directo entre dois geossintéticos e entre uma areia normalizada e um geotêxtil, obtidos num programa de ensaios inter-laboratorial realizado entre várias instituições alemãs, referirem que com o objectivo de reduzir a variabilidade dos resultados, foram fornecidos mais detalhes às instituições participantes no que concerne às condições de fronteira e aos procedimentos de ensaio, tendo sido recomendado que a carga vertical fosse aplicada sobre o provete uma hora antes do início do movimento horizontal.

Para evitar eventuais confusões na interpretação dos deslocamentos verticais da meia-caixa superior apresentados na Figura 9.36, chama-se a atenção que a referência dos deslocamentos apresentados na Figura 9.36b diz respeito ao instante em que se inicia a aquisição do deslocamento no transdutor colocado no centro da placa, isto é, os deslocamentos verticais totais da meia-caixa superior são a soma dos valores representados na Figura 9.36a ao fim de 60 segundos, com os representados na Figura 9.36b.

9.4.5.3 Avaliação da reprodutibilidade dos ensaios

Tratando-se de um protótipo laboratorial e tendo ainda presente que o processo de compactação do solo no interior da meia-caixa superior possa não ser considerado o mais adequado, revela-se fundamental avaliar a reprodutibilidade dos ensaios. Apresenta-se na Figura 9.37 as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas em diferentes ensaios realizados sob as mesmas condições para a caracterização da interface entre a areia *SP49* e o geossintético *GC50*, para a tensão normal igual a 50 kPa (Figura 9.37a) e 100 kPa (Figura 9.37b). Estes materiais serão caracterizados nos Capítulos 10 e 11.

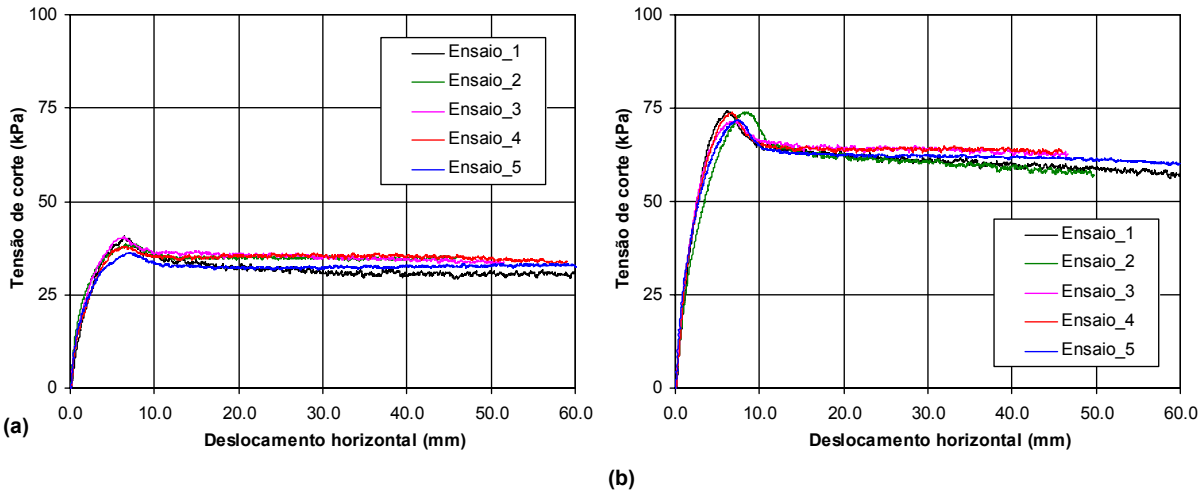


Figura 9.37 – Avaliação da reprodutibilidade dos ensaios para a interface areia *SP49*-geossintético *GC50* para valores da tensão normal iguais a: a) 50 kPa; b) 100 kPa.

No Quadro 9.2 resumem-se os resultados obtidos nos cinco ensaios realizados para cada valor da tensão normal em termos da tensão de corte máxima (τ_{max}), do deslocamento horizontal para o qual ocorre τ_{max} (δ) e da tensão de corte para um deslocamento de 40 mm (τ_{40mm}). Como seria de esperar, pela dificuldade conhecida na realização de ensaios de corte directo para valores reduzidos da tensão normal, o coeficiente de variação do valor da tensão de corte máxima, τ_{max}, é ligeiramente superior para σ = 50 kPa. Porém, admite-se que o seu valor é perfeitamente aceitável.

Esta conclusão também se aplica ao valor da tensão de corte para 40 mm de deslocamento horizontal. Em termos do deslocamento para o qual ocorre a tensão de corte máxima, δ, o coeficiente de variação obtido nos ensaios para tensão normal de 100 kPa foi superior ao esperado. Este valor resulta essencialmente, como se pode observar pela análise da Figura 9.37b e do Quadro 9.2, dos resultados do *Ensaio_2*.

Quadro 9.2 – Resultados dos ensaios de reprodutibilidade para tensões normais de 50 kPa e de 100 kPa.

	Tensão normal = 50 kPa			**Tensão normal = 100kPa**		
	τ_{max} **(kPa)**	δ **(mm)**	τ_{40mm} **(kPa)**	τ_{max} **(kPa)**	δ **(mm)**	τ_{40mm} **(kPa)**
Ensaio_1	40,8	6,4	30,5	74,3	6,2	59,9
Ensaio_2	38,5	6,6	34,6	74,0	8,4	59,1
Ensaio_3	40,5	6,2	34,4	71,5	6,9	63,3
Ensaio_4	38,0	6,6	35,3	73,7	6,7	63,8
Ensaio_5	36,2	6,9	32,6	71,9	7,3	61,8
Média	38,8	6,6	33,5	73,1	7,1	61,6
Desvio padrão	1,9	0,25	2,0	1,3	0,8	2,1
Coef. Var. (%)	4,8	3,9	5,8	1,8	11,9	3,4

Comparando os coeficientes de variação obtidos nos ensaios realizados com os valores apresentados na Figura 9.4, em especial os valores referentes aos ensaios de reprodutibilidade (Universidades de Hanover e Loughborough), pode concluir-se que foi atingida uma boa reprodutibilidade.

9.4.5.4 Efeito da espessura de solo na meia-caixa superior

Com o propósito de avaliar o efeito da espessura de solo colocado na meia-caixa superior e simultaneamente verificar se o equipamento desenvolvido simulava o comportamento que à partida era esperado, efectuaram-se ensaios de corte directo da areia *SP49* e ensaios de corte directo da interface areia-geossintético *GC50* para valores da espessura de solo de 2,5, 5 e 10 cm.

Apresentam-se na Figura 9.38 os resultados de ensaios de corte directo realizados sobre a areia para um índice de compacidade de 70%, fazendo variar a altura de solo colocado na meia-caixa superior. A análise desta figura permite concluir que, quando a altura de solo é muito baixa (h = 2,5cm), a curva tensão de corte-deslocamento não apresenta um claro valor de pico de resistência. Para tensão normal igual a 50 kPa (Figura 9.38a) verificou-se que, aumentando a espessura de solo de 5 para 10 cm, ocorre um acréscimo da resistência máxima ao corte da ordem dos 7%, formando-se um pico mais pronunciado para o maior valor de *h*. Porém, no ensaio para tensão normal de 100 kPa (Figura 9.38b) a resistência ao corte obtida para estes dois valores da espessura é praticamente coincidente. Independentemente do valor da espessura de solo colocado no interior da meia-caixa superior, a resistência para grandes deslocamentos tende a ser semelhante.

Na Figura 9.39a comparam-se as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas na caracterização da interface entre a areia *SP49* e o geossintético *GC50*, para a tensão normal de 100 kPa, fazendo variar a espessura de solo colocado na meia-caixa superior. Os deslocamentos verticais, registados no centro da placa de carregamento, encontram-se representados na Figura 9.39b.

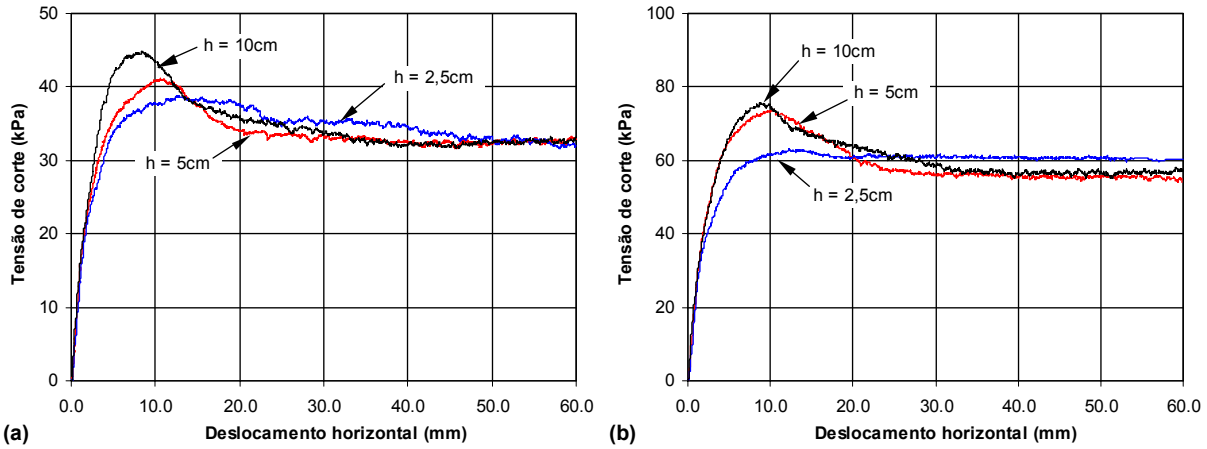


Figura 9.38 – Efeito da espessura de solo na meia-caixa superior em ensaios de corte directo da areia *SP49* para valores da tensão normal iguais a: a) 50 kPa; b) 100 kPa.

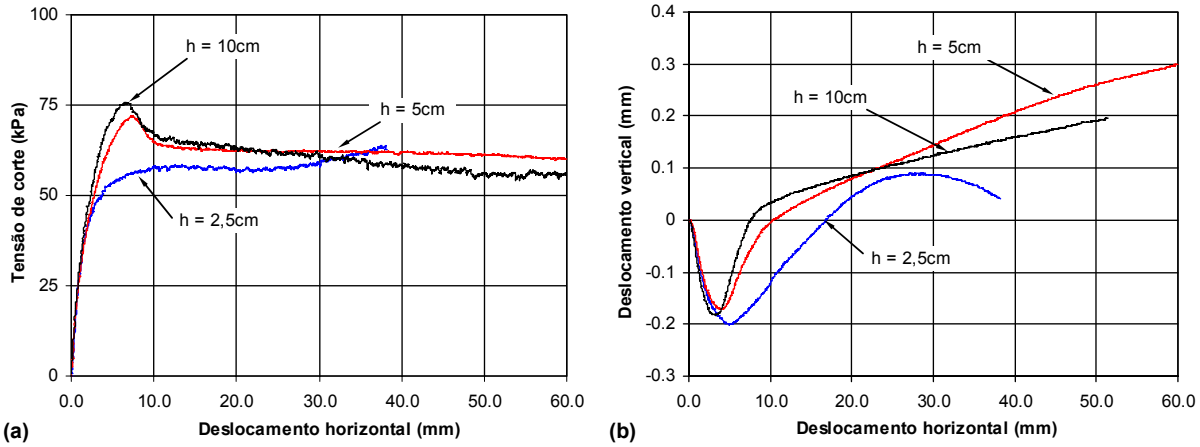


Figura 9.39 – Efeito da espessura de solo no interior da meia-caixa sobre: a) a resistência ao corte da interface areia-geossintético; b) os deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento.

A análise da Figura 9.39a permite concluir que, tal como se verificou em relação à resistência ao corte da areia, a resistência ao corte da interface areia-geossintético tende a aumentar com a espessura de solo colocado no interior da meia-caixa móvel. Como se referiu em 9.3.5, esta evidência foi também relatada por outros autores (Gourc *et al.*, 1996; Bemben & Schulze, 1998) em interfaces com características distintas.

Para uma espessura de solo de 2,5 cm constatou-se que não se evidencia nenhum pico de resistência. Neste ensaio, após cerca de 25 mm de deslocamento, a força de corte na interface tende a aumentar. Verifica-se, analisando a Figura 9.39b, que o transdutor de deslocamentos, colocado no centro da placa de carregamento, registou uma descida da placa a partir do mesmo valor do deslocamento horizontal para o qual se verifica a subida da tensão de corte. Pressupõe-se que este aumento da tensão de corte resulte do facto do solo, que vai ficando depositado sobre o geossintético na área exterior ao ensaio, tenha provocado uma ligeira subida da meia-caixa superior na zona anterior e, consequentemente, a sua descida na zona posterior, dando origem, deste modo, a uma redução da folga entre a caixa e o geossintético.

Considera-se que o acréscimo da resistência ao corte da interface com a espessura de solo, resulta do facto desse aumento da espessura conduzir ao acréscimo das tensões tangenciais que se

desenvolvem ao longo das paredes laterais da caixa de corte, em resultado, do incremento da área de contacto e da dilatância do solo (Figura 9.39b).

Normalizando o deslocamento horizontal imposto à meia-caixa móvel pelo comprimento da caixa de corte, *L*, comparam-se, na Figura 9.40, os valores da resistência ao corte obtidos, para diferentes valores da espessura de solo, com a resistência obtida para a mesma interface utilizando a caixa de corte de solos (60 mm x 60 mm). Verifica-se que existe uma boa concordância em termos de resistência ao corte para grandes deslocamentos entre os dois equipamentos de ensaio. Esta comparação voltará a ser objecto de discussão no Capítulo 11.

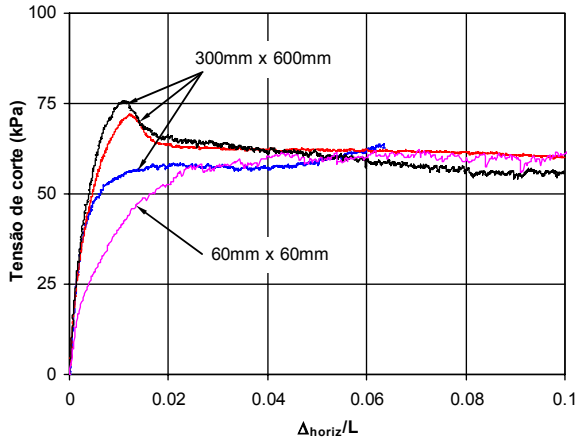


Figura 9.40 – Comparação da resistência ao corte da interface areia-geossintético, para diferentes valores de h, com a resistência obtida no equipamento de corte convencional.

9.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo visou, essencialmente, apresentar diferentes aspectos com influência nos resultados de ensaios de corte directo para a caracterização de interfaces solo-geossintético, um protótipo laboratorial projectado na *FEUP* e algumas dificuldades associadas ao seu desenvolvimento, bem como, algumas verificações do equipamento que foram realizadas.

Dependendo do laboratório, da configuração do equipamento, dos procedimentos de ensaio e do próprio operador, os resultados deste tipo de ensaio para caracterização de uma mesma interface podem apresentar alguma dispersão. Relembre-se a variabilidade de resultados nos estudos inter-laboratoriais, descritos em 9.3.2, mesmo tendo sido fornecidas instruções detalhadas aos participantes quanto aos procedimentos de ensaio e sendo os materiais envolvidos provenientes da mesma fonte.

Finaliza-se este capítulo transcrevendo o primeiro parágrafo das conclusões apresentadas por Gourc *et al.* (1996): "*It is important to keep in mind that direct shear test is a test more difficult than it looks*".

CAPÍTULO 10

COMPORTAMENTO TENSÃO-EXTENSÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ENVOLVIDOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

10.1 NOTA INTRODUTÓRIA

O comportamento tensão-extensão dos materiais poliméricos, utilizados nas estruturas de solo reforçado, é habitualmente caracterizado com base em ensaios de tracção realizados a uma taxa de deformação constante e/ou em ensaios de fluência. Embora os ensaios de tracção com taxa de deformação constante, realizados de acordo com as normas (NP EN ISO 10319; ASTM D 4595), sejam essencialmente ensaios de controlo de qualidade, são habitualmente utilizados na quantificação da resistência de cálculo dos reforços (Christopher *et al.*, 1990; Bathurst & Cai, 1994). Os ensaios de fluência têm a vantagem de permitir estimar o comportamento tensão-deformação ao longo do tempo. Porém, nenhuma destas abordagens para quantificar a resistência de cálculo dos reforços é adequada para estimar as propriedades mecânicas do geossintético sob condições cíclicas (Bathurst & Cai, 1994). De acordo com diversos autores (Rowe & Ho, 1986; Bathurst & Karpurapu, 1993; Kongkitkul *et al.*, 2004a) a resistência máxima e a rigidez dos materiais poliméricos é sensível à taxa de carregamento, logo é de esperar que o seu comportamento mecânico sob cargas cíclicas seja ainda mais complexo.

Os ensaios correntes utilizados na caracterização dos geossintéticos anteriormente referidos (de tracção e de fluência), não permitem caracterizar o comportamento não linear dos geossintéticos sob condições de carregamento cíclico. Desta forma é fundamental que se desenvolva investigação que permita caracterizar o comportamento destes materiais quando solicitados por cargas cíclicas e que forneça indicações para o desenvolvimento de modelos histeréticos adequados.

Bathurst & Cai (1994) foram os pioneiros na persecução deste objectivo. Encontram-se na bibliografia trabalhos posteriores (McGown *et al.*, 1995; Ashmamy & Bourdeau, 1996; Moraci & Montanelli, 1997; Ling *et al.*, 1998; Kongkitkul *et al.*, 2002; Carrubba *et al.*, 2003; Kongkitkul *et al.*, 2004b) que visam clarificar o comportamento dos geossintéticos sob condições de cargas cíclicas ou repetidas.

Neste capítulo descrevem-se e apresentam-se resultados dos ensaios de tracção monotónicos e cíclicos realizados sobre os geossintéticos envolvidos no estudo experimental. Como se verá nos pontos posteriores, os ensaios cíclicos efectuados foram condicionados pelas características do equipamento disponível e pelas particularidades dos geocompósitos ensaiados.

10.2 TRABALHOS APRESENTADOS POR OUTROS AUTORES

Bathurst & Cai (1994) apresentam resultados de ensaios de tracção (ensaios com controlo de força) realizados sobre duas geogrelhas, uma de polietileno de alta densidade (*PEAD*) e outra de poliéster (*PET*) com resistência à tracção nominal semelhante. Efectuaram ensaios de acordo com três procedimentos: ensaios monotónicos com velocidade de deformação constante e igual a 10% de deformação por minuto, de acordo com a norma ASTM D 4595, (foram também executados ensaios

para 1% de deformação por minuto para avaliar o efeito da taxa de deformação); ensaios cíclicos com vários incrementos, em que as amostras foram submetidas a cinco incrementos de descarga-recarga, com 10 ciclos em cada incremento de carga; ensaios cíclicos para um escalão de carga.

Nos ensaios cíclicos com vários incrementos, a amplitude dos ciclos variou entre 20% e 80% da resistência nominal do material. Realizaram ensaios para frequências de 0,1 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz e 3,5 Hz, que, segundo os autores representam a gama de frequências típicas dos espectros de resposta registados durante um sismo. A Figura 10.1a ilustra um esquema deste tipo de ensaios e simultaneamente os resultados obtidos por Bathurst & Cai (1994) com a geogrelha de *PET* quando ensaiada para a frequência de 0,1 Hz.

Nos ensaios cíclicos com um único escalão de carga, as amostras foram submetidas a 10 ciclos descarga-recarga, de amplitude igual a 80% da resistência nominal (amplitude igual ao quinto escalão de carga dos ensaios com vários incrementos), tendo sido ensaiadas frequências de 0,1 e 1 Hz. Na Figura 10.1b apresentam-se os resultados obtidos por estes autores com a geogrelha de *PET* para uma frequência de ensaio de 0,1 Hz.

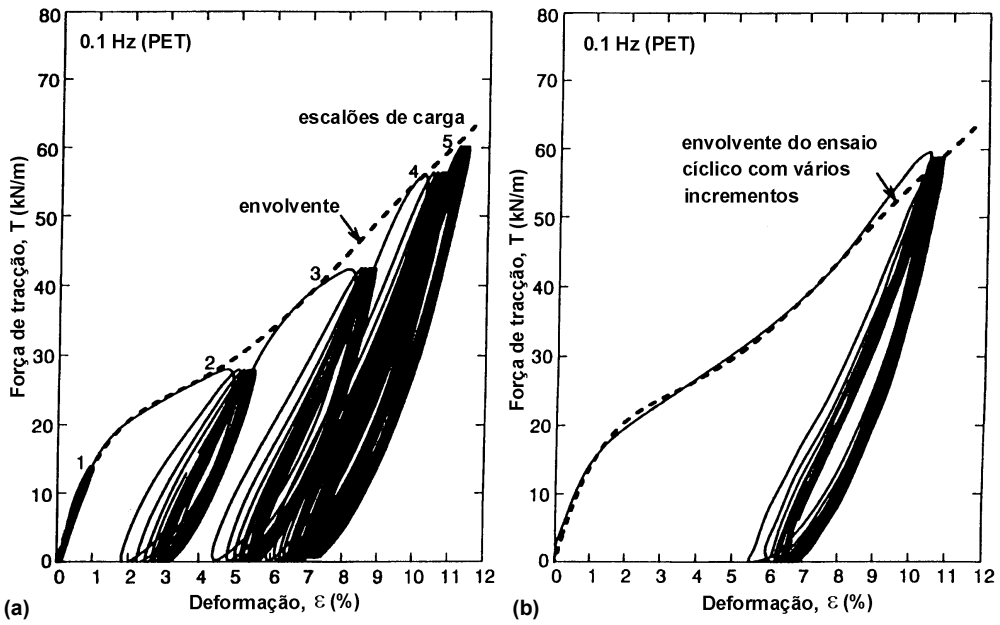


Figura 10.1 – Resultados obtidos por Bathurst & Cai (1994) com a geogrelha de *PET*: a) ensaio cíclico com vários incrementos; b) ensaio cíclico para um escalão de carga.

Relativamente ao efeito da velocidade de deformação nos ensaios monotónicos, Bathurst & Cai (1994) constataram que a geogrelha de *PEAD* é mais sensível à velocidade de carregamento do que a geogrelha de *PET*. Porém, independentemente do polímero constituinte, para um determinado valor de deformação, a força de tracção aumenta com o acréscimo da velocidade de ensaio, ou seja, a mesma força de tracção é atingida para uma deformação tanto maior quanto menor a velocidade de carregamento.

Estes autores verificaram ainda que o comportamento tensão-deformação, sob carregamentos cíclicos das geogrelhas de *PET* e de *PEAD* é marcadamente diferente. Na Figura 10.2 apresenta-se o valor médio da rigidez no ciclo descarga-recarga (J_{ur}) em função da deformação, para os dois tipos de ensaio e diferentes frequências de solicitação.

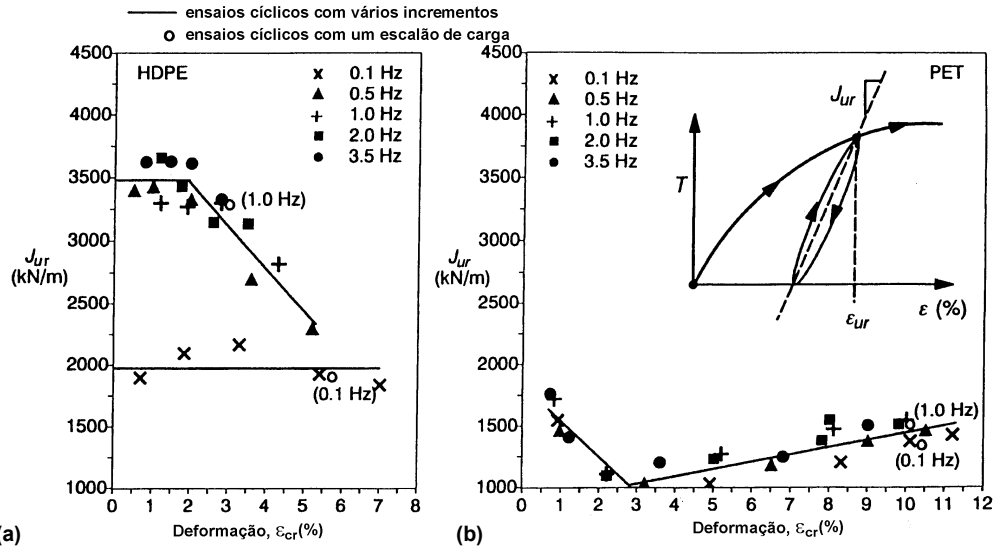


Figura 10.2 – Valores da rigidez do ciclo descarga-recarga obtidos nos ensaios cíclicos (Bathurst & Cai, 1994): a) geogrelha de *PEAD*; b) geogrelha de *PET*.

Bathurst & Cai (1994) consideram que a rigidez do ciclo descarga-recarga (J_{ur}) das amostras de *PET* é sensivelmente independente da frequência de ensaio, mas depende do nível de deformação. O valor de J_{ur} parece decrescer inicialmente até ao nível de deformação de cerca de 3% e depois aumenta com a deformação de forma aproximadamente linear (ver Figura 10.2b). Este ponto de quebra aproximadamente a 3 % da deformação é, segundo os autores, grosseiramente coincidente com o "ponto de inflexão" que surge nas curvas força-deformação quer nos ensaios monotónicos, quer nos ensaios cíclicos (Figura 10.1).

Os mesmos autores concluíram que a área do ciclo histerético força-deformação, que está directamente relacionada com o amortecimento do material, depende fortemente do nível de deformação e da frequência de carregamento nos dois materiais ensaiados. Para um dado valor da deformação, o amortecimento tende a diminuir com o acréscimo da frequência.

McGown *et al.* (1995) apresentam resultados de ensaios com cargas repetidas efectuados sobre geogrelhas uniaxiais de polietileno de alta densidade, não confinadas e confinadas com solo. Utilizaram para o efeito o equipamento esquematizado na Figura 10.3, composto por uma caixa quadrada de 370 mm de lado e 220 mm de altura, com aberturas laterais dos dois lados para permitir que a geogrelha seja fixa exteriormente à caixa. A força de tracção é aplicada utilizando uma carga constante ("*dead load*") através de um sistema de roldana ("*pulley system*"). Para permitir o aumento ou o decréscimo da carga aplicada, com vista à realização dos ensaios com cargas repetidas, o equipamento tem acoplado um sistema hidráulico de alavanca ("*hidraulic jacking system*").

Nos ensaios com a geogrelha não confinada, a caixa manteve-se vazia e foi aplicada uma força de tracção de 9,2 kN/m, correspondente a 10% da carga máxima do material obtida em ensaios de tracção realizados de acordo com a norma BS 6906 (1991). Esta carga foi aplicada e aliviada 8 vezes, tendo cada ciclo (aplicação e descarga) a duração de 1 minuto (f = 1/60 Hz). Após estes ciclos de carregamento, manteve-se constante a força de 9,2 kN/m por um período de 24 horas. Findo este período, a carga foi removida e registaram as deformações por igual período de 24 horas.

Nos ensaios com a geogrelha confinada, a caixa foi preenchida com solo até meia altura, compactando-o com um pilão. Após a colocação da geogrelha, a caixa foi totalmente preenchida com solo, sem compactação, e foi aplicada uma carga vertical equivalente a 0,5 m de aterro (10 kPa). O procedimento de carregamento foi semelhante ao descrito anteriormente para o ensaio das geogrelhas isoladas.

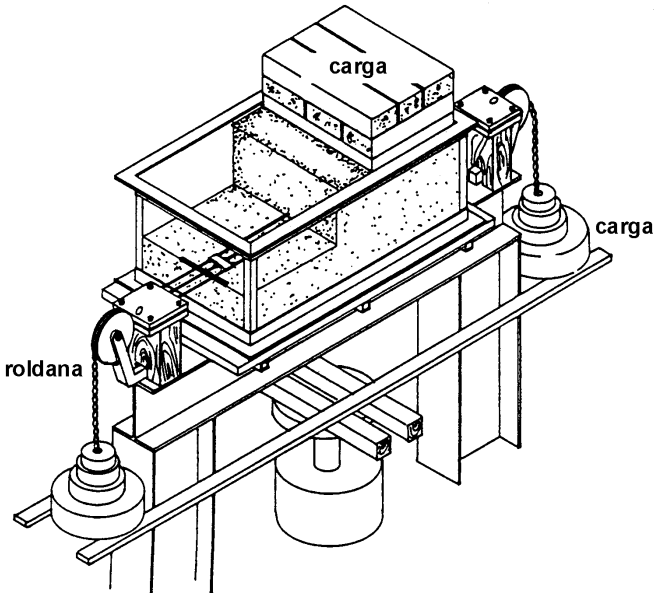


Figura 10.3 – Esquema do equipamento utilizado por McGown *et al*. (1995) para os ensaios de geogrelhas.

Nos ensaios em que a geogrelha foi ensaiada não confinada, McGown *et al*. (1995) constataram que as deformações residuais, após o período de descarga, eram praticamente nulas na generalidade dos pontos instrumentados. No que se refere aos ensaios com solo, estes autores verificaram que, após o período de descarga, se registavam deformações residuais. Este facto foi atribuído à presença de solo nas aberturas da geogrelha, que impede que esta recupere as deformações ocorridas durante o carregamento.

Ashmamy & Bourdeau (1996) apresentam resultados de ensaios de tracção monotónicos e cíclicos realizados sobre dois geotêxteis: um geotêxtil tecido de poliéster (*PET*) e um geotêxtil não tecido de polipropileno (*PP*). Os ensaios monotónicos foram realizados com uma taxa de deformação constante, igual a 12% por minuto, que segundo os autores se enquadra no especificado pela ASTM D 4595, que permite velocidades de deformação de 10 ± 3% por minuto. Nos ensaios monotónicos do geotêxtil de *PET*, os autores referem que, entre 6 e 10% da deformação, a curva força-extensão é ligeiramente côncava (Figura 10.4). Este facto conduz a que, segundo os autores, a redução do módulo de rigidez secante, quando a força de tracção se aproxima do valor máximo, seja muito reduzida. Com base nos resultados dos ensaios monotónicos, Ashmamy & Bourdeau (1996) concluíram que o comportamento força-deformação do geotêxtil não tecido de *PP* é altamente não linear, enquanto o geotêxtil tecido de *PET* apresenta comportamento praticamente linear.

Os ensaios cíclicos apresentados por Ashmamy & Bourdeau (1996) foram realizados em controlo de força, com frequência de solicitação de 1 Hz. As amostras foram submetidas a diversos ciclos descarga-recarga entre um valor máximo da força (situado entre 40% e 90% da resistência máxima obtida nos ensaios monotónicos) e o valor mínimo de zero, até à rotura. Nos ensaios cíclicos sobre o geotêxtil de *PET*, a rotura ocorreu, predominantemente, junto às garras de fixação (do tipo hidráulico). Os autores atribuem esta ocorrência à concentração de tensões que ocorre nesta zona

que, devido à fadiga resultante dos múltiplos ciclos de carga, contribui possivelmente para a rotura. São relatados pelos autores esforços levados a efeito para minimizar este fenómeno, nomeadamente através de colagens nas extremidades do geotêxtil, mas manteve-se a ocorrência da rotura junto às garras, aumentando apenas o número de ciclos para a qual esta ocorre.

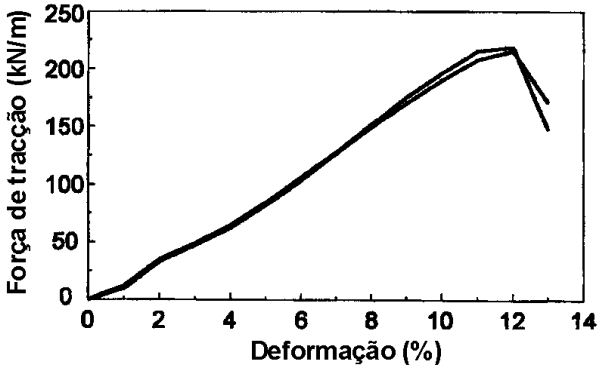


Figura 10.4 – Resultados obtidos por Ashmamy & Bourdeau (1996) em ensaios de tracção de um geotêxtil tecido de *PET*.

Nos ensaios cíclicos, Ashmamy & Bourdeau (1996) constaram que a taxa de acumulação de deformações permanentes ao longo dos ciclos no geotêxtil não tecido de *PP* é muito superior à que se verificou no geotêxtil tecido de *PET*. Esta diferença de comportamento é atribuída essencialmente às diferenças quer em termos de processo de fabrico, quer em termos do polímero constituinte.

Com base nos resultados dos ensaios, Ashmamy & Bourdeau (1996) admitem que, quando forem utilizados geotêxteis tecidos de poliéster no reforço de solos, os elementos de reforço possam ser modelados com comportamento linear elástico com rotura frágil, mesmo quando solicitados por carregamentos cíclicos.

Moraci & Montanelli (1997) apresentam resultados de ensaios cíclicos realizados sobre duas geogrelhas: uma geogrelha extrudida de polietileno de alta densidade e uma geogrelha tecida de poliéster, com resistência nominal semelhante. Efectuaram ensaios cíclicos com descarga total, isto é, fazendo variar a força entre um determinado escalão de carga (20%, 40%, 60% ou 80% da resistência nominal) e zero e ensaios cíclicos com pré-tensão, em que na fase de descarga a força de tracção não é anulada, isto é, a amplitude dos ciclos é distinta do valor máxima da força. Apresentam resultados de ensaios para frequências de 0,1 Hz, 0,25 Hz, 0,5 Hz e 1 Hz, sendo as geogrelhas solicitadas até 10000 ciclos ou até à sua rotura por fadiga.

Moraci & Montanelli (1997) concluem que as deformações máximas experimentadas pelas geogrelhas são tanto maiores quanto menor é a frequência de ensaio e que o módulo de rigidez na descarga-recarga tende a aumentar com a frequência e com o valor máximo da carga aplicada.

Ling *et al*. (1998) apresentam resultados de ensaios de tracção, realizados sob controlo de deformações, referentes a três geogrelhas com resistência à tracção idêntica, mas de diferente polímero constituinte: polipropileno (*PP*), poliéster (*PET*) e polietileno de alta densidade (*PEAD*). Estes autores efectuaram ensaios monotónicos, com velocidade constante de 10% de deformação por minuto, de acordo com o especificado pela ASTM D 4595, e ensaios cíclicos com cinco incrementos de carga de 10%, 20%, 40%, 60% e 80% da força máxima obtida nos ensaios monotónicos. Em cada escalão de carga as amostras foram submetidas a 100 ciclos de descarga-recarga, mantendo a velocidade de deformação igual a 10% por minuto. Após os ensaios

cíclicos, as amostras foram submetidas a ensaios monotónicos, de acordo com os procedimentos usuais.

Dado tratarem-se de ensaios com controlo de deformações, o tempo necessário para completar um ciclo de descarga-recarga para uma maior amplitude de carga é naturalmente superior ao tempo necessário para que se efectue um ciclo de menor amplitude. Assim as frequências típicas dos ensaios cíclicos estão compreendidas, segundo os autores, no intervalo entre 0,25 Hz e 0,02 Hz referentes aos escalões de carga de 10% e 80%, respectivamente.

Na Figura 10.5 ilustram-se os resultados dos ensaios monotónicos e cíclicos obtidos por Ling *et al*. (1998) para as três geogrelhas ensaiadas. Segundo estes autores, a forma da curva força-deformação da geogrelha de *PET* é típica das geogrelhas de poliéster tecidas. Atribuem a forma em *S* ao processo de fabrico destes materiais. Referem ainda que rompem abruptamente quando é atingido o pico de resistência. As diferenças no comportamento das três geogrelhas ensaiadas estão associadas, provavelmente, ao polímero constituinte e ao seu processo de fabrico (Ling *et al.*, 1998).

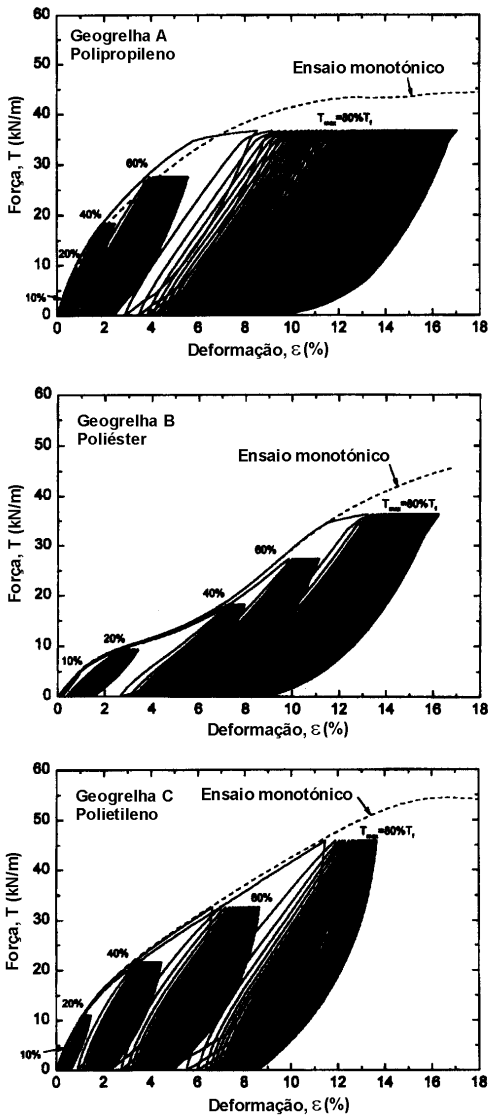


Figura 10.5 – Resultados dos ensaios monotónicos e cíclicos obtidos por Ling *et al*. (1998) para três geogrelhas.

Como se referiu anteriormente, após a realização dos ensaios cíclicos, as amostras foram conduzidas à rotura, seguindo os procedimentos de um ensaio monotónico. Em relação às amostras

que foram submetidas inicialmente aos carregamentos cíclicos, Ling *et al*. (1998) concluíram que a deformação correspondente à rotura decresce comparativamente aos valores obtidos em ensaios monotónicos realizados sobre amostras que não tinham sido previamente solicitadas por cargas cíclicas. Verificaram ainda que a degradação da resistência das geogrelhas após carregamento cíclico não é significativa, verificando-se inclusivamente um ligeiro acréscimo de resistência nas geogrelhas de *PET* e *PEAD*. Tendo por base a conclusão anterior, os autores consideram que a prática corrente, de utilização das características obtidas através de ensaios monotónicos no dimensionamento sísmico, é razoável.

No que diz respeito aos ensaios cíclicos, Ling *et al*. (1998) constataram que, para incrementos de carga baixos (10% da resistência máxima do material), a rigidez na recarga não é significativamente alterada pelos ciclos de carga. Porém, para escalões de carga superiores a rigidez na recarga tende a aumentar com o número de ciclos de carregamento (Figura 10.5). Em termos de amortecimento, os autores verificaram que este tende a diminuir com o número de ciclos de carregamento e tende a aumentar com o acréscimo do escalão de carga. No entanto, para a geogrelha de *PET*, embora a perda de energia seja também proporcional aos escalões de carga, devido à forma em *S* da curva força-extensão, o amortecimento calculado para o escalão de 20% é superior ao amortecimento para o escalão de 80%.

Ling *et al*. (1998) concluem que a deformação acumulada, (ε-ε_1), durante o carregamento e o número de ciclos (N) se relacionam através de uma equação do tipo hiperbólico:

$$\varepsilon - \varepsilon_1 = \frac{N}{m + nN} \tag{10.1}$$

em que ε_1 é a deformação correspondente ao primeiro carregamento e m e n são duas constantes. As duas constantes m e n estão, segundo os autores, correlacionadas com a razão de carregamento, R_T, (R_T = carga máxima/resistência nominal) através das equações:

$$m = \frac{\alpha_m}{R_T^{\beta_m}} \qquad n = \frac{\alpha_n}{R_T^{\beta_n}} \tag{10.2}$$

sendo α_m, β_m, α_n e β_n parâmetros que dependem do tipo de geogrelha.

Carrubba *et al*. (2003) apresentam resultados de ensaios cíclicos realizados sobre uma geogrelha uniaxial de *PEAD*. As características e os resultados dos ensaios apresentados por estes autores são semelhantes aos apresentados por Moraci & Montanelli (1997).

Dos resultados obtidos, Carrubba *et al*. (2003) concluem que, nos ensaios cíclicos, a deformação máxima acumulada aumenta com o nível de carga e quanto menor é a frequência, maior é a deformação acumulada. Nos ensaios cíclicos com pré-tensão, as deformações máximas acumuladas são superiores às obtidas quando esta não é aplicada.

Carrubba *et al*. (2003) constataram, ainda, que nos ensaios cíclicos com descarga total, o coeficiente de amortecimento após cerca de 10 ciclos se mantém aproximadamente constante até aos 10000 ciclos de carregamento. Estes autores consideram que a deformação máxima acumulada, quer nos ensaios com descarga total, quer nos ensaios com pré-tensão, varia de forma linear com o logaritmo do número de ciclos.

Kongkitkul *et al*. (2004b) apresentam resultados de ensaios de tracção monotónicos e cíclicos realizados sobre 3 geogrelhas com diferentes configurações, polímeros constituintes e resistência, e

um geocompósito de reforço semelhante ao utilizado no estudo experimental do presente trabalho (embora com maior resistência à tracção).

O equipamento que estes autores utilizaram opera com controlo de força e apresenta uma capacidade máxima de 6 kN. As garras utilizadas para a fixação dos geossintéticos são do tipo cilíndrico, tendo-lhe sido colada uma lixa, para reduzir os possíveis deslocamentos na zona de fixação.

Para o sistema de fixação com garras cilíndricas, as amostras dos geossintéticos apresentam 900 mm de comprimento, sendo o comprimento não confinado pelas garras de apenas 240 mm. As deformações foram registadas num comprimento de apenas 50 mm, utilizando um par de transdutores de deslocamento tipo laser colocados na zona central da amostra. Nas geogrelhas a largura do reforço corresponde a três barras longitudinais, enquanto no caso do geocompósito foi ensaiada uma largura de 30 mm, contendo seis filamentos de poliéster de elevada resistência. Para a instalação dos transdutores de deslocamento no geocompósito, os autores referem a necessidade de proceder à realização de seis furos no geotêxtil, mas consideram que o seu efeito é desprezável atendendo ao facto do geotêxtil não tecido, que serve de base a este geocompósito, apresentar uma resistência à tracção muito inferior à dos seis filamentos de poliéster.

Nos ensaios monotónicos realizados por Kongkitkul *et al*. (2004b) foi aplicada uma taxa de carregamento de 60 kN/m/min até que fosse atingido um valor pré-estabelecido de força que permitisse retirar os transdutores de deslocamento em segurança. No caso do geocompósito, dado que a resistência à tracção é superior à capacidade de carga do equipamento, a carga máxima atingida foi de 6 kN.

Os carregamentos cíclicos realizados por Kongkitkul *et al*. (2004b) consistiram em diversos ciclos de carga-descarga, com duração total de 30 minutos, após ter sido atingido um patamar de carga (10, 30 e 50 kN/m) em carregamento monotónico (Figura 10.6). As cargas cíclicas foram aplicadas com diferentes taxas de carregamento, por forma a que fossem atingidos valores de frequência de 0,01 Hz, 0,02 Hz, 0,05 Hz, 0,1 Hz e 0,2 Hz. O número de ciclos é variável, função da frequência da solicitação, dado que a duração total de cada carregamento cíclico é de 30 minutos. Os autores referem que o histograma do carregamento cíclico não é do tipo sinusoidal, mas triangular (ou em forma de dentes de serra) e admitem que as frequências reais dos ensaios possam ter sido ligeiramente diferentes dos valores nominais referidos anteriormente.

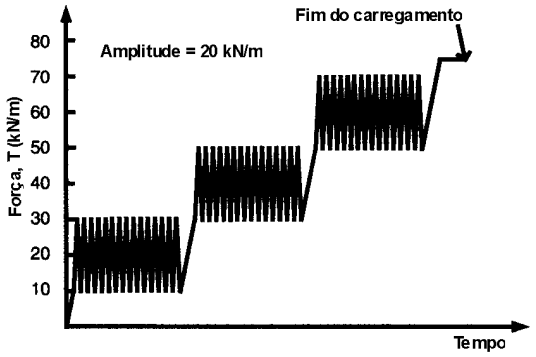


Figura 10.6 – Esquema de carregamento cíclico adoptado por Kongkitkul *et al*. (2004b).

Kongkitkul *et al*. (2004b) observaram que, após o final de cada carregamento cíclico, o carregamento monotónico seguinte para atingir o próximo escalão de carga (ver Figura 10.6), apresenta uma rigidez tangencial muito elevada, quando comparada com o valor observado no

carregamento monotónico contínuo, isto é, sem execução de cargas cíclicas (ver Figura 10.7). Deste facto resulta que a curva força-deformação quando são realizados carregamentos cíclicos tende a aproximar-se da curva correspondente ao carregamento monotónico contínuo. De acordo com Hirakawa *et al.* (2003) este facto indica que o carregamento cíclico não tem efeitos perniciosos sobre as características de resistência e de deformação dos geossintéticos de reforço.

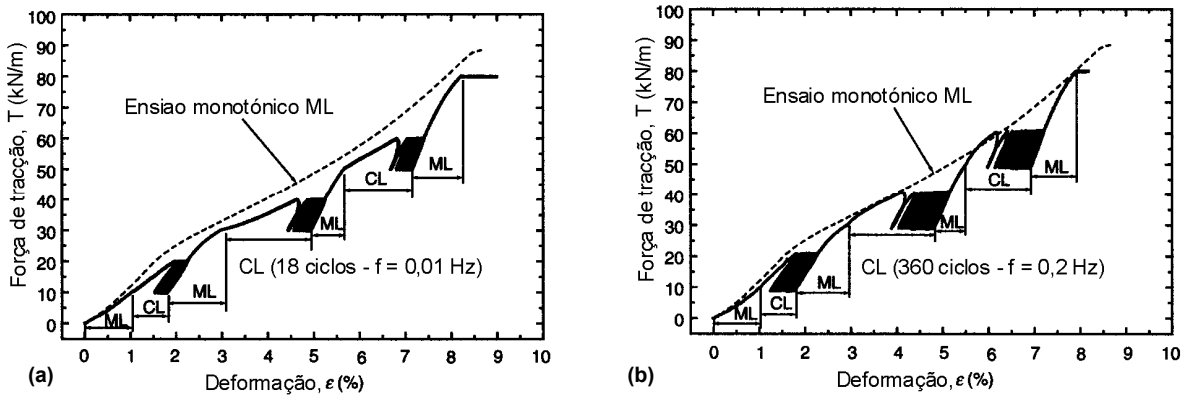


Figura 10.7 – Relações força-deformação obtidas por Kongkitkul *et al.* (2004b) para o geocompósito: a) f = 0,01 Hz; b) f = 0,2 Hz.

Os ensaios realizados por Kongkitkul *et al.* (2004b) evidenciaram ainda que o desenvolvimento da deformação residual é superior durante a primeira metade do primeiro ciclo (ver Figura 10.7). Atribuem este facto à ocorrência de deformação irreversível, por cedência, associada ao incremento no nível de carga que excede a carga máxima anteriormente atingida. Constataram ainda que a deformação residual originada pelo primeiro ciclo aumentou com o decréscimo da frequência de ensaio. Porém, referem que, para as diferentes frequências de carregamento cíclico, a deformação residual acumulada ao longo do período total de ciclos (30 minutos) é bastante semelhante.

Kongkitkul *et al.* (2004a) apresentam resultados de ensaios monotónicos efectuados sobre um geocompósito semelhante ao utilizado no estudo experimental deste trabalho e observaram que a resistência à tracção tende a aumentar ligeiramente com o aumento da velocidade de deformação, verificando-se o inverso em termos da extensão para a qual se obtém a resistência máxima (Figura 10.8). De realçar que os ensaios realizados por estes autores se referem a uma amostra com 15 mm de largura e com apenas um filamento de poliéster.

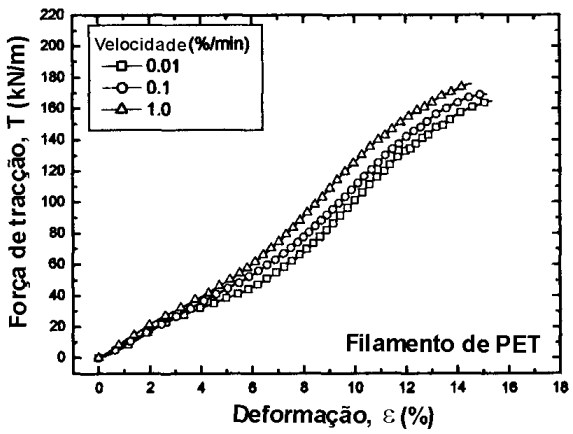


Figura 10.8 – Efeito da velocidade de deformação sobre a resistência de um geocompósito de *PET* (Kongkitkul *et al.*, 2004a).

Como se pode observar pela análise da Figura 10.8, a resistência máxima foi obtida para extensões entre 14,5% e 15,5%, tendo sido registadas num comprimento de 50 mm, utilizando um par de transdutores de deslocamento tipo laser.

10.3 DESCRIÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

Para a caracterização laboratorial do solo reforçado foram utilizados geocompósitos com valores distintos de resistência à tracção. Estes geocompósitos consistem num geotêxtil não tecido de polipropileno (*PP*) reforçado por filamentos de poliéster (*PET*) de elevada resistência (Figura 10.9). Utilizaram-se geocompósitos com filamentos de reforço de *PET* numa direcção (reforço unidireccional) e resistência nominal de 50 kN/m (*GC50*) e de 100 kN/m (*GC100*) e um geocompósito com filamentos de reforço nas duas direcções, de resistência nominal igual a 50 kN/m (*GC50/50*). Na Figura 10.9 apresenta-se o aspecto visual dos três materiais.

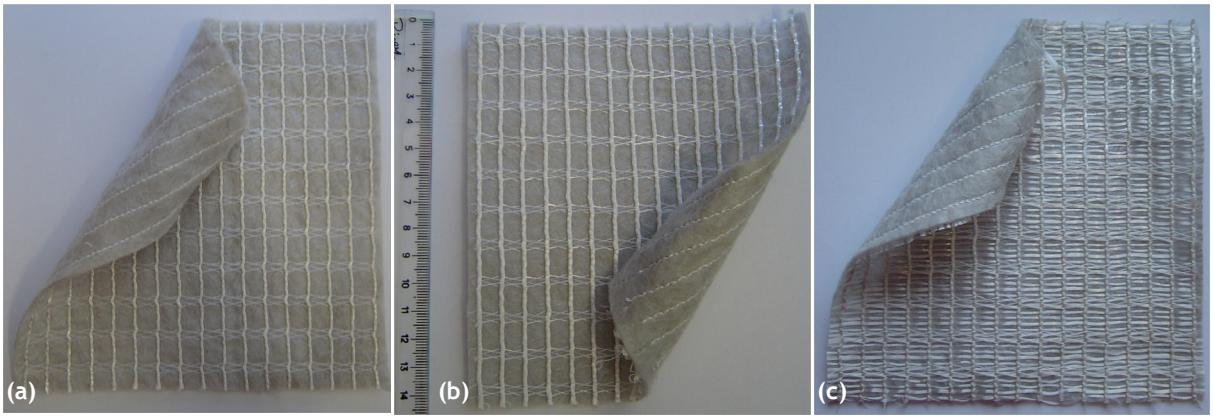


Figura 10.9 – Aspecto visual dos geocompósitos de reforço: a) *GC50*; b) *GC100*; c) *GC50/50*.

Embora este tipo de geossintético não seja o que se utiliza com maior frequência como elemento de reforço em estruturas de solo reforçado, optou-se por este material para que fosse possível a caracterização do material anisotrópico "solo reforçado" com recurso aos equipamentos laboratoriais utilizados habitualmente na caracterização da resistência ao corte dos solos nomeadamente, os do ensaio de corte simples, do ensaio de corte em compressão triaxial e do ensaio de corte directo. A opção pelas geogrelhas, material com maior utilização no reforço de solos, particularmente em Portugal, inviabilizava por completo a utilização destes equipamentos de ensaio. Note-se que, apesar de, à data de publicação deste trabalho, não se conhecer em Portugal nenhuma estrutura de solo reforçado com este geocompósito, existem estruturas de dimensões significativas construídas em alguns países da Europa, nomeadamente em Espanha e em França. Apresenta-se na Figura 10.10, a título de curiosidade, uma estrutura construída em França com o tipo de geocompósito utilizado neste estudo laboratorial. Trata-se de uma estrutura com 21 m de altura e 200 m de comprimento, construída em três níveis, de 7 m.

10.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Os ensaios de tracção foram realizados de acordo com a norma NP EN ISO 10319 (ensaios monotónicos), numa prensa electro-mecânica (*Lloyd Instruments Ltd, LR 50K*), com capacidade máxima (em tracção e em compressão) de 50 kN. De acordo com esta norma, devem ser ensaiados cinco provetes na direcção de fabrico e igual número na direcção perpendicular. Neste trabalho os



Figura 10.10 – Muro reforçado com o tipo de geocompósito utilizado no estudo laboratorial, via RN 20 Foix-Tarascon, França (*LCPC*, 2003): a) na fase de construção; b) durante a fase de exploração.

ensaios de tracção não foram encarados como ensaios de identificação e de controlo de qualidade (ponto de vista da norma EN ISO 10319), pelo que os geossintéticos foram ensaiados apenas na direcção principal na sua função de reforço.

Segundo a norma EN ISO 10319, cada provete a ensaiar deve ter uma largura nominal de 200 mm ± 1 mm e comprimento suficiente para assegurar 100 mm entre as garras. O provete deve ser fixo ao longo de toda a sua largura nas garras do equipamento, sendo-lhe aplicada uma taxa de extensão de (20 ± 5)% por minuto. Quando se pretende informação sobre a extensão, devem ser efectuadas medições da deformação utilizando um extensómetro que segue o movimento de dois pontos de referência definidos no provete. Estes pontos de referência devem estar situados no eixo de simetria do provete paralelo à direcção da carga aplicada e devem estar separados por uma distância de 60 mm. Alternativamente, a extensão pode ser medida através do deslocamento das garras, caso se realize um ensaio de calibração, em que se verifique que não há diferenças significativas entre os resultados obtidos através do deslocamento das garras e a utilização de um extensómetro.

Atendendo à resistência à tracção dos geocompósitos de reforço utilizados neste estudo laboratorial, a realização dos ensaios de tracção revelou-se um pouco mais complexa do que à partida seria de supor. Verificou-se que, quer se utilizassem pegas hidráulicas ou pegas em cunha, não se atingia a resistência máxima à tracção dos materiais, devido ao escorregamento dos filamentos de poliéster. Para o ensaio à tracção deste geocompósito de reforço foram disponibilizadas pelo fabricante as indicações esquematizadas na Figura 10.11. Segundo o produtor, os provetes devem ser cortados com um comprimento superior ao exigido pela norma de ensaio, seguindo-se a colagem de duas zonas nas extremidades, tendo o cuidado de proteger a parte central do provete, e dobrando posteriormente as zonas de colagem.

Na Figura 10.12 ilustra-se todo o esquema de montagem utilizado para a preparação e a realização dos ensaios de tracção. No geocompósito com maior resistência à tracção (*GC100*), o procedimento recomendado pelo fabricante não foi suficiente (Figura 10.13a). Para evitar ou reduzir os escorregamentos, introduziu-se aquando da dobragem do geossintético após colagem, um varão de aço, com 4 mm de diâmetro, tal como o representado nas Figuras 10.12e e 10.13b. Os resultados obtidos com este processo, como se verá posteriormente, foram muito animadores em termos de resistência à tracção do material, ultrapassando inclusivamente a resistência nominal do reforço. Surgem na bibliografia referências às dificuldades de ensaio de provetes com a largura

imposta pelas normas (Boyle *et al.*, 1996; Kongkitkul *et al.*, 2004a), devido à elevada resistência de alguns geossintéticos de *PET*.

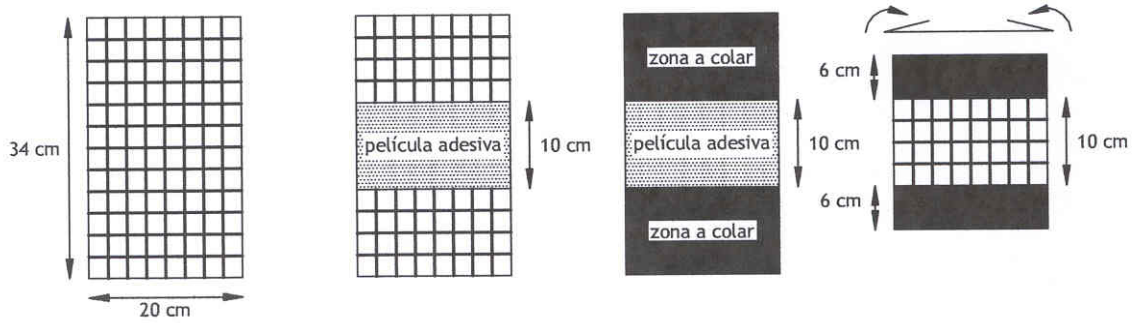


Figura 10.11 – Proposta do fabricante do geocompósito para a preparação dos provetes com vista à realização de ensaios de tracção (Bidim, 1998).

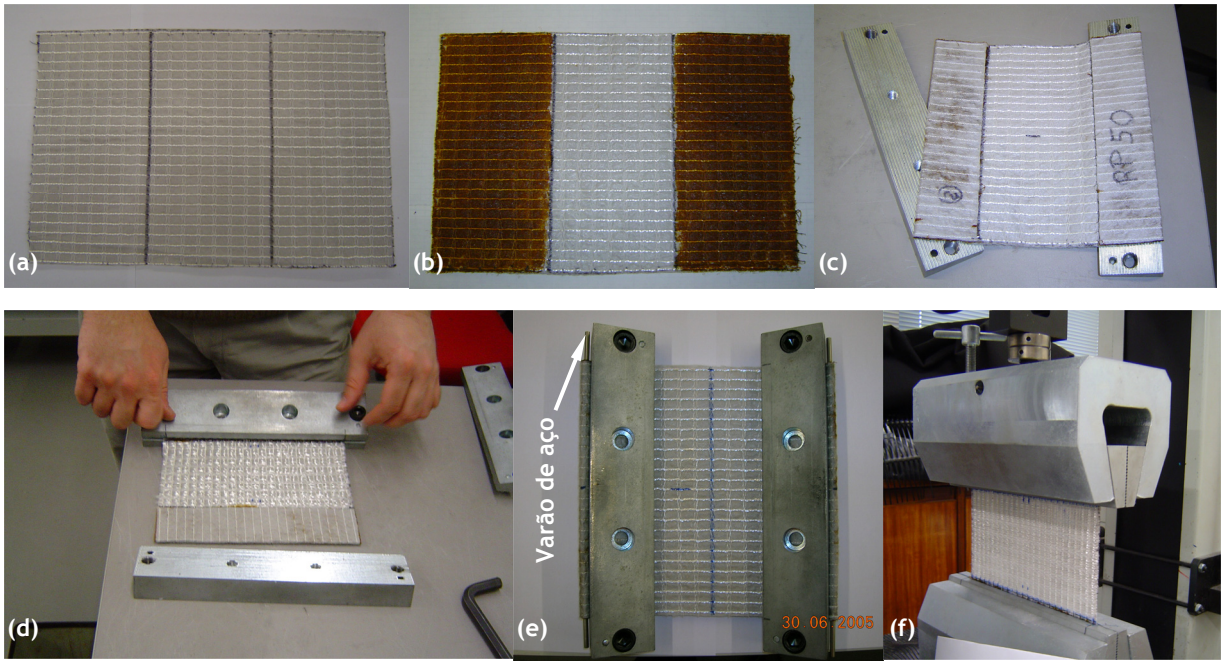


Figura 10.12 – Esquema de montagem do ensaio de tracção: a) provete; b) provete após colagem; c) provete após dobragem; d) fixação do provete nas pegas; e) introdução de um varão no *GC100*; f) pegas introduzidas nas garras.

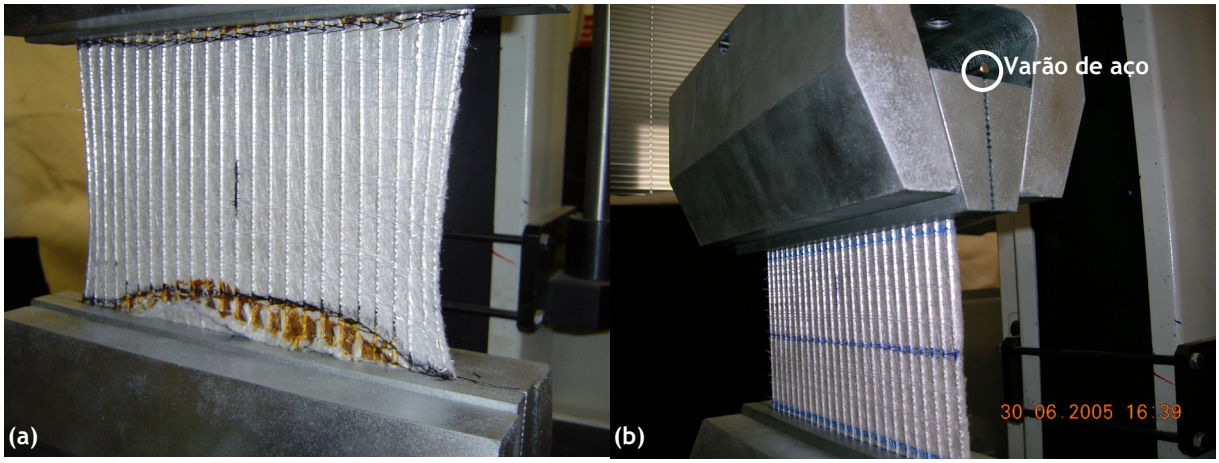


Figura 10.13 – Ensaio à tracção do geocompósito de maior resistência: a) seguindo as indicações do fabricante; b) introduzindo um varão de aço antes da dobragem.

Para o ensaio à tracção do mesmo material, Silvano (2005) optou pela utilização de umas pegas cilíndricas, com 100 mm de diâmetro. Porém, tal como o autor refere, a utilização deste sistema de fixação, quando a quantificação da deformação se efectua apenas através do registo do afastamento entre pegas, levanta sérias dificuldades quanto à determinação da extensão dos provetes. Dado que à data de realização deste trabalho, o sistema de leitura da variação do comprimento por via óptica, que está actualmente a ser implementado na máquina de tracção utilizada, ainda não se encontrava em funcionamento, considerou-se que a utilização destas pegas não seria a melhor opção. Refira-se que o valor médio da resistência à tracção para este material obtido por Silvano (2005) foi de 115,1 kN/m e optando pela colagem com introdução do varão de aço obteve-se 111,4 kN/m.

Como se referiu no parágrafo anterior, à data de realização deste trabalho o sistema de leitura dos deslocamentos por via óptica não se encontrava implementado no equipamento pelo que, em todos os ensaios realizados, quer monotónicos quer cíclicos, as deformações correspondem às leituras efectuadas em termos do afastamento entre pegas. Admite-se, como se discutirá nos pontos seguintes, que os valores da extensão apresentados possam incluir eventuais escorregamentos do geossintético ao longo do ensaio.

Com os resultados dos ensaios de tracção (monotónicos) é possível determinar não só a força máxima (T_{max}) e a deformação correspondente (ε_{Tmax}), mas também, os valores da rigidez inicial (J_o), da rigidez secante para determinado valor da extensão e da rigidez secante para a força máxima (J_{Tmax}). A Figura 10.14 esquematiza o significado destas grandezas.

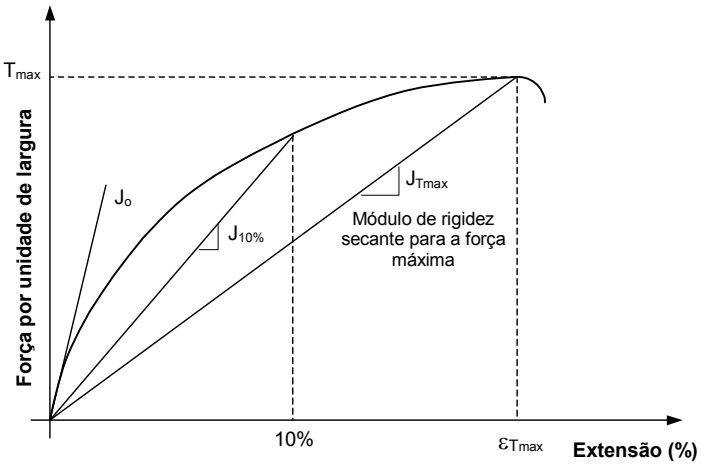


Figura 10.14 – Representação esquemática da determinação dos módulos de rigidez.

10.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRACÇÃO MONOTÓNICOS

10.5.1 Geocompósito *GC50*

Na Figura 10.15 apresentam-se as curvas força-extensão obtidas para os 5 provetes do geocompósito *GC50*. Nesta figura está de igual forma representada a curva média do ensaio. A determinação da curva média foi efectuada através do ajuste de um polinómio de 5º grau à curva força-extensão referente a cada provete. A importância da definição de uma curva média prende-se essencialmente com a necessidade de estabelecer comparações, nomeadamente em termos de comportamento dos diferentes materiais, do efeito da taxa de deformação e do efeito de solicitações cíclicas.

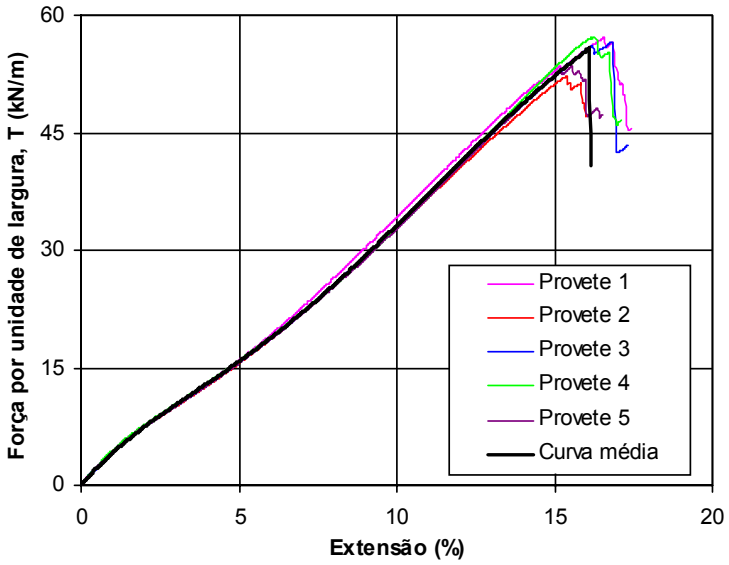


Figura 10.15 – Curvas força-extensão obtidas para o geossintético *GC50* e curva média correspondente.

Da análise da Figura 10.15 conclui-se que as curvas força-extensão apresentam uma ligeira concavidade e que a rotura é do tipo frágil. Na Figura 10.16 ilustram-se dois instantes do ensaio de tracção deste material: imediatamente antes da rotura (Figura 10.16a) e no instante seguinte (Figura 10.16b). Nos resultados publicados por diversos autores, nomeadamente por Bathurst & Cai (1994), Ashmamy & Bourdeau (1996), Ling *et al*. (1998) e Kongkitkul *et al*. (2004a; b), constata-se que quando o polímero constituinte do geossintético é o poliéster, a curva força-extensão apresenta esta concavidade. Para isolar este efeito, atribuído ao polímero constituinte, ensaiou-se, como será descrito posteriormente, apenas um filamento de poliéster retirado do geocompósito em análise. À parte da ligeira concavidade, pode admitir-se que o comportamento deste geocompósito é aproximadamente linear.

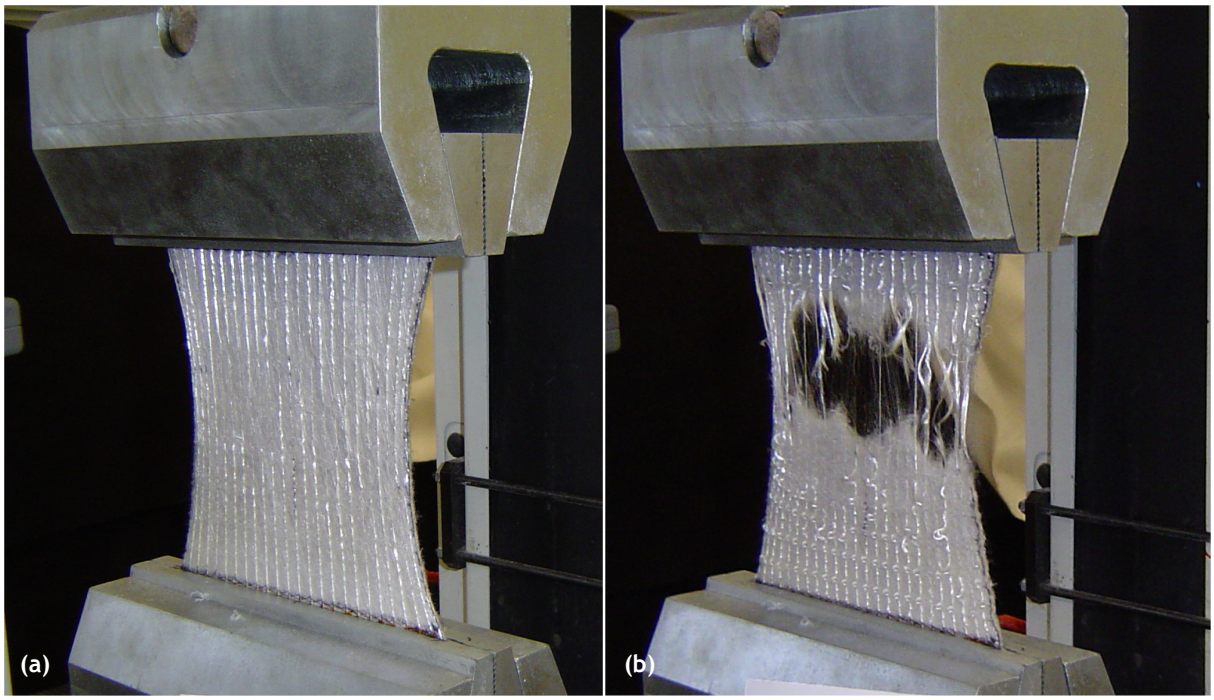


Figura 10.16 – Dois instantes do ensaio de tracção de amostras com 200 mm de largura: a) imediatamente antes da rotura; b) no instante seguinte.

Os resultados do ensaio encontram-se resumidos no Quadro 10.1. Apresentam-se ainda os valores médios e o coeficiente de variação de cada uma das grandezas quantificadas e ilustradas na Figura 10.14. O valor médio da resistência à tracção ultrapassa a resistência nominal do material (50 kN/m), mas não é atingido o valor da resistência máxima apresentado na ficha do produtor (63 kN/m). Em termos de extensão para a qual é atingida a resistência máxima, o valor médio (16,1%) ultrapassa o valor indicado pelo produtor (13%). Porém, na última actualização da ficha do produtor, o valor indicado para a extensão correspondente à força máxima é de (13±3)%, o que significa que o valor médio da extensão obtido no ensaio só ultrapassa ligeiramente este intervalo. Admite-se que o valor registado nos ensaios possa ser ligeiramente superior ao real, em virtude da sua determinação ser baseada no afastamento entre pegas e não em leituras com extensómetros colocados no provete.

Quadro 10.1 – Resumo dos resultados do ensaio de tracção do geossintético *GC50*.

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	J_o (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	57,2	16,6	466	318	342	344
Provete 2	52,2	15,4	464	310	329	340
Provete 3	56,6	16,8	449	313	331	336
Provete 4	57,2	16,3	479	317	328	351
Provete 5	53,5	15,6	432	312	327	344
Média	55,3	16,1	458	314	331	343
Desvio Padrão	2,3	0,6	18	3	6	6
Coef. variação (%)	4,2	4,0	3,9	1,1	1,8	1,7

O valor do coeficiente de variação quer em relação à força máxima de tracção quer ao valor da extensão para a qual esta é atingida ronda os 4%. Considera-se este valor como satisfatório, evidenciando pequena variabilidade nos resultados de ensaio.

No Quadro 10.1 encontram-se, de igual forma, resumidos os valores do módulo de rigidez tangente inicial (J_o), do módulo de rigidez secante correspondente a 5% e a 10% de deformação ($J_{5\%}$, $J_{10\%}$) e do módulo de rigidez secante correspondente à força máxima (J_{Tmax}). Analisando os valores dos módulos de rigidez apresentados no Quadro 10.1, e definidos na Figura 10.14, constata-se que a redução do módulo de rigidez secante quando a força de tracção se aproxima do seu valor máximo não é muito significativa, em particular se tivermos em consideração a forma das curvas de outros geossintéticos (ver por exemplo a Figura 10.5). Este mesmo efeito de comportamento aproximadamente linear e com redução do módulo de rigidez com pouco significado é também relatado por Ashmamy & Bourdeau (1996) nos ensaios de tracção realizados sobre um geotêxtil tecido de poliéster.

Em todas as análises e comparações que se apresentam seguidamente, o comportamento força-extensão do geocompósito *GC50* será apresentado em termos da curva média ilustrada na Figura 10.15. Para evidenciar que esta se ajusta de forma adequada aos resultados dos ensaios, para além da sua representação na Figura 10.15, indicam-se no Quadro 10.2 os valores das grandezas apresentadas no Quadro 10.1 (resistência à tracção, extensão para a força máxima e módulos de rigidez) obtidos a partir desta curva e comparam-se com os valores médios das mesmas grandezas determinadas a partir dos 5 provetes do ensaio.

Quadro 10.2 – Comparação entre os resultados da curva média e a média do ensaio.

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	J_o (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Média do ensaio	55,3	16,1	458	314	331	343
Curva média	55,7	16,1	443	315	332	346

Com o objectivo de reforçar que a forma côncava da curva força-extensão resulta do polímero constituinte dos filamentos, ensaiou-se apenas um filamento de poliéster retirado deste geocompósito (Figura 10.17). Atendendo a que a resistência de um filamento é bastante reduzida, quando comparada com a resistência dos provetes de dimensões definidas pela norma EN ISO 10319, foi possível a utilização das pegas hidráulicas. Isto é, a força exigida às garras de fixação é muito menor quando se ensaiou apenas 1 filamento. Para evitar a danificação do filamento no interior das pegas e reduzir os potenciais escorregamentos, foi efectuada uma "sandwich" com um geotêxtil nas extremidades do filamento. No final destes ensaios teve-se sempre o cuidado de averiguar se eram visíveis vestígios de cola fora da "sandwich", isto é, se tinha ocorrido algum escorregamento. A rotura frágil deste material, evidenciada nas Figuras 10.15 e 10.16, é também visível na Figura 10.17b, onde se apresenta o aspecto do filamento de poliéster após a rotura.

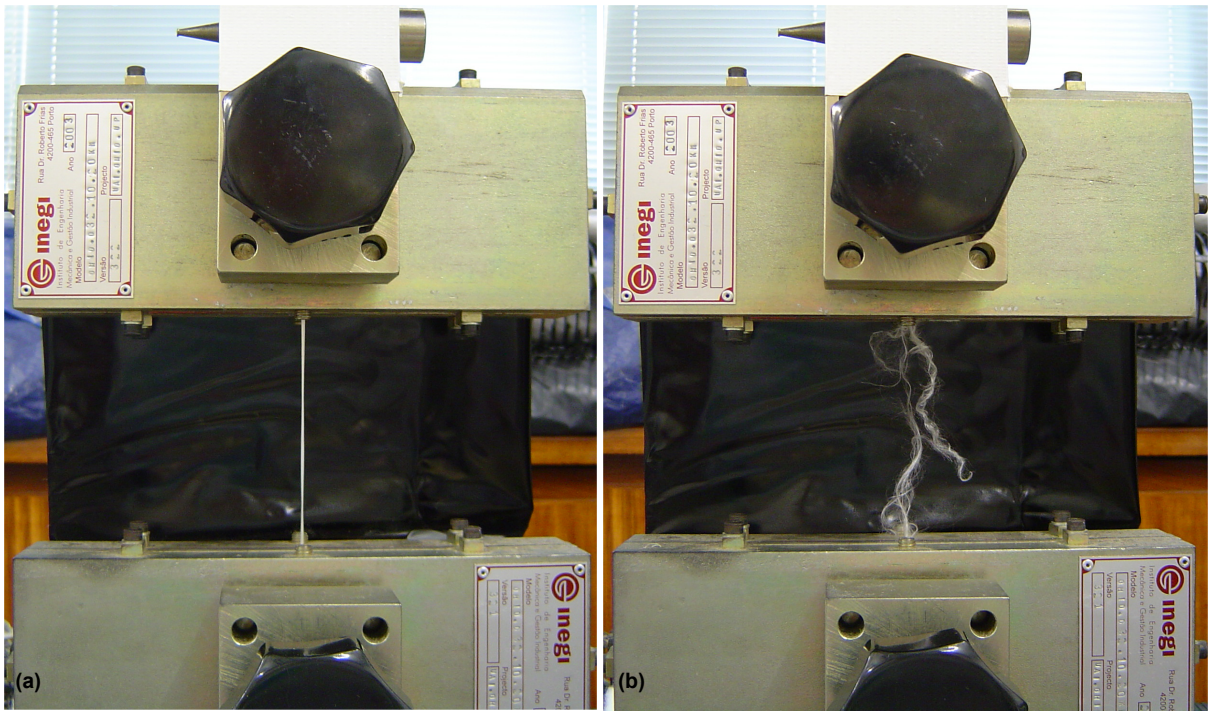


Figura 10.17 – Ensaio de tracção de um filamento de poliéster: a) durante o ensaio; b) após rotura.

Considerando o número de filamentos de poliéster presentes num metro de largura do geocompósito, estimou-se a curva força-extensão correspondente à unidade de largura. Na Figura 10.18a apresenta-se a curva média do ensaio, o módulo de rigidez tangente inicial (J_o) e o módulo de rigidez para a força máxima (J_{Tmax}). Na última linha do Quadro 10.3 resumem-se os resultados deste ensaio, tendo por base o número de filamentos de poliéster por unidade de largura. Como seria de esperar, o valor médio da resistência dos filamentos de poliéster é ligeiramente inferior (3,8%) à resistência do geocompósito. Esta diferença pode atribuir-se, essencialmente, à resistência do geotêxtil não tecido de polipropileno que serve de base a este geocompósito.

Quadro 10.3 – Resultados dos ensaios de tracção realizados sobre o geossintético *GC50*.

	Resistência à tracção			Deformação para T_{max}			Rigidez*			
Características do ensaio	Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coef. variação (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Coef. variação (%)	J_o (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
v = 20%/min EN ISO 10319	55,3	2,3	4,2	16,1	0,6	4,0	458	314	331	343
v = 2%/min (10x inferior)	56,5	0,9	1,6	18,6	0,4	2,0	340	264	288	303
v = 20%/min 1 filamento	53,2	1,5	2,8	14,4	0,6	4,0	585	356	377	376

* Valores médios

Na Figura 10.18b compara-se a curva média força-extensão estimada com base no número de filamentos, com a curva média obtida do ensaio realizado com provetes de 200 mm de largura (NP EN ISO 10319). A diferença mais significativa não se encontra no valor da resistência que, como se referiu anteriormente, é muito reduzida, mas no valor da extensão para a qual é atingido o valor máximo da força.

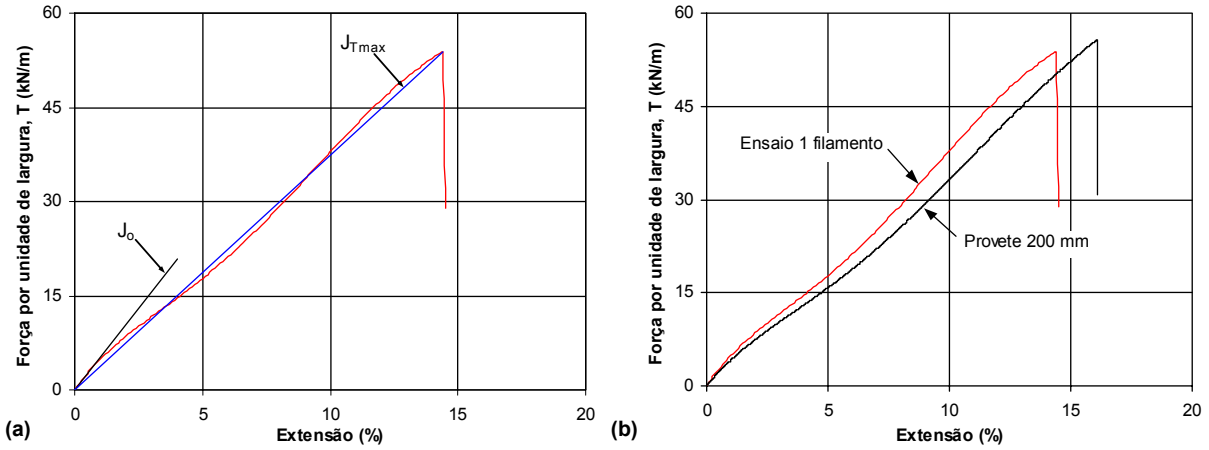


Figura 10.18 – Resultados do ensaio de um filamento de poliéster: a) estimativa da curva força-extensão por metro de largura; b) comparação com o ensaio realizado segundo a norma EN ISO 10319.

O valor médio da deformação para a força máxima obtido nos ensaios com provetes de 200 mm revelou-se, à partida, um pouco superior ao valor nominal. O facto da deformação registada ser referente ao afastamento entre pegas, por impossibilidade de utilização da leitura por via óptica em tempo real, conduz a que o valor medido possa incluir eventuais escorregamentos dos filamentos de *PET* ao longo do ensaio. Tendo presente que o nível de força aplicado durante o ensaio de um filamento é muito inferior ao nível de força no ensaio com amostras de 200 mm, compreende-se que nos primeiros os escorregamentos tenham menor significado.

Relembre-se a este propósito que Kongkitkul *et al.* (2004a) apresentam resultados de ensaios efectuados sobre um geocompósito semelhante (fornecido pelo mesmo produtor, mas com maior resistência à tracção - resistência nominal = 150 kN/m), nos quais a resistência máxima foi atingida, dependendo da velocidade de ensaio, para extensões entre 14,5% e 15,5%. Os ensaios realizados por estes autores referem-se a provetes com de 15 mm de largura, contendo apenas um filamento de poliéster. A elevada resistência deste geocompósito e o fenómeno de contracção lateral

("necking"), que na realidade não se verifica em obra, impediram, segundo os autores, a realização de ensaios em provetes de maior largura e o ensaio de um filamento isolado não permitia a colocação do transdutor.

Admite-se que o valor da extensão na rotura obtido nos ensaios com provetes de 200 mm possa ter sido ligeiramente sobreavaliado, devido a eventuais escorregamentos durante o ensaio, mas considera-se muito satisfatório o valor obtido nos ensaios efectuados sobre um filamento de poliéster.

Em termos de módulos de rigidez (Quadros 10.1 e 10.3 e Figuras 10.15 e 10.18), o módulo de rigidez secante para a força máxima tende a ser superior ao valor referente a 5% e a 10% de deformação. Ashmamy & Bourdeau (1996) referem a este propósito, que, nas amostras de geotêxtil de poliéster que ensaiaram, a redução do módulo de rigidez, quando a força de tracção se aproxima do valor máximo, é muito reduzida.

Para avaliar o efeito da velocidade de deformação no comportamento do geocompósito *GC50*, foi efectuada uma série de ensaios (com 5 provetes) com velocidade de deformação 10 vezes inferior à velocidade estabelecida na norma EN ISO 10319. Na Figura 10.19 comparam-se as curvas médias dos ensaios efectuados com velocidade de deformação de 20%/minuto e de 2%/minuto. Os resultados deste ensaio encontram-se também resumidos no Quadro 10.3.

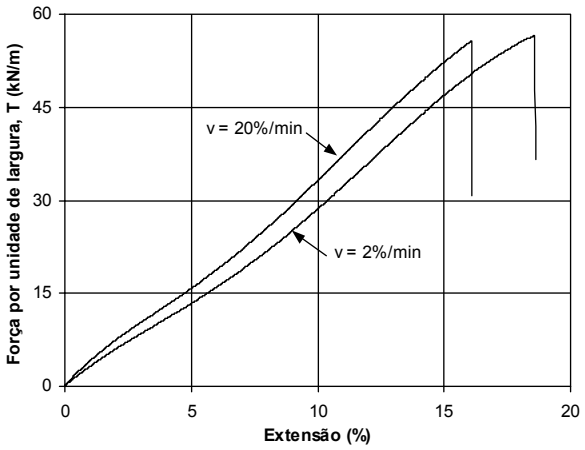


Figura 10.19 – Efeito da velocidade de deformação no comportamento do geocompósito *GC50*.

Como à partida era esperado, tendo por base resultados apresentados por outros autores (Bathurst & Cai, 1994; Boyle *et al.*, 1996; Kongkitkul *et al.*, 2004a), a mesma força de tracção é atingida para uma deformação tanto maior quanto menor for a velocidade de deformação do ensaio. Com a redução da velocidade de deformação conseguiu-se um ligeiro acréscimo da força máxima (2,2%) e uma melhoria em termos do coeficiente de variação relativo aos 5 provetes ensaiados (1,6%). Como a extensão para a mesma força de tracção aumenta, verificaram-se decréscimos da ordem dos 26% e dos 12% nos módulos de rigidez tangente inicial e no módulo de rigidez secante para a força máxima, respectivamente (Quadro 10.3).

Refira-se que os valores da rigidez, determinados através dos resultados de ensaios normalizados (EN ISO 10319 ou ASTM D 4595), são valores de rigidez quantificados segundo uma determinada norma de ensaio e não propriedades intrínsecas do material.

10.5.2 Geocompósito *GC50/50*

O geocompósito *GC50/50* é um material com filamentos de poliéster nas duas direcções e de resistência nominal igual a 50 kN/m. Os filamentos de *PET* na direcção longitudinal dispõem-se de forma semelhante aos filamentos dos geocompósitos com reforço unidireccional. Na direcção transversal, os filamentos de reforço apresentam-se mais próximos entre si e com menor espessura (Figuras 10.9c e 10.20).

Apresentam-se na Figura 10.21 as curvas força-extensão obtidas para os cinco provetes ensaiados em cada uma das direcções e as respectivas curvas médias. Os resultados destes ensaios encontram-se resumidos em termos de valores médios no Quadro 10.4.

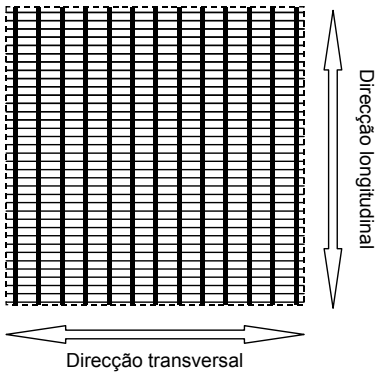


Figura 10.20 – Definição das direcções longitudinal e transversal no geocompósito *GC50/50*.

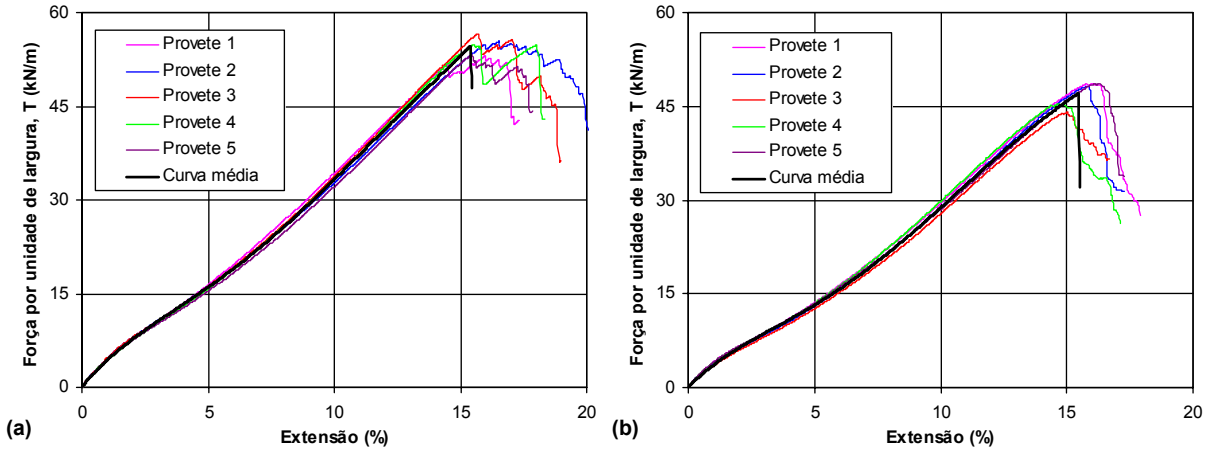


Figura 10.21 – Curvas força-extensão obtidas para o geocompósito GC50/50: a) direcção longitudinal; b) direcção transversal.

Quadro 10.4 - Resumo dos resultados dos ensaios de tracção do geocompósito *GC50/50*

	Resistência à tracção (T_{max})			**Deformação para T_{max}**			**Rigidez***			
Direcção de ensaio	Média (kN/m)	Desvio Padrão (kN/m)	Coef. variação (%)	Média (%)	Desvio Padrão (%)	Coef. variação (%)	J_o (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	J_{Tmax} (kN/m)
Direcção longitudinal	54,2	1,8	3,4	15,4	0,5	3,6	490	319	332	352
Direcção transversal	47,0	2,1	4,5	15,5	0,6	3,9	439	264	288	303

* Valores médios

Como era à partida esperado tendo por base a informação apresentada na ficha do produtor, a resistência à tracção na direcção transversal é inferior à resistência na direcção longitudinal. Porém, inesperadamente, o valor médio da resistência à tracção na direcção transversal é inferior à resistência nominal deste geocompósito. Julga-se que esta ocorrência está associada à dificuldade em garantir que o número de filamentos de *PET* na direcção transversal presentes na largura do provete (200 mm) seja realmente representativo do que se passa em um metro de largura deste material. Os filamentos de *PET* na direcção transversal são muito finos e encontram-se muito próximos (ver Figura 10.9c). Quando se cortaram os provetes para os ensaios de tracção, tentou-se garantir que o número de filamentos de reforço era igual em todos eles. Tendo em conta os coeficientes de variação apresentados no Quadro 10.4 (4,5% para T_{max} e 3,9% para ε_{Tmax}), este objectivo parece ter sido alcançado. No entanto, admite-se que o número de filamentos ensaiado possa não ter sido o mais adequado.

A norma EN ISO 10319 refere que para geotêxteis tecidos, os provetes devem ser cortados com aproximadamente 220 mm de largura e, de seguida, fazer franjas, removendo igual número de fios de cada lado, até obter a largura nominal do provete. Este procedimento, segundo a norma, ajuda a manter a integridade do provete durante o ensaio. Embora o geossintético que se ensaiou não seja um geotêxtil tecido, admite-se que, caso este procedimento tivesse sido adoptado no ensaio do geocompósito *GC50/50* na direcção transversal, retirando os fios de *PET* até que fosse conseguida a largura de 200 mm, os resultados tivessem sido mais satisfatórios.

Em relação à deformação para a qual é atingida a resistência máxima, o valor médio obtido é semelhante nas duas direcções, situando-se no intervalo definido pelo produtor 13±3 %.

Na Figura 10.22 comparam-se as curvas médias força-extensão obtidas com os geocompósitos de resistência nominal igual a 50 kN/m (*GC50* e *GC50/50* nas duas direcções). Como seria de esperar, tendo presente que o número de filamentos de reforço é o mesmo, a curva força-extensão obtida para o geocompósito *GC50/50* na direcção longitudinal é praticamente coincidente com a curva média para o geocompósito *GC50*. Porém, como se pode constatar pela análise desta figura, os provetes do geocompósito *GC50/50* romperam para menores valores de força de tracção e de extensão. Note-se (ver Figura 10.21a) que a rotura dos filamentos de *PET* no geocompósito *GC50/50* não ocorre de forma tão abrupta quanto o verificado no geocompósito *GC50* (Figura 10.15). A presença de filamentos na direcção transversal parece facilitar a redistribuição de esforços entre os filamentos na direcção principal.

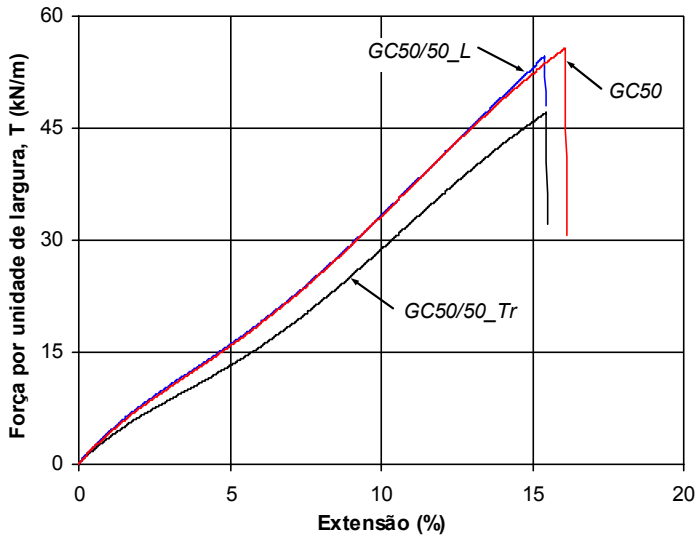


Figura 10.22 – Comparação das curvas médias força-extensão dos geocompósitos *GC50* e *GC50/50*.

A menor resistência e rigidez do geocompósito *GC50/50* na direcção transversal confirma o que anteriormente foi referido em termos da representatividade do número de filamentos de *PET* presentes nos provetes ensaiados.

10.5.3 Geocompósito *GC100*

O ensaio de tracção do geocompósito *GC100* foi, tal como se referiu em 10.4 mais complexo do que à partida se supunha. Mesmo com a introdução do varão metálico (Figura 10.13b), admite-se que possa ter ocorrido algum escorregamento dos filamentos de *PET* tendo em conta os resultados obtidos em termos de extensões.

Na Figura 10.23 apresentam-se as curvas força-extensão referentes aos cinco provetes, ensaiados de acordo com a norma EN ISO 10319, e a correspondente curva média. Os resultados do ensaio encontram-se resumidos no Quadro 10.5. Os coeficientes de variação e as próprias curvas, representadas na Figura 10.23, evidenciam baixa variabilidade de resultados, isto é, as elevadas extensões repetiram-se em todas as amostras, logo o eventual escorregamento entre garras, a ter lugar, verificou-se em todos os provetes. Em termos do valor médio da resistência à tracção, o valor atingido foi muito satisfatório, apenas ligeiramente inferior (3,1%) ao valor máximo apresentado na ficha do produtor (115 kN/m).

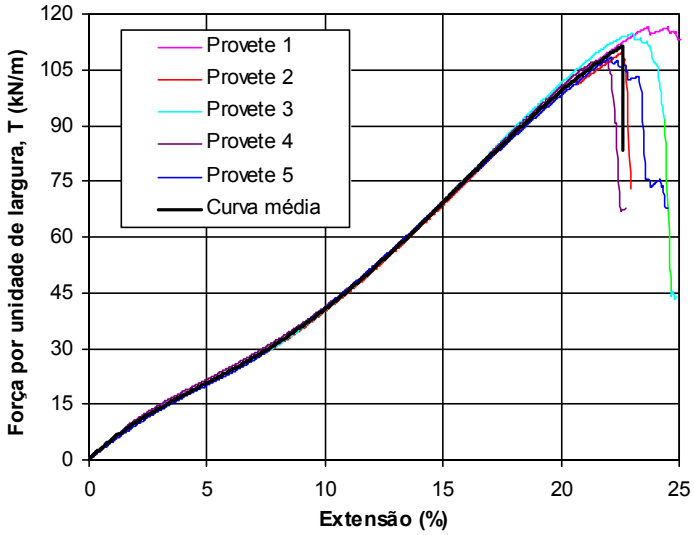


Figura 10.23 - Curvas força-extensão obtidas para o geocompósito *GC100* e curva média correspondente.

Tendo presente que os resultados, em termos de extensão, se afastaram do previsto, decidiu-se efectuar um ensaio com um fio de poliéster retirado deste geocompósito e outro ensaio com provetes de 40 mm de largura. Tal como se procedeu para o geocompósito *GC50*, com base no número de filamentos de *PET* presentes num metro de material foi estimada a resistência à tracção por unidade de largura. Os resultados dos dois ensaios adicionais encontram-se, de igual forma, resumidos no Quadro 10.5. Na Figura 10.24 comparam-se as curvas médias obtidas com amostras de 200 mm e 40 mm de largura e com um filamento de poliéster.

Nos ensaios realizados apenas com um filamento de *PET* verificou-se que, tal como era de esperar, a resistência à tracção é ligeiramente inferior, devido à contribuição do geotêxtil não tecido, que serve de base a este geocompósito. Em termos de extensão para a força máxima, os resultados obtidos consideram-se excelentes.

Quadro 10.5 – Resumo dos resultados obtidos para o geocompósito *GC100* com amostras de 40 mm e 200 mm de largura e com um filamento de *PET*.

	Provete 200 mm (EN ISO 10319)			**Ensaio 1 filamento**			**Provete 40 mm**		
	T_{max} (kN/m)	**ε_{Tmax} (%)**	**J_{Tmax} (kN/m)**	**T_{max} (kN/m)**	**ε_{Tmax} (%)**	**J_{Tmax} (kN/m)**	**T_{max} (kN/m)**	**ε_{Tmax} (%)**	**J_{Tmax} (kN/m)**
Provete 1	116,6	23,7	491	114,5	15,5	766	110,1	16,3	675
Provete 2	109,7	22,6	485	107,1	14,7	661	115,8	17,2	674
Provete 3	114,8	23,0	499	108,9	15,1	760	115,9	18,1	640
Provete 4	107,5	21,5	499	102,5	14,3	721	119,1	19,2	620
Provete 5	108,4	22,1	490	106,4	14,8	728	112,3	17,6	639
Média	111,4	22,6	493	107,9	14,9	727	114,7	17,7	649
Desvio Padrão	4,0	0,8	6	4,4	0,4	42	3,5	1,0	24
Coef. variação (%)	3,6	3,7	1,2	4,1	3,0	5,7	3,1	6,1	3,7

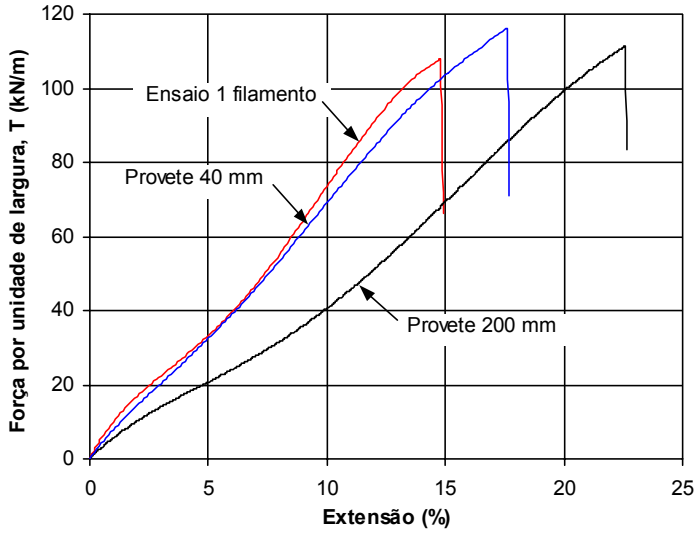


Figura 10.24 – Comparação entre as curvas força-extensão obtidos com o geocompósito *GC100* a partir de um filamento de *PET* e de amostras com 40 mm e 200 mm de largura.

Com provetes de 40 mm de largura obteve-se uma resistência à tracção praticamente coincidente com o valor apresentado na ficha do produtor e para uma extensão bastante inferior ao valor obtido com amostras de 200 mm de largura. Constata-se pela análise da Figura 10.24 que a rigidez para 5% de deformação obtida com um filamento de *PET* e com provetes de 40 mm é praticamente coincidente. Para valores da deformação superiores, verifica-se o decréscimo da rigidez com o aumento da largura do provete. O relato desta tendência surge em alguns trabalhos apresentados por outros autores (Leflaive *et al.*,1982; Rowe & Ho, 1986) em relação ao ensaio de geotêxteis tecidos.

Em obra não existem teoricamente os efeitos de contracção lateral dos geossintéticos presentes nos ensaios de tracção em laboratório. Apesar de nos provetes com 200 mm de largura os efeitos de fronteira serem menores, o facto das extensões terem sido registadas apenas pelo afastamento entre pegas, existindo a possibilidade de parte do valor da extensão ser relativo a

eventuais escorregamentos, conduz a que se considerem os resultados referentes ao ensaio de provetes com 40 mm de largura mais próximos da realidade *in situ*.

A estimativa da resistência à tracção do geocompósito a partir da resistência de um filamento de poliéster apresenta como inconvenientes, por um lado, o facto de se desprezar a contribuição do geotêxtil de base e, por outro lado, o facto de se admitir que os 5 filamentos ensaiados são representativos do que se passa na globalidade do material. No entanto, este último inconveniente também está presente, ainda que com menor significado, quando se ensaiam amostras de maior dimensão (nomeadamente 200 mm) e se admite que as amostras ensaiadas são representativas do material.

10.6 ENSAIOS CÍCLICOS

10.6.1 Descrição dos ensaios realizados

Tendo em consideração que, os três geossintéticos envolvidos no estudo experimental apresentam, tal como se viu em 10.5, um comportamento tensão-extensão semelhante, optou-se pela realização de ensaios cíclicos apenas sobre o geocompósito *GC50*.

Foram realizados ensaios cíclicos com controlo de força, a velocidade de deformação e de carregamento constantes. Para cada tipo de ensaio, efectuaram-se ensaios com características distintas (Figuras 10.25 e 10.26). Dado que a preparação dos provetes exigia que as suas extremidades fossem tratadas com uma cola de contacto, posteriormente dobradas, e que se aguardasse entre 24h e 48h para a realização do ensaio, optou-se por ensaiar apenas 3 provetes para cada ensaio cíclico.

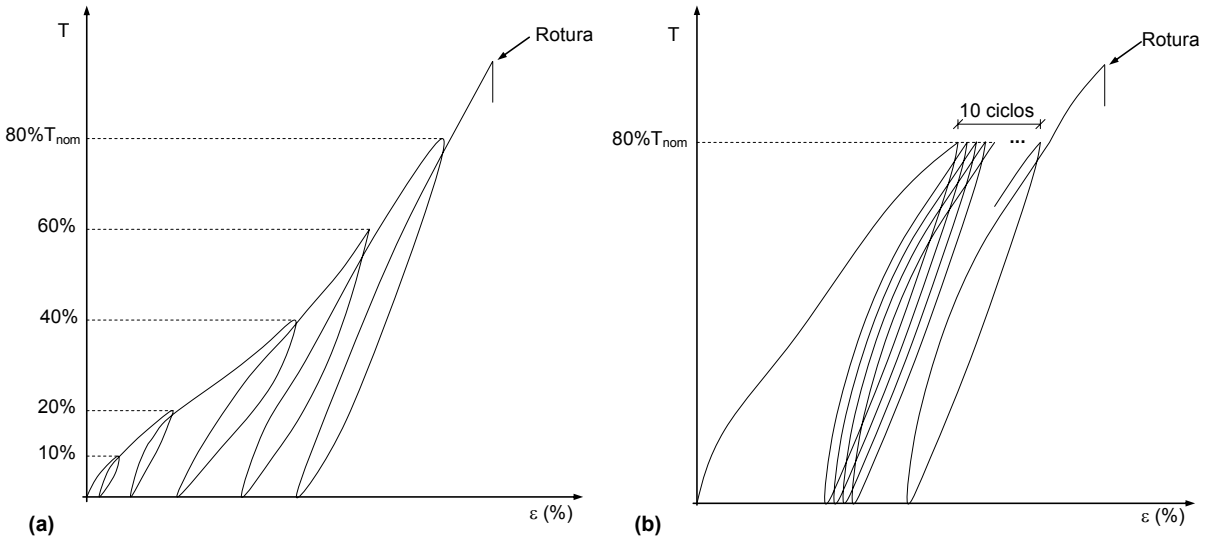


Figura 10.25 – Esquema dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de deformação constante: a) ensaio com 5 patamares descarga-recarga; b) ensaio cíclicos com um patamar.

Nos primeiros ensaios foi imposta uma taxa de deformação constante em todos os ciclos descarga-recarga. Realizaram-se ensaios com 5 escalões de descarga-recarga para 10, 20, 40, 60 e 80% da resistência nominal, com taxa de deformação de 20%/minuto e de 2%/minuto (Figura 10.25a). Realizaram-se ainda ensaios com 10 ciclos descarga-recarga num único patamar de carga, de valor igual a 80% da resistência nominal e apenas para uma taxa de deformação igual a 20%/minuto (Figura 10.25b). Nestes ensaios, o provete foi conduzido à rotura sem paragem no final dos carregamentos cíclicos.

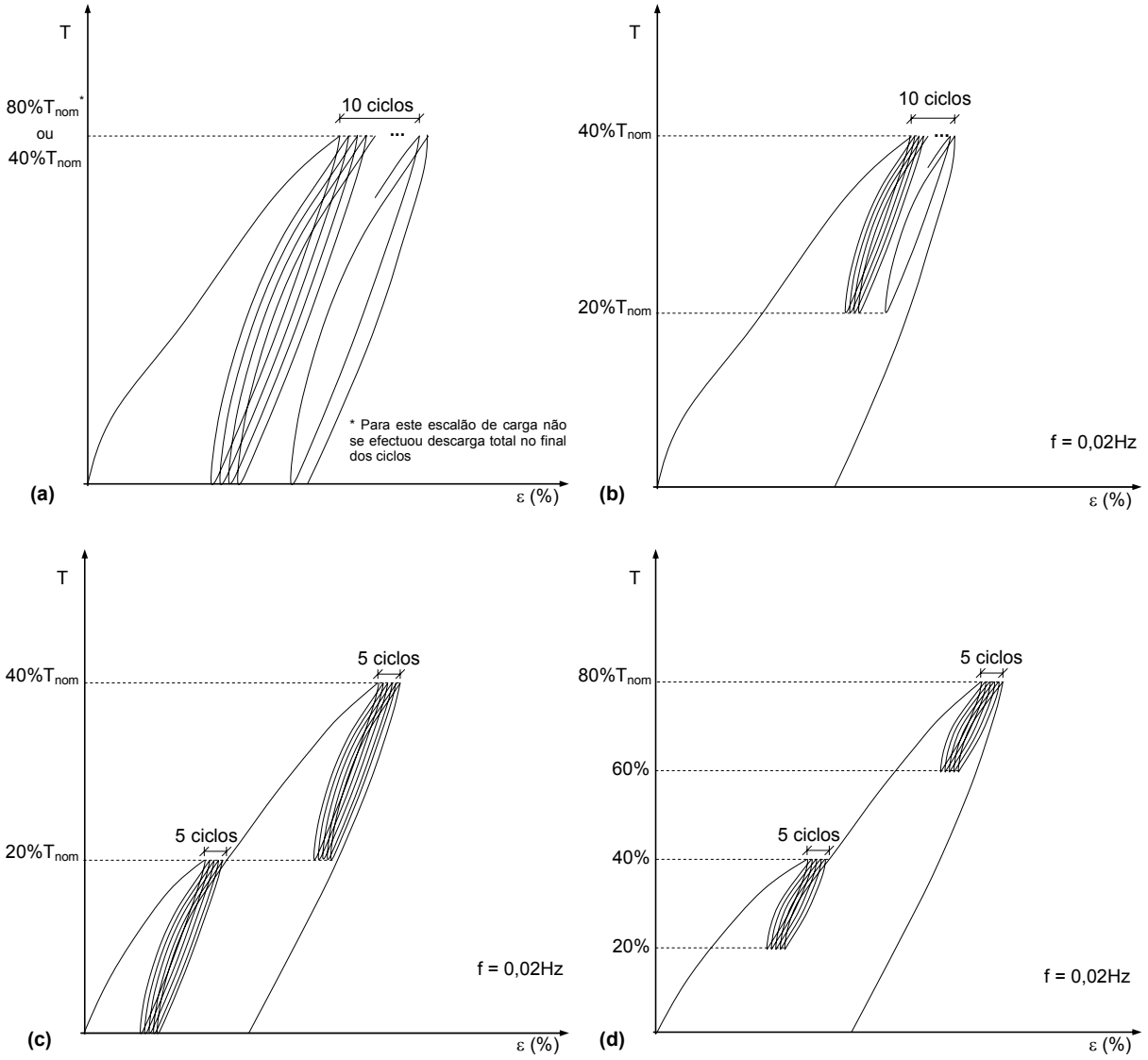


Figura 10.26 - Esquema dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de carregamento constante: a) um patamar de carga com descarga total; b) um patamar de carga sem descarga total; c) dois patamares de carga: 20% e 40% T_{nom} ; d) dois patamares de carga: 40% e 80% T_{nom}.

Nos restantes ensaios foi imposta uma taxa de variação da força aplicada por unidade de tempo constante, função do patamar de carga e da frequência do ensaio que se pretendia realizar. Realizaram-se ensaios com um ou dois patamares de carga. Nos ensaios com um patamar de carga foram realizados 10 ciclos descarga-recarga, para patamares de 40% e de 80% da resistência nominal do geocompósito (50 kN/m) com descarga total, isto é, a amplitude dos ciclos coincide com o valor do patamar de carga (Figura 10.26a). Tendo em consideração que, nas solicitações reais, a descarga não é total, para o patamar de 40% da resistência nominal foram também realizados ensaios em que a amplitude dos ciclos era igual a metade do valor do patamar (Figura 10.26b). Nos ensaios com dois patamares de carga foram realizados apenas 5 ciclos por patamar devido essencialmente a limitações do equipamento. A amplitude dos ciclos foi de 20% da resistência nominal, tendo-se realizado ensaios para os patamares de 20% e de 40% (Figura 10.26c) e de 40% e de 80% (Figura 10.26d). Exceptuando os ensaios para o patamar de 80% da resistência nominal, nos quais no final dos ciclos a amostra foi conduzida à rotura (com taxa de deformação igual a 20%/minuto), nos restantes ensaios, os provetes foram descarregados totalmente no final dos ciclos, tendo-se realizado posteriormente ensaios monotónicos com velocidade de deformação igual a 20%/minuto

até à rotura. Resumem-se no Quadro 10.6 os ensaios cíclicos realizados a velocidade de carga constante. Realizaram-se ensaios com frequências de 0,001 Hz, 0,005 Hz, 0,01 Hz, 0,02 Hz e 0,05 Hz. O intervalo de frequências dos ensaios é muito reduzido (0,001 Hz a 0,05 Hz) devido às limitações do equipamento de ensaio.

Na designação dos ensaios, apresentada no Quadro 10.6, o valor colocado após a letra "T" refere-se ao valor máximo da força por metro de largura atingido, os restantes valores, quando existem, referem-se ao valor mínimo da força e ao segundo patamar de carga. Nos ensaios com apenas um escalão de carga, após a letra "f" surge o valor da frequência de ensaio.

Quadro 10.6 – Descrição e designações dos ensaios cíclicos de tracção a velocidade de carregamento constante.

Designação do ensaio	Escalão - amplitude ($\%T_{nom}$)	f (Hz)	N.º de ciclos	Taxa de aplicação da força (N/s)	Esquema do ensaio
T80_f0,001	80-80	0,001	10	16	Figura 10.26a
T80_f0,005		0,005		80	
T80_f0,02		0,02		320	
T40_f0,005	40-40	0,005		40	Figura 10.26a
T40_f0,01		0,01		80	
T40_f0,02		0,02		160	
T40_f0,05		0,05		400	
T40-20	40-20	0,02	10	80	Figura 10.26b
T20/40-20	20/40-20	0,02	5+5	80	Figura 10.26c
T40-20/80-20	40-20/80-20	0,02	5+5	80	Figura 10.26d

Os ensaios cíclicos de tracção apresentados neste trabalho foram os primeiros ensaios deste tipo, e únicos até à data, realizados no equipamento de tracção do Laboratório de Geossintéticos da *FEUP*. Este equipamento tem sido utilizado, essencialmente, para a realização de ensaios de tracção de acordo com as normas de ensaio, isto é, ensaios a taxa de deformação constante. Porém, a análise do manual do equipamento e do *software* que o controla permitiu concluir que existia a possibilidade de realizar ensaios com velocidade de carga constante, ainda que com algumas limitações. Dado que esta potencialidade do equipamento de tracção do Laboratório de Geossintéticos nunca tinha sido anteriormente explorada, tornou-se necessário programar os procedimentos para cada ensaio que se pretendia realizar.

O *software* de controlo do equipamento permite apenas um número reduzido de fases de ensaio, de tal forma que o número máximo de ciclos era 14. Optou-se, no presente, estudo pela realização de, no máximo, 10 ciclos. Em termos de frequência de ensaio, o valor máximo depende da força máxima que se pretende atingir. Por exemplo, para o escalão de carga correspondente a 80% da resistência nominal do material, a frequência máxima que se conseguiu ensaiar foi de 0,02 Hz, a que corresponde uma taxa de variação da força de 19200 N/min (em amostras com 200 mm de largura).

Os resultados dos ensaios cíclicos de tracção são apresentados e analisados em termos de módulos de rigidez na descarga e na recarga, da deformação plástica (ε_p), da deformação acumulada ($\varepsilon_{acumulada}$) e do coeficiente de amortecimento (D) - ver Figura 10.27. Os valores da rigidez na descarga ($J_{descarga}$) e na recarga ($J_{recarga}$) apresentam-se normalizados pela rigidez relativa ao primeiro carregamento (J_1). O coeficiente de amortecimento (D) é determinado pela relação

entre as áreas esquematizadas na Figura 10.27, a que corresponde a relação entre a energia dissipada em cada ciclo e a energia elástica de deformação.

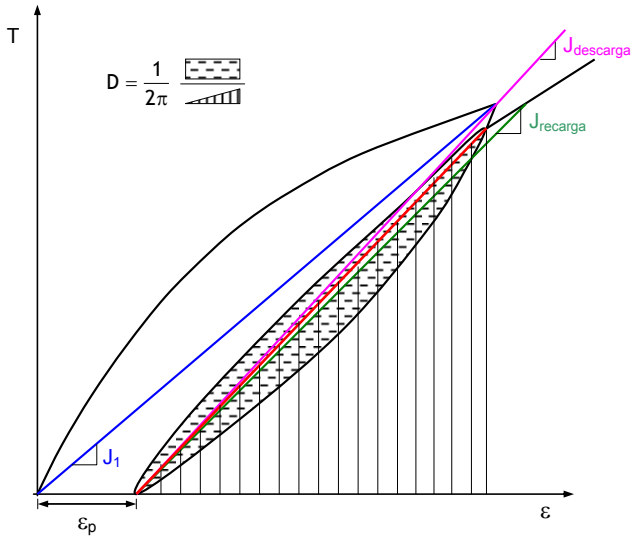


Figura 10.27 – Definição dos módulos de rigidez e do coeficiente de amortecimento nos ensaios cíclicos.

10.6.2 Ensaios cíclicos com velocidade de deformação constante

10.6.2.1 Ensaios com cinco escalões descarga-recarga

Na Figura 10.28 apresentam-se as curvas força-extensão obtidas nos ensaios cíclicos, com 5 escalões de carga, para os três provetes ensaiados, e comparam-se essas curvas com o resultado médio do ensaio monotónico. A Figura 10.28a refere-se ao ensaio realizado com taxa de deformação de 20%/minuto e na Figura 10.28b apresentam-se os resultados para 2%/minuto. No Quadro 10.7 resumem-se os resultados obtidos nos dois ensaios em termos de força máxima, extensão e módulo de rigidez respectivos, e comparam-se estes valores com os resultados dos ensaios monotónicos. A análise da Figura 10.28 e do Quadro 10.7 permitem concluir que, à excepção do "Provete 3" no ensaio para a menor velocidade, em que a deformação acumulada aumentou de forma mais significativa que nos restantes provetes e a resistência obtida foi menor, na globalidade conseguiu-se uma boa reprodutibilidade de resultados. Conclui-se que, em termos médios, o carregamento cíclico não provocou degradação da resistência do material, obtendo-se inclusivamente valores médios do módulo de rigidez secante para a força máxima praticamente coincidentes.

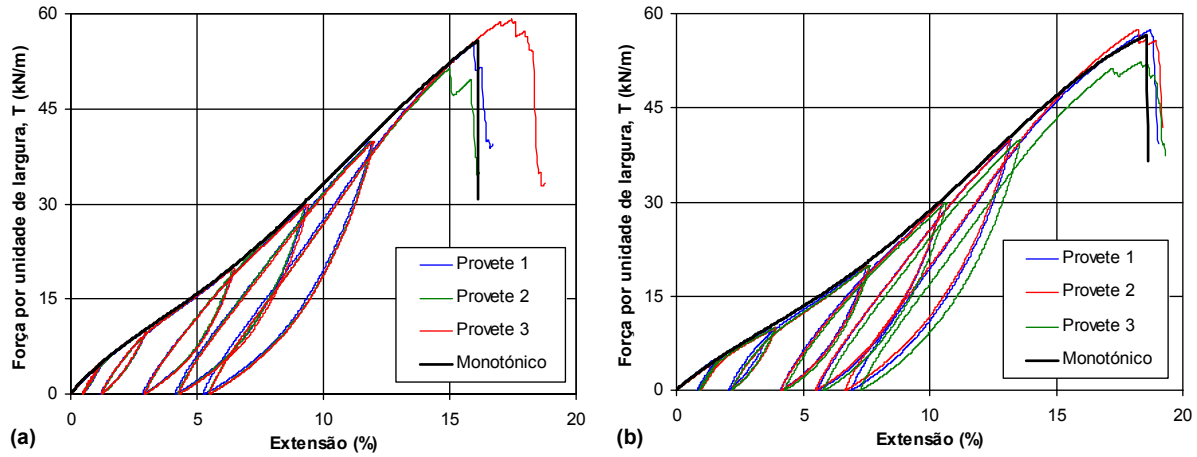


Figura 10.28 – Curvas força-extensão para os ensaios cíclicos com 5 escalões: a) taxa de deformação 20%/min; b) taxa de deformação 2%/min.

Quadro 10.7 – Força máxima e módulo de rigidez obtidos nos ensaios de descarga-recarga com 5 escalões.

	20%/minuto			2%/minuto		
	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	J_{Tmax} (kN/m)	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)	J_{Tmax} (kN/m)
Provete 1	55,3	16,0	346	57,4	18,7	306
Provete 2	51,4	15,0	342	57,5	18,2	315
Provete 3	59,1	17,5	338	52,3	18,4	285
Média	55,2	16,1	342	55,7	18,4	302
Ensaio monotónico						
Média	55,3	16,1	343	56,5	18,6	303

Apresentam-se na Figura 10.29 os valores médios dos módulos de rigidez na descarga e na recarga, em função do escalão de carga onde se efectua o ciclo descarga-recarga, para os dois valores da taxa de deformação ensaiados. O facto dos ensaios de descarga-recarga manterem uma envolvente com a forma côncava, evidenciada nos ensaios monotónicos, conduz a que se verifique inicialmente o decréscimo nos módulos de rigidez com o aumento do escalão onde se efectua a descarga de 10% para 20% da resistência nominal, seguindo-se um ligeiro acréscimo dos mesmos quando o escalão de descarga-recarga aumenta. Este acréscimo no módulo de rigidez resulta da tendência da curva força-extensão nos ensaios cíclicos se aproximar da curva do ensaio monotónico, isto é, para um dado valor da deformação, a rigidez na descarga e na recarga é muito superior à rigidez referente a essa mesma deformação em carregamento monotónico. Na Figura 10.30a apresenta-se o módulo de rigidez na recarga normalizado pela rigidez do primeiro carregamento (ver Figura 10.27). Constata-se que, no ensaio realizado com a taxa de deformação de 2%/minuto o módulo de rigidez na recarga, exceptuando o valor relativo ao primeiro ciclo descarga-recarga, é cerca de duas vezes superior ao valor referente ao primeiro carregamento. O menor valor deste factor de rigidez ($J_{recarga}/J_1$), para o escalão de carga mais baixo, prende-se com o facto da rigidez inicial neste escalão ser bastante superior aos restantes valores. No ensaio realizado impondo a deformação de 20%/minuto, verifica-se que o factor de rigidez, $J_{recarga}/J_1$, aumenta com o escalão de carga onde se efectua o ciclo descarga-recarga. Exceptuando os dois escalões iniciais, a rigidez na recarga é cerca de 1,7 vezes superior ao valor da rigidez no primeiro carregamento.

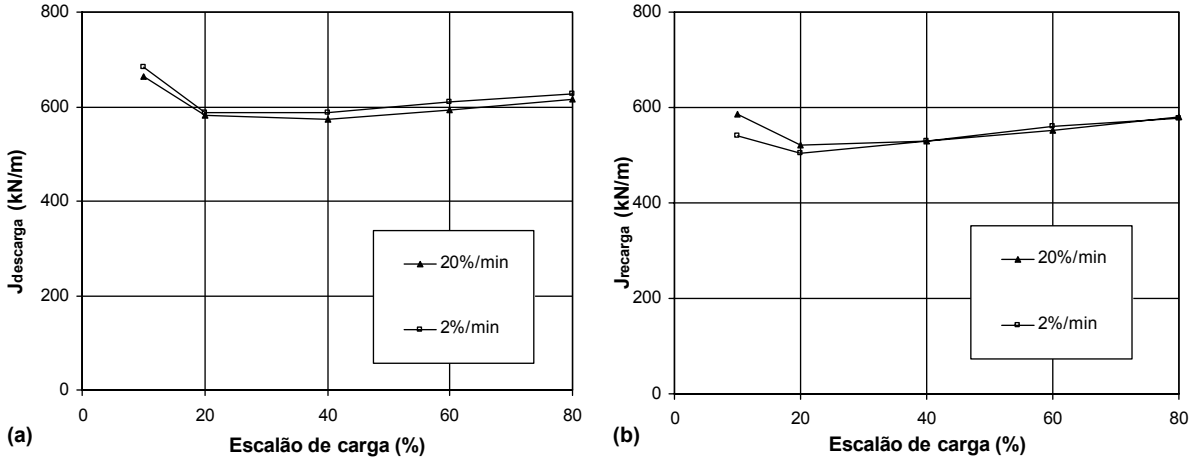


Figura 10.29 – Módulos de rigidez em função do escalão de carga: a) rigidez na descarga; b) rigidez na recarga.

Apresenta-se, na Figura 10.30b, a deformação acumulada por ciclo nos diferentes escalões de carga. Define-se deformação acumulada como a diferença entre a extensão na recarga e a extensão para a qual se iniciou o ciclo de descarga. Como seria de esperar, a deformação acumulada aumenta com o escalão onde se realiza o ciclo e, tal como o apresentado na Figura 10.28, assume valores superiores no ensaio mais lento. O comportamento do "Provete 3" neste ensaio justifica o aumento mais acentuado entre os escalões 60% e 80% da resistência nominal.

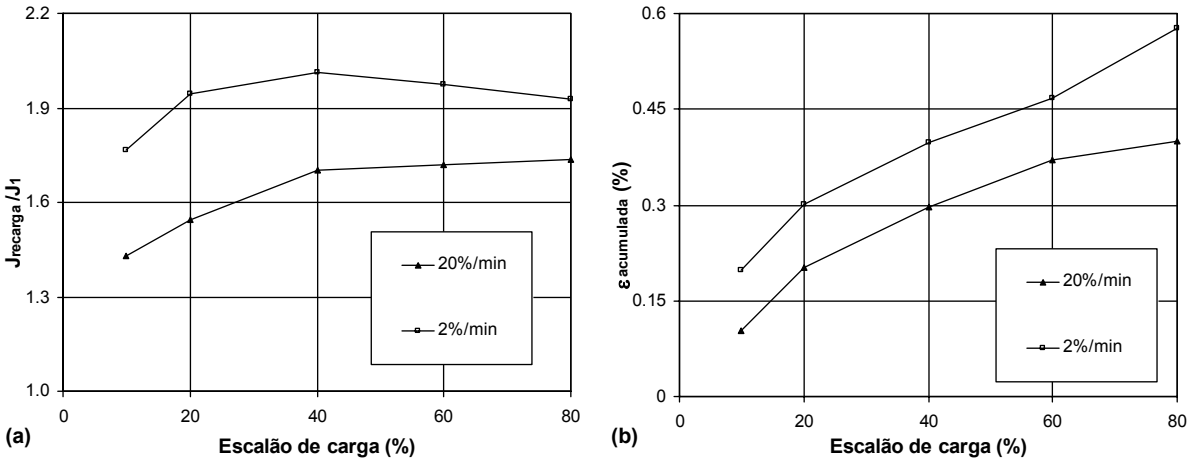


Figura 10.30 – Ensaios com 5 escalões de carga: a) factor de rigidez na recarga ($J_{recarga}/J_1$); b) deformação acumulada.

A deformação plástica, ε_p, e o coeficiente de amortecimento, D, referentes a cada ciclo descarga-recarga encontram-se representados na Figura 10.31. A deformação plástica aumenta, de forma quase linear, com o escalão de carga sendo, como também se pode ver na Figura 10.28, superior no ensaio com menor taxa de deformação. Note-se, a título de exemplo, que, quando se efectua a descarga após se ter atingido 80% da resistência nominal deste material, a deformação residual média é da ordem dos 7%, quando o carregamento e a descarga se processaram a 2% de deformação por minuto, e de cerca de 5,4%, quando o ciclo foi efectuado com 20% de deformação por minuto.

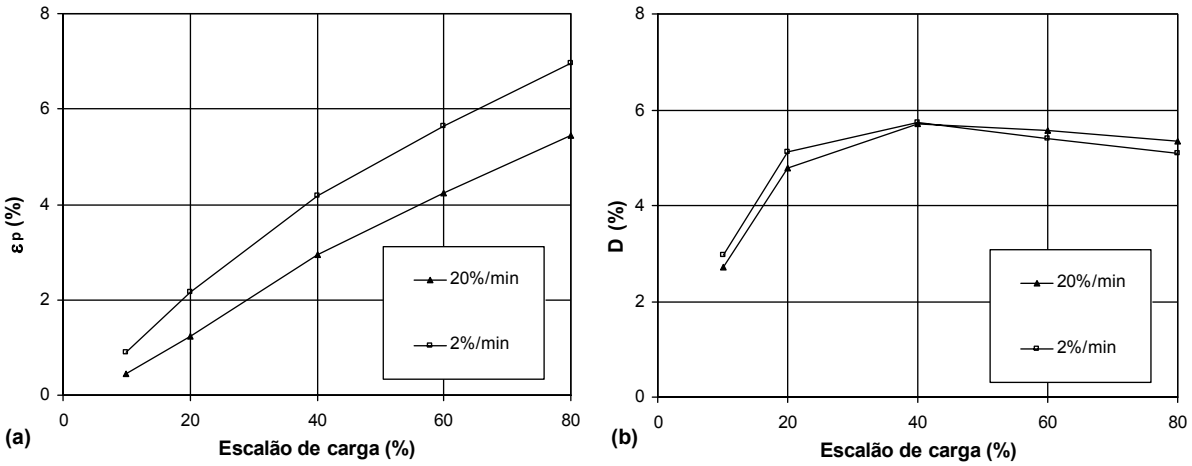


Figura 10.31 – Ensaios com 5 escalões de carga: a) deformação plástica; b) coeficiente de amortecimento.

Analisando a Figura 10.31b, constata-se que o amortecimento não aumenta com o escalão de carga. Independentemente da velocidade do ensaio, o valor máximo do amortecimento é atingido quando o ciclo descarga-recarga se efectua para uma força igual a 40% da resistência nominal e é da ordem dos 5,7%. A energia dissipada no ciclo de descarga-recarga aumenta com o escalão de carga. Porém, a forma da curva força-extensão conduz a que o acréscimo da energia elástica de deformação seja tal que o quociente entre os valores destas grandezas não cresça continuamente com o escalão de carga.

Este tipo de evolução entre o amortecimento e o escalão de carga apenas aparece referenciado na bibliografia por Ling *et al*. (1998), que relatam que a análise dos resultados de uma geogrelha de *PET* evidenciou que o amortecimento para o escalão de carga de 20% da carga máxima é superior ao valor referente ao escalão de 80%.

Com o objectivo de avaliar a relação entre o nível de deformação e o módulo de rigidez na descarga, o módulo de rigidez na recarga e o coeficiente de amortecimento, apresenta-se na Figura 10.32 os valores destas grandezas em função da extensão do material quando se inicia a descarga (extensão na descarga), $\varepsilon_{descarga}$. Nesta figura encontram-se ainda esquematizadas as rectas que melhor se ajustam aos pontos representados.

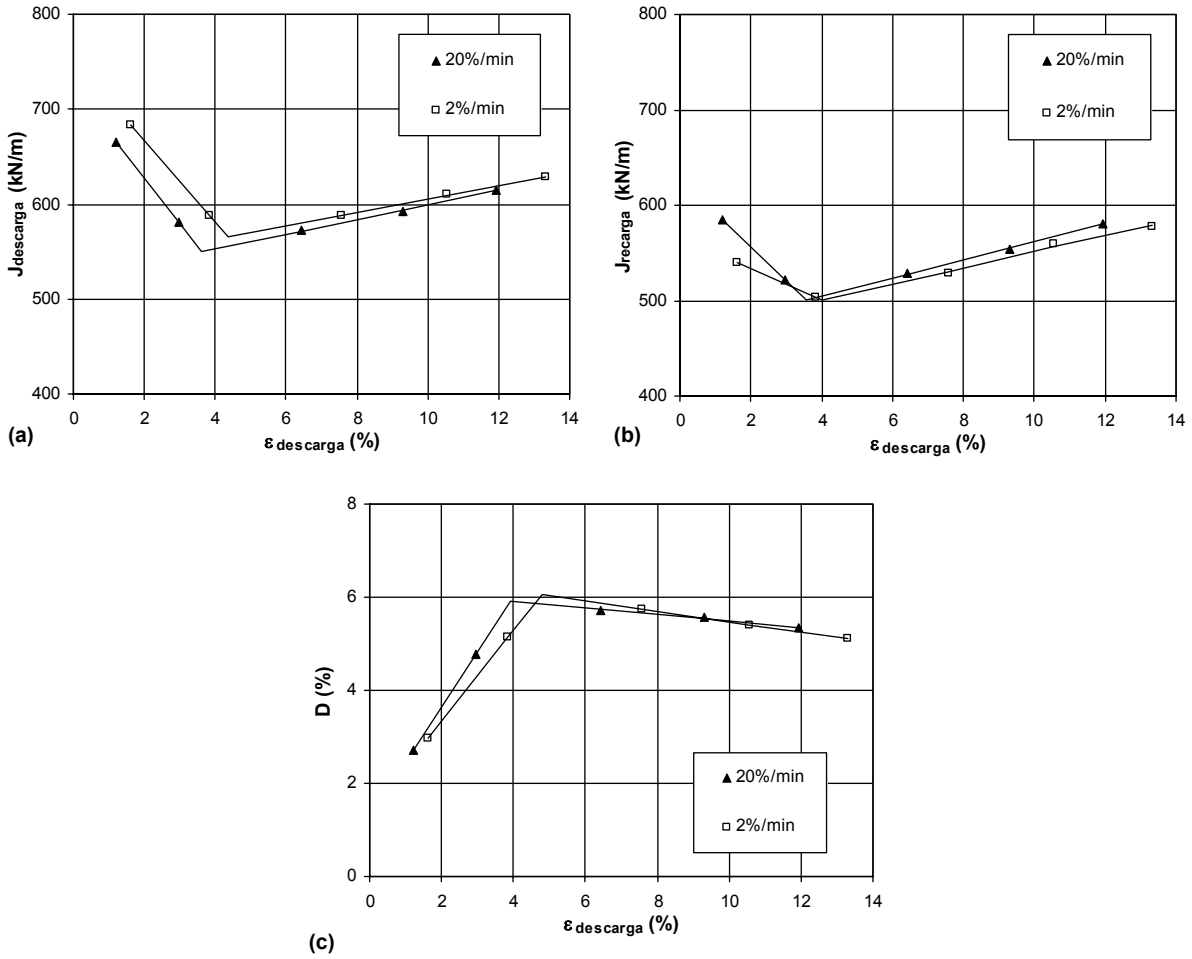


Figura 10.32 – Efeito do nível de deformação sobre: a) o módulo de rigidez na descarga; b) o módulo de rigidez na recarga; c) o coeficiente de amortecimento.

Da análise da Figura 10.32 constata-se que os módulos de rigidez na descarga e na recarga decrescem com o nível de deformação até um determinado valor da extensão na descarga,

aumentando de seguida de forma aproximadamente linear. O valor da extensão para a qual se verifica esta quebra de andamento depende da velocidade de deformação, aumentando com o seu decréscimo e é praticamente coincidente, em particular para o ensaio com maior taxa de deformação, para o módulo de rigidez na descarga e na recarga. No ensaio realizado a 20% de deformação por minuto, o valor da deformação que marca esta quebra é praticamente coincidente com o ponto de inflexão da curva força-extensão do ensaio monotónico. O mesmo não se verifica no ensaio mais lento, dado que o ponto de inflexão da curva no ensaio monotónico se verifica sensivelmente para o mesmo valor da extensão (da ordem dos 3,6%) e, tal como se pode observar nas Figura 10.32a e b, a quebra de andamento ocorre para maiores deformações.

No ensaio realizado para 20% de deformação por minuto, os dois primeiros ciclos de descarga-recarga são efectuados para valores da extensão menores que o valor que define o ponto de inflexão da curva do ensaio monotónico e os três ciclos seguintes têm lugar para deformações superiores a este valor. No caso do ensaio mais lento, o segundo ciclo de descarga-recarga ocorre para uma deformação média da ordem dos 3,8%, valor superior, mas muito próximo, ao valor da extensão que define o ponto de inflexão da curva força-extensão dos ensaios monotónicos. Este facto conduz a que a quebra nas rectas apresentadas nas Figura 10.32a e 10.32b não coincida com o ponto de inflexão no caso do ensaio mais lento.

Na Figura 10.32c ilustra-se a evolução do coeficiente de amortecimento com o nível de deformação. A evolução é semelhante à descrita anteriormente para os módulos de rigidez, verificando-se, no entanto, que o amortecimento começa por aumentar com o nível de deformação até um determinado valor da extensão na descarga, invertendo esta tendência para valores superiores da deformação. Os valores da extensão que definem esta quebra de andamento são um pouco superiores aos valores encontrados para os módulos de rigidez.

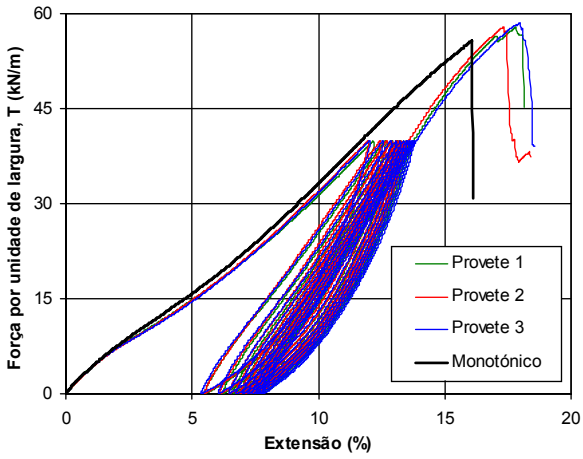
10.6.2.2 Ensaio com um escalão de carga

No ensaio cíclico com taxa de deformação constante e com apenas um patamar de carga (esquematizado na Figura 10.25b) foram efectuados 10 ciclos de descarga-recarga, impondo a velocidade de deformação de 20%/minuto. Após os 10 ciclos, o provete foi conduzido à rotura, sem que se tenha efectuado qualquer paragem. Na Figura 10.33 apresentam-se as curvas força-extensão obtidas com os três provetes ensaiados e resumem-se os resultados em termos de força máxima e extensão respectiva. Nesta figura as curvas força-extensão são ainda comparadas com a curva média do ensaio monotónico. Constata-se que o primeiro carregamento se afasta ligeiramente da curva média do ensaio monotónico. Não se detectou qualquer motivo para este facto, pelo que se atribui esta ocorrência à própria variabilidade do material.

Em termos de resistência, tal como se referiu no ponto anterior, o carregamento cíclico não provocou qualquer degradação, verificando-se inclusivamente um ligeiro acréscimo (da ordem dos 4,5%) no valor médio da resistência.

Na Figura 10.34 resumem-se os valores médios do módulo de rigidez na descarga (Figura 10.34a) e na recarga (Figura 10.34b), normalizados pela rigidez do primeiro carregamento (J_1), em função do número de ciclos. Constata-se que a rigidez na descarga e na recarga tendem a aumentar com o número de ciclos, assumindo aproximadamente o dobro do valor da rigidez do primeiro carregamento ao fim de 8 ciclos.

A deformação acumulada por ciclo de descarga-recarga e a deformação plástica ou residual na descarga apresentam-se na Figura 10.35. A linha a traço interrompido na Figura 10.35a representa o valor da deformação acumulada no ensaio com 5 escalões de descarga-recarga



	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)
Provete 1	**56,9**	**17,9**
Provete 2	**57,9**	**17,3**
Provete 3	**58,5**	**18,0**
Média	**57,8**	**17,7**

Figura 10.33 – Curvas força-extensão e resumo de resultados em termos de força máxima para o ensaio cíclico com um escalão de carga (80%T_{nom}).

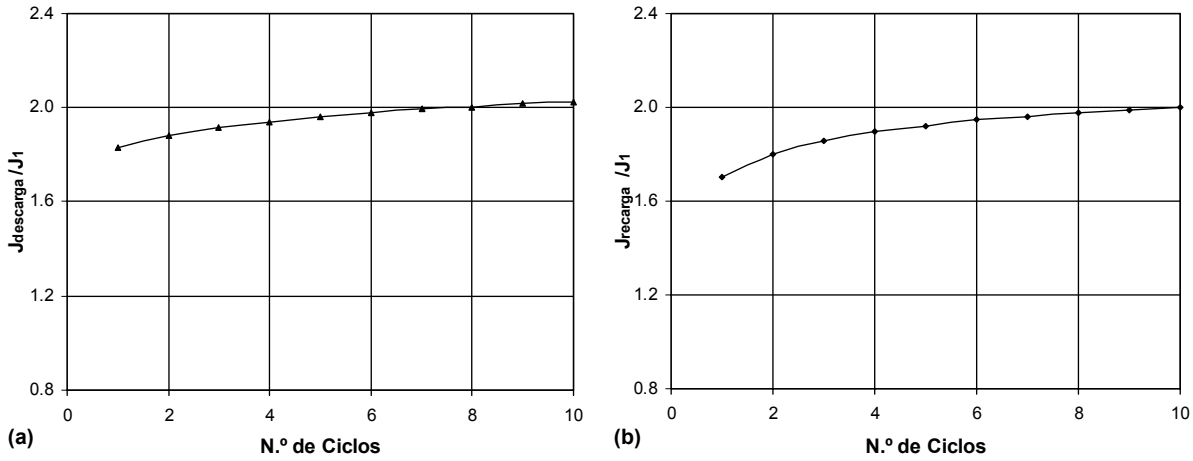


Figura 10.34 – Ensaio a velocidade de deformação constante. Rigidez normalizada em função do número de ciclos: a) $J_{descarga}/J_1$; b) $J_{recarga}/J_1$.

referente ao mesmo escalão de carga. Na Figura 10.35b apresenta-se a traço interrompido a deformação residual relativa ao mesmo ensaio e ao escalão referidos. Note-se que estes valores se referem a um único ciclo de descarga-recarga à força de 80% de resistência nominal.

As deformações acumulada e residual tendem a aumentar com o número de ciclos, sendo superiores ao valor referente ao ensaio com 5 escalões de carga. Note-se que, no ensaio com 5 escalões, a descarga não é efectuada a partir de um carregamento monotónico, isto é, a amostra já tem deformações acumuladas no ramo da carga, apresentando algum endurecimento.

Nas Figuras 10.35c e 10.35d apresenta-se a deformação acumulada por ciclo e a deformação residual em escala semi-logarítmica. Nestas figuras encontram-se ainda representadas as rectas que melhor se ajustam aos pontos apresentados. Constata-se que a evolução da deformação acumulada com o logaritmo do número de ciclos é aproximadamente linear e que a deformação residual varia linearmente com o número de ciclos em escala logarítmica. Os coeficientes de determinação obtidos, r^2, são 0,9885 e 0,9999, respectivamente.

Embora os valores dos coeficientes de determinação e as Figuras 10.35c e 10.35d indiciem uma correlação linear, em especial no que diz respeito à deformação plástica ou residual, considera-se que o número de ciclos que se conseguiu realizar é insuficiente para generalizar esta conclusão a um número mais alargado de ciclos de descarga-recarga.

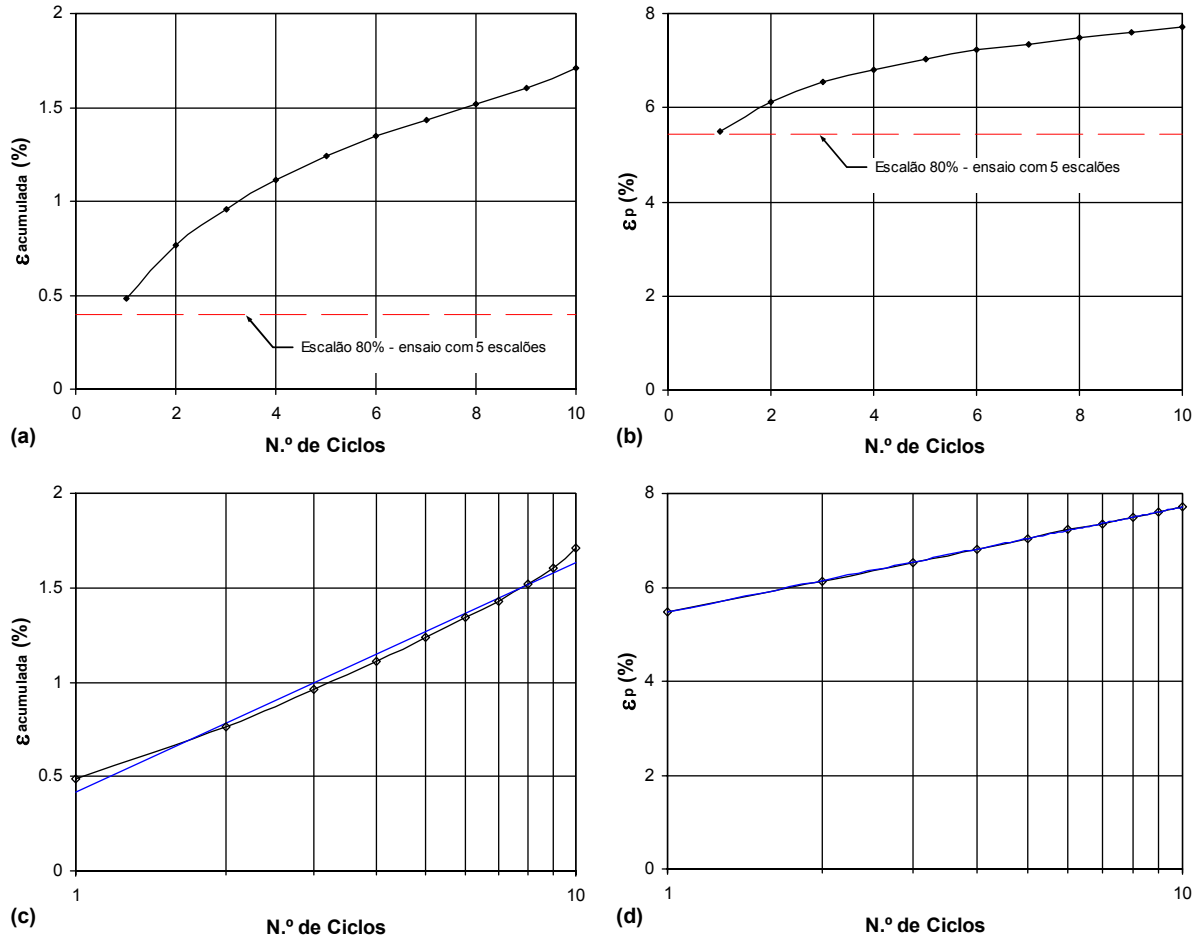


Figura 10.35 – Ensaio a taxa de deformação constnate: a) deformação acumulada por ciclo; b) deformação plástica ou residual; c) deformação acumulada em escala semi-logarítmica; c) deformação residual em escala semi-logarítmica;

Sobre a forma como varia a deformação acumulada com o número de ciclos descarga-recarga efectuados aparecem, como se referiu em 10.2, opiniões distintas na bibliografia. Carrubba *et al.* (2003) concluem que a deformação acumulada em ensaios cíclicos de geogrelhas de *PEAD* varia linearmente com o logaritmo do número de ciclos. Porém, Ling *et al.* (1998) defendem que a evolução da deformação acumulada com o número de ciclos é do tipo hiperbólico.

O coeficiente de amortecimento em função do número de ciclos efectuados apresenta-se na Figura 10.36. A linha a traço interrompido refere-se ao ensaio com 5 escalões de descarga-recarga. Da análise desta figura conclui-se que o amortecimento tende a diminuir com o número de ciclos, sendo inferior ao valor obtido no ensaio com 5 escalões. Apresenta-se a evolução do amortecimento com o número de ciclos em escala logarítmica na Figura 10.36b. Analisando esta figura poderá afirmar-se que o amortecimento varia linearmente com o logaritmo do número de ciclos quando são realizados até 10 ciclos de descarga-recarga. O número reduzido de ciclos realizados não permite extrapolar esta conclusão.

Em relação à forma como o coeficiente de amortecimento varia com o número de ciclos, Carrubba *et al.* (2003), tendo realizado até 100 000 ciclos, em geogrelhas de *PEAD*, concluem que após cerca de 10 ciclos, o amortecimento se mantém aproximadamente constante. Ling *et al.* (1998) apresentam resultados referentes a 100 ciclos e concluem que o amortecimento tende a diminuir com o número de ciclos de carregamento.

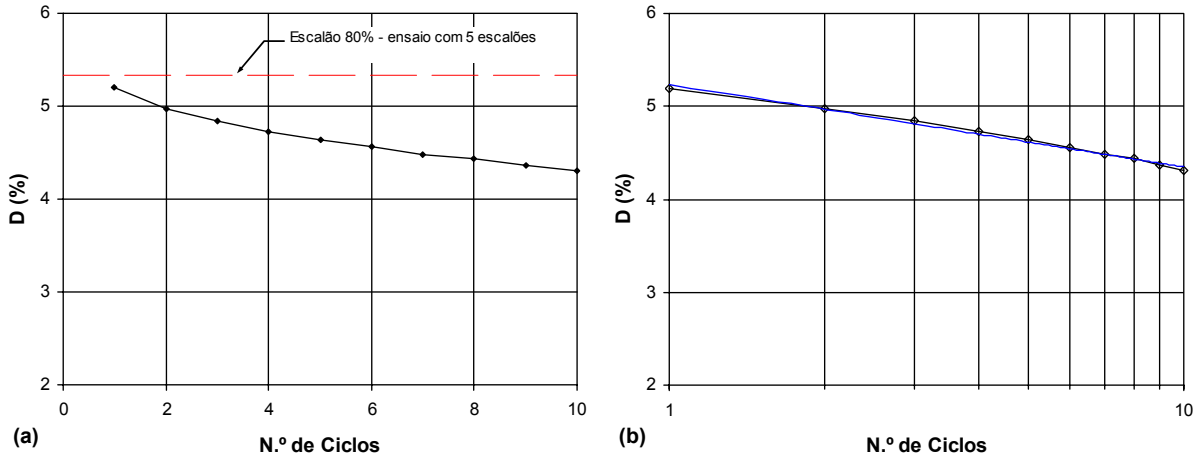


Figura 10.36 - Ensaio com controlo de deformação. Coeficiente de amortecimento por ciclo descarga-recarga: a) escala linear; b) escala semi-logarítmica.

10.6.3 Ensaios cíclicos com velocidade de carregamento constante

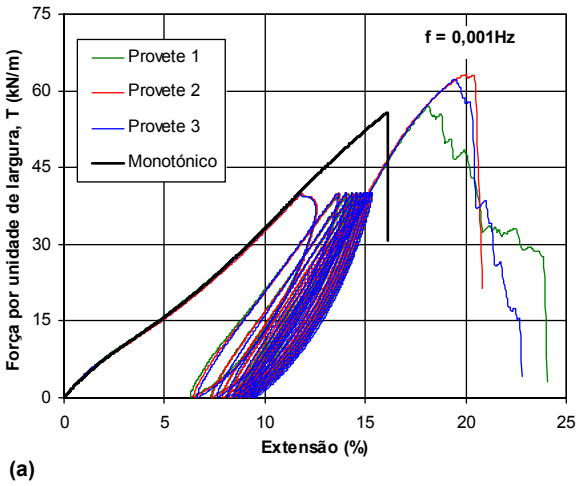
10.6.3.1 Ensaios cíclicos com um escalão de carga

Como se referiu em 10.6.1, realizaram-se ensaios cíclicos com velocidade de carregamento constante com um patamar de carga e com descarga total, isto é, a amplitude dos ciclos coincide com o valor do escalão de carga, ensaios cíclicos com um patamar de carga em que a amplitude dos ciclos é igual a metade da carga máxima atingida e ensaios cíclicos com dois patamares de carga em que, pelo menos num dos patamares, a descarga não é total (ver Figura 10.26).

Nos ensaios cíclicos com um patamar de carga e com descarga total, efectuaram-se ensaios com amplitude igual a 40% e 80% da resistência nominal do material (T_{nom}). Nos ensaios de amplitude igual a 80%T_{nom}, os provetes foram submetidos a 10 ciclos, sendo de seguida conduzidos à rotura, com taxa de deformação igual a 20%/minuto, sem qualquer interrupção do ensaio. Na Figura 10.37 apresentam-se as curvas força-extensão referentes aos ensaios designados por T80_f0,001 e T80_f0,02. Nestas figuras encontra-se ainda representada a curva média dos ensaios monotónicos realizados sobre amostras de 200 mm de largura, com velocidade de deformação de 20%/minuto. Apresenta-se também um resumo com a força máxima e a deformação para a qual esta ocorre para os três provetes ensaiados e a respectiva média de valores.

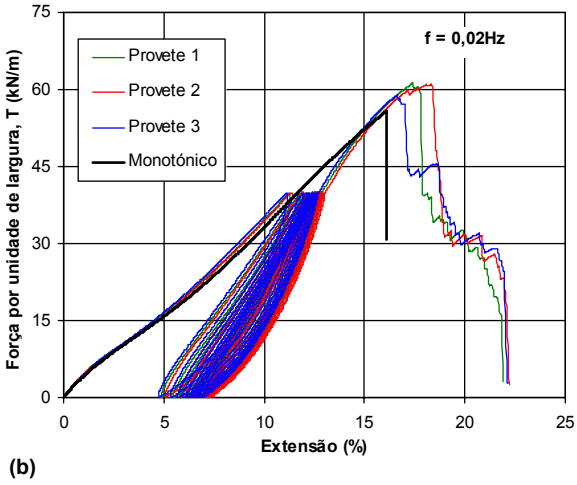
O primeiro carregamento no ensaio realizado para frequência de 0,001 Hz (Figura 10.37a) acompanha a curva média do ensaio monotónico. Para a frequência de ensaio de 0,02 Hz, verifica-se que as deformações no primeiro carregamento são ligeiramente inferiores aos valores referentes à curva média do ensaio monotónico. Este comportamento só pode ser atribuído à própria variabilidade do material, dado que em qualquer dos ensaios, com o objectivo de permitir efectuar estas comparações, o primeiro carregamento é sempre efectuado em controlo de deformação para a velocidade de 20%/minuto.

Em termos da resistência à tracção do material e, tal como se referiu no ponto anterior, os carregamentos cíclicos efectuados não provocaram a sua degradação, verificando-se inclusivamente que, em termos médios, a resistência do material aumenta entre 0,5% e 10%. A comparação entre as Figuras 10.37a e 10.37b realça que as deformações acumuladas no ensaio mais lento (f = 0,001 Hz) são bastante superiores aos valores registados no ensaio com f = 0,02 Hz. Este facto conduz a que a força máxima seja atingida para um nível de deformação tanto mais elevado quanto mais lento é o ensaio.



(a)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)
Provete 1	**57,1**	**18,1**
Provete 2	**63,3**	**20,0**
Provete 3	**62,3**	**19,5**
Média	**60,9**	**19,2**



(b)

	T_{max} (kN/m)	ε_{Tmax} (%)
Provete 1	**61,2**	**17,4**
Provete 2	**60,9**	**18,1**
Provete 3	**58,9**	**16,7**
Média	**60,3**	**17,4**

Figura 10.37 – Curvas força-extensão e resumo dos resultados em termos de resistência: a) ensaio T80_f0,001; b) ensaio T80_f0,02.

A frequência de ensaio tem particular influência sobre as deformações registadas no primeiro ciclo de descarga-recarga. Na Figura 10.38 ilustra-se o primeiro ciclo de descarga-recarga para as diferentes frequências de ensaio e para o escalão de carga 80%T_{nom} (Figura 10.38a) e 40%T_{nom} (Figura 10.38b). Este efeito prende-se com a variação da velocidade do carregamento. Como já se referiu, em todos os ensaios de velocidade de carga constante, o primeiro carregamento foi efectuado com velocidade de deformação de 20%/minuto. Ao ser atingido o valor pré-definido para o patamar de carga (40%T_{nom} ou 80%T_{nom}), a descarga é efectuada para uma velocidade inferior. Para velocidades de descarga muito baixas, nomeadamente, para o ensaio T80_f0,001, com 16 N/s, e para o ensaio T40_f0,005, com 40N/s, a extensão continua a aumentar durante um período considerável, mesmo com o decréscimo da força de tracção a que o provete se encontra submetido. Desta forma, quanto menor for a frequência de ensaio, maiores são as deformações acumuladas no primeiro ciclo.

As deformações acumuladas por ciclo de descarga-recarga, para as diferentes frequências de ensaio, apresentam-se na Figura 10.39. As Figuras 10.39a e 10.39c referem-se ao escalão de 80%T_{nom} e as Figuras 10.39b e 10.39d dizem respeito ao escalão de 40%T_{nom}.

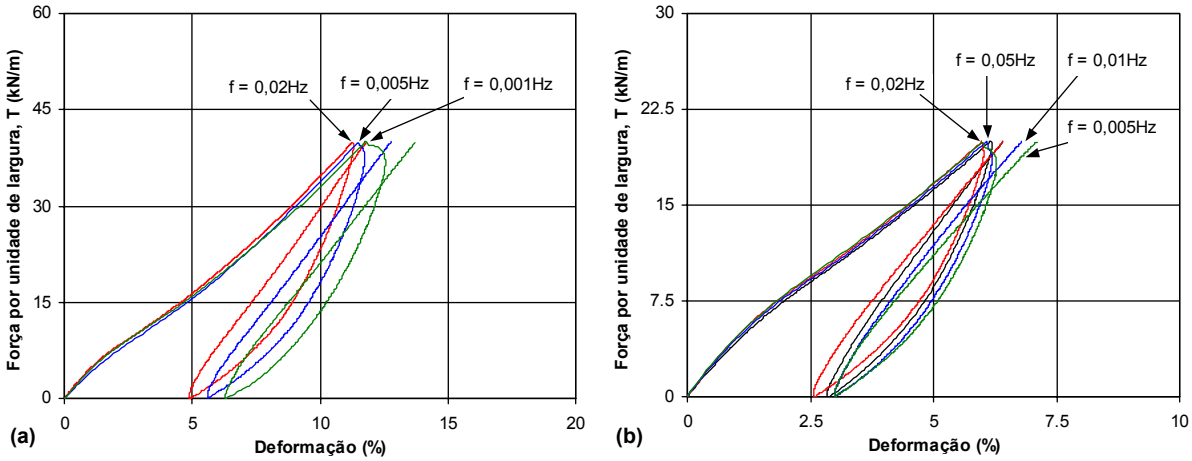


Figura 10.38 – Efeito da frequência no primeiro ciclo de descarga-recarga: a) escalão 80%T_{nom}; b) escalão 40%T_{nom}.

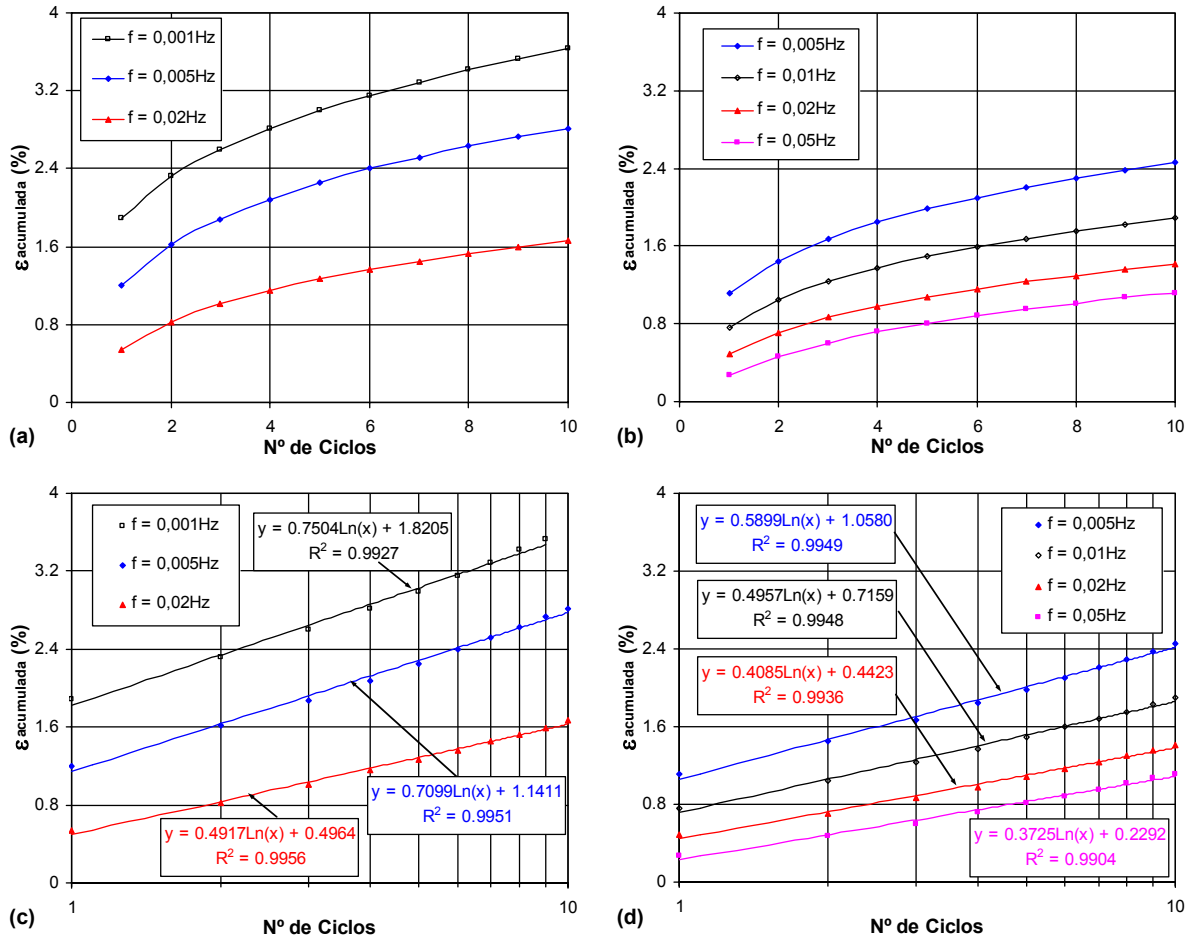


Figura 10.39 – Efeito da frequência de ensaio sobre as deformações acumuladas por ciclo: a) c) escalão 80%T_{nom}; b) d) escalão 40%T_{nom}.

Pela análise da Figura 10.39, constata-se que as deformações acumuladas, tal como acontece para o primeiro ciclo de descarga-recarga, aumentam com o decréscimo da frequência de ensaio. Efectuando a representação da deformação acumulada em função do número de ciclos em escala logarítmica (Figuras 10.39c e 10.39d), conclui-se que esta varia de forma aproximadamente linear e que a taxa de incremento da deformação acumulada com o logaritmo do número de ciclos (valor do declive da recta de melhor ajuste) é tanto maior quanto menor a frequência de ensaio.

Na Figura 10.40 apresentam-se os módulos de rigidez na descarga e na recarga, normalizados pelo valor médio da rigidez do primeiro carregamento, para os distintos valores das frequências de ensaio. Os dados apresentados nas Figuras 10.40a e 10.40b referem-se ao escalão de 80%T_{nom}, enquanto as Figuras 10.40c e 10.40d dizem respeito ao escalão 40%T_{nom}.

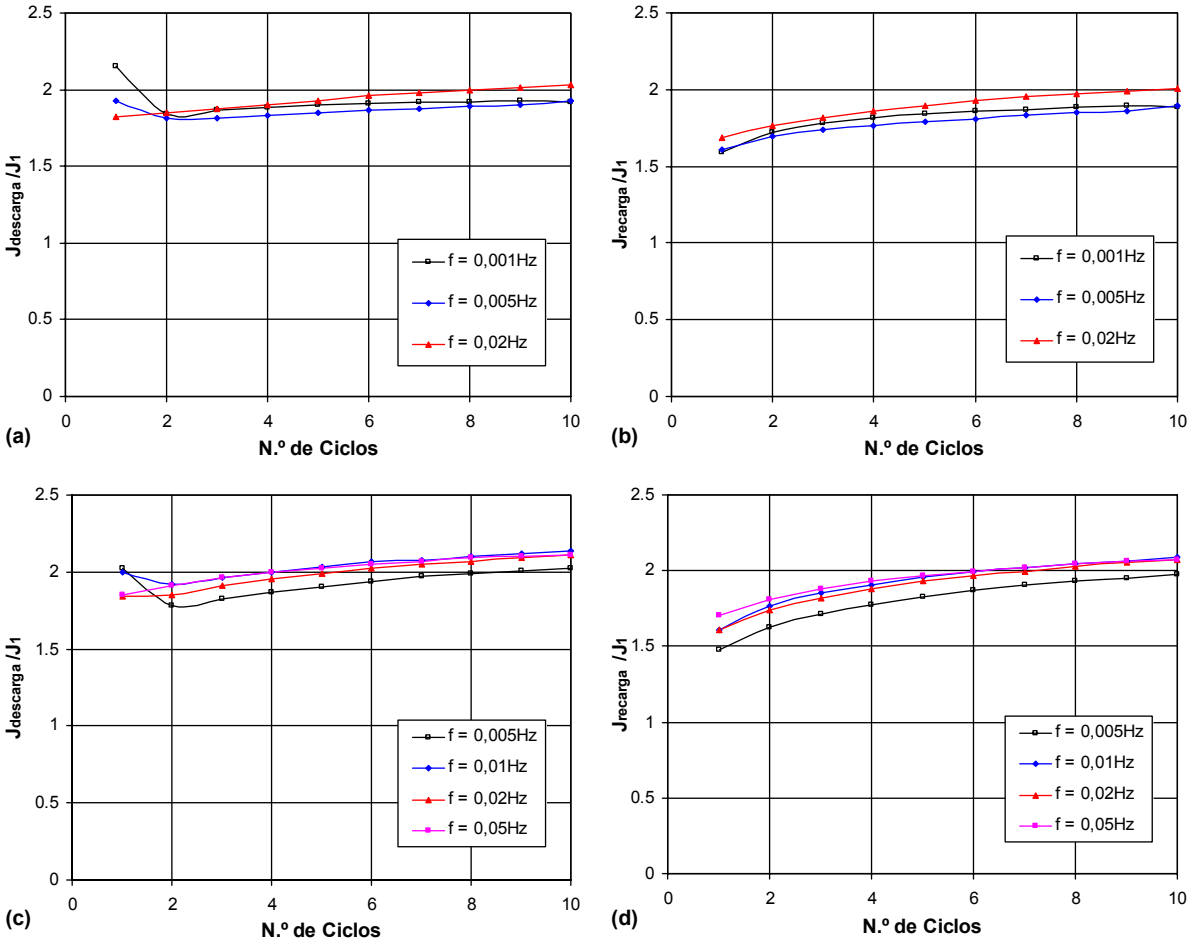


Figura 10.40 – Efeito da frequência sobre o módulo de rigidez: a) na descarga e b) na recarga para o escalão 80%T_{nom}; c) na descarga e d) na recarga para o escalão 40%T_{nom}.

Como se concluiu em 10.6.2.2, nos ensaios com taxa de deformação constante, o módulo de rigidez na recarga tende a aumentar com o número de ciclos. Exceptuando o primeiro ciclo de descarga-recarga, onde o comportamento é muito sensível à frequência de ensaio, verifica-se a mesma tendência para o módulo de rigidez na descarga.

Tendo em consideração a forma como foi definido o módulo de rigidez na descarga (Figura 10.27), compreende-se que, nos ensaios mais lentos, o seu valor na primeira descarga seja superior ao valor que assume nos restantes ciclos. Como se referiu anteriormente, na primeira descarga, em particular nos ensaios mais lentos, a extensão continua a aumentar durante um período considerável. Desta forma, tal como está esquematizado na Figura 10.41, o módulo de rigidez na descarga ($J_{descarga}$) assume um valor mais elevado. Definindo o módulo de rigidez na descarga a partir do ponto de intersecção entre os ramos de descarga e de recarga ($J_{descarga}$*), o valor obtido torna-se ligeiramente inferior ao valor calculado para ao segundo ciclo, sendo possível desta forma concluir que o módulo de rigidez na descarga tende também a aumentar com o número de ciclos. Porém, esta definição do módulo de rigidez não poderá referir-se exclusivamente à

descarga, dado que na sua determinação é envolvido o ramo de recarga. Esta será uma definição possível para um módulo de rigidez de descarga-recarga. Refira-se que o módulo de rigidez de descarga-recarga, determinado de acordo com o descrito anteriormente ($J_{descarga}$* na Figura 10.41) é praticamente coincidente com o módulo de rigidez na recarga em todos os ensaios realizados.

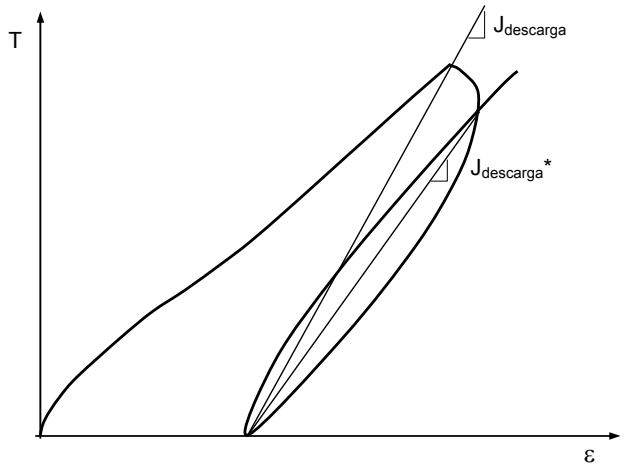


Figura 10.41 – Esquema justificativo para o elevado valor do módulo de rigidez na primeira descarga nos ensaios mais lentos.

Em termos globais e tendo em consideração a gama de frequências ensaiadas, poderá afirmar-se que o efeito da frequência sobre os módulos de rigidez na descarga e na recarga não é muito significativo. No ensaio para o escalão 80%T_{nom}, os módulos de rigidez são praticamente coincidentes, verificando-se a tendência para que os valores da rigidez no ensaio mais rápido (T80_f0,02) sejam ligeiramente superiores. Da análise dos resultados referentes ao escalão 40%T_{nom} (Figura 10.40c e d) verifica-se que os resultados para os três valores mais baixos da frequência (0,01 Hz; 0,02 Hz e 0,05 Hz) são muito próximos, surgindo valores da rigidez ligeiramente inferiores para a frequência mais baixa (0,005 Hz). A título exemplificativo, para reforçar a ordem de grandeza das diferenças mais significativas, refira-se que o valor médio do módulo de rigidez na recarga é de 630 kN/m, no 4º ciclo do ensaio T40_f0,05, e 580 kN/m, para o mesmo ciclo no ensaio T40_f0,005, uma diferença da ordem dos 8%.

Bathurst & Cai (1994) tendo realizado ensaios com frequências num intervalo muito mais alargado (entre 0,1 Hz e 3,5 Hz), chegaram a uma conclusão semelhante em relação ao efeito da frequência sobre o módulo de rigidez de descarga-recarga.

Analisando o efeito do valor da carga máxima aplicada ao geossintético (valor do escalão de carga), constata-se que os módulos de rigidez na descarga e na recarga tendem a ser superiores para o menor valor da solicitação. Compare-se, por exemplo, os resultados dos ensaios T80_f0,005 e T40_f0,01, apresentados na Figura 10.40, em que a taxa de aplicação da força é igual (ver Quadro 10.6), verificando-se que os módulos de rigidez obtidos no ensaio para o escalão 40%T_{nom} são superiores. A variação dos módulos de rigidez com o escalão de carga foi já analisada nos ensaios com 5 escalões de carga a velocidade de deformação constante (Figura 10.29).

Apresentam-se na Figura 10.42 os coeficientes de amortecimento para os diferentes valores das frequências de ensaio e para os dois escalões de carga (80%T_{nom} e 40%T_{nom}). Constata-se, tal como se verificou nos ensaios a velocidade de deformação constante, que o amortecimento tende a diminuir com o número de ciclos. Em relação ao efeito da frequência, os resultados do escalão 40%T_{nom} evidenciam que o amortecimento tende a diminuir com o aumento da frequência. Porém,

esta conclusão não se estende ao escalão 80%T_{nom}, onde os valores do coeficiente de amortecimento para o menor valor da frequência (f = 0,001 Hz) tendem a ser inferiores aos restantes valores ao fim do terceiro ciclo de descarga-recarga. Como se referiu anteriormente, o facto deste ensaio ser muito lento (cerca de duas horas e quarenta e cinco minutos para os 10 ciclos de descarga-recarga) conduziu a algumas particularidades em termos de resultados de ensaio.

A tendência para a evolução linear do coeficiente de amortecimento com o número de ciclos em escala logarítmica, no ensaio a velocidade de deformação constante, evidenciada na Figura 10.36b, não se verifica nos ensaios a taxa de carregamento constante.

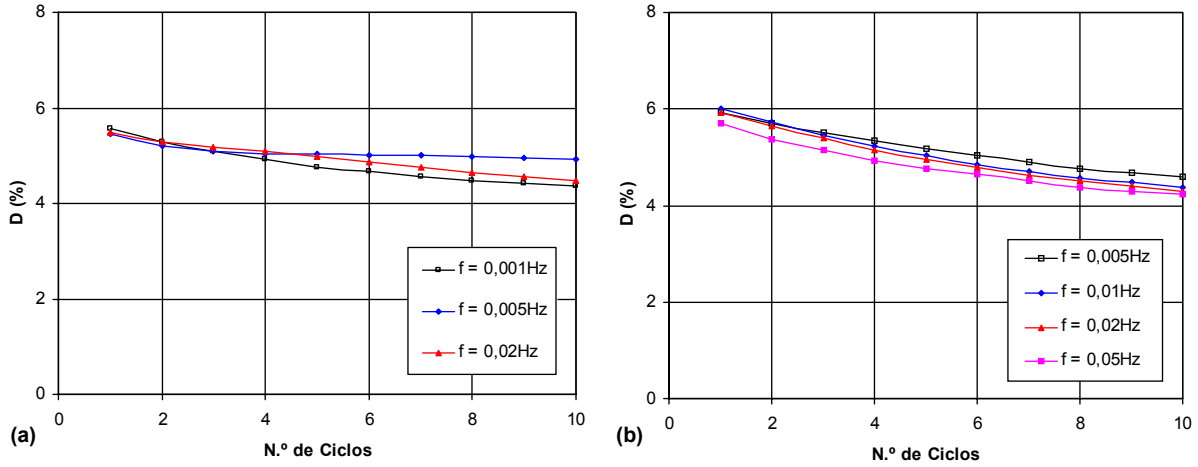


Figura 10.42 - Efeito da frequência sobre o coeficiente de amortecimento: a) escalão 80%T_{nom}; b) escalão 40%T_{nom};

10.6.3.2 Ensaios cíclicos sem descarga total

Nas solicitações reais a descarga do elemento de reforço não será, em princípio total, isto é, ocorrem flutuações de esforço de tracção em torno de um determinado valor instalado, sem que o valor mínimo seja obrigatoriamente nulo. Em termos reais, corresponderá a uma situação em que o reforço está submetido a uma carga "estática", sendo adicionalmente solicitado por uma carga dinâmica ou cíclica. Tendo em consideração este aspecto, decidiu-se efectuar uma série de ensaios em que se considerou a amplitude dos ciclos igual a metade do valor do patamar. Estes ensaios foram realizados para um só valor da frequência (f = 0,02 Hz) e para o patamar de 40% da resistência nominal (ver Quadro 10.6 e Figura 10.26).

Na Figura 10.43 comparam-se as curvas força-extensão e as deformações acumuladas por ciclo em ensaios com amplitude dos ciclos coincidente com o valor do escalão de carga (descarga total) e em ensaios onde se considerou a amplitude dos ciclos igual a metade do valor da carga máxima aplicada. Comparam-se resultados referentes à mesma frequência de ensaio (ensaios T40_20 e T40_f0,02 com f = 0,02 Hz) e ensaios realizados com a mesma taxa de aplicação de carga (ensaios T40_20 e T40_f0,01 com 80 N/s).

Na Figura 10.43a ilustram-se as curvas força-extensão para os dois ensaios realizados com a mesma taxa de aplicação de carga. Por uma questão de simplificação da figura, a curva referente ao ensaio T40_f0,02 não é apresentada. A análise desta figura permite concluir que, quando a descarga não é total, os módulos de rigidez na descarga e na recarga são superiores e que o valor médio da deformação residual no final do ensaio é inferior (4,2% no ensaio T40_20 e 5,0% no ensaio T40_f0,01).

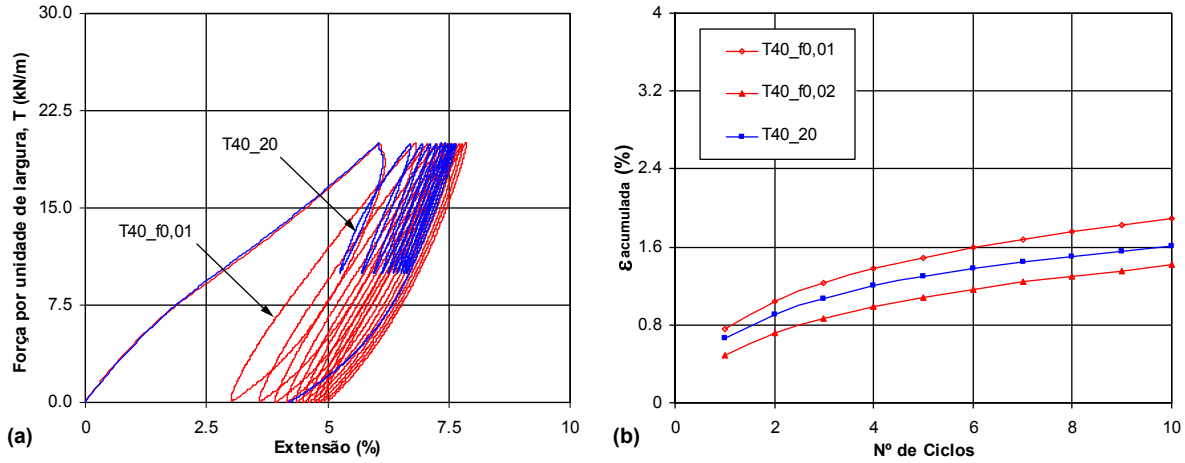


Figura 10.43 – Comparação de resultados de ensaios com e sem descarga total: a) curvas força-extensão; b) deformação acumulada.

Da análise da Figura 10.43b conclui-se que, para a mesma frequência de ensaio (ensaios T40_20 e T40_f0,02), a deformação acumulada é superior se a descarga não for total. Note-se que à mesma frequência de ensaio, como a amplitude dos ciclos é diferente, correspondem taxas de aplicação de força diferentes, isto é, no ensaio com descarga total a variação da força aplicada por unidade de tempo é superior. Como se referiu em 10.6.3.1, para a mesma amplitude dos ciclos de descarga-recarga, as deformações acumuladas tendem a ser inferiores com o aumento da frequência de ensaio, ou seja, com o acréscimo da taxa de aplicação da carga. Comparando os resultados para a mesma taxa de aplicação da força (ensaios T40_f0,01 e T40_20), conclui-se que as deformações acumuladas aumentam com a amplitude dos ciclos.

Na Figura 10.44 compara-se a curva média força-extensão referente ao ensaio T20/40_20, com dois patamares de carga e cinco ciclos por patamar, com a curva média do ensaio monotónico (Figura 10.44a) e com a curva média do ensaio T40_20 (Figura 10.44b). Constata-se que neste ensaio cíclico, a rigidez inicial tende a ser ligeiramente superior ao valor referente à curva média do ensaio monotónico (facto atribuído à variabilidade do material) e que, tal como se referiu em 10.6.2.1, após a primeira série de ciclos, quando se incrementa o escalão de carga, o material responde com uma maior rigidez, de forma a aproximar-se da curva do ensaio monotónico.

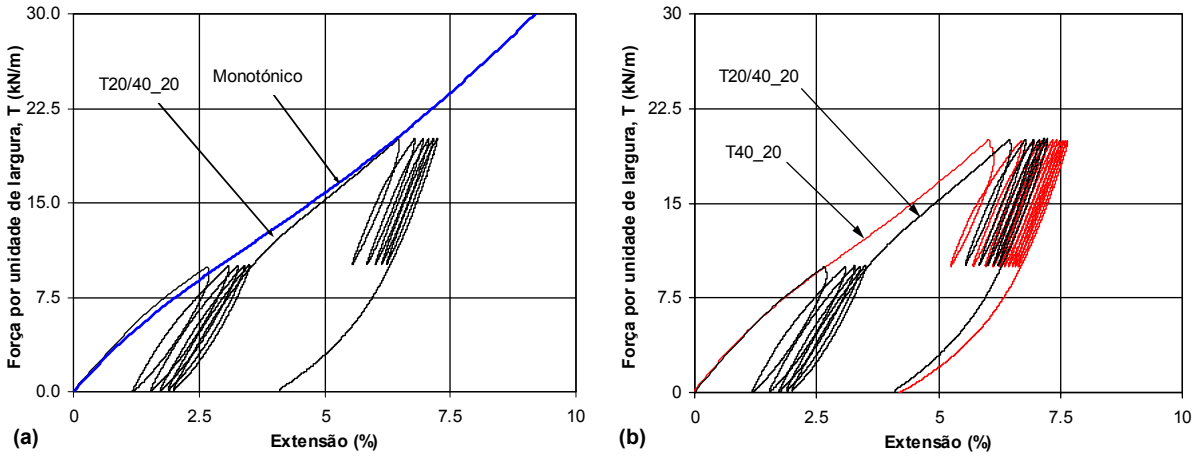


Figura 10.44 – Curva força-extensão do ensaio T20/40_20: a) comparação com a curva do ensaio monotónico; b) comparação com a curva do ensaio T40_20.

Nos ensaios T40_20 e T20/40_20, os provetes foram submetidos ao mesmo número de ciclos de descarga-recarga, com a mesma amplitude, sendo atingido o mesmo valor da carga máxima. No ensaio T40_20 os ciclos foram efectuados para o mesmo escalão de carga, enquanto no ensaio T20/40_20 foi efectuado um carregamento cíclico prévio para um valor inferior da força de tracção. Analisando o efeito deste carregamento prévio (Figura 10.44b), constata-se que, pelo facto de existirem deformações anteriores, quando é atingido o escalão máximo de carga, a deformação para a qual se inicia a primeira descarga é maior. No ensaio em que todos os ciclos foram realizados para o escalão de carga máximo (T40_20), os provetes sofreram maiores deformações. No entanto, dado que a rigidez apresentada na descarga total é superior quando o número de ciclos para o escalão máximo é menor (T20/40_20), a deformação residual no final dos ensaios (com ou sem carregamento cíclico prévio) é muito semelhante (4,1% e 4,25%).

A Figura 10.45 ilustra a curva força-extensão do ensaio T40_20/80_60, comparando-a com a curva referente ao ensaio monotónico (Figura 10.45a) e com a curva do ensaio T80_f0,005 realizado para a mesma taxa de aplicação de carga (Figura 10.45b).

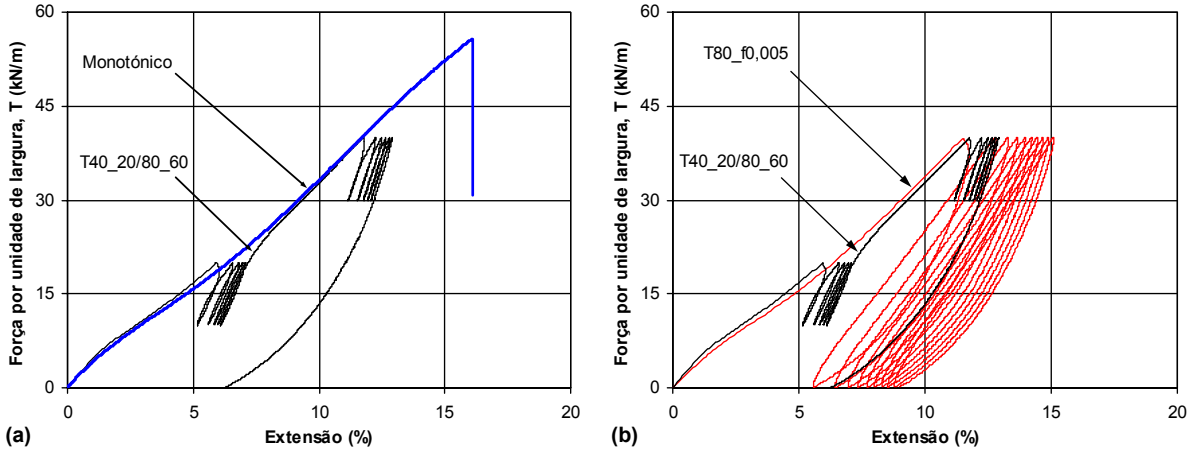


Figura 10.45 – Curva força-extensão do ensaio T40_20/80_60: a) comparação com a curva do ensaio monotónico; b) comparação com a curva do ensaio T80_f0,005.

As conclusões que podem retirar-se da análise da Figura 10.45a são semelhantes às apresentadas em relação ao ensaio T20/40_20.

Na análise da Figura 10.45b deve ter-se em consideração que, por um lado, existe um carregamento cíclico anterior ao escalão de carga máximo e, por outro lado, que a amplitude dos ciclos descarga-recarga é distinta. Como se referiu anteriormente, a existência de um carregamento cíclico prévio, pelo facto de existirem deformações anteriores, conduz ao aumento da deformação na descarga ($\varepsilon_{descarga}$) e ao decréscimo da deformação acumulada no escalão de carga máximo. Por outro lado, as deformações acumuladas aumentam com a amplitude dos ciclos, verificando-se o inverso em termos de módulos de rigidez. Da conjugação destes dois aspectos (carregamento prévio e menor amplitude dos ciclos) resulta que as deformações na descarga e as deformações acumuladas no ensaio T40_20/80_60 são muito inferiores aos valores referentes ao ensaio T80_f0,005. Após descarga total, a deformação residual média é da ordem dos 6,2% e 8,6% nos ensaios T40_20/80_60 e T80_f0,005, respectivamente, resultado da maior rigidez no ensaio com menor amplitude dos ciclos.

Na Figura 10.46 resumem-se os valores médios da rigidez na recarga em função da deformação quando se inicia a descarga, para os ensaios sem descarga total e os ensaios com os

quais estes são comparáveis. Para facilitar a interpretação da figura, dado que os valores da deformação $\varepsilon_{descarga}$ nos diversos ciclos são relativamente próximos, apresentam-se apenas os valores relativos aos 5º e 10º ciclos. Verifica-se que, tal como se referiu anteriormente, para a mesma taxa de aplicação de carga, a existência de um carregamento cíclico prévio conduz a um aumento da rigidez (comparem-se, por exemplo, os resultados dos ensaio T40_20 e T20/40_20 para o mesmo valor de $\varepsilon_{descarga}$). Mantendo a taxa de aplicação de carga, ciclos com menor amplitude conduzem a um aumento muito significativo da rigidez (comparem-se os resultados dos ensaios T40_20 com T40_f0,01 e T40_20/80_60 com T80_f0,005). A diferença mais significativa nos valores da rigidez encontra-se entre os ensaios T40_20/80_60 e T80_f0,005, dado que no primeiro se conjugam os dois factores referidos (existência de um carregamento cíclico prévio e amplitude dos ciclos quatro vezes inferior).

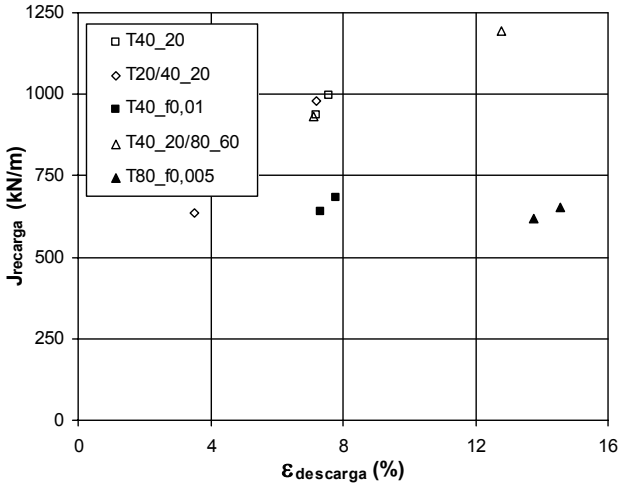


Figura 10.46 – Módulo de rigidez na recarga em função da deformação para o 5º e 10º ciclos.

10.6.4 Ensaios monotónicos pós-cíclicos

Como se referiu em 10.6.3.1, nos ensaios com taxa de carregamento constante, exceptuando os ensaios realizados para o escalão de carga igual a 80% da resistência nominal, após a realização dos diversos ciclos, os provetes foram submetidos à descarga total com paragem do equipamento, sendo posteriormente realizado um ensaio monotónico a taxa de deformação igual a 20% por minuto até à rotura.

Na Figura 10.47 apresentam-se as curvas força-extensão obtidas com os provetes previamente submetidos aos ensaios T40_f0,01 (Figura 10.47a) e T40_20/80_60 (Figura 10.47b). Estas curvas são comparadas com a curva média do ensaio monotónico realizado sem qualquer carregamento cíclico prévio, que se passa a designar como monotónico. A primeira conclusão que ressalta desta figura relaciona-se com a extensão para a qual é atingida a carga máxima (ε_{Tmax}). Verifica-se que, quando os provetes são previamente submetidos a carregamentos cíclicos, a deformação ε_{Tmax} decresce. Constata-se ainda que a rotura não ocorre de forma tão brusca, isto é, são visíveis algumas quebras de resistência anteriores à carga máxima e após ser atingido o valor máximo, a quebra de resistência é mais gradual (compare-se a Figura 10.47 com a Figura 10.15). Este facto prende-se com a rotura progressiva dos filamentos de *PET* que compõem este geocompósito, devido, possivelmente, a fenómenos de fadiga.

O efeito do carregamento cíclico prévio sobre o comportamento força-deformação deste geocompósito apresenta-se na Figura 10.48. Os resultados são apresentados em função do valor

médio da deformação máxima a que os provetes foram submetidos durante o carregamento cíclico ($\varepsilon_{max,ciclos}$) e em termos do valor médio da grandeza correspondente ao ensaio monotónico.

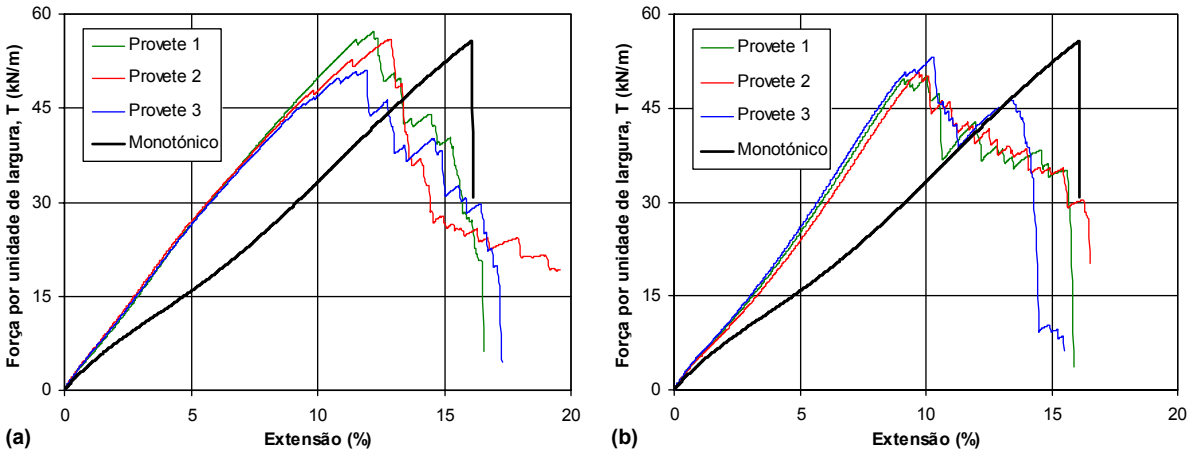


Figura 10.47 – Curvas força-extensão dos ensaios monotónicos pós-cíclicos: a) ensaio T40_f0,01; b) ensaio T40_20/80_60.

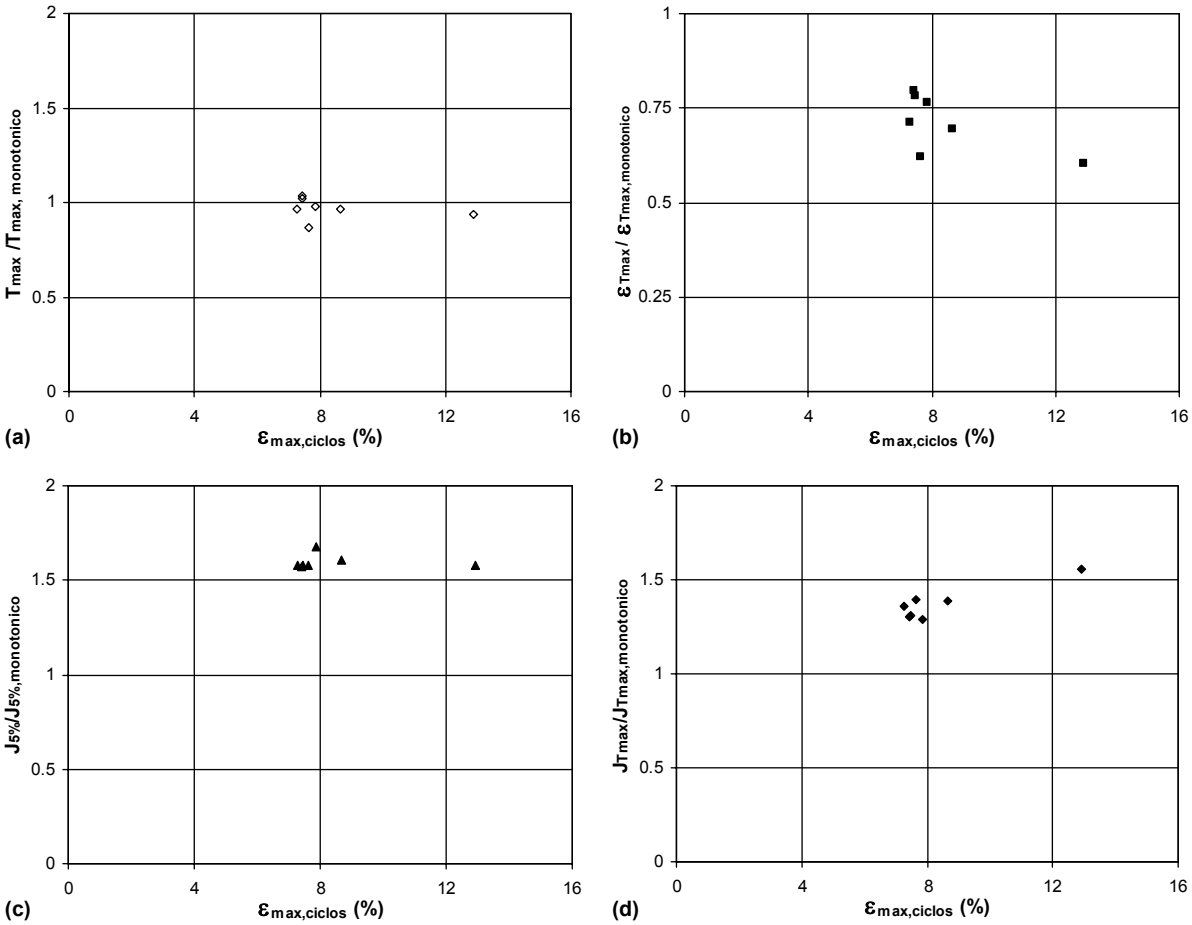


Figura 10.48 – Efeito do carregamento cíclico sobre o comportamento monotónico posterior: a) força máxima; b) extensão para a força máxima; c) módulo de rigidez para 5% deformação; d) módulo de rigidez para T_{max}.

Em termos da resistência do geocompósito é notória uma ligeira degradação em alguns dos ensaios (Figura 10.48a). Na Figura 10.48b compara-se o valor da extensão para o qual é atingida a

força máxima com o valor médio relativo ao ensaio monotónico. Como se referiu, ocorre um decréscimo significativo em relação ao comportamento força-deformação sem carregamento cíclico prévio. Constata-se ainda que a redução no valor de ε_{Tmax} tende a ser superior com o aumento da deformação a que os provetes foram anteriormente submetidos.

A rigidez para 5% de deformação sofre um aumento superior a 50% quando existe carregamento cíclico prévio (Figura 10.48c). O nível máximo da deformação a que as amostras foram submetidas não parece ter efeito sobre o valor desta rigidez.

Reforçando a tendência para a redução de ε_{Tmax} com o nível de deformação anterior, verifica-se, pela análise da Figura 10.48d, que o módulo de rigidez para a força máxima aumenta com este nível de deformação.

Tendo em consideração que nos ensaios para o escalão de carga de 80% da resistência nominal se optou pela realização do ensaio monotónico na sequência imediata do ensaio cíclico, isto é, logo após a última fase de descarga, os resultados não são directamente comparáveis com os apresentados na Figura 10.48. Foi posteriormente ensaiado um provete adicional para o escalão 80%T_{nom} (ensaio T80_f0,005) em que, após os 10 ciclos de descarga-recarga, o ensaio foi interrompido, sendo posteriormente realizado o ensaio monotónico. Na Figura 10.49 comparam-se as curvas força-extensão de ensaios em que o carregamento cíclico prévio foi semelhante, o que significa que o nível de deformação anterior é idêntico, optando por realizar o carregamento até à rotura sem interrupção do ensaio e interrompendo o ensaio no final dos ciclos. Constata-se que optando pela interrupção, devido provavelmente ao facto dos provetes serem totalmente aliviados, ficando mesmo frouxos, a extensão para a qual é atingida a carga máxima tende a aumentar.

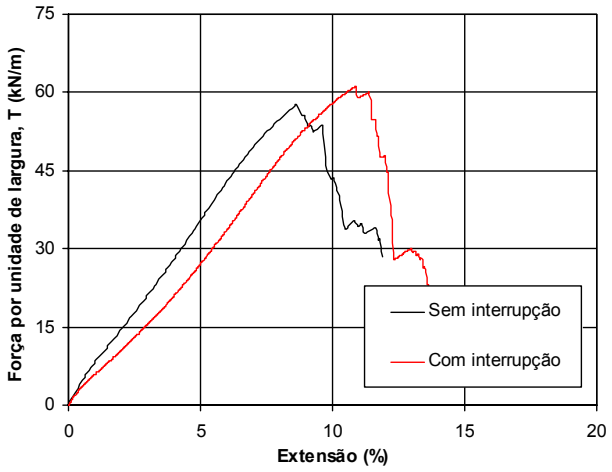


Figura 10.49 – Efeito da paragem total previamente à realização do ensaio monotónico pós-cíclico (T80_f0,005).

Apesar da interrupção do ensaio provocar um decréscimo da ordem dos 31% no módulo de rigidez para 5% de deformação, verifica-se, pela análise da Figura 10.49, que as duas curvas apresentam uma evolução quase paralela para deformações entre 5% e 7,5%.

Pelo facto do comportamento do geocompósito ser influenciado pela interrupção, ou não, do ensaio previamente à condução da amostra à rotura, não é possível incluir os resultados dos ensaios monotónicos pós cíclicos referentes ao escalão de carga 80%T_{nom} na Figura 10.48, o que permitiria reforçar as conclusões sobre o efeito do nível de deformação prévio. No entanto, a análise em separado dos resultados deste escalão de carga também evidencia que o módulo de rigidez para a

força máxima tende a aumentar com o nível de deformação a que os provetes foram anteriormente submetidos, não tendo efeito significativo sobre o módulo de rigidez secante para 5% de deformação.

10.7 CONCLUSÕES

O comportamento tensão-deformação dos geossintéticos, em geral, e destes geocompósitos, em particular, é fortemente influenciado por diversos factores relacionados com a forma como são solicitados, nomeadamente, a velocidade de deformação, o eventual carregamento cíclico e o nível de deformação que este impõe, o número de ciclos e a sua amplitude, entre muitos outros.

Admite-se que a gama de frequências e o número de ciclos dos ensaios que se apresentam são muito limitados. Porém, correspondem à disponibilidade de equipamentos à data de realização deste trabalho.

Dos ensaios de tracção com carregamento monotónico, concluiu-se que pode admitir-se que o comportamento deste geocompósito, à parte de uma ligeira concavidade, é aproximadamente linear. Quando as amostras são previamente submetidas a carregamento cíclico, não ocorre degradação de resistência significativa, mas a rigidez para a força máxima aumenta consideravelmente.

Com base nos resultados dos ensaios com carregamento cíclico, é possível concluir que o amortecimento tende a diminuir com o número de ciclos, verificando-se a tendência inversa em termos de módulos de rigidez. Em termos globais e tendo em consideração a gama de frequências de ensaio, poderá afirmar-se que o efeito da frequência sobre os módulos de rigidez não é muito significativo e que o coeficiente de amortecimento tende a diminuir com o aumento da frequência.

Devido à inoperacionalidade do computador que controla o equipamento de tracção utilizado à data da elaboração deste trabalho e não tendo sido possível a sua recuperação atempada, não foi possível efectuar alguns ensaios adicionais que permitissem generalizar algumas das conclusões aqui presentes.

CAPÍTULO 11

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE O COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

11.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O solo, só por si, não é capaz de absorver significativos esforços de tracção. Para colmatar esta insuficiência, são-lhe adicionados elementos de reforço, entre os quais os geossintéticos, formando-se, assim, um material compósito. Poderá considerar-se que o reforço de solos com geossintéticos compreende a introdução aleatória de fibras sintéticas no solo. Porém, no presente trabalho, a designação "solo reforçado com geossintéticos" diz respeito à colocação horizontal de elementos planares de reforço em alternância com uma, ou várias, camadas de solo.

O comportamento tensão-extensão dos geossintéticos envolvidos neste estudo experimental foi apresentado no Capítulo 10. Esse estudo visou a caracterização dos geossintéticos isoladamente, isto é, sem contabilizar os mecanismos de interacção que se desenvolvem com o solo circundante. Com o presente capítulo pretende-se, por um lado, caracterizar a resistência ao corte das interfaces solo-geossintético, sob carregamento monotónico e cíclico, e, por outro lado, caracterizar a resistência ao corte do conjunto solo e reforço.

Tendo-se desenvolvido, no âmbito do presente trabalho, um protótipo laboratorial para a caracterização da resistência ao corte de interfaces solo-reforço, era imperiosa a sua validação. Assim, foram realizados diversos ensaios para a caracterização das areias e de diversas interfaces com o equipamento desenvolvido e com o equipamento de corte directo utilizado tradicionalmente na caracterização da resistência ao corte de solos. Este capítulo começa pela apresentação dos resultados dos ensaios de corte directo monotónico, obtidos com os dois equipamentos de ensaio, e pela comparação entre eles.

A resistência ao corte das areias, utilizadas neste estudo experimental, foi também caracterizada, sob carregamento monotónico e sob carregamentos cíclicos, através de ensaios de corte simples. Foram realizados ensaios quer sobre as areias (sem reforço), quer sobre estas areias reforçadas com um nível de geossintético.

Neste capítulo apresenta-se, ainda, o comportamento de interfaces solo-geossintético quando solicitadas ciclicamente, através de ensaios de corte directo, com controlo de força e com controlo de deslocamento, realizados com o equipamento desenvolvido.

11.2 CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DAS AREIAS *SP49* E *SP45*

No estudo laboratorial foram utilizadas duas areias limpas, mal graduadas, com a classificação SP. Estas areias são comercializadas pela empresa Sibelco, sob a designação *SP45* e *SP49*. Como se pode confirmar pela composição química média, apresentada no Quadro 11.1, estas areias são basicamente areias de sílica.

A caracterização física destas areias compreendeu a sua análise granulométrica, a determinação da densidade das partículas sólidas e a determinação dos valores máximo e mínimo do

Quadro 11.1 – Composição química das areias *SP45* e *SP49* (dados fornecidos pela Sibelco).

Óxidos	***SP45*** **(%)**	***SP49*** **(%)**
Óxido de silicio (Silica), SiO_2	99,49	99,6
Óxido de alumínio, Al_2O_3	0,28	0,21
Óxido férrico, Fe_2O_3	0,047	0,040
Óxido de titânio, TiO_2	0,061	0,025
Óxido de potássio, K_2O	0,018	0,008
Óxido de sódio, Na_2O	0,007	0,011
Óxido de cálcio, CaO	0,005	0,005
Óxido de magnésio, MgO	0,09	0,006

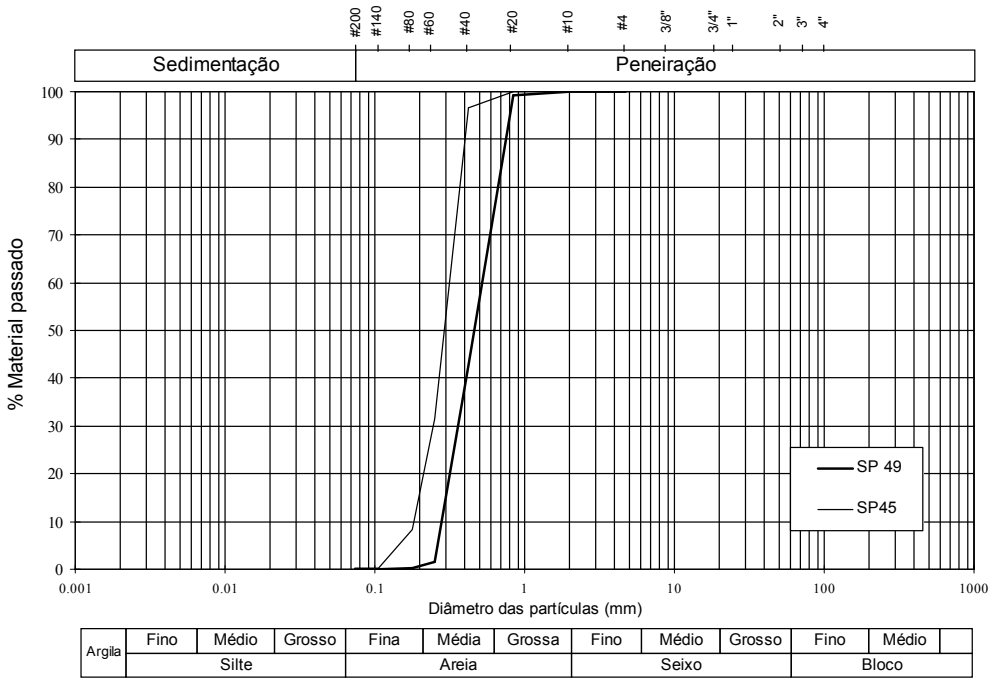


Figura 11.1 – Curvas granulométricas das areias SP45 e SP49.

Quadro 11.2 – Índices físicos das areias *SP45* e *SP49*.

Índice físico	***SP45***	***SP49***
Percentil 10 da distribuição granulométrica, D_{10} (mm)	0,18	0,27
Percentil 30 da distribuição granulométrica, D_{30} (mm)	0,24	0,36
Percentil 50 da distribuição granulométrica, D_{50} (mm)	0,29	0,45
Percentil 60 da distribuição granulométrica, D_{60} (mm)	0,32	0,52
Coeficiente de uniformidade, C_u	1,7	1,9
Coeficiente de curvatura, C_c	1	0,9
Densidade das partículas sólidas, G_s	2,67	2,65
Peso volúmico seco máximo, γ_{dmax} (kN/m^3)	16,58	17,10
Peso volúmico seco máximo, γ_{dmin} (kN/m^3)	13,95	14,52
Índice de vazios mínimo, e_{min}	0,580	0,520
Índice de vazios máximo, e_{max}	0,878	0,791

peso volúmico seco, de acordo com as normas ASTM D4253-93 e ASTM D4254-93. As curvas granulométricas apresentam-se na Figura 11.1 e os índices físicos resumem-se no Quadro 11.2.

11.3 EQUIPAMENTO DE CORTE DIRECTO DE SOLOS NA CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO

11.3.1 Generalidades

Os ensaios de corte directo consistem, basicamente, na aplicação de uma solicitação horizontal, através do movimento relativo das duas meias-caixas que compõem o equipamento, impondo-se, desta forma, uma superfície de corte. No caso dos solos, o facto do plano de corte ser imposto pode conduzir à sobrestimação da resistência, devido, em parte, aos constrangimentos por arraste de partículas na zona de corte. De acordo com a norma ASTM D 3080-98, as meias-caixas devem ser uniformemente afastadas de uma espessura superior à maior dimensão das partículas do solo a ensaiar, para que as partículas de solo se possam movimentar livremente no plano de corte.

No âmbito deste trabalho, foram realizados ensaios de corte directo no equipamento do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (*LNEC*), tendo sido necessário, para que fosse possível a caracterização de interfaces solo-geossintético, efectuar algumas adaptações à caixa de corte. Trata-se de um equipamento com caixas quadrangulares, de dimensões em planta 60 mm × 60 mm e altura de 20 mm.

11.3.2 Adaptações realizadas sobre a caixa de corte

Para tornar possível a realização de ensaios de corte directo para a caracterização da interface solo-geossintético, com recurso à caixa de corte de solos, foi necessário prever um sistema de fixação do geossintético à meia-caixa inferior. Este sistema de fixação não poderia induzir alterações às meias-caixas existentes. Para tal, foi realizada uma base rígida em aço, ilustrada na Figura 11.2, com um aro de fixação do geossintético, aparafusado a partir da zona inferior (Figura 11.2b), sendo esta base rígida introduzida, após a fixação do geossintético, no interior da meia-caixa inferior (Figura 11.2c).

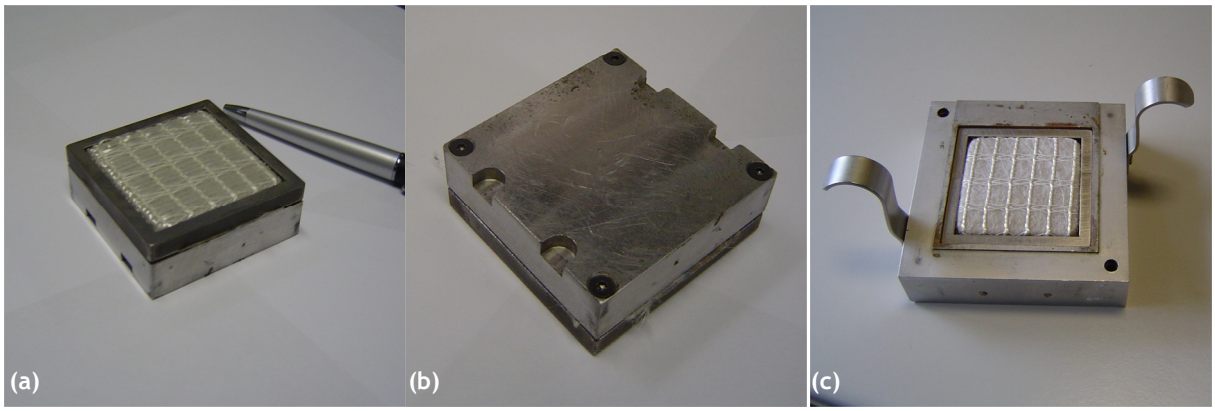


Figura 11.2 – Base rígida adaptável à caixa de corte de solos: a) vista da superfície de corte; b) fixação por parafusos na parte inferior; c) base rígida no interior da meia-caixa.

O aro de fixação reduz a área de contacto entre o solo e o geossintético, dado que é criada uma superfície de corte solo-solo ao longo do perímetro exterior da caixa. Não obstante este

inconveniente, esta foi a solução encontrada para que, tal como era desejado, a caixa de corte propriamente dita não sofresse qualquer alteração.

Para evitar que os vértices do molde danificassem o geossintético, os cantos da superfície onde este se fixa foram arredondados (Figura 11.2c).

11.3.3 Tratamento dos resultados

Como se referiu em 11.3.2, o sistema de fixação do geossintético à meia-caixa inferior, desenvolvido para adaptar a caixa de corte directo de solos à caracterização deste tipo de interfaces, reduz a área de contacto areia-geossintético (ver Figuras 11.2a e 11.2c). A área de contacto entre o geossintético e a areia colocada na meia-caixa superior é da ordem dos 0,0025 m^2 (0,05 m $\times$ 0,05 m). Ao longo dos bordos da caixa, o corte é promovido numa interface do tipo areia-areia. Note-se que, devido à espessura do geossintético, o aro metálico de fixação encontra-se numa posição ligeiramente inferior, sendo a superfície de corte nivelada pelo plano do geossintético.

Na determinação das tensões de corte nos ensaios em que a base rígida foi utilizada (ensaios de interfaces areia-geossintético) surgem dúvidas sobre qual a área de corte a considerar. A força de corte registada resulta da resistência oferecida pela interface areia-geossintético e da resistência ao corte da areia nos bordos da caixa.

Na análise dos resultados foram consideradas três hipóteses, no que diz respeito à área de corte e à forma como a força de corte se divide pelas duas interfaces. Nos ensaios de corte directo, as tensões normais ao longo da superfície de corte distribuem-se de forma não uniforme, sendo inferiores junto às extremidades da caixa. Partindo deste pressuposto, considerou-se a área de corte igual a 0,0025 m^2, desprezando a contribuição da resistência ao corte da areia ao longo do aro metálico de fixação, onde por hipótese, as tensões normais são inferiores ao valor pré-estabelecido. Admitindo a área de corte igual a 0,0025 m^2, obtém-se o valor máximo do ângulo de atrito da interface em análise.

Desprezando o facto de, neste tipo de ensaios, o corte se estabelecer simultaneamente ao longo de interfaces do tipo areia-areia e areia-geossintético, admitiu-se, numa segunda hipótese, a área de corte igual a 0,0036 m^2.

Tentando ter um maior rigor na determinação da resistência ao corte da interface areia-geossintético, considerou-se que a força de corte é constituída por duas parcelas, uma resultante da resistência ao corte da areia e outra da resistência da interface areia-geossintético (interface que se pretende caracterizar). Nesta hipótese admitiu-se que a resistência ao corte da areia ao longo do aro de fixação é igual ao valor determinado nos ensaios de corte directo realizados sobre a areia para o mesmo valor da tensão normal. Assim, a força de corte absorvida pela "interface areia-areia" ao longo do aro de fixação, F_{aro}, é obtida pelo produto entre as tensões de corte determinadas nos ensaios de corte directo sobre a areia, τ_{areia}, para o mesmo valor da tensão normal, e a área do aro metálico, A_{aro}:

$$F_{aro} = \tau_{areia} A_{aro} \tag{11.1}$$

Estimada a força absorvida pela areia ao longo do aro, F_{aro}, as tensões de corte na interface areia-geosssintético, τ, podem determinar-se como:

$$\tau = \frac{F - F_{aro}}{0{,}0025} \qquad (11.2)$$

onde, F é a força de corte total mobilizada na interface, em kN, e 0,0025 é a área de contacto areia-geossintético, em m^2.

Esta abordagem pode conduzir a que se questione o facto de se utilizarem valores das tensões de corte referentes a deslocamentos horizontais distintos, dado que esses deslocamentos nos dois ensaios (areia-areia e areia-geossintético) não são coincidentes. Embora os deslocamentos horizontais registados efectivamente não sejam coincidentes, as diferenças entre eles não são significativas.

Nas Figuras 11.3a e 11.3c ilustram-se as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas tendo em consideração as três hipóteses referentes à área de corte apresentadas anteriormente, para um ensaio entre a areia *SP49* e os geossintéticos *GC50* e *GC50/50*, respectivamente. Nas Figuras 11.3b e 11.3d apresentam-se as tensões de corte máximas para os diferentes valores da tensão normal, e os respectivos ângulos de atrito que caracterizam a interface.

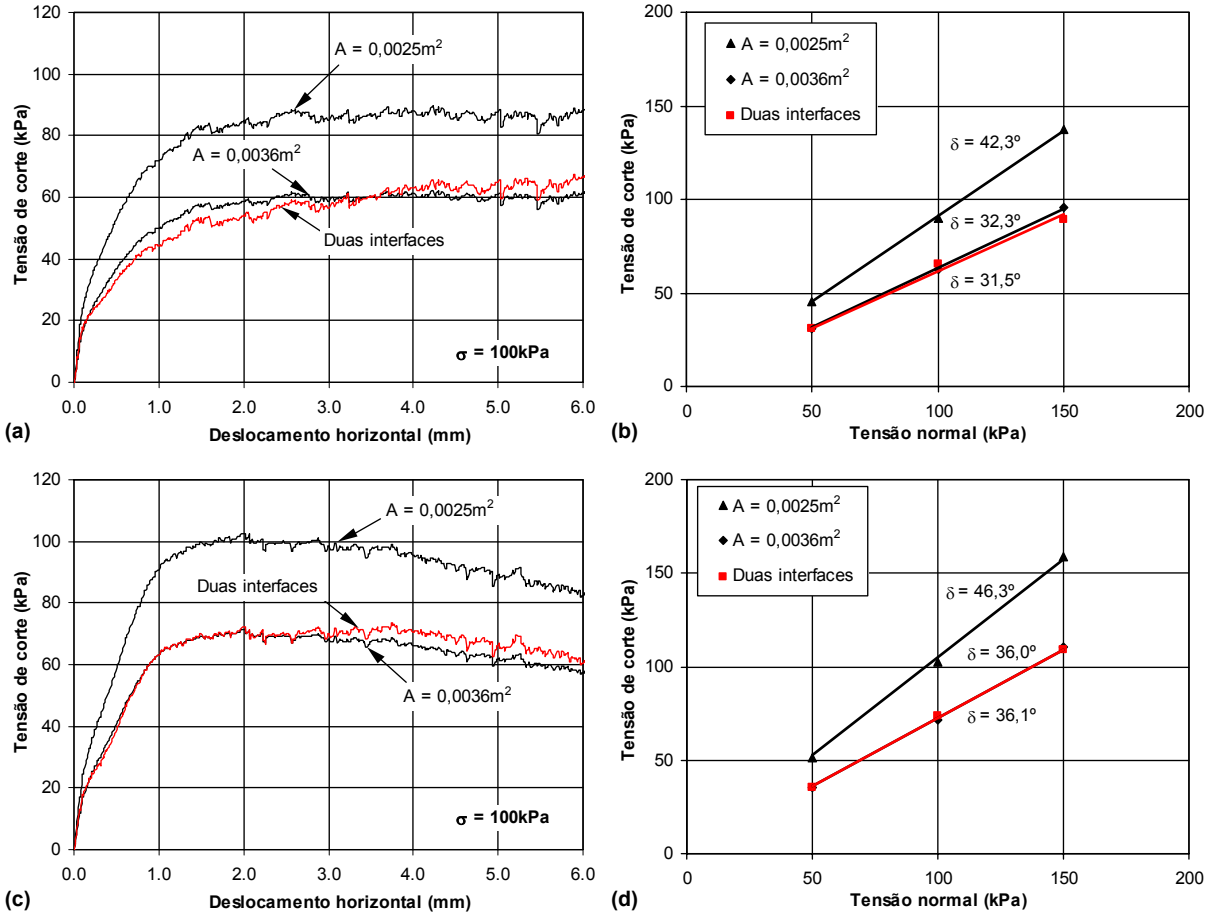


Figura 11.3 – Efeito das diferentes hipóteses, quanto à área de corte, sobre a resistência das interfaces: a) b) resultados de ensaios areia *SP49-GC50*; c) d) resultados de ensaios areia *SP49-GC50/50*.

Da análise da Figura 11.3 concluiu-se que, a consideração da área de corte reduzida, isto é, admitir que a área de corte é apenas a superfície de contacto entre a areia e o geossintético, conduz a tensões de corte muito elevadas e, consequentemente, a valores muito altos para o ângulo de atrito na interface entre os dois materiais. Esta não parece ser uma hipótese válida para o tratamento dos resultados com vista à caracterização da resistência da interface

areia-geossintético, com recurso ao molde de adaptação da caixa de corte directo desenvolvido. Os resultados que se obtêm com as restantes hipóteses são praticamente coincidentes.

No caso do geossintético *GC50*, dado que a resistência ao corte da areia é superior à resistência ao corte da interface areia-geossintético, a consideração das duas interfaces ao longo da superfície de corte conduz ao valor mínimo do ângulo de atrito. Para o geossintético *GC50/50*, dado que a resistência ao corte da interface areia-geossintético é semelhante à resistência ao corte da areia, o valor do ângulo de atrito, admitindo a área de corte igual a 0,0036 m^2 e admitindo os dois tipos de interfaces, é quase coincidente (Figura 11.3d).

11.4 ENSAIOS DE CORTE DIRECTO MONOTÓNICOS

11.4.1 Generalidades

Como se descreveu no Capítulo 9, foi projectado e construído um protótipo laboratorial para a caracterização da resistência ao corte das interfaces solo-geossintético. Face ao desenvolvimento de um protótipo torna-se imperioso validar os resultados obtidos com esse equipamento. Desta forma, nos pontos seguintes comparam-se os resultados de ensaios de corte directo realizados com o equipamento usado na caracterização do solo, que se passa a designar como equipamento convencional, e com o equipamento de corte directo de grandes dimensões. Independentemente do equipamento, foram realizados ensaios para tensões normais de 50, 100 e 150 kPa.

Comparam-se os resultados dos ensaios de corte directo realizados sobre as duas areias (*SP45* e *SP49*) e os resultados dos ensaios para a caracterização das interfaces entre essas areias e os três geocompósitos utilizados neste estudo experimental. Correndo o risco do volume de resultados apresentado tornar a leitura fastidiosa, optou-se por apresentar a totalidade desses resultados (duas areias e seis interfaces areia-geossintético), visando validar os resultados obtidos com o protótipo laboratorial, e tentar, dentro do possível, generalizar algumas conclusões.

11.4.2 Ensaios de corte directo das areias

11.4.2.1 Particularidades dos ensaios

Os ensaios de corte directo convencionais são ensaios de área reduzida. Tal significa que, no cálculo das tensões de corte, teoricamente, a área de corte deve ser actualizada ao longo do deslocamento horizontal imposto na meia-caixa móvel. No equipamento de corte directo de grandes dimensões, este fenómeno tem, logicamente, maior significado. Na realidade, a área de contacto areia-areia vai sendo progressivamente menor ao longo do ensaio, mas forma-se uma interface "adicional" entre a areia da meia-caixa superior e a superfície metálica da meia-caixa inferior (móvel). Nos resultados que se apresentam, a contribuição desta interface "adicional" é desprezada.

Sobre esta questão, Silvano (2005), utilizando o mesmo equipamento de ensaio, quantificou o atrito entre um solo e uma chapa de aço, com características semelhantes às utilizadas na construção do equipamento, e concluiu que a influência, sobre a resistência ao corte do solo, do atrito solo-chapa é muito reduzida.

Os ensaios de corte directo das areias, realizados com a caixa de corte convencional (60 mm × 60 mm) obedeceram, tal como se referiu anteriormente, à norma ASTM D 3080-98. Esta norma expressa, claramente, que as tensões de corte se obtêm dividindo a força de corte pela área inicial do provete, isto é, esta norma não prevê a actualização da área de corte ao longo do ensaio.

No tratamento dos resultados obtidos com a caixa de corte convencional foi seguida a recomendação da norma *ASTM*.

11.4.2.2 Resultados dos ensaios de corte directo da areia *SP49*

Na Figura 11.4 apresentam-se os resultados dos ensaios de corte directo, realizados no equipamento de corte convencional, sobre a areia *SP49*, para um índice de compacidade próximo dos 70%. A Figura 11.4a ilustra as curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal, para os três valores da tensão normal. Na Figura 11.4b apresenta-se o deslocamento vertical registado no centro do provete.

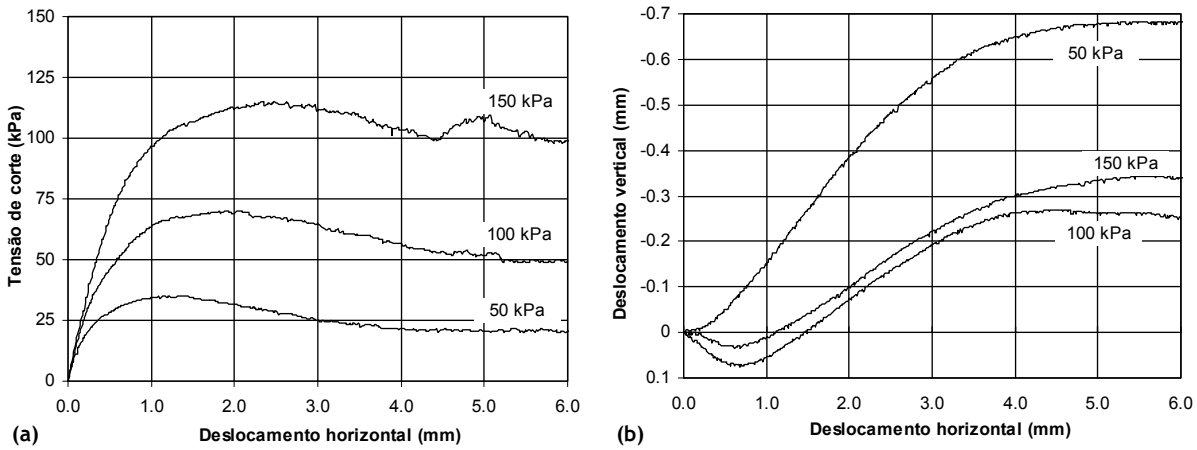


Figura 11.4 – Ensaio de corte directo da areia *SP49* na caixa convencional: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.

Da análise da Figura 11.4a, verifica-se, tal como seria de esperar, que a resistência ao corte máxima é atingida para um deslocamento horizontal crescente com o valor da tensão normal imposta ao provete. O acréscimo de resistência que se verificou no ensaio para tensão normal de 150 kPa, após os 4 mm de deslocamento, não tem relevância.

Analisando os deslocamentos verticais registados durante os ensaios, verifica-se que o ângulo de dilatância correspondente ao ensaio para o menor valor da tensão normal (50 kPa) é bastante superior ao dos restantes. Estranhamente, o assentamento registado no ensaio realizado com tensão normal igual a 100 kPa é superior ao que se verificou no ensaio realizados com 150 kPa de tensão normal. Note-se, no entanto, que a grandeza desses assentamentos torna essas diferenças insignificantes.

Os valores máximos da tensão de corte, para os três valores da tensão normal aplicada ao provete, encontram-se representados na Figura 11.5. Nesta figura apresentam-se ainda as rectas que melhor definem a envolvente e os correspondentes coeficientes de determinação.

A recta que melhor se ajusta aos resultados, que se apresenta na Figura 11.5 a preto, tem ordenada negativa quando a tensão normal é nula. Este valor não tem qualquer significado físico, pelo que, impondo que a tensão de corte seja nula quando não existem tensões normais, obtém-se a envolvente traçada a vermelho, a que corresponde um coeficiente de determinação ainda muito próximo da unidade.

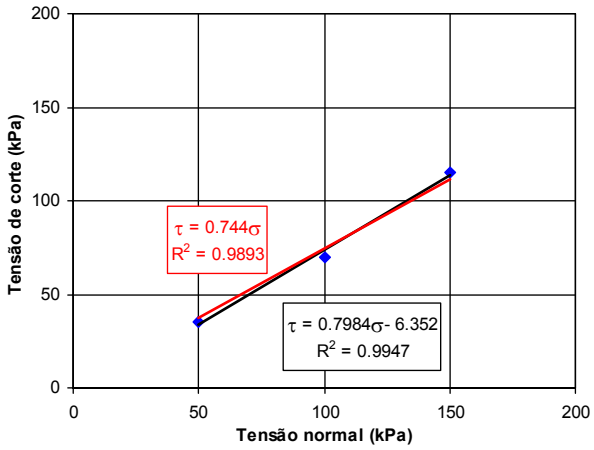


Figura 11.5 – Envolventes para o ensaio da areia *SP49* na caixa de corte convencional.

A Figura 11.6 ilustra os resultados dos ensaios de corte directo, realizados no equipamento de grandes dimensões (caixa de corte com 300 mm × 600 mm), sobre a areia *SP49* para um índice de compacidade da ordem dos 70%. Apresentam-se as tensões de corte (Figura 11.6a) e os deslocamentos verticais (Figura 11.6b), em função do deslocamento horizontal imposto na meia-caixa móvel.

A comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos de corte directo será apresentada na sequência, porém, poder-se-á, desde já, referir que as curvas tensão de corte-deslocamento apresentadas na Figura 11.6a tendem a evidenciar um pico de resistência, particularmente nos ensaios com tensão normal superior (100 e 150 kPa), não identificável no equipamento convencional.

Analisando a Figura 11.6b, constata-se que o de ângulo de dilatância é muito semelhante nos três ensaios. Verifica-se, no entanto que, para grandes deslocamentos horizontais, o levantamento da placa de carregamento tende a aumentar com a tensão normal aplicada na amostra.

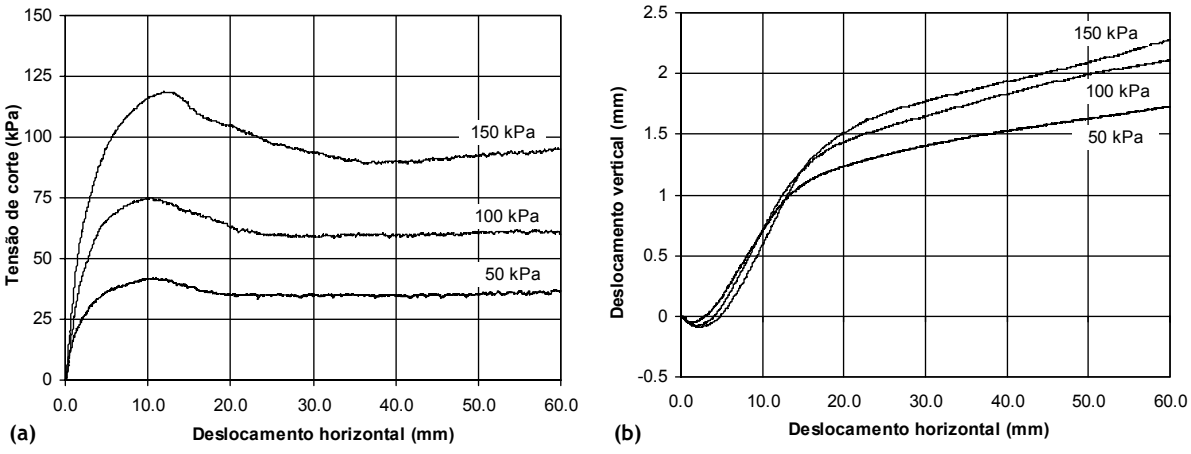


Figura 11.6 – Ensaio de corte directo da areia *SP49* na caixa de grandes dimensões: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.

Na Figura 11.7 apresentam-se os valores máximos da tensão de corte, para os três valores da tensão normal, e a recta que define a envolvente. O coeficiente de determinação referente ao ajuste da recta envolvente é excelente.

A equação da envolvente, definida na Figura 11.7, apresenta uma ordenada não nula para tensão normal igual a zero. Esta coesão "aparente", sem grande significado, pode ser justificada pelo facto da envolvente ser curva para reduzidos valores da tensão normal.

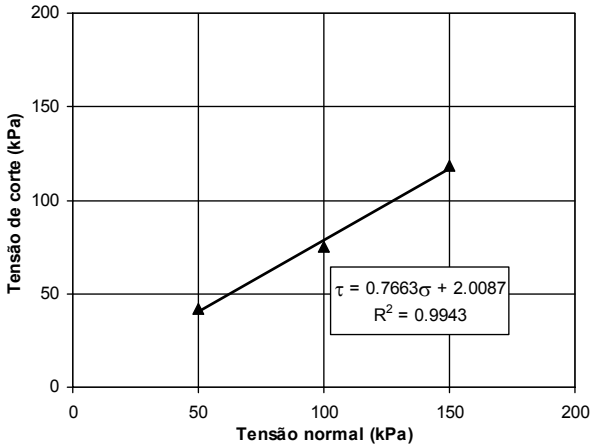


Figura 11.7 - Envolvente para o ensaio da areia *SP49* na caixa de grandes dimensões.

Para facilitar a comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos de ensaio, apresenta-se na Figura 11.8a a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal imposto na meia-caixa móvel, normalizado pelo comprimento da mesma, L, e na Figura 11.8b, representam-se as tensões de corte máximas para os diferentes valores da tensão normal. Na Figura 11.8b incluem-se ainda, as rectas que definem as envolventes e os respectivos coeficientes de determinação. Pelas razões apontadas anteriormente, à envolvente relativa ao ensaio realizado com a caixa convencional foi imposta a condição da ordenada ser nula para tensão normal igual a zero.

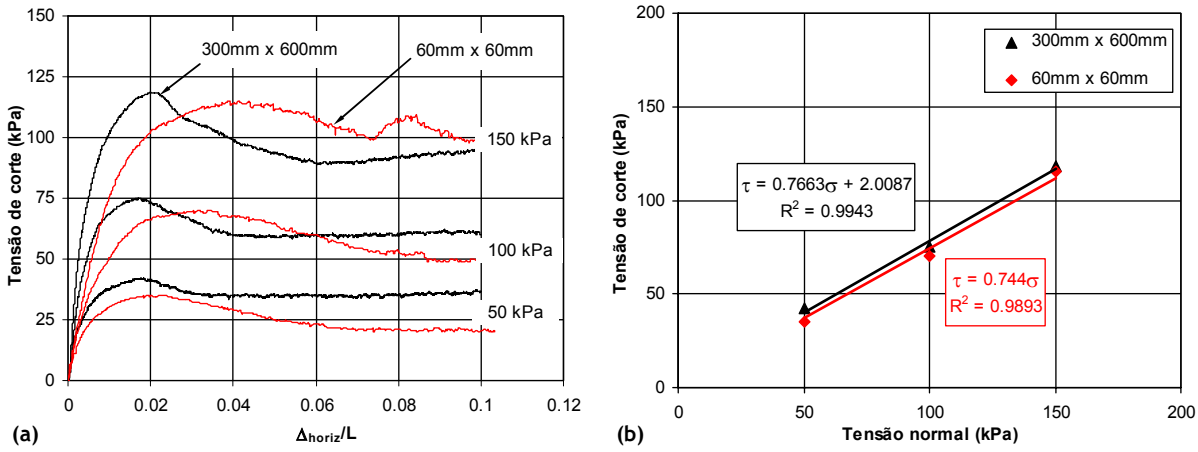


Figura 11.8 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP49*: a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) envolventes tensão de corte-tensão normal.

Como já se referiu, as curvas tensão de corte-deslocamento obtidas nos ensaios de corte directo realizados com a caixa de grandes dimensões tendem a evidenciar um pico de resistência, não identificável no equipamento com menores dimensões. A resistência ao corte máxima obtida com os dois equipamentos de ensaio é relativamente próxima, porém, é atingida para valores mais baixos do deslocamento horizontal normalizado na caixa de maiores dimensões.

Como se pode observar pela análise da Figura 11.8b, as rectas que definem a envolvente de rotura têm inclinações muito semelhantes. Com a caixa de corte de menores dimensões, o ângulo de atrito, ϕ_{ds}, obtido para esta areia foi de 36,6°, enquanto que, com o protótipo laboratorial desenvolvido, se obteve ϕ_{ds} = 37,5°. Em termos práticos a diferença entre os dois valores não tem grande significado.

A Figura 11.9 ilustra os valores do ângulo de dilatância da areia *SP49* na rotura, para um índice de compacidade de 70%, em função da tensão normal imposta ao provete. Exceptuando os resultados referentes ao valor mais baixo da tensão normal, onde a diferença é notória, os ângulos de dilatância registados com os dois equipamentos de ensaio são muito próximos.

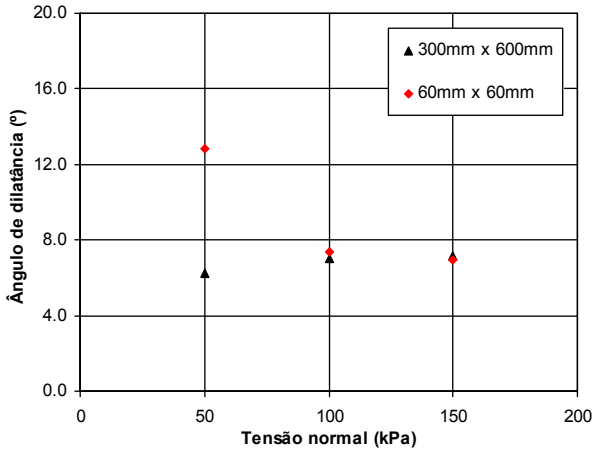


Figura 11.9 – Ângulos de dilatância obtidos com os dois equipamentos de ensaio para areia *SP49* (I_D = 70%).

Efeito do índice de compacidade

Na Figura 11.10 apresentam-se os resultados dos ensaios de corte directo realizados no equipamento convencional, depositando a areia com um índice de compacidade próximo dos 90%. Para que fosse atingida o índice de compacidade pretendido foi realizado o ajuste da altura de queda da areia sobre a caixa de corte.

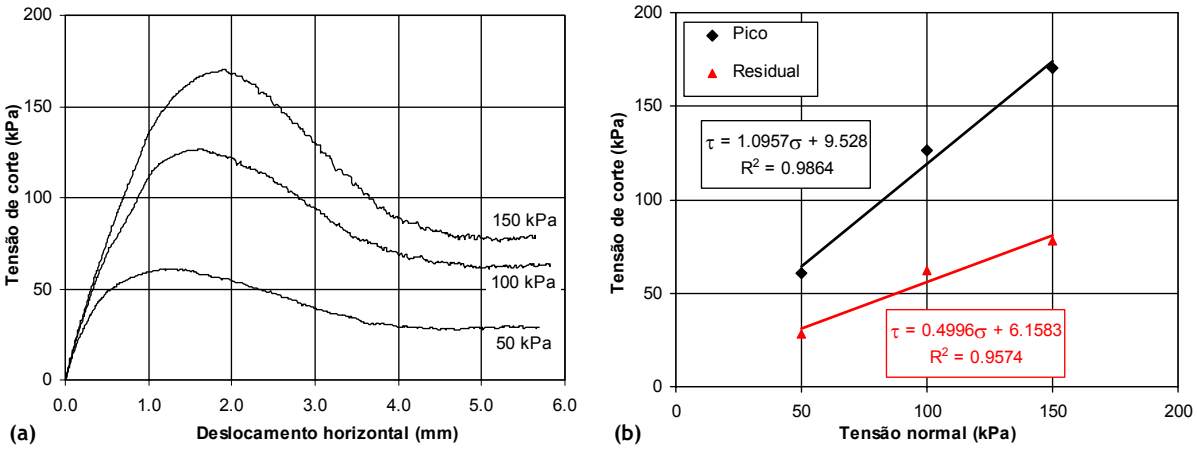


Figura 11.10 – Resultados do ensaio de corte directo da areia *SP49* com I_D = 90% realizado no equipamento convencional: a) evolução da tensão de corte; b) rectas envolventes.

A Figura 11.10a ilustra as curvas tensão de corte-deslocamento, para os três valores da tensão normal, σ, e, na Figura 11.10b, apresentam-se os valores de pico e os valores residuais da tensão de corte em função de σ. Nesta figura incluem-se, ainda, as rectas envolventes e as respectivas equações.

Na Figura 11.11a comparam-se as evoluções da tensão de corte com o deslocamento horizontal, para os dois valores do índice de compacidade da areia, obtidas com a caixa de corte convencional. No ensaio de corte directo realizado sobre a areia densa é notório um pico de resistência pronunciado, seguindo-se um decréscimo muito significativo, particularmente para a tensão normal de 150 kPa. Teoricamente a resistência residual é independente do índice de compacidade da areia. Para valores de tensão normal de 50 kPa e de 100 kPa pode considerar-se que o valor residual da resistência, para os dois valores da compacidade, se aproxima. No entanto, para tensão normal de 150 kPa, a resistência residual, quando I_D = 90%, assume valores inferiores aos esperados.

Na Figura 11.11b apresentam-se os valores residuais da resistência ao corte, obtidos nos ensaios realizados sobre a areia densa, e os valores máximos da resistência obtidos no ensaio efectuado sobre a areia solta, bem como, as respectivas rectas envolventes. Como se referiu no parágrafo anterior, a resistência residual para tensão normal de 150 kPa não acompanha a evolução esperada, o que implica o inferior coeficiente de determinação para a recta envolvente.

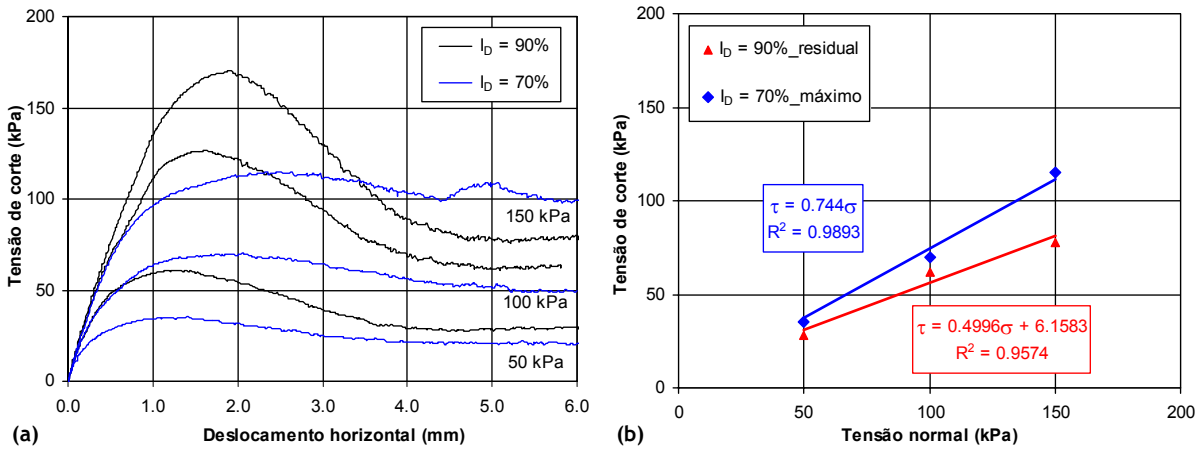


Figura 11.11 – Comparação dos resultados obtidos com o equipamento de corte convencional para diferentes índices de compacidade da areia *SP49*: a) evoluções das tensões de corte; b) rectas envolventes.

Os resultados dos ensaios de corte directo realizados sobre a areia densa (I_D = 90%) no equipamento de grandes dimensões são apresentados na Figura 11.12. A Figura 11.12a ilustra a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal, para os três valores da tensão normal, e, na Figura 11.12b, apresentam-se as envolventes da resistência de pico e da resistência residual.

Na Figura 11.13 comparam-se os resultados dos ensaios de corte directo realizados sobre a areia *SP49*, no equipamento de grandes dimensões, considerando os dois valores do índice de compacidade. As evoluções da tensão de corte com o deslocamento horizontal, apresentadas na Figura 11.13a, revelam, por um lado, a tendência para o aumento da resistência de pico com a compacidade da areia e, por outro lado, uma boa concordância de resultados em termos de resistência residual.

Embora no caso da areia solta (I_D = 70%) possa não parecer razoável distinguir a resistência de pico da resistência residual, na Figura 11.13b apresentam-se os valores máximos da resistência ao corte e o valor da resistência para grandes deslocamentos (valor residual), obtidos nos ensaios

realizados sobre a areia solta, e comparam-se esses valores com a resistência residual registada nos ensaios efectuados sobre a areia densa. As envolventes da resistência residual para os dois valores do índice de compacidade são coincidentes.

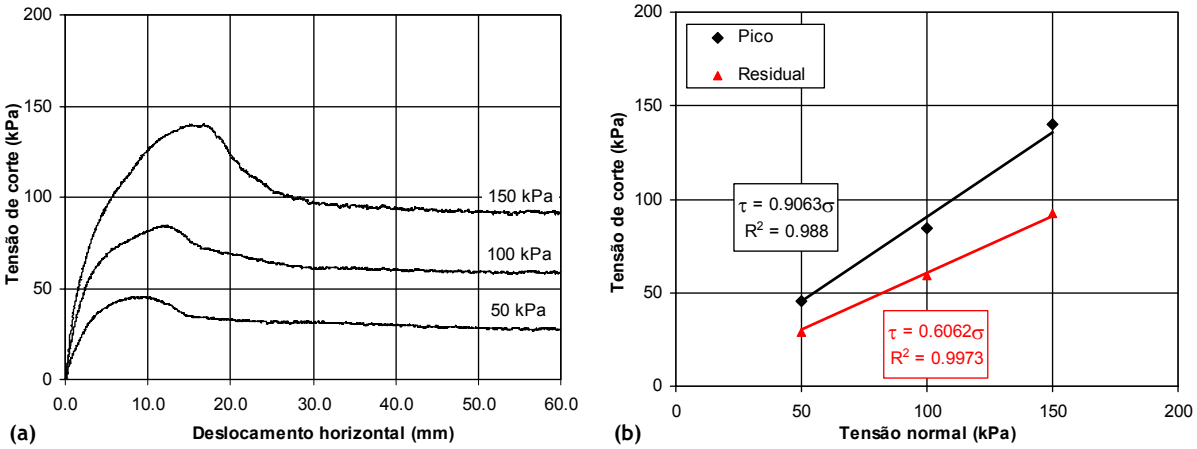


Figura 11.12 – Resultados do ensaio de corte directo da areia *SP49* com I_D = 90% realizado no equipamento protótipo: a) evolução da tensão de corte; b) rectas envolventes.

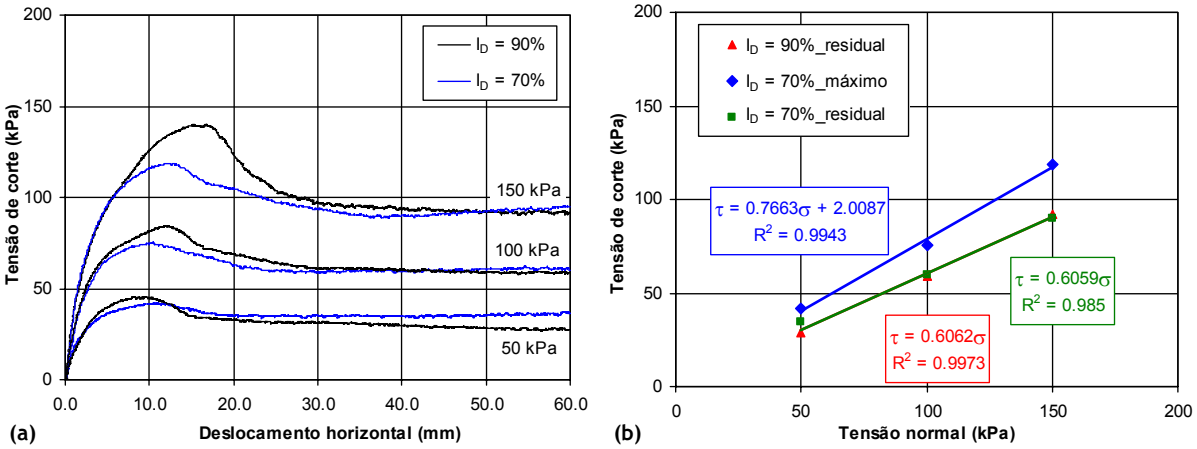


Figura 11.13 – Comparação dos resultados obtidos com o equipamento de corte de grandes dimensões para diferentes índices de compacidade da areia SP49: a) evoluções das tensões de corte; b) rectas envolventes.

A Figura 11.14 compara os resultados dos ensaios de corte directo realizados sobre a areia *SP49* no estado denso, obtidos com os dois equipamentos de ensaio. Os valores de pico da resistência e as respectivas rectas envolventes encontram-se representadas na Figura 11.14b. Para este valor do índice de compacidade da areia, a resistência ao corte obtida no equipamento de corte convencional (ϕ_{ds} = 47,6°) ultrapassa largamente a resistência determinada com o protótipo laboratorial (ϕ_{ds} = 43,4°).

Os valores do ângulo de dilatância, para os três valores da tensão normal, obtidos com os dois equipamentos de ensaio encontram-se representados na Figura 11.15. A diferença de resultados é particularmente significativa.

11.4.2.3 Resultados dos ensaios de corte directo da areia *SP45*

Na Figura 11.16 apresentam-se os resultados dos ensaios de corte directo realizados com os dois equipamentos de ensaio sobre a areia *SP45*, para um índice de compacidade da ordem dos 70%.

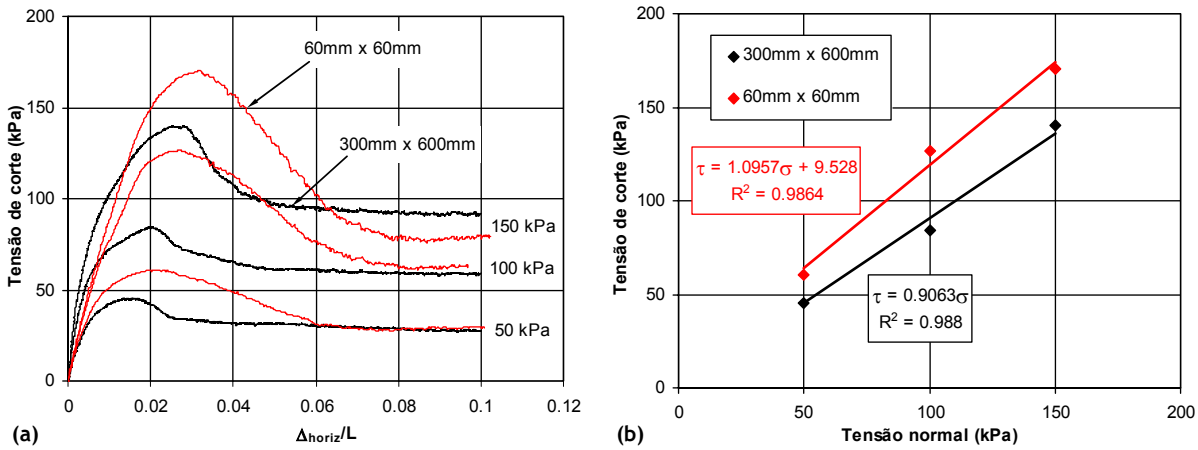


Figura 11.14 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP49* (I_D = 90%): a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) rectas envolventes.

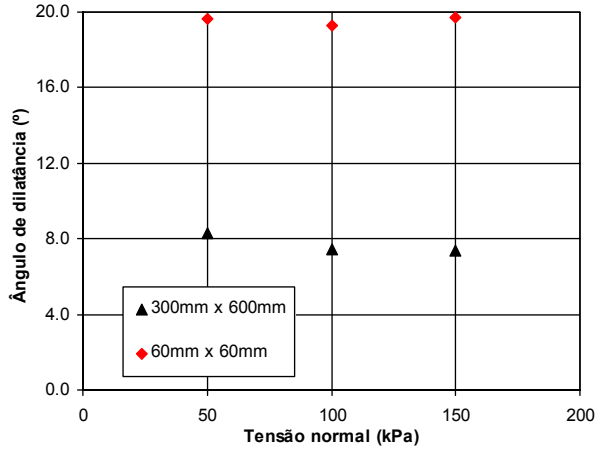


Figura 11.15 – Ângulos de dilatância obtidos com os dois equipamentos de ensaio para areia *SP49* (I_D = 90%).

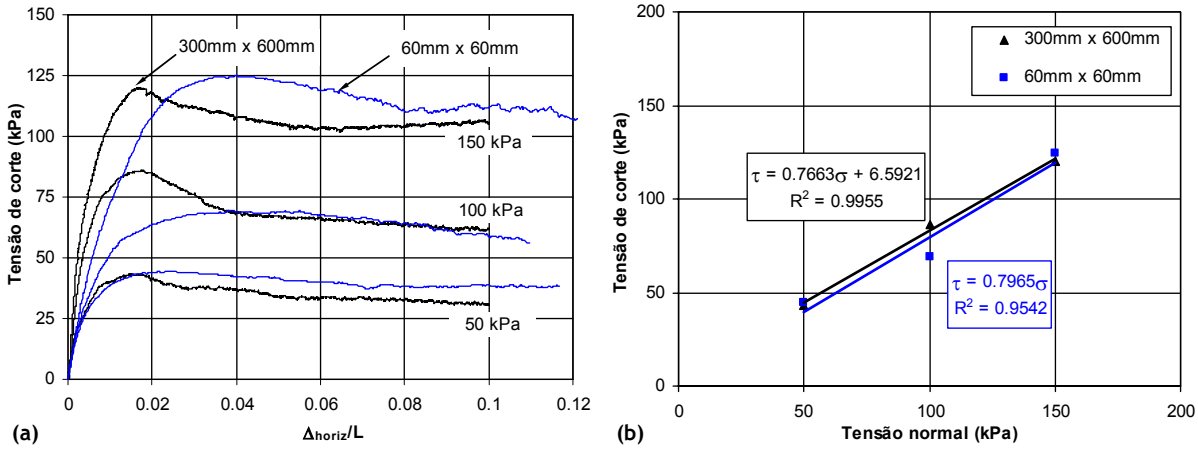


Figura 11.16 – Ensaios de corte directo sobre a areia *SP45*: a) comparação das curvas tensão-deslocamento (normalizado) obtidas com os dois equipamentos; b) rectas envolventes.

Exceptuando os resultados dos ensaios com tensão normal igual a 100 kPa, em que a resistência ao corte máxima obtida com o equipamento convencional foi bastante inferior ao valor registado com o

equipamento de maiores dimensões, poderá afirmar-se que os resultados obtidos com os dois equipamentos se aproximam de forma razoável.

Em termos da definição das envolventes de rotura (Figura 11.16b), verifica-se que o coeficiente de determinação referente aos resultados dos ensaios realizados na caixa de corte convencional é ligeiramente mais baixo. No entanto, assume um valor que se poderá considerar como aceitável. Comparando essas envolventes, constata-se que os valores do ângulo de atrito determinados com os dois equipamentos de ensaio são, tal como se verificou para a areia *SP49*, muito próximos. O ângulo de atrito, ϕ_{ds}, obtido para esta areia com a caixa de corte convencional foi de 38,5º, enquanto que, com o equipamento de maiores dimensões, se obteve ϕ_{ds} = 37,5º.

11.4.3 Ensaio de corte directo de interfaces areia-geossintético

11.4.3.1 Generalidades

Tendo em consideração a análise, apresentada em 11.3.3, sobre o efeito da área de corte a considerar nos ensaios de corte directo realizados no equipamento convencional, optou-se por desprezar a existência, ao longo dos bordos da caixa de corte, de uma "interface" diferente daquela que se pretende estudar, e admitiu-se na análise de todos os resultados, que se apresentam na sequência, que área de corte é igual a 0,0036 m^2.

Nos pontos que se seguem apresenta-se, com maior detalhe, os resultados dos ensaios realizados sobre uma das interfaces e, para as restantes, apresenta-se apenas a comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos de corte directo.

11.4.3.2 Interface areia *SP49-GC50*

A Figura 11.17 ilustra as curvas da tensão de corte em função do deslocamento horizontal imposto na meia-caixa móvel (Figura 11.17a) e do deslocamento vertical registado no centro do provete (Figura 11.17b) obtidas nos ensaios de corte directo, realizados no equipamento tradicional, com vista à caracterização da interface entre a areia *SP49*, depositada para um índice de compacidade de 70%, e o geocompósito *GC50*.

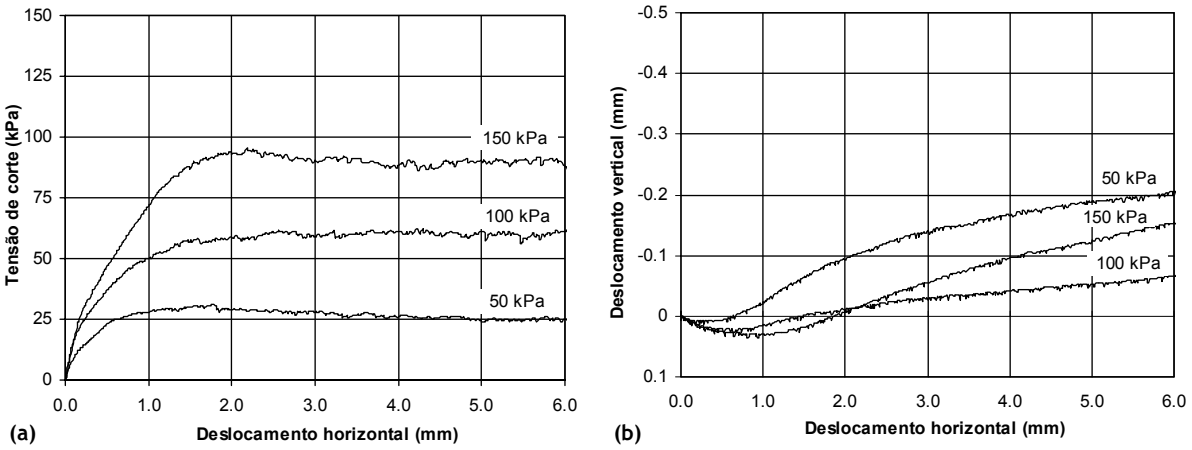


Figura 11.17 - Ensaio de corte directo da interface *SP49-GC50* na caixa convencional: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.

Constata-se, pela análise da Figura 11.17a, que, independentemente do valor da tensão normal, após ser atingida a resistência máxima da interface, que ocorre para valores do deslocamento horizontal entre os 1,8 e os 2,6 mm, esta se mantém aproximadamente constante. Isto significa que, para este valor do índice de compacidade da areia, não é notória qualquer resistência de pico.

Em termos do comportamento dilatante da areia na rotura (Figura 11.17b), os resultados obtidos no ensaio realizado com tensão normal igual a 100 kPa afastam-se do que seria de esperar, resultando para este valor da tensão normal, um ângulo de dilatância sensivelmente inferior ao obtido para os outros valores de σ.

Na Figura 11.18 representam-se os valores máximos da tensão de corte em função da tensão normal de ensaio e ainda, as rectas que definem a envolvente. Tal como se verificou na caracterização da resistência ao corte das areias, constata-se que a recta que melhor se ajusta aos resultados tem ordenada negativa na origem, à qual não poderá ser atribuído qualquer significado físico. Impondo que a tensão de corte seja nula quando não existem tensões normais, obtém-se a envolvente traçada a vermelho.

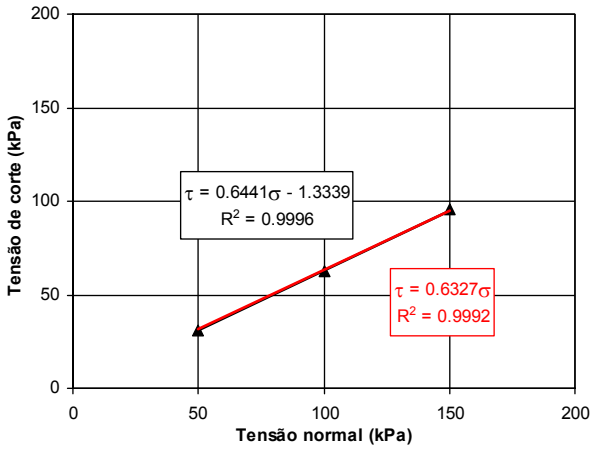


Figura 11.18 - Envolvente de rotura para a interface areia *SP49-GC50* obtida com o equipamento de corte convencional.

Avaliando os valores que o coeficiente de determinação assume, muito próximos da unidade, concluiu-se que, qualquer que seja a opção tomada em termos da definição da envolvente de rotura, o ajuste aos resultados dos ensaios é excelente.

Considerando os resultados do ensaio de corte directo, realizado no equipamento de pequenas dimensões, e admitindo que a ordenada na origem é nula, a interface entre a areia *SP49*, com índice de compacidade da ordem dos 70%, e o geocompósito *GC50* será caracterizada por um ângulo de atrito de 32,3º.

A Figura 11.19 apresenta as tensões de corte e os deslocamentos verticais registados no centro do provete nos ensaios de corte directo, realizados no equipamento de grandes dimensões, para a caracterização da interface entre a areia *SP49* e o geocompósito *GC50*. Contrariamente ao verificado no equipamento de corte convencional, a evolução das tensões de corte com o deslocamento horizontal evidencia um pico de resistência. Este pico de resistência, que não é muito pronunciado, ocorre para valores do deslocamento horizontal crescentes com a tensão normal do ensaio.

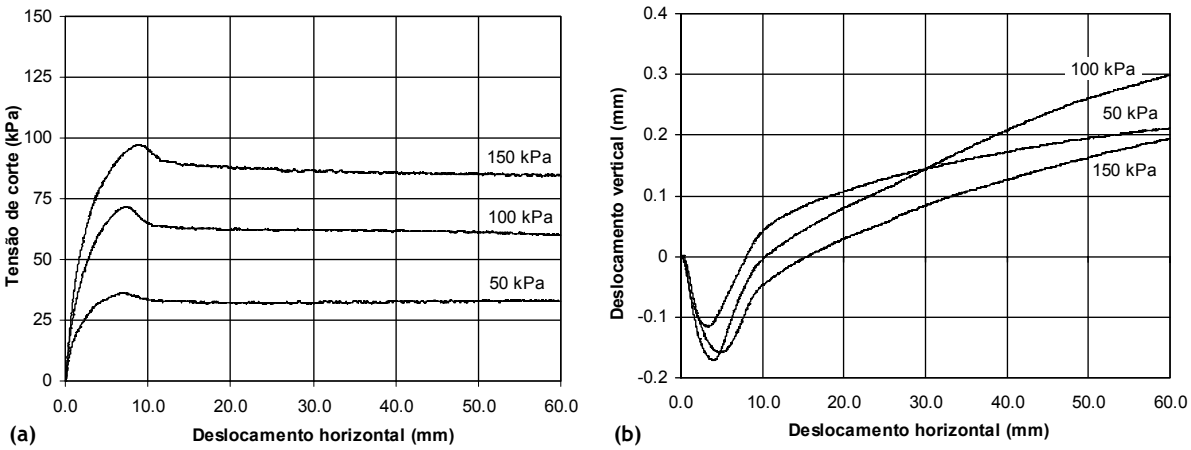


Figura 11.19 - Ensaio de corte directo da interface *SP49-GC50* no protótipo desenvolvido: a) tensão de corte-deslocamento horizontal; b) deslocamento vertical-deslocamento horizontal.

Em termos da evolução do deslocamento vertical da placa de carregamento (Figura 11.19b), o comportamento registado no ensaio realizado com tensão normal igual a 150 kPa parece afastar-se do registado nos restantes ensaios. O valor do assentamento é inferior ao registado no ensaio com tensão normal de 100 kPa e parece existir uma quebra, mais acentuada que nos restantes ensaios, na fase dilatante.

Os valores máximos da tensão de corte, registados para os diferentes valores da tensão normal, nos ensaios de corte directo realizados no equipamento de grandes dimensões, encontram-se representados na Figura 11.20. Nesta figura incluem-se ainda as duas possíveis rectas envolventes: admitindo que a envolvente é curva para valores baixos da tensão normal, resultando valores de adesão aparente, e impondo na equação da recta que a ordenada seja nula na origem. Considerando a possibilidade de existência de uma parcela de adesão aparente, a interface em análise poderá ser caracterizada através de um ângulo de atrito de 31,4º. Caso se considere que não deve ser admitido qualquer valor de adesão, o ângulo de atrito que caracteriza a interface aumentará para os 34,0º.

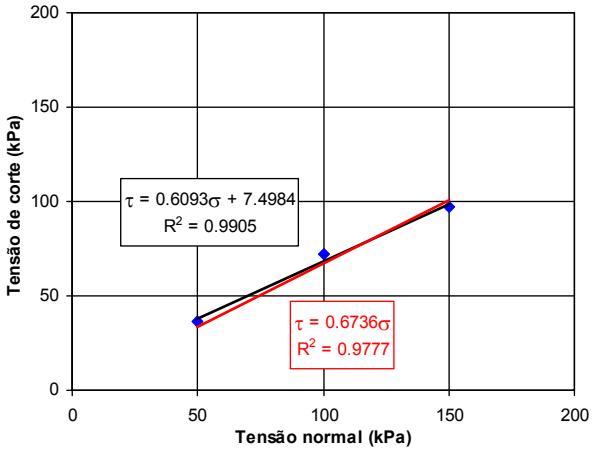


Figura 11.20 – Envolventes de rotura, obtidas com o equipamento de corte de grandes dimensões, para a interface areia *SP49-GC50*.

Na Figura 11.21 comparam-se os resultados obtidos com os dois equipamentos de ensaio, em termos da evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal, normalizado pelo

comprimento da caixa de corte (Figura 11.21a), e no que se refere às envolventes de rotura (Figura 11.21b).

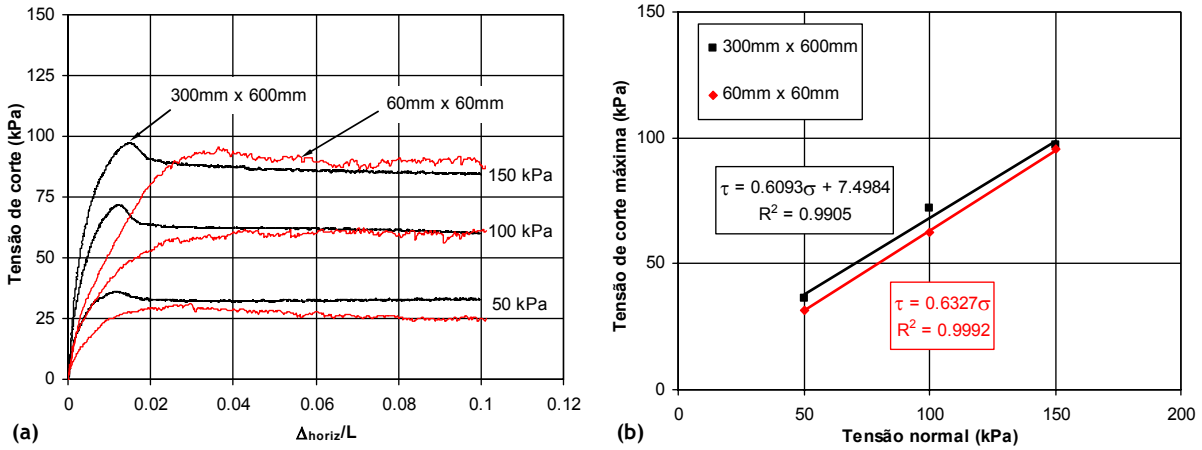


Figura 11.21 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

A análise da Figura 11.21a levanta duas questões. Por um lado, poder-se-á questionar se existe, efectivamente, o pico de resistência ao corte registado no equipamento de grandes dimensões, ou se esse pico, é o resultado de um qualquer atrito adicional que surge durante o ensaio. Por outro lado, surge a dúvida se será possível que a resistência registada na caixa de corte convencional seja apenas a resistência residual da interface.

Sobre a primeira questão levantada no parágrafo anterior, interessa referir que nos ensaios realizados por Silvano (2005) com o protótipo laboratorial, envolvendo a interface entre o geocompósito *GC100* e uma areia grossa solta (I_D = 50%), não foi notório qualquer pico de resistência. Por outro lado, um índice de compacidade de 70% corresponde a um solo arenoso compacto, pelo que, não será despropositada a ocorrência de um pico de resistência.

Relativamente às envolventes, representadas na Figura 11.21b, constata-se que são quase paralelas existindo, no entanto, uma adesão aparente associada aos resultados obtidos com o equipamento de grandes dimensões.

Efeito do índice de compacidade

Na Figura 11.22 apresenta-se o efeito do índice de compacidade da areia *SP49* sobre a resistência ao corte da interface entre esta areia e o geocompósito *GC50*, determinada pelo equipamento de corte directo de grandes dimensões (Figura 11.22a) e recorrendo ao equipamento de corte convencional (Figura 11.22b).

Da análise desta figura constata-se que, como seria de esperar, o aumento do índice de compacidade da areia induz o acréscimo da resistência ao corte de pico da interface. Porém, o aumento da resistência tende a ser mais significativo quando a interface é caracterizada no equipamento de corte convencional.

O ensaio desta interface no equipamento de corte directo de grandes dimensões, quando a areia se encontra com maior compacidade, revelou uma maior rigidez da interface, dado que, a resistência de pico é mobilizada para menores deslocamentos, ainda que essa resistência não seja muito superior à registada quando a areia se encontra mais solta. Em termos da resistência da

interface para grandes deslocamentos, esta é praticamente independente do índice de compacidade da areia.

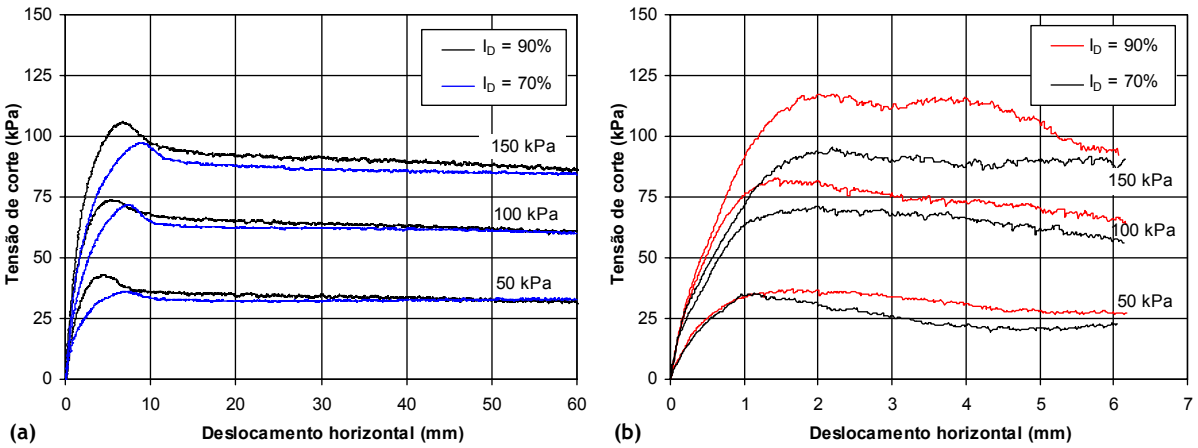


Figura 11.22 – Efeito do índice de compacidade da areia sobre a resistência ao corte da interface *SP49-GC50*: a) resultados obtidos com o protótipo laboratorial; b) resultados obtidos com o equipamento de corte convencional.

Nos ensaios da interface com o equipamento de corte directo convencional (Figura 11.22b) não se desenvolveram picos de resistência bem definidos, mesmo no caso da areia densa. O acréscimo da resistência com o aumento do índice de compacidade da areia é mais significativo, particularmente para os valores mais elevados da tensão normal.

A Figura 11.23 compara os resultados obtidos, com os dois equipamentos de corte directo, para a caracterização da resistência ao corte entre a areia *SP49*, com índice de compacidade de 90%, e o geocompóito *GC50*. Na Figura 11.23a apresenta-se a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal normalizado pelo comprimento da caixa de corte e, na Figura 11.23b, representam-se as rectas envolventes correspondentes aos valores máximos da resistência registados nos dois equipamentos de ensaio.

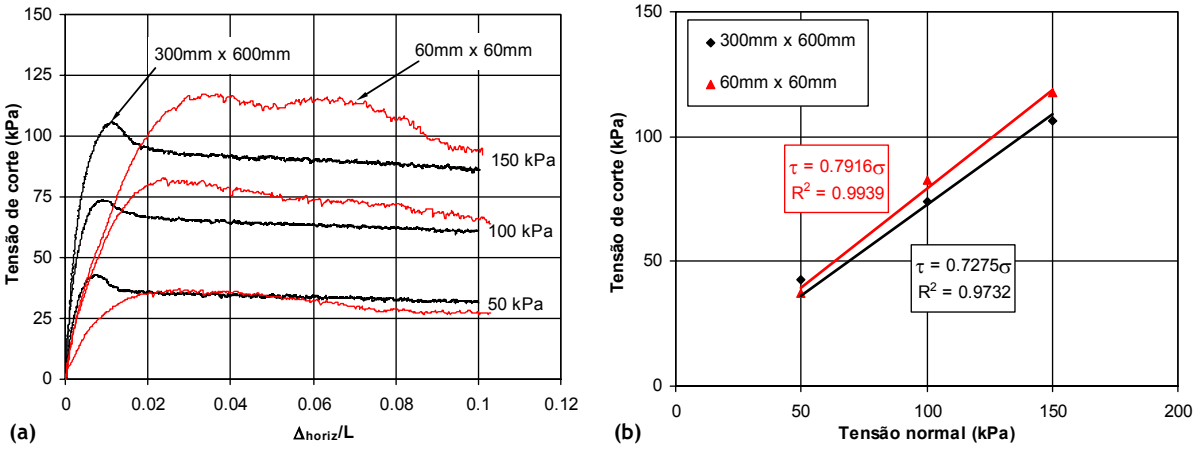


Figura 11.23 - Comparação dos resultados obtidos para a interface entre a areia *SP49* (I_D = 90%) e o *GC50* com os dois equipamentos: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

Com excepção do ensaio realizado para tensão normal de 50 kPa, a resistência ao corte da interface determinada com o equipamento de corte directo convencional é superior à registada no protótipo laboratorial. Em termos do ângulo de atrito que caracteriza esta interface, o valor obtido com o equipamento de menores dimensões é cerca de 6,7% superior ao valor determinado com base no equipamento de grandes dimensões.

11.4.3.3 Interfaces areia *SP49-GC100* e areia *SP49-GC50/50*

Na Figura 11.24 comparam-se os resultados dos ensaios de corte directo realizados, com os dois equipamentos de ensaio, para a caracterização da interface entre a areia *SP49*, com compacidade próxima dos 70%, e o geocompósito de reforço *GC100*.

Na definição da envolvente do ensaio realizado com o equipamento convencional (Figura 11.24b) apresentam-se as duas opções: a recta de melhor ajuste e a recta com ordenada nula na origem. O coeficiente de determinação para a recta que melhor se ajusta aos resultados desse ensaio (a vermelho) é igual à unidade. A inclinação desta recta (igual à tangente do ângulo de atrito) é muito próxima da envolvente obtida no ensaio realizado com o equipamento de maiores dimensões. Impondo que a ordenada seja nula na origem, o coeficiente de determinação é ainda excelente. Porém, o valor do ângulo de atrito afasta-se do valor obtido com o outro equipamento de ensaio.

O facto de se obterem valores negativos para a ordenada na origem quando se define a envolvente dos resultados obtidos com o equipamento de corte convencional está, certamente, relacionado com as dificuldades inerentes à realização dos ensaios para valores reduzidos da tensão normal.

Analisando a Figura 11.24a, que compara a evolução da tensão de corte com o deslocamento normalizado, obtida com os dois equipamentos de ensaio, e tendo também presentes os resultados apresentados na Figura 11.21a, verifica-se que as diferenças são mais significativas nos ensaios realizados com tensão normal igual a 50 kPa. Nestes ensaios, a resistência obtida com o equipamento convencional tende a ser bastante inferior ao valor obtido com o outro equipamento de ensaio. O valor negativo da adesão aparente resulta certamente dessa evidência.

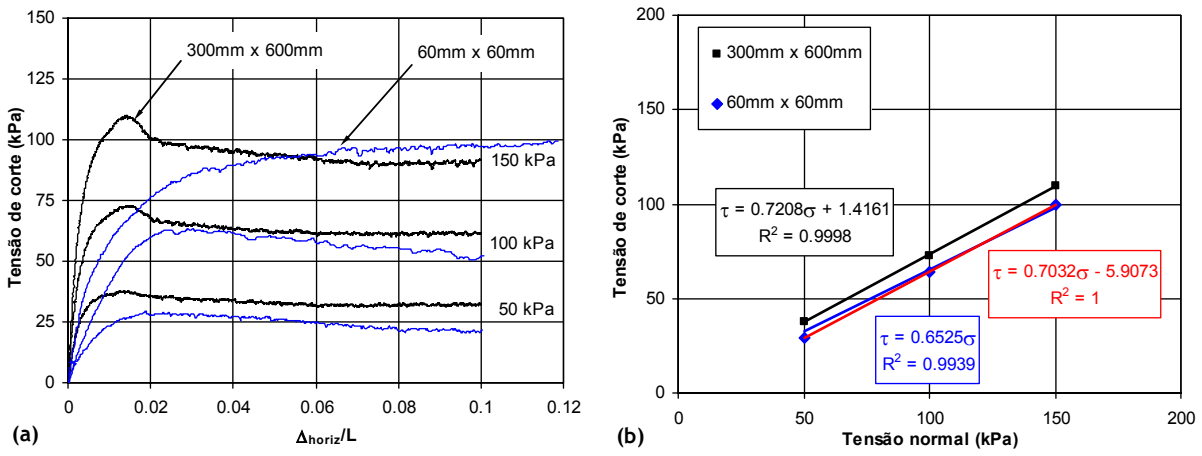


Figura 11.24 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

O geocompósito *GC50/50* é, como se referiu no Capítulo 10, um material com filamentos de poliéster (*PET*) nas duas direcções e de resistência nominal igual a 50 kN/m. Os filamentos de *PET* na direcção longitudinal dispõem-se de forma semelhante aos filamentos dos geocompósitos com reforço unidireccional (*GC50* e *GC100*), enquanto que, na direcção transversal, os filamentos de reforço se apresentam mais próximos entre si e com menor espessura.

Nas Figuras 11.25 e 11.26 comparam-se os resultados obtidos, com os dois equipamentos de corte directo, para a caracterização da interface entre a areia *SP49*, depositada com um índice de compacidade da ordem dos 70%, e o geocompósito *GC50/50*, impondo o corte segundo a sua direcção longitudinal e transversal, respectivamente.

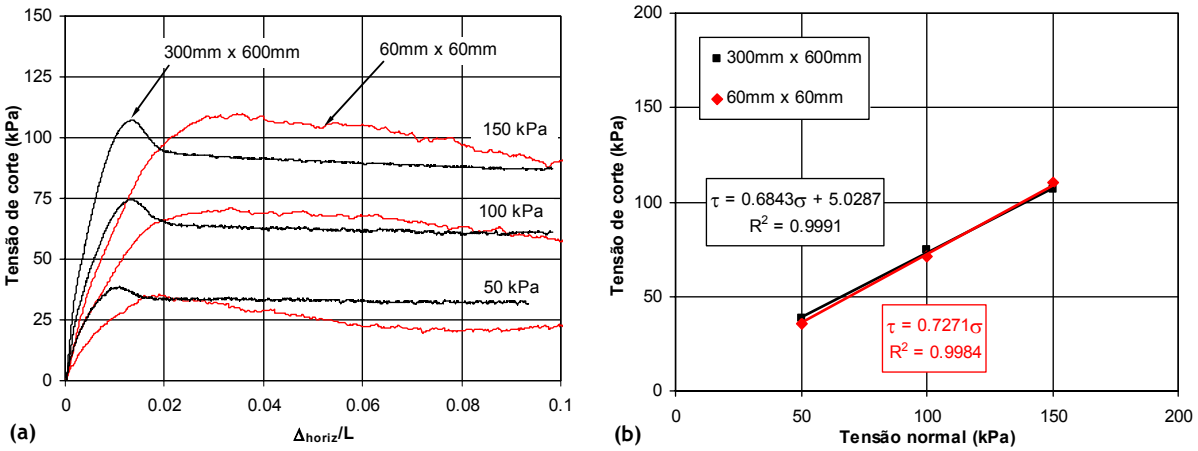


Figura 11.25 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50/50* (direcção longitudinal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

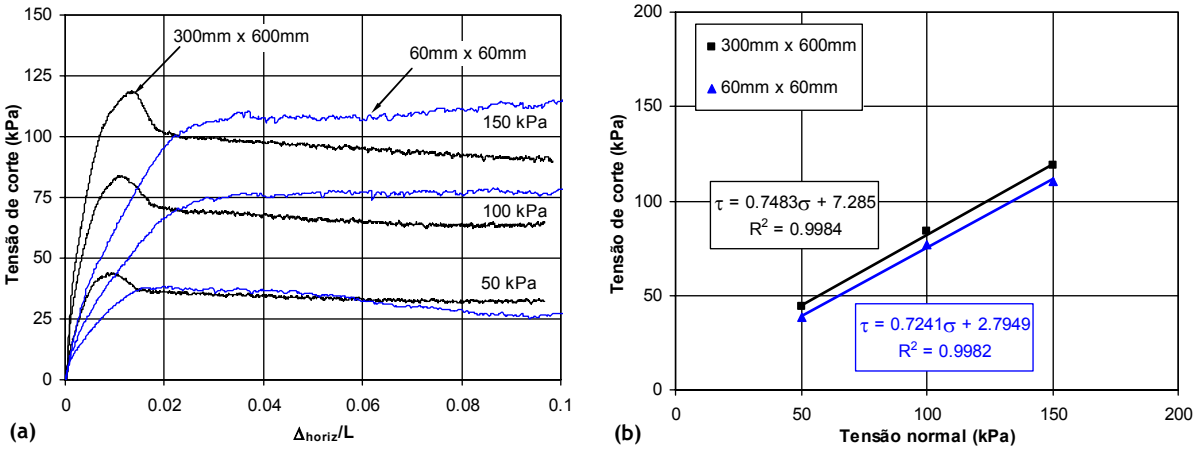


Figura 11.26 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP49-GC50/50* (direcção transversal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

Nos ensaios realizados segundo a direcção longitudinal, ainda que a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal normalizado (Figura 11.25a) seja algo distinta, os valores máximos de resistência obtidos com os dois equipamentos de ensaio são muito próximos (Figura 11.25b). A diferença de resultados ocorre, essencialmente, no ensaio para tensão normal de 50 kPa, resultando uma parcela de adesão aparente, no ensaio com o equipamento de grandes dimensões, e uma ordenada negativa na origem, no ensaio efectuado no equipamento de corte convencional. O ângulo de atrito que caracteriza esta interface será igual a 36,0º, considerando os resultados dos

ensaios realizados no equipamento de menores dimensões, e igual a 34,4º, admitindo os resultados obtidos com o protótipo laboratorial. Note-se, no entanto, que a este último está associada uma adesão de 5 kPa. Caso se imponha que a ordenada seja nula na origem, resultará um ângulo de atrito coincidente com o primeiro (δ = 36,0º).

A resistência ao corte da interface entre a areia *SP49* e o geocompósito *G50/50* segundo a direcção transversal é superior quando é quantificada no equipamento de corte directo de grandes dimensões (Figura 11.26). No entanto, a Figura 11.26b evidencia o quase paralelismo das rectas envolventes obtidas com os resultados dos ensaios realizados nos dois equipamentos de corte directo. Admitindo a existência de adesão aparente, o ângulo de atrito que caracteriza esta interface é de 35,9º e 36,8º considerando, respectivamente, os resultados dos ensaios realizados no equipamento de corte convencional e no protótipo desenvolvido.

11.4.3.4 Interfaces entre a areia *SP45* e os geocompósitos

Nas Figuras 11.27, 11.28 e 11.29 comparam-se os resultados dos ensaios de corte directo, realizados com os dois equipamentos de ensaio, para a caracterização das interfaces entre a areia *SP45*, depositada com índice de compacidade de 70% e os geocompósitos *GC50*, *GC100* e *GC50/50* (direcção longitudinal), respectivamente.

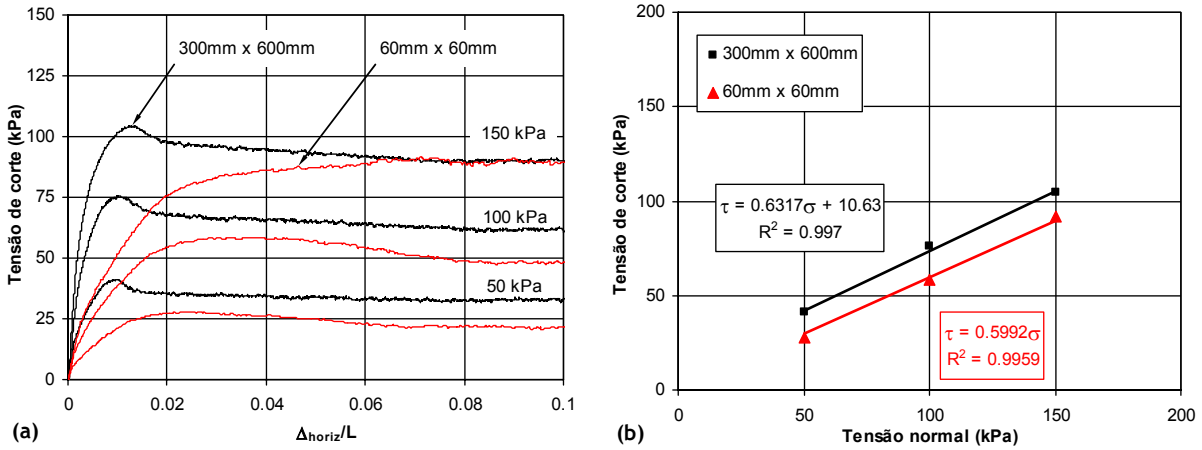


Figura 11.27 - Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

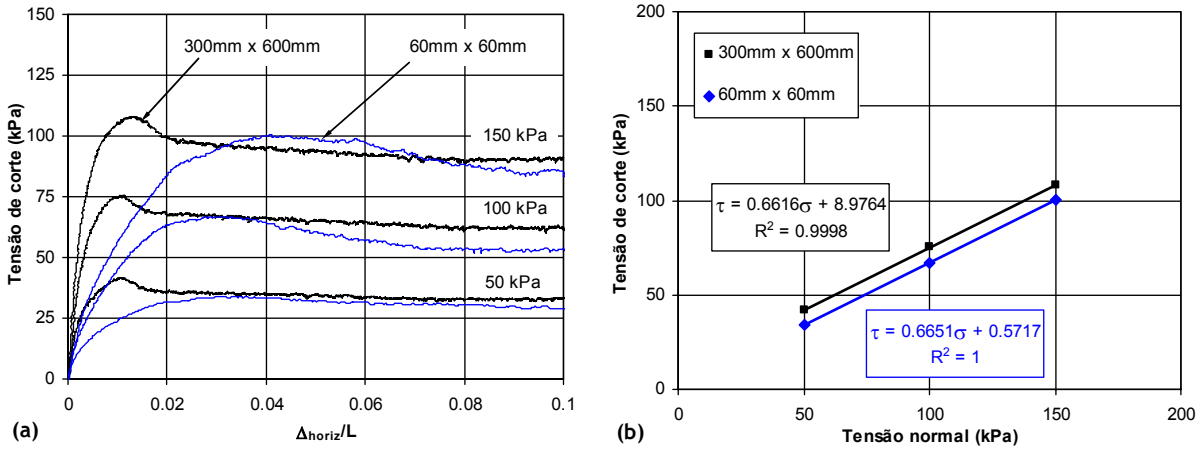


Figura 11.28 - Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

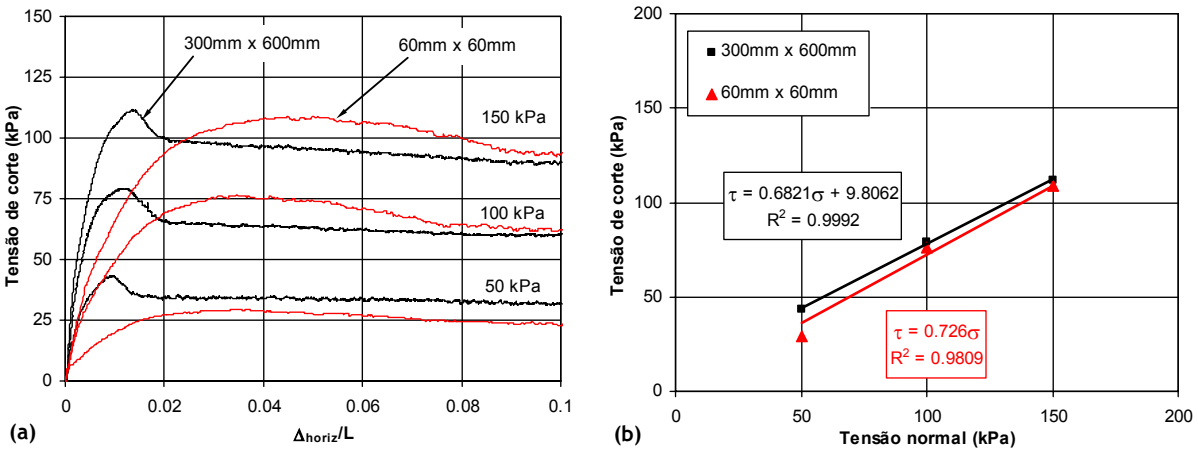


Figura 11.29 – Comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos para a interface areia *SP45-GC50/50* (direcção longitudinal): a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

A análise destas figuras reforça a tendência para a obtenção de resistências ao corte superiores quando se recorre ao equipamento de corte directo de grandes dimensões, resultando, envolventes de rotura quase paralelas.

A comparação em termos do valor do ângulo de atrito que caracteriza estas interfaces é apresentada na sequência (Quadro 11.3).

11.5 ENSAIOS DE CORTE SIMPLES MONOTÓNICOS

11.5.1 Descrição do equipamento e da preparação dos provetes

O equipamento de corte simples, do LNEC, é do tipo NGI, modelo Geonor h-12. É um aparelho de corte simples linear, que difere dos equipamentos de corte directo em virtude dos elementos que delimitam as fronteiras verticais dos provetes serem basculáveis, permitindo uma deformação mais uniforme do solo, a rotação das tensões principais e uma rotura segundo planos não previamente impostos (Caldeira, 1994). Apresenta-se na Figura 11.30 uma fotografia do equipamento.



Figura 11.30 – Equipamento de corte simples do *LNEC* utilizado no estudo experimental.

Os provetes são cilíndricos, com uma altura de 16 mm e um diâmetro de cerca de 80 mm. A membrana de borracha, que envolve lateralmente o provete, é reforçada na parte central, onde se localiza a amostra de solo, por um filamento metálico inextensível, conferindo-lhe rigidez suficiente para impedir as deformações laterais, sem limitar a possibilidade de bascular livremente para qualquer dos lados (Caldeira, 1994).

Este equipamento de corte simples permite, mediante o acoplamento de algumas unidades adicionais, nomeadamente um cilindro de duplo efeito de ar comprimido, a execução de ensaios de corte simples cíclicos. Uma descrição pormenorizada deste equipamento pode encontrar-se em Caldeira (1994).

Os provetes são preparados num equipamento específico existente para o efeito (Figura 11.31d), constituído pelo porta-provetes, pela base, pela canga e por outros acessórios.



Figura 11.31 – Processo de preparação dos provetes: a) ajuste da camisa; b) colocação do geossintético; c) colocação do porta-filtros superior; d) provete pronto para ser instalado no equipamento de corte.

Em função do índice de compacidade da areia que se pretende ensaiar e do volume seleccionado para o provete, determinou-se a quantidade de solo seco necessária. Após a colocação sobre a base do equipamento de preparação dos provetes, do pedestal e do porta-filtros inferior, montou-se, nas colunas, a canga do distensor de camisas e montou-se, nesta, a camisa reforçada dobrando-a (Figura 11.31a). Por meio de uma linha de vácuo, ajustou-se a camisa até se verificar a total aderência e deslocou-se a canga para a base do pedestal, de modo a que, com o porta-filtros inferior, a camisa delimitasse o espaço que serve de molde para a areia. A quantidade de areia, previamente pesada, é, então, depositada neste "recipiente". Para o índice de compacidade com que foram realizados os ensaios não foi necessário proceder à vibração das amostras. Seguidamente, coloca-se o porta-filtros superior em contacto com a extremidade da amostra (Figura 11.31c), desliga-se o compressor, a camisa é desdobrada e ligada ao porta-filtros superior (Figura 11.31d).

Nos ensaios em que se introduziu um nível de reforço, a espessura do geossintético foi descontada à altura do provete, para determinar a quantidade de areia correspondente ao índice de compacidade pretendido. Esta quantidade de areia foi dividida em duas porções, sendo, inicialmente, depositada uma porção no "recipiente" criado pela camisa reforçada. De seguida foi colocado o geossintético (Figura 11.31b) e, finalmente, foi depositada a segunda camada de areia. Na Figura 11.32 apresenta-se um provete já instalado no equipamento, onde é visível o geossintético colocado a meia altura.

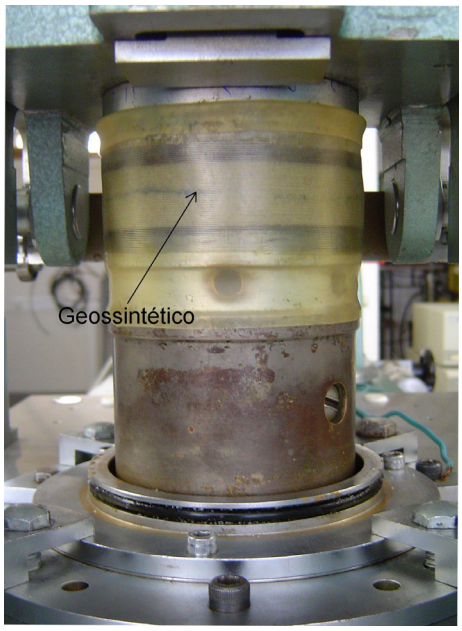


Figura 11.32 – Provete de ensaio com um nível de reforço (após o ensaio).

Após o procedimento de preparação descrito, o porta-provetes é colocado sob o veio vertical da máquina, fixando-o à base da unidade principal. Assenta-se a face inferior da meia caixa deslizante (superior) no topo do porta-filtros superior, e solidariza-se esta meia caixa ao veio da máquina, através de pinos para garantir a coaxilidade da aplicação da carga relativamente ao eixo do provete. No prato porta pesos do pendural de carregamento vertical, colocam-se os discos que perfazem o peso equivalente a um décimo da força axial correspondente à tensão vertical com que se pretende consolidar e ensaiar o provete.

A consolidação das amostras foi efectuada durante um intervalo de tempo não inferior a 24 horas, sendo registado o assentamento verificado nesta fase, para efectuar a correcção da altura do provete na fase de corte.

Embora este equipamento de corte simples tenha potencialidade para realizar ensaios de corte monotónicos com deformação ou tensão controlada, todos os ensaios monotónicos realizados, no âmbito deste trabalho, foram de deformação controlada.

11.5.2 Resultados dos ensaios de corte simples das areias

11.5.2.1 Ensaio de corte simples da areia *SP49*

Na Figura 11.33 apresentam-se as tensões de corte geradas no ensaio de corte simples da areia *SP49*, com índice de compacidade da ordem dos 70%, para os três valores da tensão vertical. Tentou-se que as tensões verticais fossem, tanto quanto possível, semelhantes às aplicadas nos ensaios de corte directo. A Figura 11.33a ilustra a evolução das tensões de corte com a distorção e, na Figura 11.33b, apresentam-se as tensões de corte normalizadas pela tensão vertical do ensaio. Da análise desta figura pode, desde já, concluir-se que a resistência da areia para o valor mais baixo da tensão vertical é inferior à exibida para os restantes valores da tensão vertical.

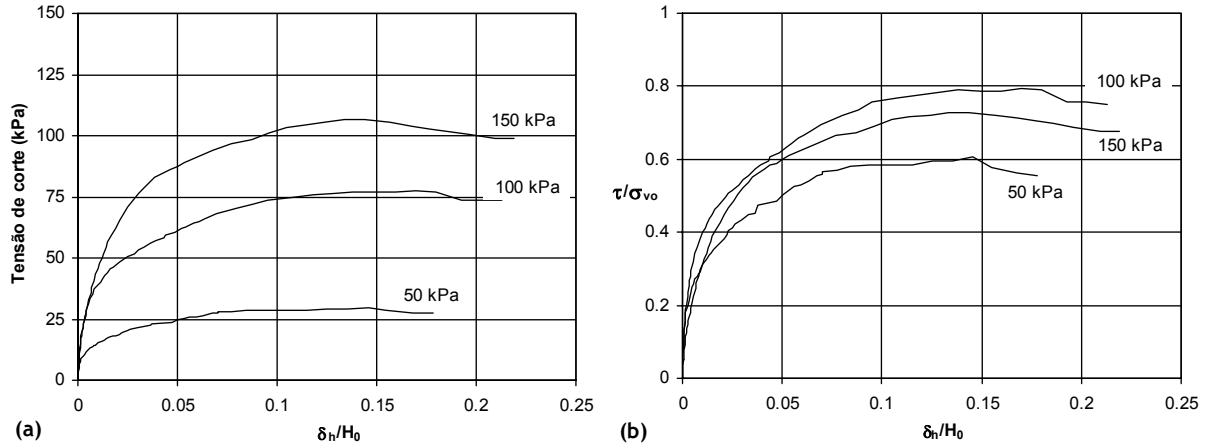


Figura 11.33 - Ensaio de corte simples da areia *SP49*: a) tensões de corte desenvolvidas durante o ensaio; b) tensões de corte normalizadas pela tensão vertical.

A Figura 11.34 apresenta os deslocamentos verticais do provete, registados durante a fase de corte, para os três valores da tensão vertical.

Na Figura 11.35a apresentam-se os valores máximos da tensão de corte, em função da tensão vertical de ensaio, e a definição da recta envolvente de rotura. A recta que melhor se ajusta aos resultados tem ordenada não nula na origem, evidência da menor resistência exibida no ensaio com tensão vertical de 50 kPa. Impondo que a tensão de corte seja nula quando não existem tensões verticais aplicadas, obtém-se, ainda, um coeficiente de determinação razoável.

A Figura 11.35b resume os valores máximos da resistência obtidos nos três ensaios (corte directo e corte simples) realizados para caracterização da areia *SP49*, bem como as respectivas rectas envolventes. Esta figura mostra uma excelente coerência de resultados. À parte a parcela de adesão aparente, registada no ensaio de corte directo realizado com o equipamento de grandes dimensões, as rectas envolventes são muito próximas.

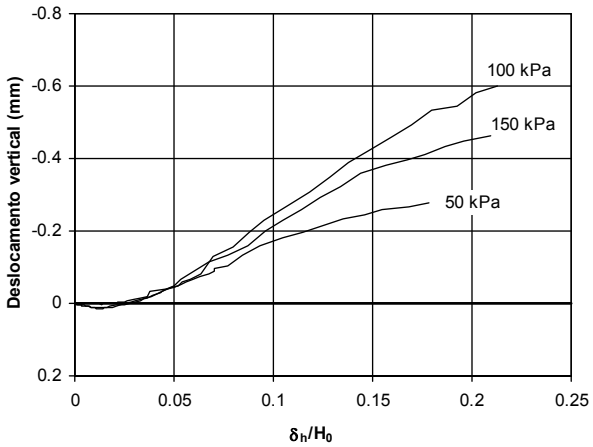


Figura 11.34 – Evolução do deslocamento vertical durante o ensaio de corte simples da areia *SP49*.

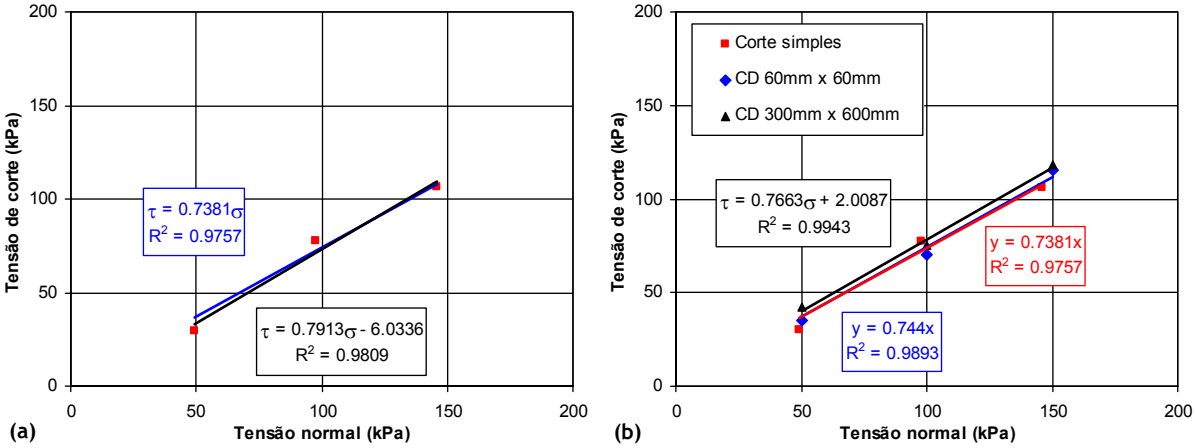


Figura 11.35 – Envolventes de rotura da areia *SP49*: a) envolventes para o ensaio de corte simples; b) comparação das envolventes referentes aos 3 tipos de ensaios.

A caracterização da resistência ao corte da areia *SP49* através do equipamento de corte directo convencional e através do ensaio de corte simples fornece resultados coincidentes. O equipamento de corte directo de grandes dimensões sobrestimou, ligeiramente, a resistência obtida com os equipamentos convencionais.

11.5.2.2 Ensaio de corte simples da areia *SP45*

A Figura 11.36 ilustra a evolução, com a distorção, da tensão de corte (Figura 11.36a) e da tensão de corte normalizada pela respectiva tensão vertical (Figura 11.36b), obtidas no ensaio de corte simples da areia *SP45*.

Na Figura 11.37 comparam-se os valores máximos das tensões de corte registados nos três tipos de ensaios, realizados para a caracterização da resistência ao corte desta areia, e as respectivas rectas envolventes de rotura. Os ensaios de corte directo sobrestimaram, ligeiramente, a resistência ao corte da areia *SP45*, mas as envolventes de rotura mantêm-se, ainda, muito próximas.

Nos ensaios de corte simples permanece a tendência para se registarem ordenadas negativas na origem da envolvente, ainda que sem grande significado.

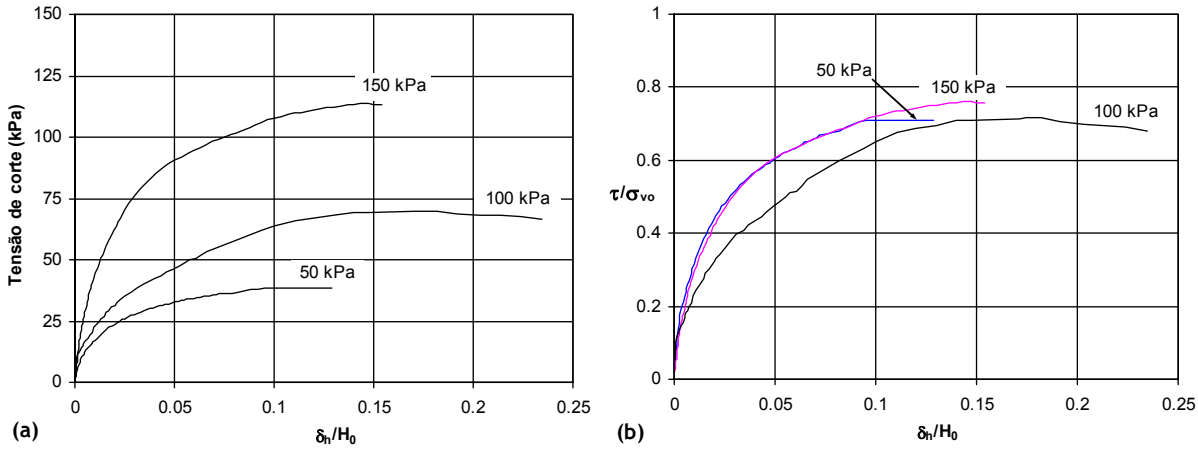


Figura 11.36 - Ensaio de corte simples da areia *SP45*: a) tensões de corte desenvolvidas durante o ensaio; b) tensões de corte normalizadas pela tensão vertical.

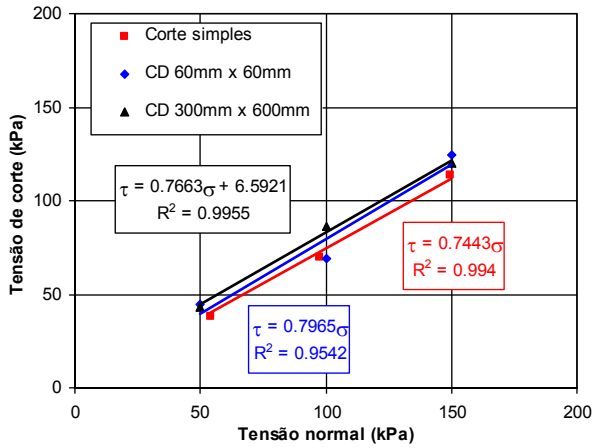


Figura 11.37 – Comparação das envolventes de rotura de resistência ao corte da areia *SP45*, obtidas com os três equipamentos de ensaio.

11.5.3 Resultados dos ensaios de corte simples de provetes com um nível de reforço

11.5.3.1 Areia *SP49* reforçada

Na Figura 11.38 resumem-se os resultados do ensaio de corte simples realizados sobre a areia SP49 reforçada com um nível de geocompósito GC50. O geocompósito foi colocado, como se referiu em 11.5.1, a meia altura do provete, fazendo coincidir a direcção de aplicação da solicitação com a direcção principal do reforço. Na Figura 11.38b apresentam-se os valores máximos da tensão de corte, para os três valores da tensão vertical, e a respectiva recta envolvente de rotura. O coeficiente de determinação para a recta que melhor se ajusta aos resultados do ensaio é excelente, revelando uma parcela coesiva, sem grande significado, reflexo da curvatura da envolvente de rotura para valores reduzidos da tensão vertical.

A evolução das tensões de corte com a distorção e a determinação das rectas envolventes de rotura, referentes aos ensaios de corte simples da areia SP49 reforçada com os geocompósitos GC100 e GC50/50, apresentam-se, respectivamente, na Figura 11.39 e na Figura 11.40.

Os coeficientes de determinação associados à definição das envolventes de rotura são excelentes. Quando a areia foi reforçada com o geocompósito *GC100*, surgiu na definição da recta envolvente, tal como em alguns ensaios apresentados nos pontos anteriores, um valor negativo da

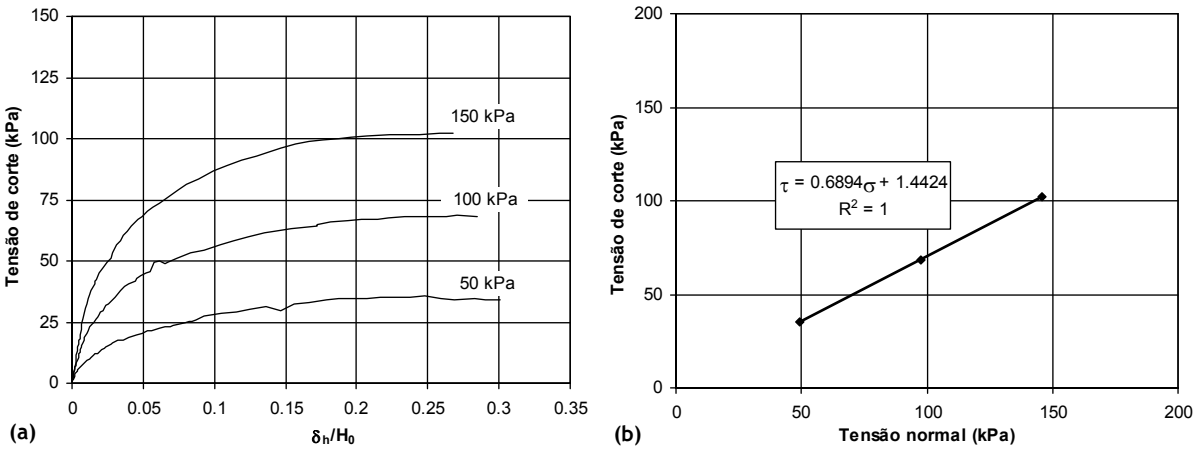


Figura 11.38 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente de rotura.

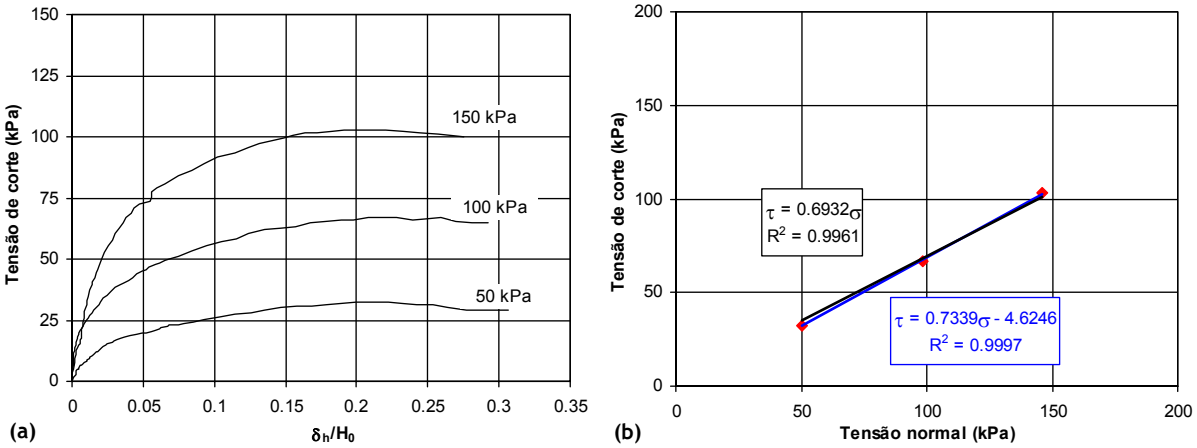


Figura 11.39 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes de rotura.

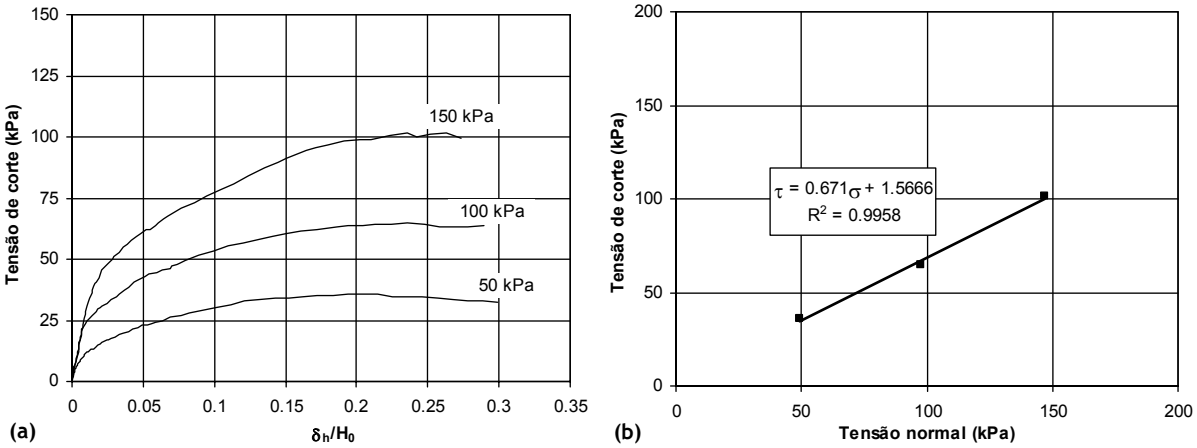


Figura 11.40 – Ensaio de corte simples da areia *SP49* reforçada com *GC50/50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes de rotura.

ordenada na origem, resultado da menor resistência ao corte registada no ensaio com tensão vertical de 50 kPa. Impondo que a recta envolvente passe na origem do sistema de eixos, o coeficiente de determinação é, ainda, adequado.

Comparando as Figuras 11.38b, 11.39b, e 11.40b, constata-se, tal como era esperado, que o comportamento da areia reforçada não é muito sensível à resistência e às características superficiais do geossintético. Relembre-se que os geossintéticos utilizados neste estudo se distinguem apenas pela resistência à tracção, assegurada pela diferente espessura dos elementos de *PET*.

A resistência ao corte da areia *SP49* "reforçada" com um nível de geossintético, determinada através de ensaios de corte simples, revelou-se ligeiramente inferior à resistência ao corte da areia sem qualquer elemento de reforço. Esta evidência, que não era à partida expectável, justifica-se pelo facto da presença do reforço conduzir a que exista uma camada de areia que, devido ao amortecimento criado pelo geossintético durante o processo de deposição (queda de areia), se encontra mais solta.

Na Figura 11.41 comparam-se os deslocamentos verticais dos provetes, durante a fase de corte, registados no ensaio da areia *SP49* e nos ensaios desta areia com um nível do geocompósito *GC50* (Figura 11.41a) e do geocompósito *GC50/50* (Figura 11.41b). Para facilitar a interpretação destes gráficos, optou-se por apresentar apenas os deslocamentos verticais referentes aos ensaios realizados com o maior e o menor valor da tensão vertical. A análise desta figura corrobora a justificação apresentada no parágrafo anterior para a menor resistência ao corte exibida pelos provetes com um nível de reforço. Quando no interior dos provetes é colocado um nível de reforço registam-se maiores assentamentos e a fase dilatante tem menor significado.

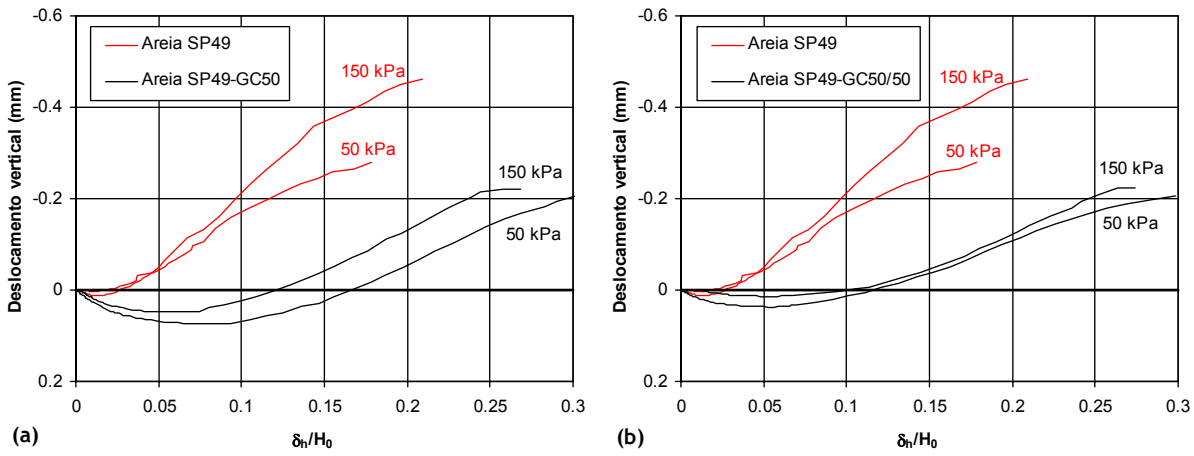


Figura 11.41 – Comparação dos deslocamentos verticais do provete nos ensaios de corte simples sobre a areia *SP49* e sobre a *SP49* reforçada com: a) o geocompósito *GC50*; b) o geocompósito *GC50/50*.

Nas Figuras 11.42, 11.43 e 11.44 comparam-se as rectas envolventes de rotura obtidas nos ensaios de corte simples, realizados sobre provetes de areia *SP49* com um nível de geocompósito, respectivamente, *GC50*, *GC100* e *GC50/50*, com as rectas envolventes de rotura obtidas nos ensaios de corte directo (CD) realizados para a caracterização da interface entre os dois materiais.

Enquanto nos ensaios de corte directo se caracteriza a interface entre os dois materiais (areia e geocompósito), nos ensaios de corte simples é ensaiado o comportamento conjunto da areia com o reforço. Não obstante esta diferença, constata-se, pela análise das Figuras 11.42, 11.43 e 11.44, que a resistência ao corte do conjunto se aproxima da resistência ao corte da própria interface entre os dois materiais.

A comparação em termos dos valores do ângulo de atrito é apresentada na sequência.

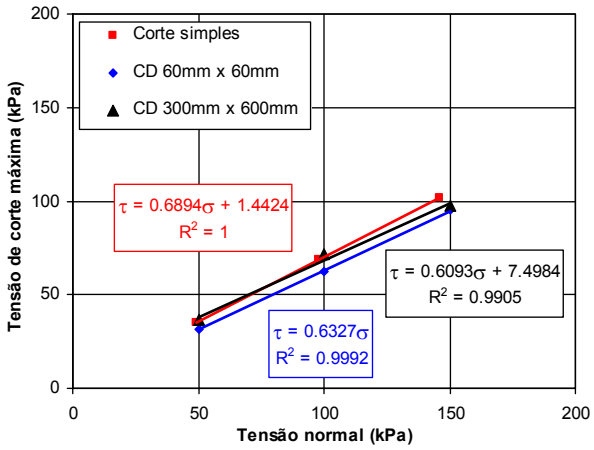


Figura 11.42 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

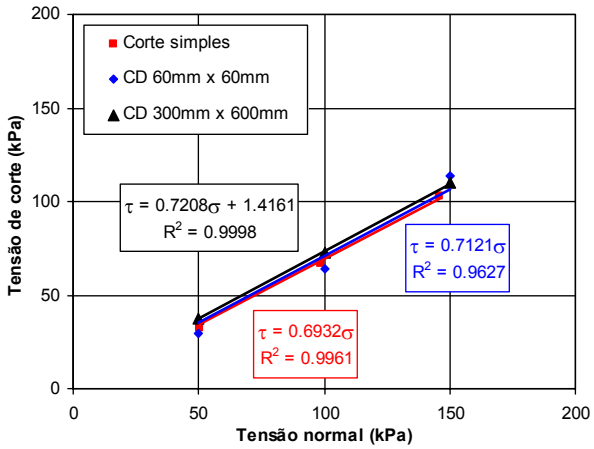


Figura 11.43 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC100* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

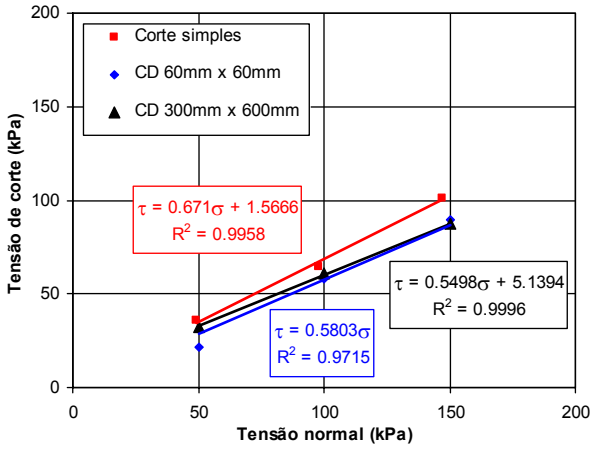


Figura 11.44 - Comparação das envolventes de rotura da resistência ao corte da areia *SP49* reforçada com *GC50/50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

11.5.3.2 Areia *SP45* reforçada

Nas Figuras 11.45, 11.46 e 11.47 resumem-se os resultados dos ensaios de corte simples realizados sobre a areia *SP45* com um nível de geossintético. A boa correlação entre os resultados dos ensaios realizados sobre esta areia foi de igual forma conseguida. As conclusões apresentadas no ponto anterior, referentes à areia *SP49*, são extensíveis à areia mais fina.

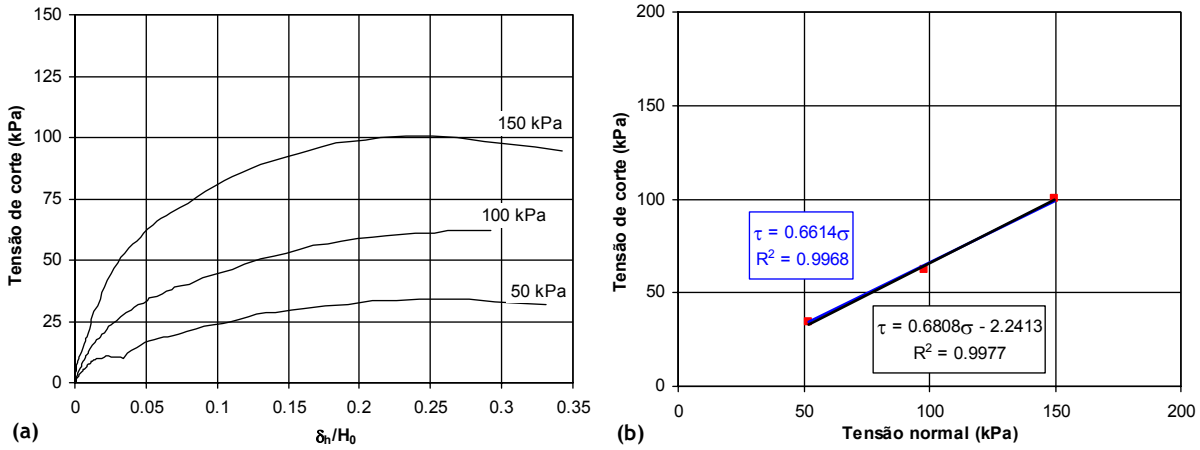


Figura 11.45 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC50*: a) evolução das tensões de corte; b) rectas envolventes.

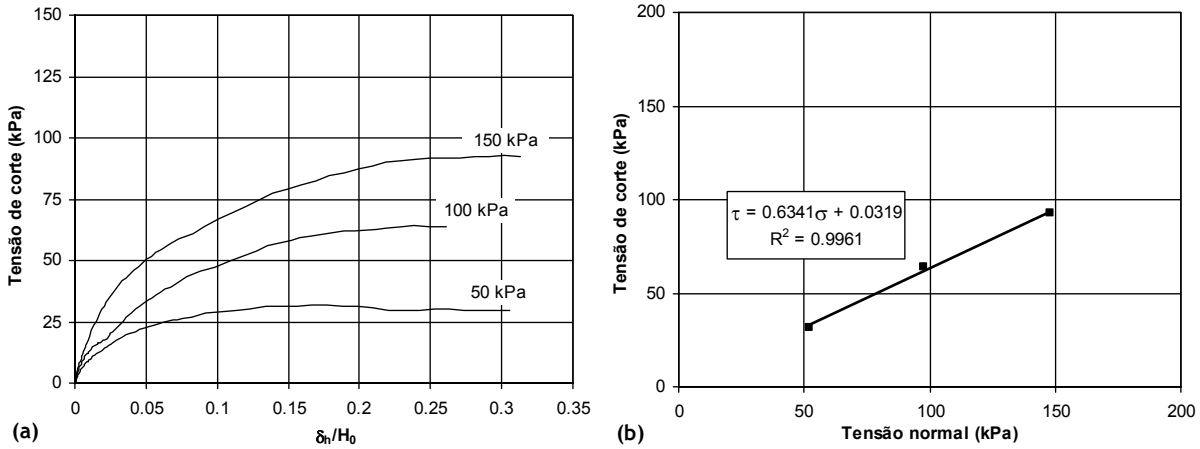


Figura 11.46 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC100*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente.

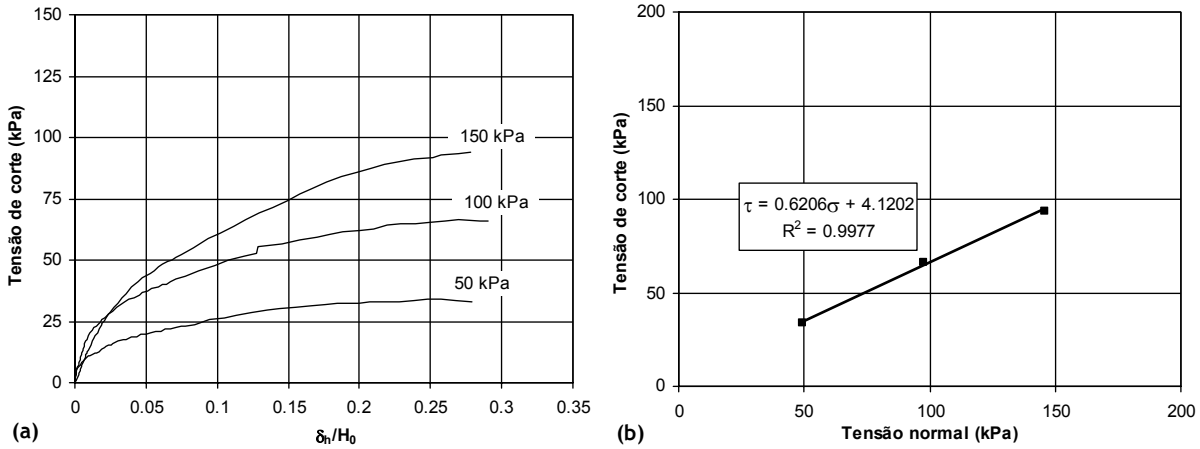


Figura 11.47 – Ensaio de corte simples da areia *SP45* reforçada com *GC50/50*: a) evolução das tensões de corte; b) recta envolvente.

Com o intuito de generalizar as conclusões apresentadas anteriormente, envolvendo a caracterização da resistência ao corte da areia reforçada, através de ensaios de corte simples e de corte directo, comparam-se nas Figuras 11.48, 11.49 e 11.50 as rectas envolventes de rotura obtidas nos diferentes ensaios realizados. Ainda que os resultados obtidos na caracterização da areia *SP45* não sejam tão próximos entre si quanto o observado com a areia *SP49*, poderá, ainda, afirmar-se

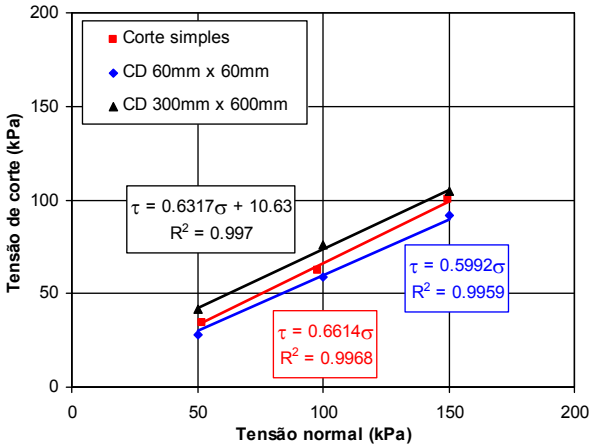


Figura 11.48 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

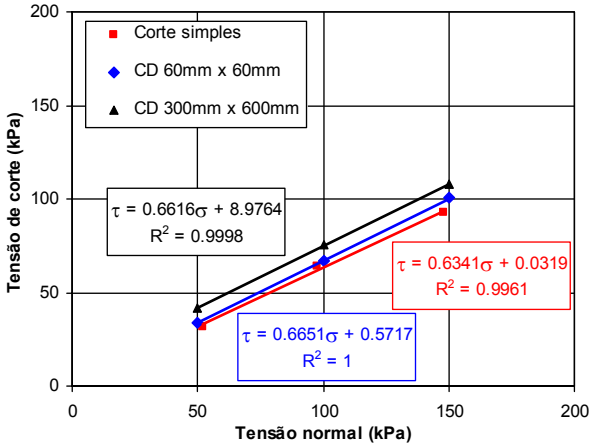


Figura 11.49 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC100* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

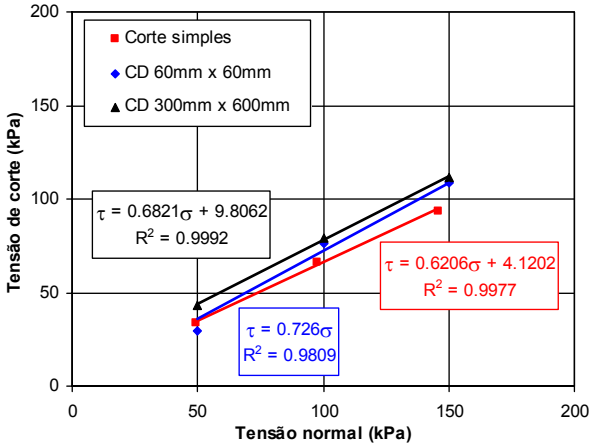


Figura 11.50 - Comparação das rectas envolventes da resistência ao corte da areia *SP45* reforçada com *GC50/50* obtidas com os três equipamentos de ensaio.

que a resistência ao corte da areia reforçada se aproxima da resistência ao corte da interface entre essa areia e o elemento de reforço.

11.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MONOTÓNICOS

No Quadro 11.3 resumem-se os valores do ângulo de atrito e da coesão/adesão aparente, referentes às envolventes de rotura obtidas nos ensaios de corte directo e de corte simples. Dado que, como se referiu nos pontos anteriores, em determinados ensaios a envolvente de rotura evidenciou ordenada negativa na origem, tendo-se imposto que esta fosse nula, essa condição encontra-se claramente identificada no quadro sempre que foi aplicada.

Quadro 11.3 – Comparação dos resultados dos ensaios monotónicos.

Areia ou Interface	Ensaios de corte directo					Ensaio de corte simples	
	300 mm × 600 mm			60 mm × 60 mm			
	Ângulo de atrito (º)	Ordenada na origem (kPa)	Ângulo de atrito (º)*	Ângulo de atrito (º)	Ordenada na origem (kPa)	Ângulo de atrito (º)	Ordenada na origem (kPa)
Areia *SP49*	37,5	2,0	38,1*	36,6*	-	36,4*	-
SP49 – GC50	31,4	7,5	34,0*	32,3*	-	35,1* / 34,6	1,4
SP49 – GC100	35,8	1,4	36,2*	33,1*	-	34,7*	
SP49 – GC50/50L	34,4	5,0	36,0*	36,0*	-	34,4* / 33,9	1,6
SP49 – GC50/50Tr	36,8	7,3	39,0*	36,8* / 35,9	2,8	×	×
Areia *SP45*	37,5	6,6	39,4*	38,5*	-	36,7*	-
SP45 – GC50	32,3	10,6	35,9*	30,9*	-	33,5*	-
SP45 – GC100	33,5	9,0	36,5*	33,6	0,6	32,4	0,03
SP45 – GC50/50L	34,3	9,8	37,5*	36,0*	-	33,3* / 31,8	4,1
Areia *SP49***	43,4	(-4,6)	42,2*	47,6	9,5	×	×
SP49** - GC50	32,3	11,2	36,0*	38,4*	-	×	×

* Impondo a ordenada nula na origem
** Índice de compacidade da ordem dos 90%
× Ensaio não realizado

Em termos da caracterização da resistência ao corte das areias, esta é ligeiramente sobrestimada pelo equipamento de corte directo de grandes dimensões. Note-se que a diferença máxima, registada na areia *SP49*, é de apenas 4,1%. Para a areia *SP49*, o ensaio de corte directo (convencional) não sobrestimou a resistência ao corte, comparativamente com os valores obtidos pelo ensaio de corte simples, o que poderá ser justificado pelo facto do índice de compacidade nos ensaios de corte simples ser ligeiramente inferior aos 70%. O ensaio de corte directo (convencional) sobrestimou em cerca de 5% a resistência ao corte da areia mais fina (*SP45*).

A areia *SP49* foi também caracterizada, através dos ensaios de corte directo, num estado de maior compacidade (I_D = 90%). Para este valor do índice de compacidade, julga-se que o ensaio de corte directo convencional sobrestimou, de forma considerável, a resistência ao corte da areia.

Comparando a resistência ao corte das diferentes interfaces, avaliada com os equipamentos de corte directo, constata-se que, tal como foi referido nos pontos anteriores, esta tende a ser superior quando determinada através do equipamento de grandes dimensões.

Em todos os ensaios realizados no protótipo laboratorial, com excepção da caracterização da areia *SP49* com índice de compacidade de 90%, as envolventes de rotura evidenciaram coesão ou adesão aparente, em resultado da tendência destas envolventes serem curvas para valores baixos da tensão normal. Contrariamente, as envolventes de rotura para a maioria dos ensaios realizados no equipamento de corte directo convencional, exibiram ordenada negativa na origem, facto relacionado, certamente, com as dificuldades na realização deste tipo de ensaios para valores reduzidos da tensão normal.

Embora a caracterização obtida com os ensaios de corte simples seja distinta da caracterização directa da interface obtida com o ensaio de corte directo, poderá afirmar-se que a resistência ao corte do material anisotrópico, areia e geossintético, se aproxima da resistência ao corte da própria interface entre os dois materiais.

11.7 ENSAIOS DE CORTE DIRECTO CÍCLICO

11.7.1 Descrição geral dos ensaios

Como se referiu no Capítulo 9, o equipamento de corte directo desenvolvido no âmbito do presente trabalho, permite a realização de ensaios cíclicos com controlo de deslocamento ou com controlo de força. Estas duas modalidades de ensaio foram utilizadas para a caracterização, sob carregamento cíclico, da interface entre a areia *SP49* e o geossintético *GC50*. Na generalidade dos ensaios, o índice de compacidade inicial da areia foi da ordem dos 70%. O seu efeito foi também avaliado efectuando um ensaio no qual o índice de compacidade inicial rondou os 90%.

Os ensaios de corte directo cíclico foram efectuados para tensão vertical constante e igual a 100 kPa, solicitando a referida interface com ondas do tipo sinusoidal. Realizaram-se ensaios escalonados, solicitando a interface com escalões (de força ou de deslocamento) crescentes até à rotura. Em cada escalão de carga o provete (areia e geossintético) foi submetido a 40 ciclos.

Nos ensaios cíclicos com controlo de deslocamento, a semi-amplitude do deslocamento imposto no escalão inicial foi de 0,5 mm, que corresponde a cerca de 7% do valor do deslocamento para o qual se registou a resistência máxima da interface nos ensaios de corte directo monotónico, efectuando-se incrementos de 0,25 mm nos escalões posteriores até à rotura.

A semi-amplitude da força horizontal imposta à interface, nos ensaios com controlo de força, foi também definida em função da resistência obtida nos ensaios monotónicos realizados sobre a mesma interface. No escalão inicial, a semi-amplitude da força foi da ordem dos 20% da força máxima registada no ensaio monotónico, sofrendo incrementos da ordem dos 10% nos escalões seguintes.

Para a realização dos ensaios de corte directo cíclico, tal como nos ensaios monotónicos, o geossintético foi fixo à meia-caixa inferior (móvel) ao longo das quatro extremidades (ver Figura 9.25). Após a deposição da areia, de acordo com o procedimento descrito em 9.4.5.2, desceu-se a placa de carregamento vertical, colocaram-se o(s) transdutor(es) de deslocamento para registo dos movimentos verticais e aplicou-se a carga vertical, a que corresponde uma tensão vertical de 100 kPa, durante 60 minutos, após os quais se procedeu à realização dos ciclos de carregamento. Terminados os 40 ciclos de carga, retiraram-se o(s) transdutor(es) de deslocamento colocados na placa de carregamento e esta subiu para a sua posição de repouso, aliviando totalmente o carregamento vertical sobre o provete. O intervalo entre escalões de carga foi, no mínimo, igual a 6 horas, permitindo o arrefecimento da central hidráulica e a reposição das

condições iniciais do ensaio. Em cada escalão foram repetidos os procedimentos descritos anteriormente.

O registo dos movimentos verticais da placa de carregamento foi efectuado, inicialmente, apenas com um transdutor de deslocamentos, do tipo *LVDT*, colocado no centro da placa. A aquisição posterior de um quarto *LVDT* permitiu que, em alguns dos ensaios, se tenham colocado três transdutores na placa de carregamento (Figura 9.35).

Nos ensaios com controlo de deslocamento, a situação de rotura era atingida quando a força necessária para impor a amplitude de deslocamento definida decrescia ao longo dos ciclos ou relativamente ao escalão de deslocamento anterior.

Nos ensaios com controlo de força que, como se referiu em 9.4.3.4, se podem revelar perigosos para a integridade do equipamento e, em particular, do sistema de instrumentação, o desenvolvimento de todos os ciclos dos últimos escalões de carga era acompanhado, de forma a ser possível a interrupção imediata do ensaio, logo que grandes deslocamentos fossem detectados.

Após o término dos ensaios cíclicos com controlo de deslocamento, foram realizados ensaios de corte directo monotónicos. Nos ensaios com controlo de força concluiu-se que a sua realização não permitiria tirar quaisquer conclusões, dado que os deslocamentos, a que a interface tinha sido submetida previamente à interrupção do ensaio, eram demasiado elevados.

11.7.2 Tratamento dos resultados

O facto da amplitude dos deslocamentos horizontais, nos ensaios de corte directo cíclicos, ser muito inferior às capacidades de movimento da meia-caixa móvel, torna necessário que, nestes ensaios, se recorra, como se referiu em 9.4.3.3, a transdutores de deslocamentos externos, de menor amplitude e maior precisão, que o transdutor de deslocamento montado no interior do servo-actuador hidráulico.

Durante os ensaios, é registada a tensão vertical aplicada sobre o provete, constante durante o ensaio, os movimentos verticais da placa de carregamento, os deslocamentos horizontais, impostos, nos ensaios com controlo de deslocamento, ou resultantes das forças aplicadas, nos ensaios com controlo de força, e a força horizontal, imposta, nos ensaios com controlo de força, ou necessária para impor a lei de deslocamentos pretendida.

Na definição dos ciclos histeréticos optou-se por desprezar o ramo virgem, que corresponde ao primeiro carregamento (a traço interrompido na Figura 11.51), considerando, desta forma, que cada ciclo tem início quando a força começa a diminuir de intensidade. Assim, na análise de resultados que se apresenta na sequência, surgem valores apenas para 39 ciclos, dado que, o quadragésimo ciclo fica incompleto.

Para o tratamento dos resultados dos ensaios, desenvolveu-se uma folha de cálculo, com ligeiras diferenças para os ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamentos. Nesta folha de cálculo são definidos os diferentes ciclos histeréticos, e, para cada ciclo, é determinada a sua área, Area, a força máxima, F_{max}, e o deslocamento correspondente, δ_{Fmax}, a força mínima, F_{min}, e o deslocamento correspondente, δ_{Fmin}, o deslocamento máximo, δ_{max} e o deslocamento mínimo, δ_{min}. Com base nestes parâmetros, determina-se a rigidez da interface, K, a dissipação de energia, DP, o deslocamento médio, δ_{med}, a semi-amplitude de deslocamento, δ_a, e a semi-amplitude da tensão de corte, τ_a, através das equações (ver Figura 11.51):

$$K = \frac{\frac{F_{max}}{A} - \frac{F_{min}}{A}}{\delta_{F\,max} - \delta_{F\,min}} = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\delta_{F\,max} - \delta_{F\,min}} \tag{11.3}$$

$$DP = \frac{Area}{2\pi\left(\frac{\tau_{max}^2}{2K} + \frac{\tau_{min}^2}{2K}\right)} \tag{11.4}$$

$$\delta_{med} = \frac{\delta_{max} + \delta_{min}}{2} \tag{11.5}$$

$$\delta_a = \frac{\delta_{max} - \delta_{min}}{2} \tag{11.6}$$

$$\tau_a = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{2} \tag{11.7}$$

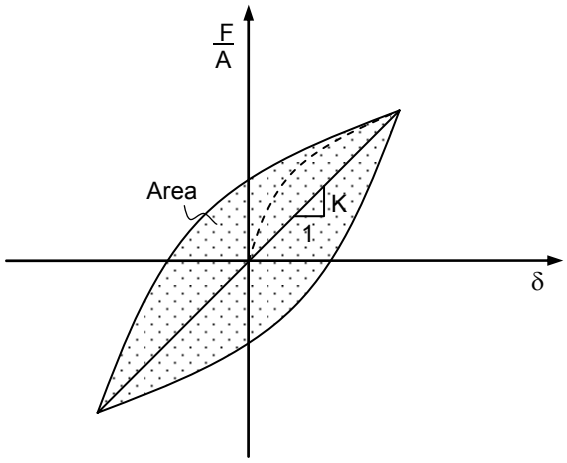


Figura 11.51 – Ciclo histerético e definição da rigidez e da área relativa à dissipação de energia.

Note-se que, os valores das forças registados directamente nos ensaios referem-se a uma interface com 0,30 m de largura e 0,60 m de comprimento. O parâmetro A, presente na Equação (11.3) e na Figura 11.51, corresponde à área da secção de corte.

11.7.3 Ensaios com controlo de deslocamento

Os escalões de deslocamento nos ensaios de corte directo cíclico, realizados sobre a interface entre a areia *SP49* e o geossintético *GC50*, foram definidos de acordo com o descrito em 11.7.1. Foram realizados ensaios de curta duração, de duração intermédia e de longa duração, a que correspondem frequências das ondas do tipo sinusoidal de 0,5, de 0,05 e de 0,005 Hz, respectivamente.

A Figura 11.52 ilustra dois ciclos histeréticos, relativos ao 6º escalão de carga, do ensaio com controlo de deslocamento, realizado com uma frequência igual a 0,05 Hz. Na Figura 11.52a apresenta-se o ciclo inicial, tendo-se incluído o ramo virgem do carregamento, e evidencia-se a forma como a rigidez da interface é determinada neste ciclo de carregamento. Para o primeiro ciclo de carregamento, a rigidez foi determinada considerando a tensão máxima no ramo descendente e

não o valor máximo absoluto registado durante o ciclo. A Figura 11.52b ilustra o 20º ciclo histérico para o escalão em causa e a respectiva rigidez.

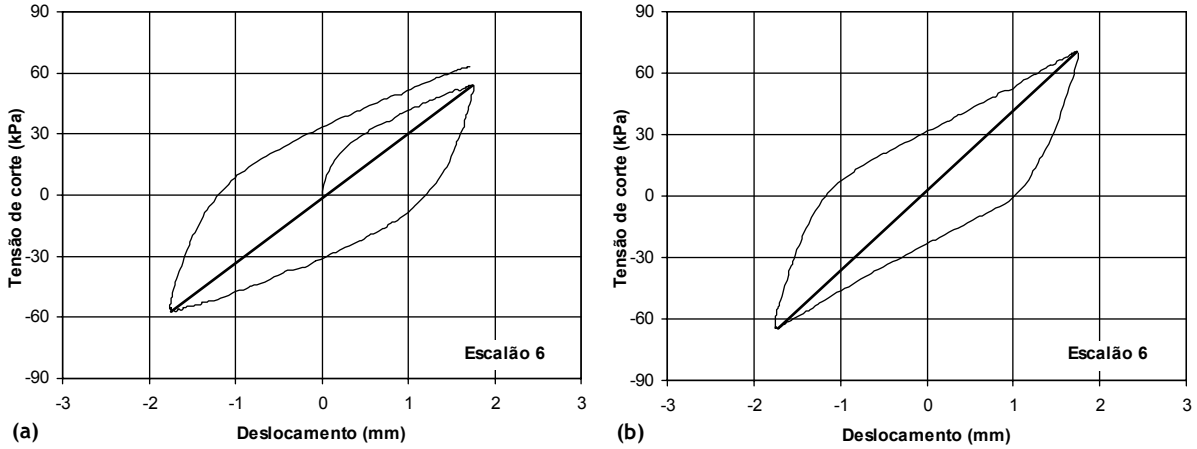


Figura 11.52 – Ciclos histeréticos referentes ao *Escalão 6* do ensaio com f = 0,05 Hz: a) 1º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20º ciclo.

A análise comparativa da Figura 11.52 permite concluir, desde já, que a rigidez da interface tende a aumentar com os ciclos de carregamento, verificando-se a tendência inversa em termos da dissipação da energia, que é directamente dependente da área do ciclo histerético.

As evoluções da rigidez e da dissipação de energia, com o número de ciclos de carregamento do 6º escalão, realizado com a frequência de 0,05 Hz, encontram-se representadas na Figura 11.53. Verifica-se, efectivamente, que a rigidez aumenta com o número de ciclos a que interface é submetida, e que, inversamente, a dissipação de energia tende a diminuir. Porém, após o 10º ciclo de carregamento, as variações destas duas grandezas são pouco significativas.

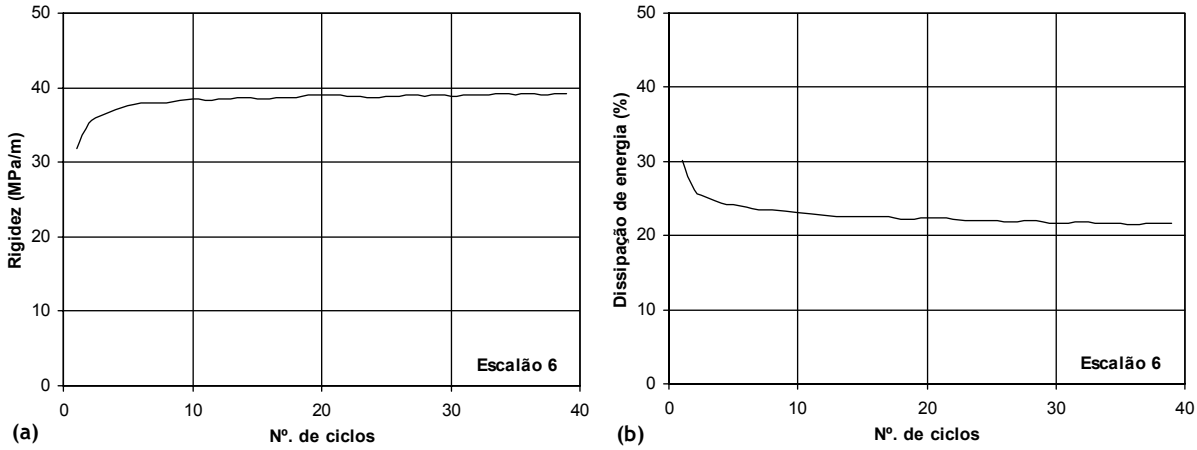


Figura 11.53 – Evolução com o número de ciclos da (ensaio f = 0,05 Hz – *Escalão 6*): a) rigidez na interface; b) dissipação de energia.

A Figura 11.54 ilustra a evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude do deslocamento horizontal imposto à interface, para o 20º ciclo dos diferentes escalões de deslocamento do ensaio realizado com f = 0,05 Hz. A análise desta figura evidencia que a taxa de incremento da tensão de corte registada na interface tende a diminuir com o aumento da amplitude do deslocamento.

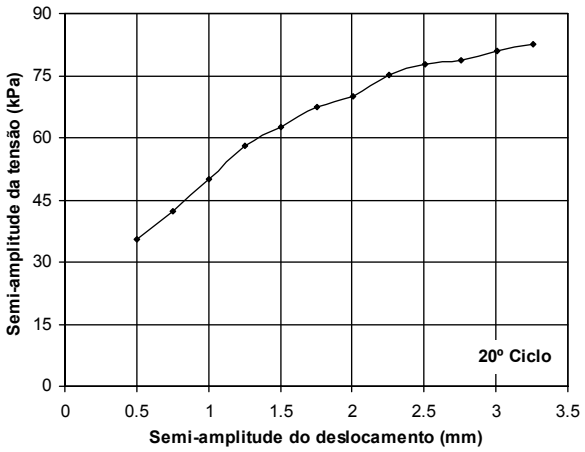


Figura 11.54 – Evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude do deslocamento imposto (20º ciclo do ensaio com f = 0,05Hz).

Na Figura 11.55 apresenta-se a evolução da rigidez e da dissipação da energia com a semi-amplitude do deslocamento, obtida no ensaio de duração intermédia (f = 0,05Hz). Os valores apresentados nesta figura correspondem ao 20º ciclo de carga.

Como era esperado, tendo em consideração a Figura 11.54, a rigidez da interface decresce com a amplitude de deslocamento a que esta está submetida, enquanto que a dissipação de energia apresenta a tendência inversa. A taxa de decréscimo da rigidez com a amplitude de deslocamento assume, neste ensaio, maior significado nos escalões inferiores.

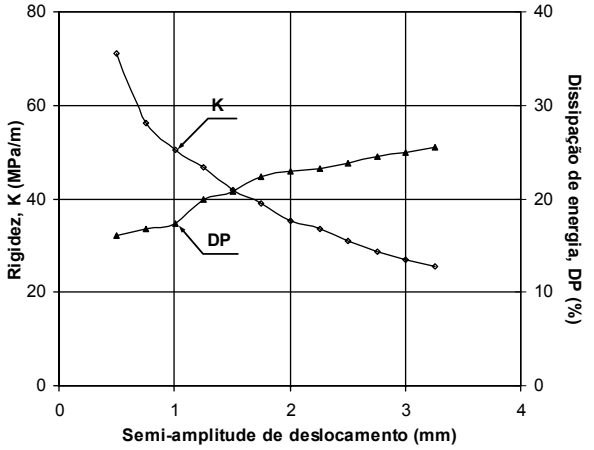


Figura 11.55 – Evolução da rigidez e da dissipação de energia com a semi-amplitude de deslocamento para o ensaio cíclico realizado com f = 0,05Hz.

Nos ensaios com controlo de deslocamento é imposta à interface em análise uma lei do tipo sinusoidal com a amplitude de deslocamento e a duração previamente estabelecidas. No final do carregamento cíclico, o deslocamento, em relação à posição inicial do ensaio, será, teoricamente, nulo. Porém, tal não acontece em termos da tensão de corte mobilizada na interface. Na Figura 11.56 apresenta-se o valor dessa tensão residual em função da semi-amplitude de deslocamento imposta à interface. Verifica-se que a tensão residual tende a aumentar com a amplitude de deslocamento, sendo notório que, após um determinado valor dessa amplitude, a taxa de incremento decresce de forma considerável.

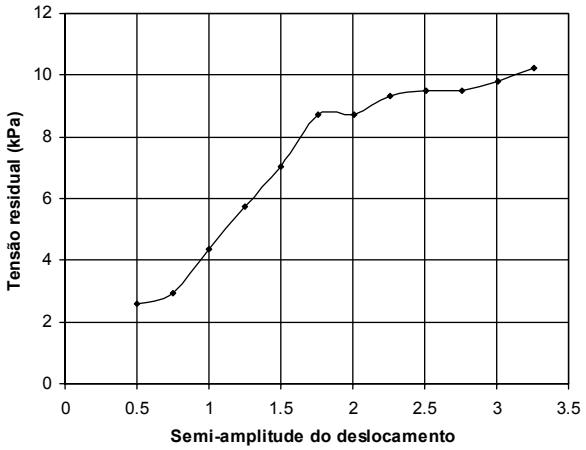


Figura 11.56 – Tensão de corte residual registada nos diferentes escalões de carga do ensaio com duração intermédia (f = 0,05 Hz).

No Quadro 11.4 resumem-se os resultados dos diferentes escalões efectuados em cada um dos três ensaios de corte directo cíclico com controlo de deslocamentos realizados sobre a interface entre a areia *SP49*, com índice de compacidade inicial de 70%, e o geocompósito de reforço *GC50*. Neste quadro apresentam-se os valores, por escalão de carga, da semi-amplitude de deslocamento efectivamente registada, δ_a, da semi-amplitude da tensão de corte, τ_a, da rigidez da interface, K, e da dissipação de energia, DP. Para cada escalão de carregamento, são apresentados os valores referentes ao 20º ciclo e os valores médios dos 39 ciclos de carregamento.

Da análise do Quadro 11.4 verifica-se que, independentemente da frequência de ensaio, a semi-amplitude da tensão de corte e, consequentemente, a rigidez da interface registadas no 20º ciclo tendem a ser superiores aos valores médios do escalão. A tendência inverte-se no que se refere à dissipação de energia. Estas evidências são facilmente compreensíveis face às evoluções, com o número de ciclos, da rigidez e da dissipação de energia apresentadas na Figura 11.53.

O efeito da frequência de ensaio sobre a rigidez e a dissipação de energia, referentes ao 20º ciclo dos diferentes escalões, encontra-se também representado na Figura 11.57.

A análise conjunta do Quadro 11.4 e da Figura 11.57 permite concluir que, nos ensaios com controlo de deslocamento, o efeito da frequência das ondas cíclicas sobre a rigidez e a dissipação de energia tem pouco significado. Os primeiros escalões do ensaio de duração intermédia (f = 0,05 Hz) evidenciaram maior rigidez da interface. Porém, essa diferença esbateu-se nos restantes escalões. Ainda que sem grande significado, verifica-se que a dissipação de energia tende a aumentar com a frequência de ensaio.

Como se referiu anteriormente, realizaram-se ensaios de corte directo monotónico após a rotura da interface por carregamentos cíclicos com controlo de deslocamento. Na Figura 11.58a compara-se a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal, obtida no ensaio de corte directo monotónico, sem carregamento cíclico prévio, com o comportamento da interface quando foi previamente submetida a carregamentos cíclicos de amplitude considerável - $\delta_a \cong 3{,}6$ mm (f = 0,5Hz). No escalão de carga imediatamente anterior ao escalão em que a interface rompeu (degradação da força máxima registada), a interface foi capaz de absorver uma tensão de corte ligeiramente superior (9%) ao valor da resistência de pico no ensaio monotónico. A este facto não estará de todo alheia o aumento da compacidade da areia induzido pelos carregamentos cíclicos.

Quadro 11.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte directo cíclicos com controlo de deslocamento.

Ensaio	Escalão	20º Ciclo				Valores médios			
		δ_a (mm)	τ_a (kPa)	K ($\times 10^3$kPa/m)	DP (%)	δ_a (mm)	τ_a (kPa)	K ($\times 10^3$kPa/m)	DP (%)
f = 0,5 Hz	1	0,49	28,9	59,5	14,8	0,49	28,5	58,8	15,7
	2	0,74	39,9	54,8	18,5	0,74	39,4	53,9	19,2
	3	1,00	48,8	49,6	19,7	1,00	48,2	49,1	20,3
	4	1,25	55,4	44,9	20,9	1,25	54,9	44,5	21,5
	5	1,49	61,3	41,7	22,0	1,49	60,8	41,3	22,6
	6	1,75	66,0	38,2	23,0	1,75	65,2	37,7	23,7
	7	2,01	70,8	35,8	23,9	2,01	69,5	35,1	24,7
	8	2,27	72,6	32,4	24,5	2,26	72,2	32,3	24,9
	9	2,52	76,1	30,5	25,1	2,52	75,3	30,3	25,6
	10	2,78	77,8	28,3	26,1	2,78	77,2	28,2	26,5
	11	3,03	80,4	26,8	26,8	3,04	80,1	26,7	26,0
	12	3,29	82,5	25,4	26,7	3,29	82,1	25,2	26,8
f = 0,05 Hz	1	0,50	35,4	71,5	16,1	0,50	34,5	69,5	17,0
	2	0,75	42,1	56,3	16,7	0,75	41,5	55,7	17,4
	3	1,01	50,1	50,4	17,4	1,00	49,5	49,7	17,9
	4	1,25	58,1	46,7	20,0	1,25	57,3	46,2	20,5
	5	1,50	62,6	42,0	20,8	1,50	62,4	41,8	21,0
	6	1,76	67,5	39,0	22,4	1,76	66,8	38,4	22,7
	7	2,00	69,9	35,3	23,0	2,01	69,3	34,8	23,1
	8	2,26	75,3	33,7	23,2	2,26	74,5	33,3	23,7
	9	2,51	77,6	31,0	23,7	2,51	76,9	30,9	24,2
	10	2,76	78,8	28,7	24,5	2,76	77,5	28,3	25,2
	11	3,01	80,9	27,1	25,0	3,01	80,5	26,9	25,3
	12	3,26	82,6	25,5	25,5	3,26	82,5	25,5	25,7
f = 0,005 Hz	1	0,50	30,8	61,5	14,1	0,50	30,3	61,0	14,9
	2	0,75	39,6	53,2	15,1	0,75	39,4	52,8	15,6
	3	1,00	48,0	48,1	16,6	1,00	47,6	47,9	17,0
	4	1,25	56,2	45,1	18,4	1,25	55,6	44,8	19,0
	5	1,50	63,8	42,6	19,2	1,50	62,9	42,1	19,8
	6	1,75	70,1	40,5	21,1	1,75	69,0	39,7	21,5
	7	2,00	73,1	36,9	21,8	2,00	72,4	36,4	22,2
	8	2,25	74,3	33,1	22,4	2,25	74,0	33,0	22,6
	9	2,50	75,9	30,6	23,6	2,50	76,1	30,6	23,6
	10	2,76	77,4	28,1	24,2	2,75	77,6	28,3	24,3
	11	3,00	79,0	26,4	25,0	3,00	78,9	26,4	25,1
	12	3,25	80,7	24,9	25,4	3,25	80,6	24,9	25,5

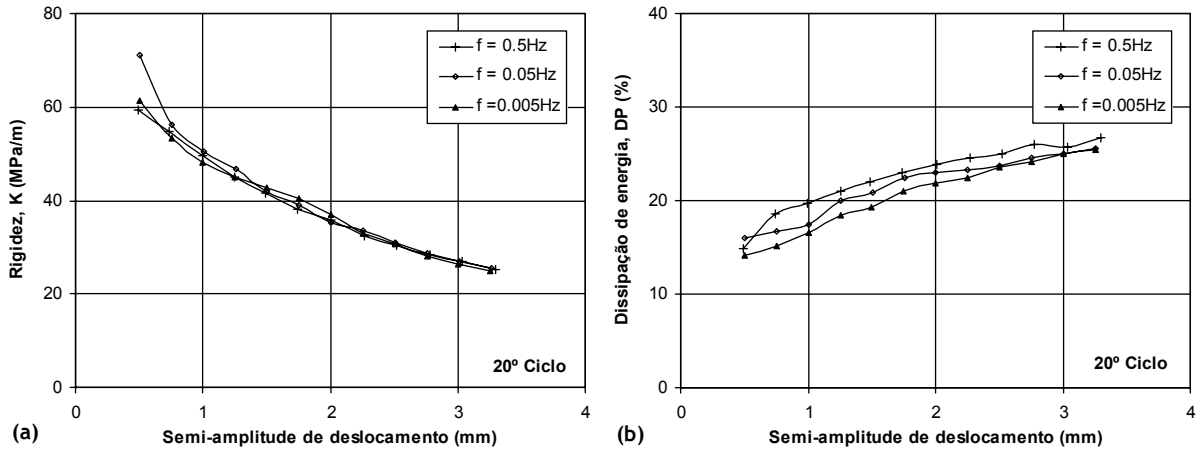


Figura 11.57 – Efeito da frequência de ensaio nos ensaios cíclicos com controlo de deslocamento sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia.

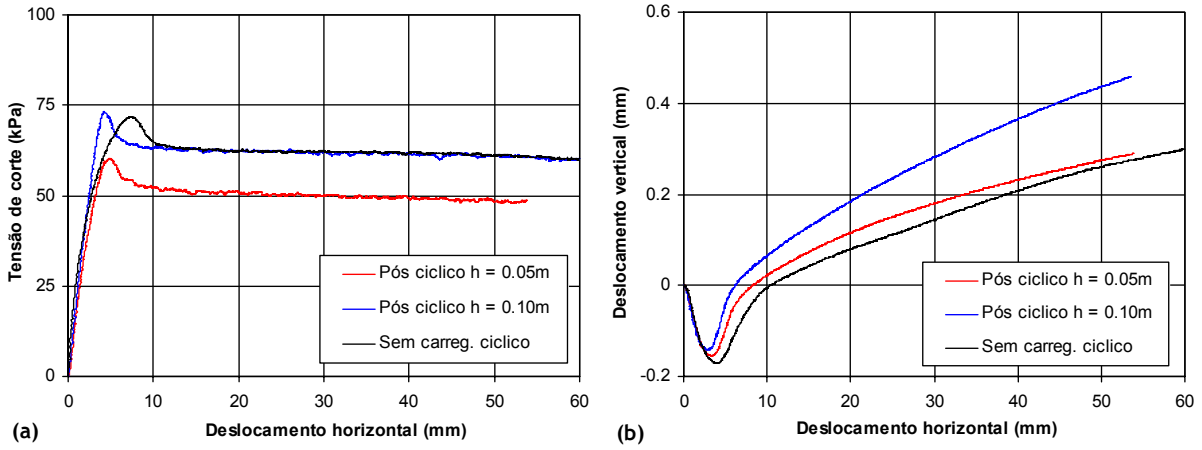


Figura 11.58 – Efeito do carregamento cíclico prévio sobre: a) a resistência ao corte da interface; b) os deslocamentos verticais da placa de carregamento.

Como se verá na sequência, foram também realizados ensaios cíclicos com controlo de deslocamento, em que a espessura da camada de areia, h, foi aumentada para 0,10 m. Assim, na Figura 11.58 incluíram-se os resultados do ensaio de corte directo (monotónico), realizado após a rotura da interface por carregamentos cíclicos ($\delta_a \cong 3{,}3$ mm), quando se colocou, na meia-caixa superior, uma espessura de areia de 0,10 m.

A análise da Figura 11.58a permite concluir que, quando a espessura da camada de areia inicialmente colocada no interior da meia-caixa superior é de 0,05 m, o carregamento cíclico prévio degradou de forma considerável a resistência da interface. Porém, quando o carregamento cíclico foi realizado sobre provetes com maior espessura, não se registou degradação da resistência.

A degradação da resistência registada no ensaio em que foi colocado no interior da meia-caixa superior uma altura de areia de 0,05 m, poderá estar relacionada com o facto de nesse ensaio a amplitude de deslocamento imposto no escalão correspondente à rotura, ter atingido valores da mesma ordem de grandeza do deslocamento correspondente à resistência de pico no ensaio monotónico. Efectivamente, a resistência de pico no ensaio monotónico ocorreu para um deslocamento horizontal na interface de 7,3 mm e no ensaio cíclico a interface foi submetida a amplitudes de deslocamento da ordem dos 7,2 mm ($2\delta_a$).

O comportamento dilatante da areia, representado pelos deslocamentos verticais da placa de carregamento, ilustrados na Figura 11.58b, está em consonância com a evolução das tensões de corte, representadas na Figura 11.58a.

Os resultados apresentados na Figura 11.58 referem-se a ensaios cíclicos prévios de curta duração (f = 0,5Hz). No entanto, a degradação da resistência teve significado semelhante quando a interface foi solicitada por ciclos de menor frequência.

11.7.4 Ensaios com controlo de força

11.7.4.1 Resultados dos ensaios

Os escalões de carga nos ensaios de corte directo cíclico com controlo de força, realizados sobre a interface entre a areia *SP49* e o geossintético *GC50* foram definidos, como se referiu em 11.7.1, em função da resistência ao corte no ensaio de corte directo monotónico. Para o índice de compacidade inicial da ordem dos 70%, foram efectuados dois ensaios com controlo de força: um ensaio rápido ou de curta duração, com frequência de 0,5 Hz, e um ensaio lento ou de longa duração (f = 0,005 Hz).

Na Figura 11.59 apresenta-se o 1º e o 20º ciclos histeréticos, referentes ao *Escalão 6* do ensaio realizado com frequência de 0,5 Hz, e as rectas que definem a respectiva rigidez. Como seria de esperar, impondo à interface uma lei de forças, com amplitude máxima pré-estabelecida, o deslocamento máximo atingido no carregamento virgem (1º ciclo) é superior ao valor registado nos ciclos seguintes, resultando, assim, um aumento da rigidez com o número de ciclos de carregamento. A Figura 11.59 evidencia, de igual forma, que a área dos ciclos histeréticos tende a diminuir com o número de ciclos, acarretando o decréscimo da dissipação de energia.

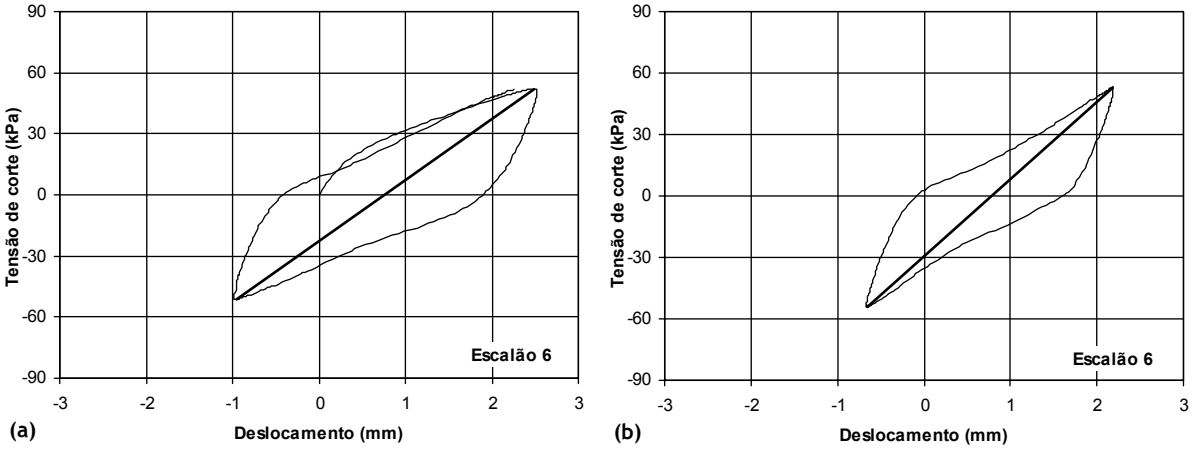


Figura 11.59 – Ciclos histeréticos referentes ao *Escalão 6* do ensaio com controlo de força realizado com f = 0,5 Hz: a) 1º ciclo, incluindo o ramo virgem; b) 20º ciclo.

A Figura 11.60 ilustra a evolução, com o número de ciclos de carregamento, da rigidez da interface e da dissipação de energia, registada no *Escalão 6* e no *Escalão 10*. Da análise desta figura, constata-se que, para o sexto escalão de carga, se regista ainda o acréscimo da rigidez e o decréscimo da dissipação de energia com o número de ciclos, ainda que, com menor significado a partir do 10º ciclo. No *Escalão 10*, quer a rigidez, quer a dissipação de energia, sofrem variações pouco significativas para além do 10º ciclo de carga.

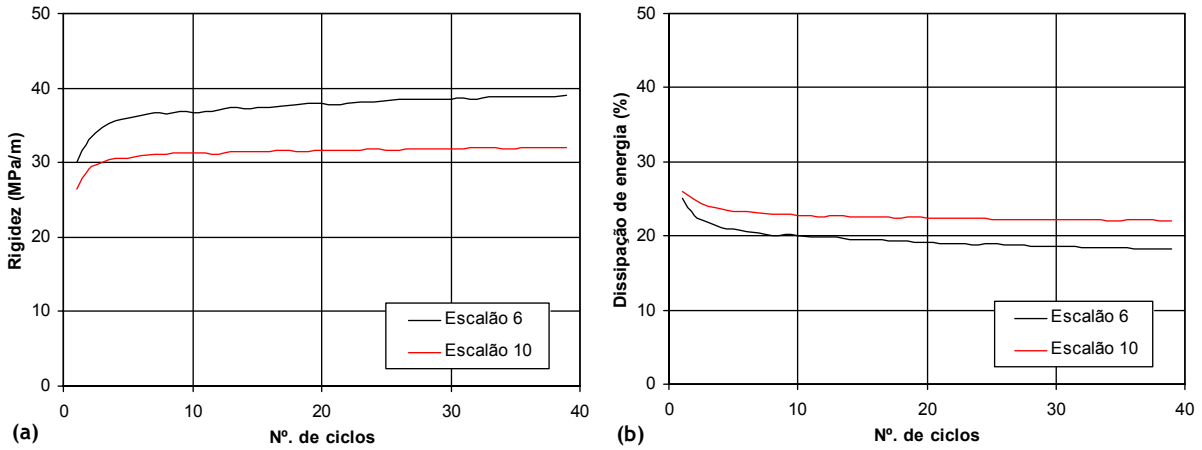


Figura 11.60 – Evolução com o número de ciclos (ensaio f = 0,5 Hz – escalões 6 e 10): a) da rigidez na interface; b) da dissipação de energia.

A evolução da rigidez e da dissipação de energia com a semi-amplitude do deslocamento, registadas na interface no 20º ciclo do ensaio rápido (f = 0,5 Hz), encontram-se representadas na Figura 11.61. Como era esperado, a rigidez decresce com a amplitude do deslocamento, verificando-se a tendência inversa em termos de dissipação de energia. O decréscimo de rigidez entre o primeiro e o terceiro escalões de carga é muito significativo.

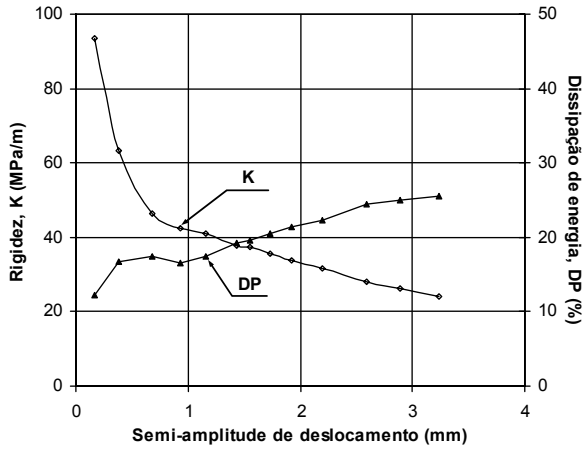


Figura 11.61 – Evolução da rigidez e da dissipação de energia com a semi-amplitude de deslocamento, referente ao 20º ciclo do ensaio cíclico com controlo de força, realizado com f = 0,5 Hz.

O Quadro 11.5 resume os resultados obtidos, nos diferentes escalões de carga dos dois ensaios de corte directo cíclico, realizados sobre a interface em análise. Apresentam-se os valores médios da semi-amplitude da tensão de corte imposta à interface, τ_a, da semi-amplitude do deslocamento horizontal registado, δ_a, da rigidez, K, e da dissipação de energia, DP, bem como, os valores desses parâmetros referentes ao 20º ciclo de carregamento.

A ocorrência de um imprevisto no *Escalão 7* do ensaio lento ou de longa duração (f = 0,005 Hz), resultante de uma falha na definição do transdutor de deslocamentos que registava os movimentos horizontais, conduziu a uma movimentação brusca da meia-caixa móvel, resultando na interrupção do ensaio. Dado que, por um lado, a cada escalão de carga correspondem cerca de 3 horas e 15 minutos de funcionamento do equipamento, e, por outro lado, os resultados dos

Quadro 11.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte directo cíclicos com controlo de força.

Ensaio	Escalão	20º Ciclo				Valores médios			
		τ_a (kPa)	δ_a (mm)	K ($\times 10^3$kPa/m)	DP (%)	τ_a (kPa)	δ_a (mm)	K ($\times 10^3$kPa/m)	DP (%)
f = 0,5 Hz	1	15,7	0,17	93,5	12,2	15,6	0,17	93,4	13,2
	2	23,3	0,38	63,3	16,7	23,4	0,39	61,9	16,9
	3	31,2	0,68	46,5	17,5	31,2	0,68	47,0	17,7
	4	39,2	0,93	42,4	16,6	39,1	0,93	42,6	17,2
	5	46,7	1,15	40,9	17,5	46,6	1,17	40,4	18,1
	6	53,7	1,43	37,9	19,2	53,6	1,45	37,4	19,5
	7	57,5	1,56	37,4	19,6	57,3	1,57	37,0	19,9
	8	61,0	1,74	35,6	20,6	60,8	1,75	35,2	20,9
	9	64,5	1,92	33,9	21,4	64,3	1,93	33,7	21,7
	10	68,7	2,19	31,6	22,3	68,5	2,21	31,3	22,7
	11	71,6	2,59	28,0	24,4	71,4	2,61	27,7	24,4
	12	74,9	2,89	26,3	24,9	74,7	2,92	25,9	25,1
	13	77,8	3,24	24,3	25,5	77,7	3,26	24,1	25,7
f = 0,005 Hz	1	16,8	0,16	108,0	10,9	16,7	0,16	106,8	11,7
	2	25,1	0,30	84,9	13,8	25,1	0,30	83,9	14,7
	3	33,4	0,49	78,0	14,2	33,4	0,52	74,7	15,6
	4	41,8	0,76	55,9	16,2	41,7	0,79	54,1	17,3
	5	50,0	0,99	51,2	17,0	50,1	1,04	49,4	18,2
	6	58,3	1,26	46,4	19,8	58,3	1,33	45,0	20,7

ensaios com controlo de deslocamento terem evidenciado que o efeito da frequência de ensaio não é particularmente significativo, optou-se por não repetir o ensaio em causa.

Na Figura 11.62 apresenta-se a evolução da semi-amplitude do deslocamento horizontal e do deslocamento horizontal médio com a semi-amplitude da tensão de corte imposta à interface, no 20º ciclo do ensaio de curta duração. A Figura 11.62a evidencia, não inesperadamente, que a semi-amplitude do deslocamento aumenta, de forma quase exponencial, com a força imposta na interface. Em termos da evolução do deslocamento médio, é evidente a tendência para o seu incremento com a semi-amplitude da tensão de corte (Figura 11.62b), ainda que, em determinados escalões, tal não tenha ocorrido, denotando que, por vezes, não se produz instantaneamente a acumulação de danos na interface.

Os ensaios de corte directo cíclico com controlo de força apresentam uma particularidade que não pode ser desprezada na interpretação dos resultados. O que se impõe à interface é uma lei de força, pelo que, no final dos ciclos, a força é nula, mas o mesmo não se verifica em termos do deslocamento horizontal. Isto é, a posição final da meia-caixa móvel não coincide com a sua posição inicial. Tratando-se de ensaios escalonados, a posição inicial da caixa de corte no *Escalão i* não é a mesma posição em que o *Escalão i-1* se iniciou.

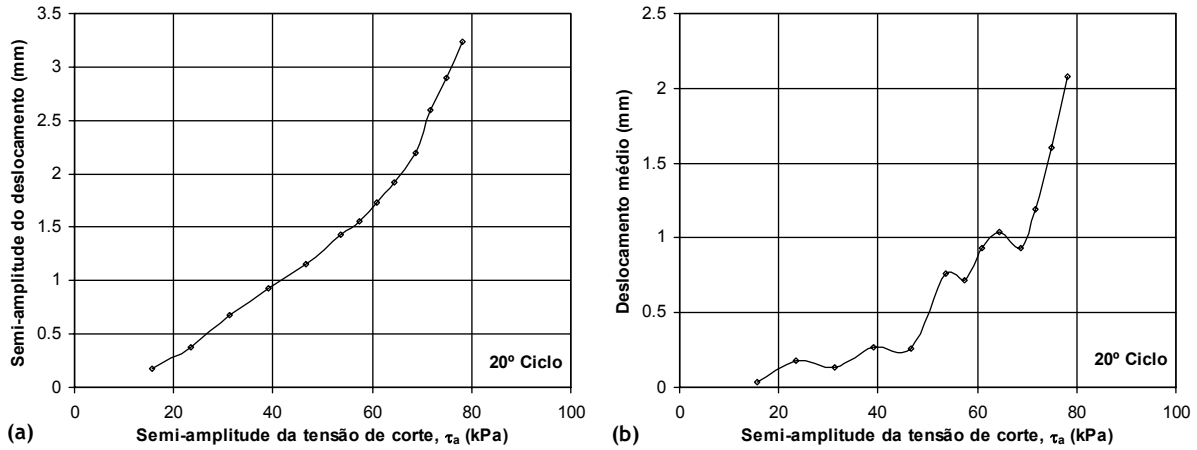


Figura 11.62 – Evolução, com a semi-amplitude da tensão de corte no 20º ciclo do ensaio com controlo de força (f = 0,5 Hz) : a) da semi-amplitude do deslocamento; b) do deslocamento médio.

A Figura 11.63 apresenta a evolução do deslocamento horizontal acumulado no final dos diferentes escalões de carga, realizados no ensaio de curta duração. Analisando esta figura verifica-se que, por exemplo, no final do *Escalão 10*, a meia-caixa móvel encontrava-se afastada da sua posição inicial cerca de 2 mm. Isto significa que a posição em que se inicia o *Escalão 11* está desfasada cerca de 2 mm em relação à situação inicial do ensaio.

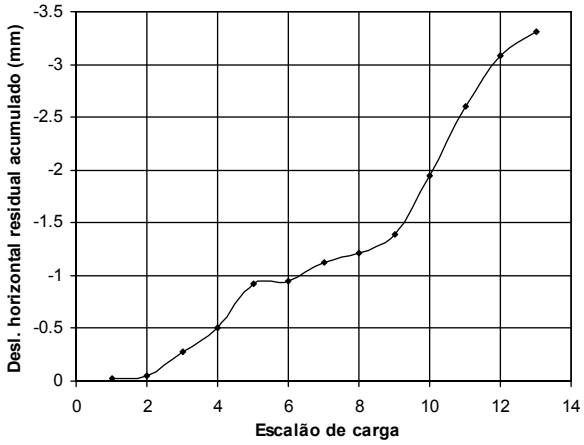


Figura 11.63 – Evolução do deslocamento residual ao longo dos escalões de carga (f = 0,5 Hz).

O efeito da frequência, nos ensaios de corte directo cíclico com controlo de força, sobre a rigidez da interface e a dissipação de energia, referentes ao 20º ciclo de carregamento, encontra-se representado na Figura 11.64. Embora o número de escalões de carga no ensaio de longa duração seja, pelas razões apontadas anteriormente, reduzido, verifica-se a tendência para o aumento da rigidez com o decréscimo da frequência de ensaio. Em termos da dissipação de energia (Figura 11.64b), no ensaio lento, esta aumenta com a amplitude da força imposta à interface, enquanto que, no ensaio rápido, a evolução nos 3 escalões iniciais não acompanha o andamento dos restantes.

Comparando a Figura 11.57 e a Figura 11.64, pode concluir-se que o efeito da frequência parece ter maior significado nos ensaios com controlo de força.

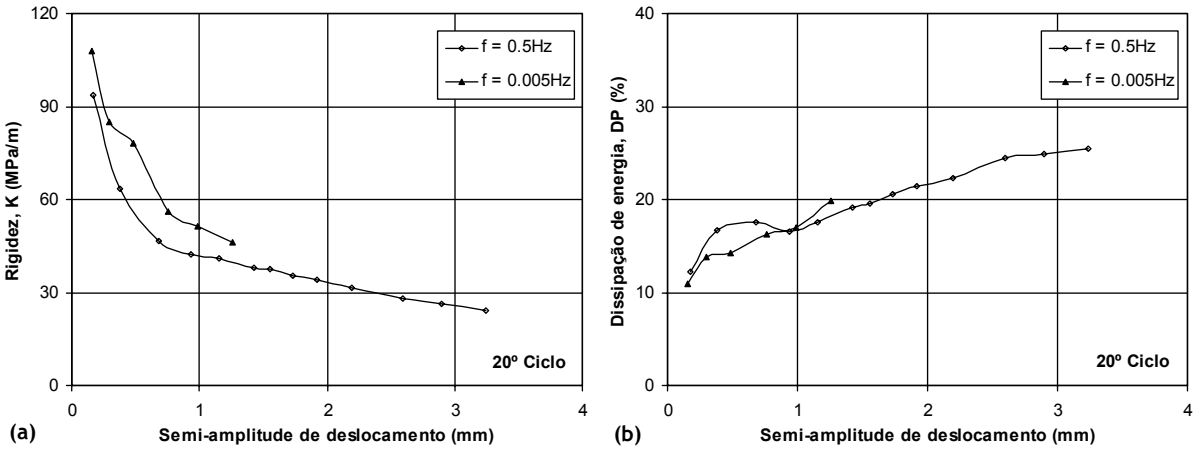


Figura 11.64 – Efeito da frequência nos ensaios cíclicos com controlo de força sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia.

11.7.4.2 Efeito do índice de compacidade do solo

Como se referiu em 11.7.1, para avaliar o efeito do índice de compacidade da areia, foi realizado um ensaio em que a areia foi colocada sobre o geossintético com índice de compacidade, I_D, da ordem dos 90%. Este ensaio foi realizado com controlo de força e frequência igual a 0,5 Hz. Embora a resistência ao corte nos ensaios de corte directo monotónico aumente com a densidade do solo, os escalões de carga, neste ensaio de corte directo cíclico, mantiveram-se iguais aos definidos para as amostras com I_D = 70%.

Na Figura 11.65 comparam-se a rigidez e a dissipação de energia, registadas no 20º ciclo de carga, para os dois valores do índice de compacidade. Com excepção do escalão de carga inicial, em que a interface no ensaio com densidade relativa de 70% exibiu uma rigidez muito elevada, verifica-se que, como seria de prever, o aumento do índice de compacidade inicial da amostra conduz ao acréscimo da rigidez da interface. No que se refere à dissipação de energia, constata-se que tende a ser inferior quando I_D aumenta, ainda que existam algumas oscilações.

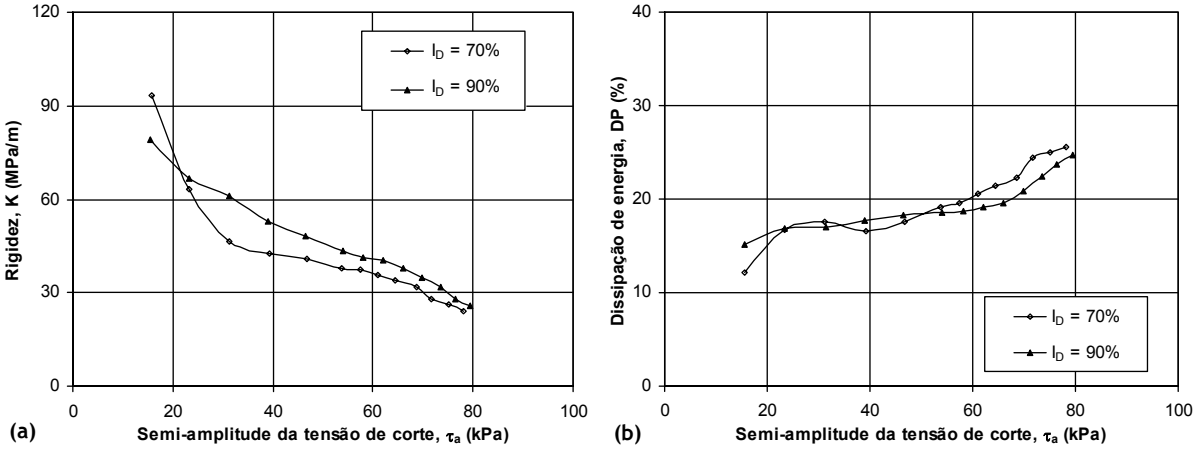


Figura 11.65 - Efeito do índice de compacidade inicial da areia, nos ensaios cíclicos com controlo de força, sobre: a) a rigidez da interface; b) a dissipação de energia.

Na Figura 11.66 apresentam-se as evoluções da semi-amplitude do deslocamento e do deslocamento médio, com a semi-amplitude da tensão de corte imposta à interface. Para a mesma amplitude da força horizontal imposta à interface resulta, logicamente, uma maior amplitude de

deslocamento nos provetes com índice de compacidade inferior. O deslocamento médio apresenta algumas oscilações, mas tendencialmente é superior quando a areia se encontra mais solta.

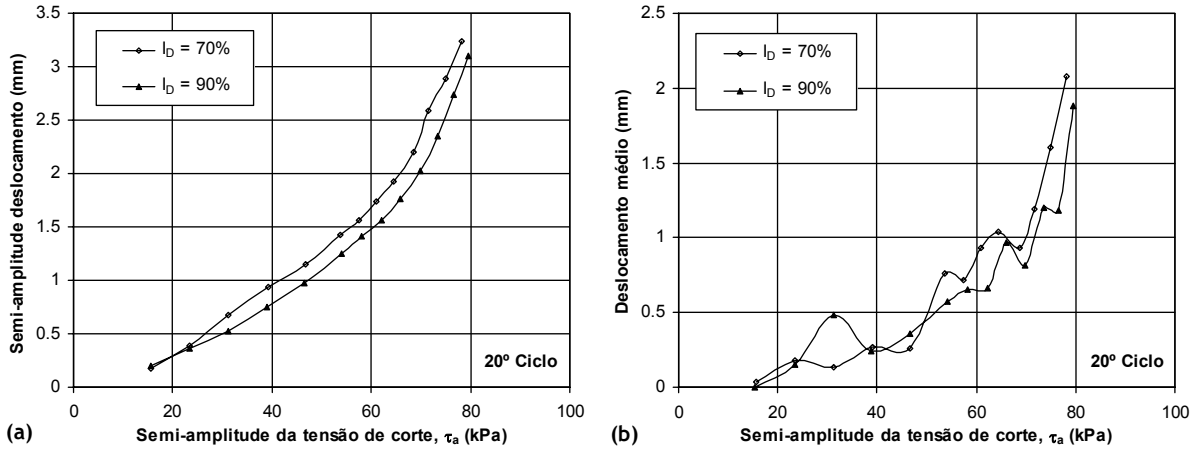


Figura 11.66 – Efeito do índice de compacidade inicial sobre: a) a semi-amplitude do deslocamento; b) o deslocamento médio.

Na Figura 11.67 compara-se o 20º ciclo histerético, referente ao *Escalão 3* (Figura 11.67a) e ao *Escalão 9* (Figura 11.67b), para os dois valores do índice de compacidade da areia. Esta figura corrobora as conclusões apresentadas nos parágrafos anteriores e evidencia o maior deslocamento médio registado no *Escalão 3* (Figura 11.66b) quando a areia se encontra mais densa.

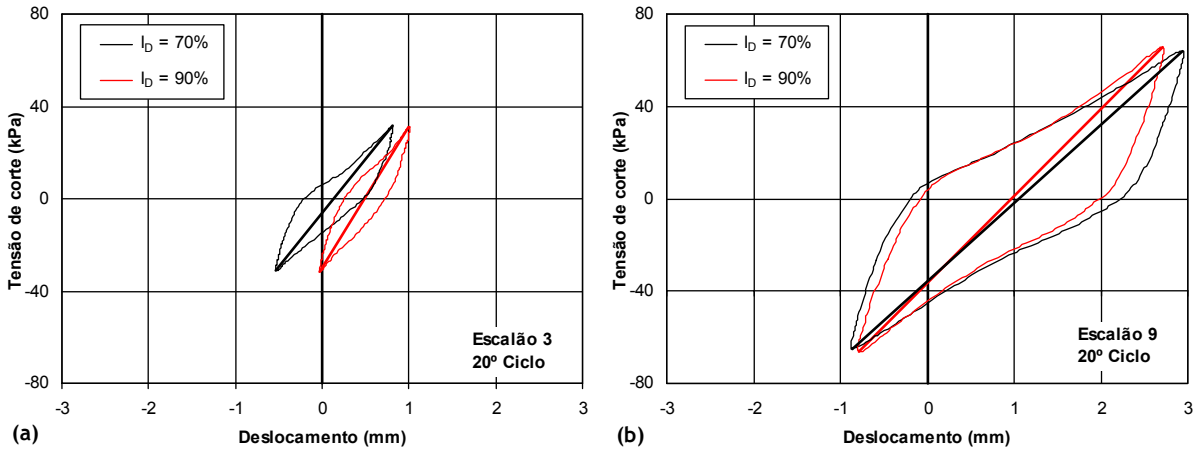


Figura 11.67 – Efeito do índice de compacidade inicial sobre os ciclos histeréticos e respectiva rigidez: a) 20º ciclo do *Escalão 3*; b) 20º ciclo do *Escalão 9*.

A evolução do deslocamento residual acumulado no final dos diferentes escalões de carga, para os dois valores do índice de compacidade da areia, encontra-se representada na Figura 11.68. Nesta figura volta a evidenciar-se o comportamento algo distinto registado no *Escalão 3*, no qual, o deslocamento residual assume um valor positivo, isto é, no final deste escalão, a meia caixa móvel avançou. Para os restantes escalões, as curvas da evolução do deslocamento residual acumulado são praticamente paralelas entre si para as compacidades estudadas.

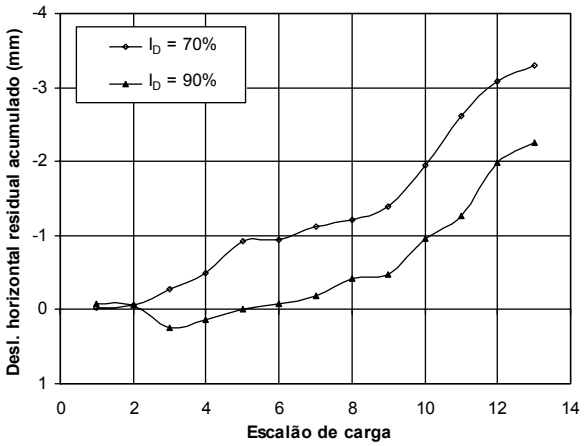


Figura 11.68 – Efeito do índice de compacidade inicial da areia sobre o deslocamento residual acumulado.

Para compreender o comportamento díspar do *Escalão 3*, apresenta-se na Figura 11.69 a rigidez do primeiro carregamento, K_1, em função do deslocamento horizontal máximo atingido nesse carregamento, para os dois valores do índice de compacidade da areia. Como seria de esperar, a rigidez do primeiro carregamento é superior quando a areia se encontra mais densa, resultando do menor deslocamento horizontal atingido para o mesmo escalão da carga. Porém, no *Escalão 3*, por razões que se desconhecem, o deslocamento horizontal máximo que é atingido no carregamento virgem é superior quando a areia foi depositada com maior compacidade, originando um menor valor de K_1 e deslocamentos médios superiores ao longo de todos os ciclos de carregamento.

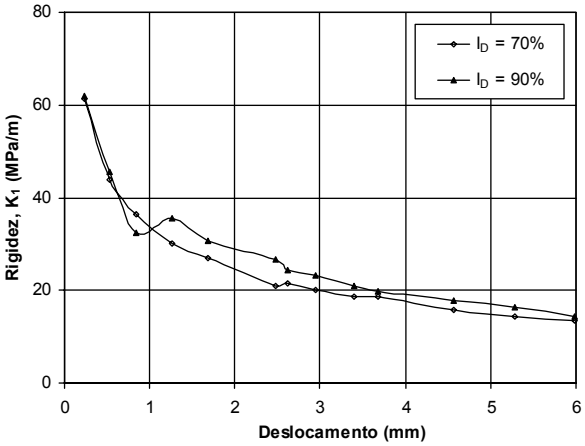


Figura 11.69 - Efeito do índice de compacidade inicial sobre a rigidez do primeiro carregamento (ramo virgem).

11.7.5 Comparação dos resultados de ensaios cíclicos com controlo de força e com controlo de deslocamento

Na Figura 11.70 compara-se a rigidez do primeiro carregamento, nos diferentes escalões de carga, realizados nos ensaios de corte directo cíclico, com controlo de força e com controlo de deslocamento, para uma frequência de 0,5 Hz. A análise desta figura permite concluir que a influência do tipo de ensaio sobre a rigidez do carregamento virgem é pouco significativa.

A evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude do deslocamento, registadas no 20º ciclo histerético dos diferentes escalões de carga realizados nos dois ensaios, encontram-se representadas na Figura 11.71. Da análise desta figura, constata-se que estas duas

grandezas evoluem de forma quase paralela nos dois tipos de ensaio. Porém, quando se impõe o deslocamento, são atingidas tensões de corte superiores.

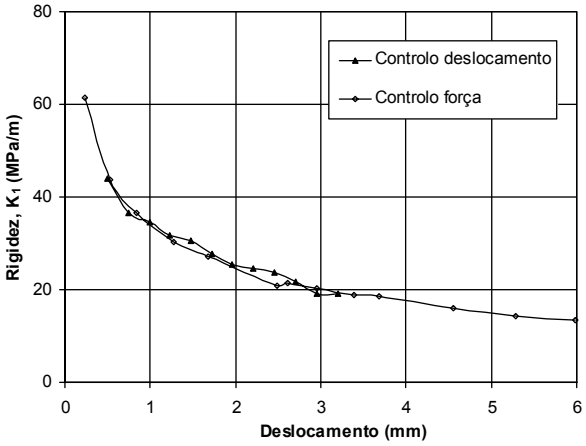


Figura 11.70 – Comparação da rigidez do primeiro carregamento em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento (f = 0,5 Hz).

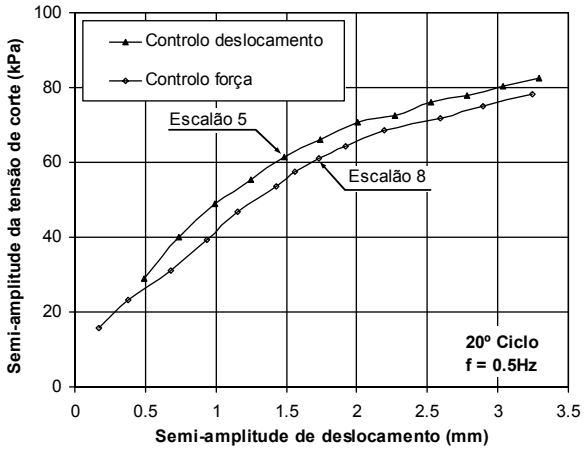


Figura 11.71 – Comparação entre a evolução da semi-amplitude da tensão de corte com a semi-amplitude de deslocamento, em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento.

O facto de, para a mesma amplitude de deslocamento, se atingirem tensões de corte mais elevadas quando se controla o deslocamento da meia-caixa móvel, conduz a que a rigidez da interface registada nos ensaios com controlo de deslocamento seja ligeiramente superior (Figura 11.72a).

Na Figura 11.72 compara-se a rigidez e a dissipação de energia, obtidas no 20º ciclo histerético, nos dois tipos de ensaio, realizados com a mesma frequência. Nos escalões iniciais, dos ensaios com controlo de força, foram registadas amplitudes de deslocamento muito reduzidas (inferiores a 0,20 mm), resultando valores elevados da rigidez da interface. Desprezando os escalões de carga iniciais, a dissipação de energia, para a mesma amplitude de deslocamento, é inferior nos ensaios realizados com controlo de força.

Analisando a Figura 11.71, verifica-se que a semi-amplitude da tensão de corte registada no *Escalão 5* do ensaio com controlo de deslocamento é muito próxima do valor imposto no *Escalão 8* do ensaio com controlo de força. Assim, na Figura 11.73, compara-se o 20º ciclo histerético referente a cada um desses escalões.

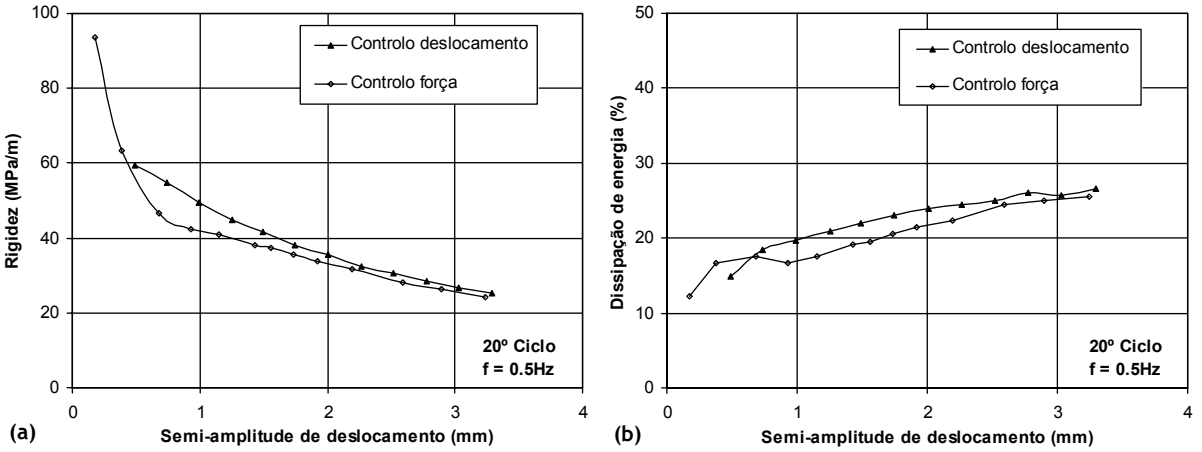


Figura 11.72 – Comparação de resultados de ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento em termos de: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia.

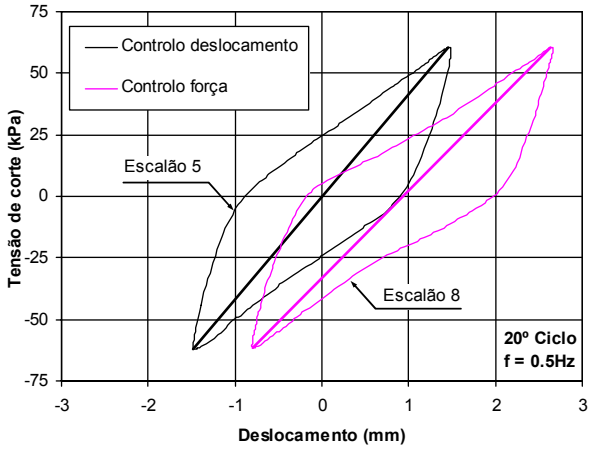


Figura 11.73 – Ciclos histeréticos em ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento.

Da análise da Figura 11.73 conclui-se que, para a mesma amplitude da tensão de corte na interface, a forma dos ciclos histeréticos é algo distinta, resultando, por um lado, do número de escalões prévios no ensaio com controlo de força ser maior, e, por outro lado, pelas diferenças inerentes aos dois tipos de ensaio.

Nos ensaios de corte directo cíclico com controlo de deslocamento, no final dos ciclos, a caixa de corte fica novamente centrada, o que significa que existirá uma fina camada de areia sobre o geossintético de ambos os lados da caixa, e que, a interface estará "virgem" no primeiro carregamento para valores do deslocamento superiores à semi-amplitude do escalão anterior. Nos ensaios com controlo de força, o carregamento inicial poderá ser realizado ao longo de um comprimento de interface que já foi totalmente solicitado no escalão precedente, resultando, assim, a tendência para que os deslocamentos nesse sentido sejam ainda superiores.

11.7.6 Efeito da espessura de solo

Nos ensaios de curta duração, em que a duração de cada ciclo era de 2 segundos, foram visíveis, nos últimos escalões de carga (de força ou de deslocamento), vestígios da tinta utilizada na placa de carregamento sobre a camada de areia. Relembre-se que estes ensaios foram realizados

com a aplicação directa do carregamento vertical sobre a camada de areia. Esta constatação evidenciava que o movimento imposto ao nível da interface atingia a superfície da camada de solo. Assim, decidiu realizar-se um ensaio, com controlo de deslocamento e com frequência igual a 0,5 Hz, em que a espessura da camada de areia, colocada sobre a interface, foi aumentada para 0,10 m (depositada em 4 camadas de 0,025 m).

Para este valor da espessura da camada de areia foram ainda visíveis alguns vestígios de tinta à superfície, mas de muito menor significado, e detectados apenas no último escalão de deslocamento.

A Figura 11.74 ilustra o efeito da espessura da camada de areia sobre a rigidez da interface e a dissipação de energia. O aumento da espessura da camada de areia colocada sobre o geossintético conduz ao aumento da rigidez da interface, com maior significado nos primeiros escalões de carregamento. Em termos da dissipação de energia, o aumento da espessura diminuiu a sua variação com a amplitude do deslocamento imposto à interface.

Curiosamente, no ensaio com menor espessura de areia, a rotura ocorreu no 13º escalão, a que correspondia 3,5 mm de semi-amplitude do deslocamento. Quando se aumentou a espessura da camada de solo, a rotura teve lugar para um valor inferior de δ_a (3,25 mm).

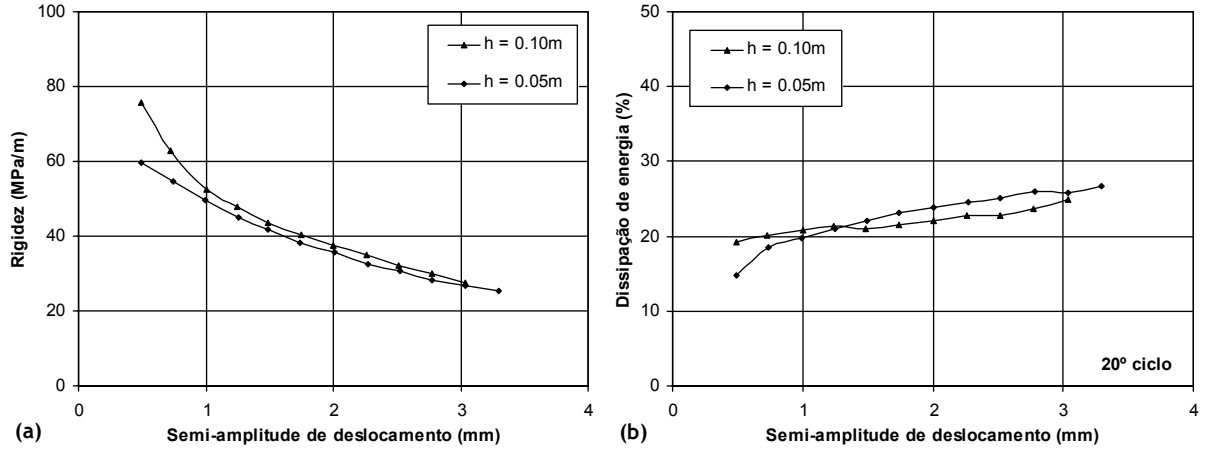


Figura 11.74 – Efeito da espessura de solo sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia.

11.7.7 Efeito dos carregamentos prévios

Dado que os ensaios de corte directo cíclico foram, tal como se referiu anteriormente, ensaios escalonados, sentiu-se a necessidade de avaliar o efeito dos carregamentos prévios sobre os resultados. Assim, foram realizados dois ensaios cíclicos, um com controlo de deslocamento e outro com controlo de força, sobre interfaces solo-geossintético intactas, isto é, não solicitadas previamente com escalões de carga de menor amplitude. Estes ensaios aparecem na sequência com a designação de *intactos*.

O ensaio cíclico com controlo de deslocamento, sem carregamentos prévios, foi realizado com uma frequência de 0,5 Hz e impondo 2 mm como semi-amplitude de deslocamento. Esta amplitude de deslocamento corresponde ao *Escalão 7* do ensaio escalonado. Na Figura 11.75 apresenta-se a evolução, com o número de ciclos, da rigidez e da dissipação de energia para os dois carregamentos. Constata-se que, tal como era esperado, tendo em consideração que os carregamentos prévios tornarão certamente a areia mais densa, quando se realizam carregamentos prévios a interface revela maior rigidez e a dissipação de energia é inferior.

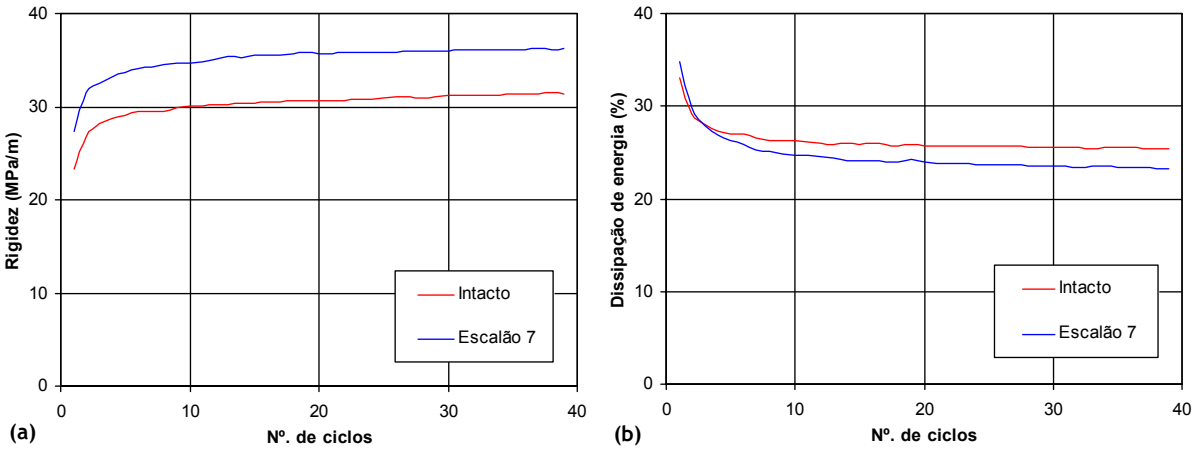


Figura 11.75 - Efeito dos carregamentos prévios, em ensaios cíclicos com controlo de deslocamentos (f = 0,5Hz), sobre a: a) rigidez da interface; b) dissipação de energia.

A Figura 11.76 compara o 1º e o 20º ciclos histeréticos, com e sem carregamentos prévios. Tratando-se de ensaios cíclicos com controlo de deslocamento, a amplitude da tensão de corte mobilizada na interface, quando esta foi submetida a carregamentos anteriores, é superior, resultando assim, uma maior rigidez.

O aumento da rigidez e o decréscimo da dissipação de energia, induzido pelos carregamentos cíclicos prévios, também se verificou no ensaio cíclico com controlo de força.

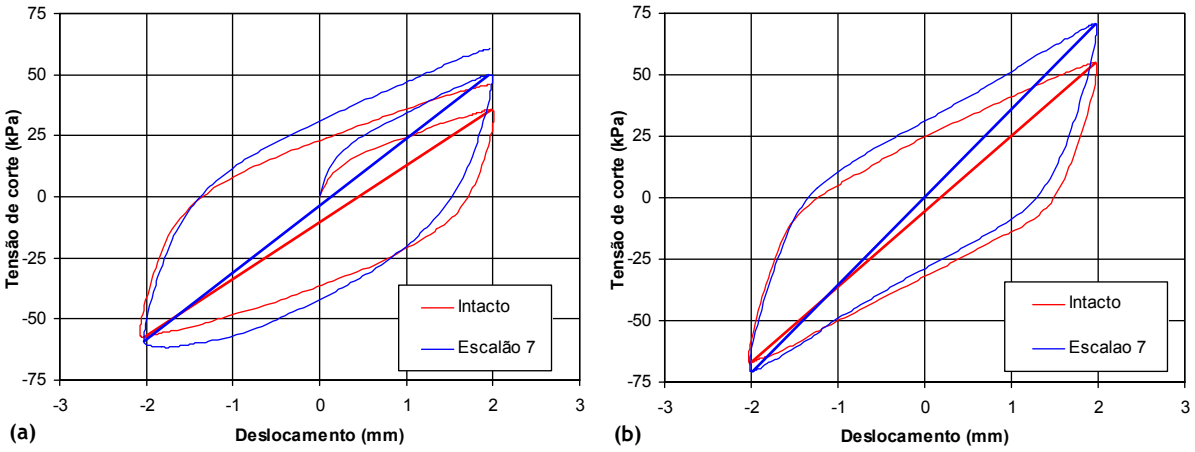


Figura 11.76 – Efeito dos carregamentos prévios, em ensaios cíclicos com controlo de deslocamento (f = 0,5 Hz): a) 1º ciclo, incluindo o ramo "virgem"; b) 20º ciclo.

11.8 ENSAIOS DE CORTE SIMPLES CÍCLICOS

11.8.1 Considerações gerais

No âmbito do presente trabalho foram realizados, no *LNEC*, ensaios de corte simples cíclicos sobre a areia *SP49* e sobre a mesma areia reforçada com um nível do geocompósito *GC50*, localizado a meia altura do provete. Tal como nos ensaios monotónicos apresentados em 11.5, os provetes foram preparados para um índice de compacidade da ordem dos 70%.

O corte cíclico realizou-se sob tensão de consolidação constante, igual a 100 kPa, aplicando ondas de tensão de corte, de forma sinusoidal, com frequência de 0,5 Hz e de 0,05 Hz, de

amplitude constante, durante 40 ciclos. A amplitude das ondas de corte foi sucessivamente acrescida, até se atingir a rotura, por excesso de deformação do provete.

Em todos os escalões de carga desprezou-se o ramo virgem da curva tensão de corte-distorção, definindo os ciclos histeréticos com início na descarga. Para o tratamento dos resultados desenvolveu-se uma folha de cálculo, determinando, para cada ciclo histerético, a tensão tangencial máxima, τ_{max}, e a distorção correspondente, $\gamma_{c,max}$, a tensão tangencial mínima, τ_{min}, e a distorção correspondente, $\gamma_{c,min}$, a distorção máxima, γ_{max}, a distorção mínima, γ_{min}, o módulo de distorção, G, o coeficiente de amortecimento, D, a semi-amplitude da tensão tangencial, τ_a, a amplitude efectiva de distorção, γ, e a distorção média, γ_{med}.

11.8.2 Areia *SP49*

Na Figura 11.77 apresenta-se a evolução, com o número de ciclos, do módulo de distorção, do amortecimento, da amplitude efectiva da distorção e da distorção média, referentes ao *Escalão 4* do ensaio de corte simples cíclico, realizado sobre a areia *SP49*, à frequência de 0,05 Hz. A análise desta figura evidencia que o módulo de distorção da areia aumenta com o número de ciclos de carregamento, verificando-se a tendência inversa em termos do coeficiente de amortecimento. Porém, as variações para além do 20º ciclo de carregamento são pouco significativas.

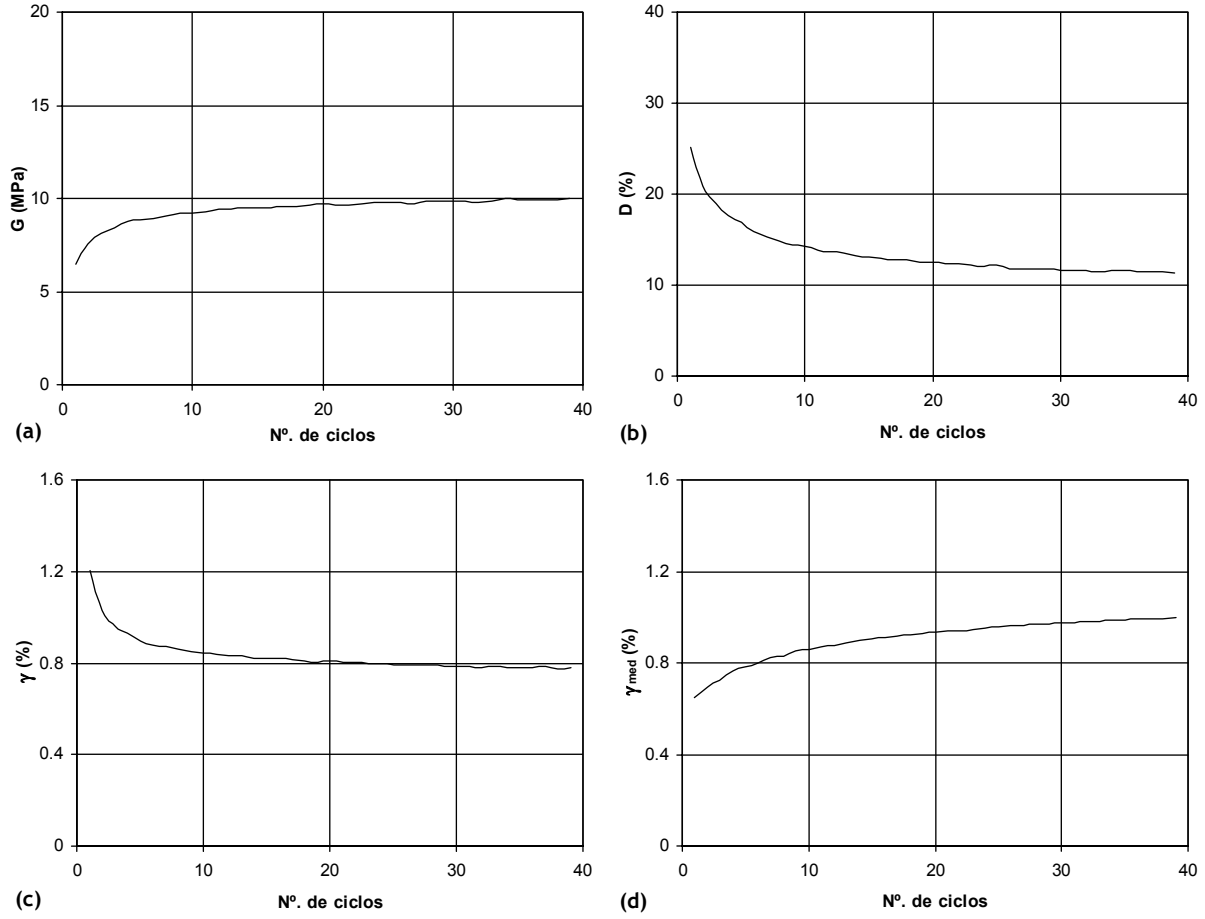


Figura 11.77 – Resultados do *Escalão 4* do ensaio *SP49_f0,05 Hz*. Evolução com o número de ciclos de: a) modulo de distorção; b) coeficiente de amortecimento; c) amplitude efectiva de distorção; d) distorção média.

No Quadro 11.6 resumem-se os resultados dos ensaios de corte simples cíclico, realizados sobre a areia *SP49*. Apresentam-se os valores médios da semi-amplitude da tensão tangencial, τ_a, do módulo de distorção, G, do coeficiente de amortecimento, D, e da amplitude efectiva de distorção, γ, bem como, os valores referentes ao 20º ciclo de carregamento.

Quadro 11.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte simples cíclico realizados sobre a areia *SP49*.

Ensaio	Escalão	20º Ciclo				Valores médios			
		τ_a (kPa)	G (MPa)	D (%)	γ (%)	τ_a (kPa)	G (MPa)	D (%)	γ (%)
SP49_f0,5Hz	1	10,3	17,2	16,3	0,12	10,4	17,4	16,2	0,12
	2	16,1	15,8	17,8	0,22	16,3	15,6	17,5	0,22
	3	22,8	12,6	15,7	0,37	22,4	12,5	16,5	0,37
	4	33,7	10,4	15,3	0,65	33,4	10,3	16,5	0,66
	5	41,3	7,1	15,4	0,91	41,2	9,0	16,3	0,93
	6	51,1	7,2	16,9	1,43	51,1	7,0	18,4	1,53
	7	58,5	6,2	20,7	1,91	58,5	6,2	21,4	1,98
	8	63,1	5,9	24,2	2,18	63,1	6,1	23,3	2,14
SP49_f0,05Hz	1	12,7	21,0	17,4	0,12	12,5	20,4	18,1	0,13
	2	20,2	18,2	15,5	0,23	20,0	17,8	16,1	0,23
	3	26,6	13,9	16,0	0,39	26,7	13,7	16,1	0,40
	4	38,8	9,7	12,5	0,81	38,5	9,4	13,5	0,83
	5	47,2	8,5	12,2	1,12	47,3	8,3	13,2	1,16
	6	57,1	6,7	18,0	1,73	57,3	6,5	18,7	1,84

Na Figura 11.78 ilustram-se os resultados do 20º ciclo de carga, dos diferentes escalões, do ensaio da areia *SP49*, com frequência de 0,5 Hz. Na Figura 11.78a apresenta-se a evolução da amplitude efectiva de distorção com a semi-amplitude da tensão tangencial e na Figura 11.78b ilustra-se a evolução do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com a amplitude de distorção.

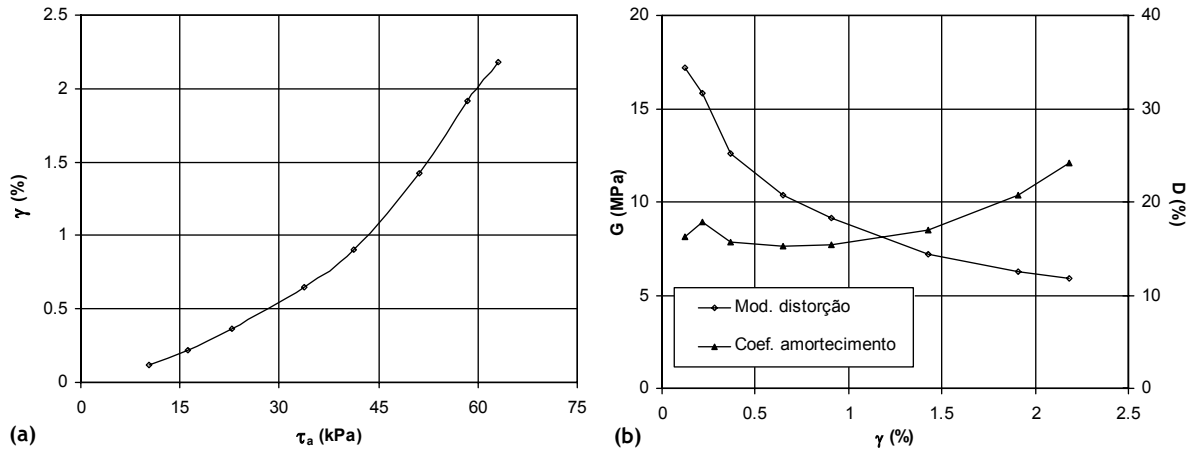


Figura 11.78 - Resultados do 20º ciclo do ensaio *SP49_f0,5Hz*: a) variação da amplitude efectiva de distorção, γ com a semi-amplitude da tensão tangencial; b) variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com γ.

A análise do Quadro 11.6 e da Figura 11.78 evidencia, como à partida era esperado, que o módulo de distorção diminui com a amplitude de distorção. O coeficiente de amortecimento começa por sofrer variações pouco significativas nos escalões de carga iniciais, seguindo-se um ligeiro aumento com a amplitude de distorção.

Na Figura 11.79 apresenta-se a evolução do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com a amplitude efectiva de distorção, referentes ao 20º ciclo de carga dos dois ensaios realizados. Da análise da Figura 11.79a concluiu-se que o efeito da frequência parece ser pouco significativo sobre o módulo de distorção da areia, fazendo-se sentir apenas para os valores mais baixos da amplitude de distorção. Em termos do coeficiente de amortecimento (Figura 11.79b), as oscilações com a amplitude de distorção foram superiores no ensaio com frequência de 0,05 Hz, fazendo com que este coeficiente tenda a ser inferior no ensaio lento. Com o aumento da distorção, o coeficiente de amortecimento obtido nos dois ensaios tende a aproximar-se.

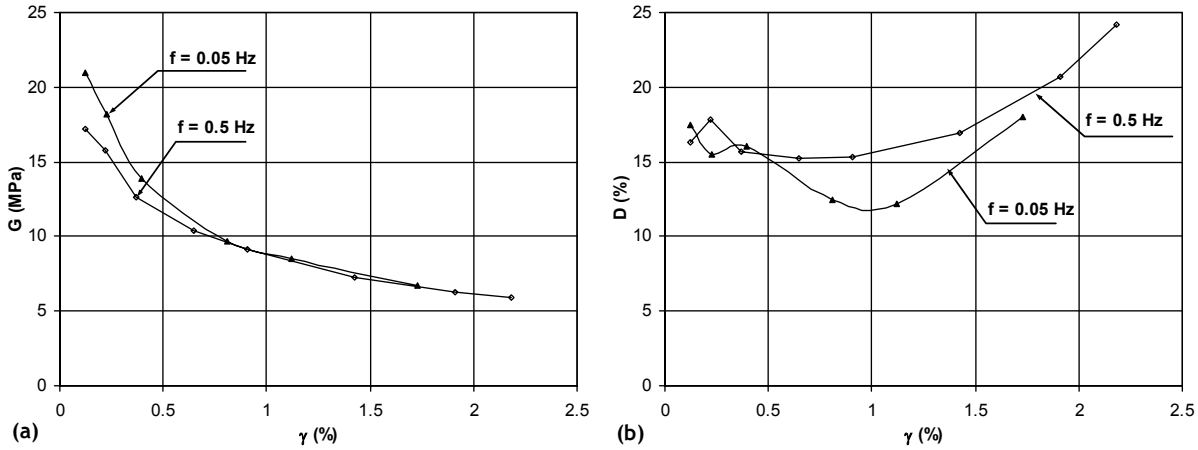


Figura 11.79 - Efeito da frequência de ensaio sobre a variação: a) do módulo de distorção da areia; b) do coeficiente de amortecimento.

11.8.3 Areia *SP49* com um nível de *GC50*

Como se referiu anteriormente, foram também realizados ensaios de corte simples cíclico sobre provetes de areia *SP49* com um nível de geocompósito *GC50* colocado a meia altura (Figura 11.32). Na Figura 11.80 resumem-se os resultados do *Escalão 2* do ensaio realizado com frequência de 0,5 Hz. Tal como nos ensaios de corte simples da areia, é evidente a tendência para o aumento do módulo de distorção e a redução do coeficiente de amortecimento com o número de ciclos de carregamento.

A Figura 11.81 ilustra o primeiro e último ciclo histerético relativos ao mesmo escalão de carga. Nesta figura é evidente o acréscimo da rigidez e o decréscimo do amortecimento com o número de ciclos, bem como, a redução significativa da amplitude efectiva da distorção e o aumento da distorção média.

O Quadro 11.7 resume os resultados dos ensaios realizados sobre a areia *SP49* com um nível de geocompósito *GC50*.

Na Figura 11.82 compara-se a evolução do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com a amplitude efectiva de distorção, correspondente ao 20º ciclo de cada escalão de carga, para os dois valores da frequência de ensaio. O efeito da frequência de ensaio sobre o módulo de distorção parece ser mais significativo que o registado no ensaio da mesma areia sem o geossintético. Note-se, no entanto, que esse efeito tem também maior significado para os valores

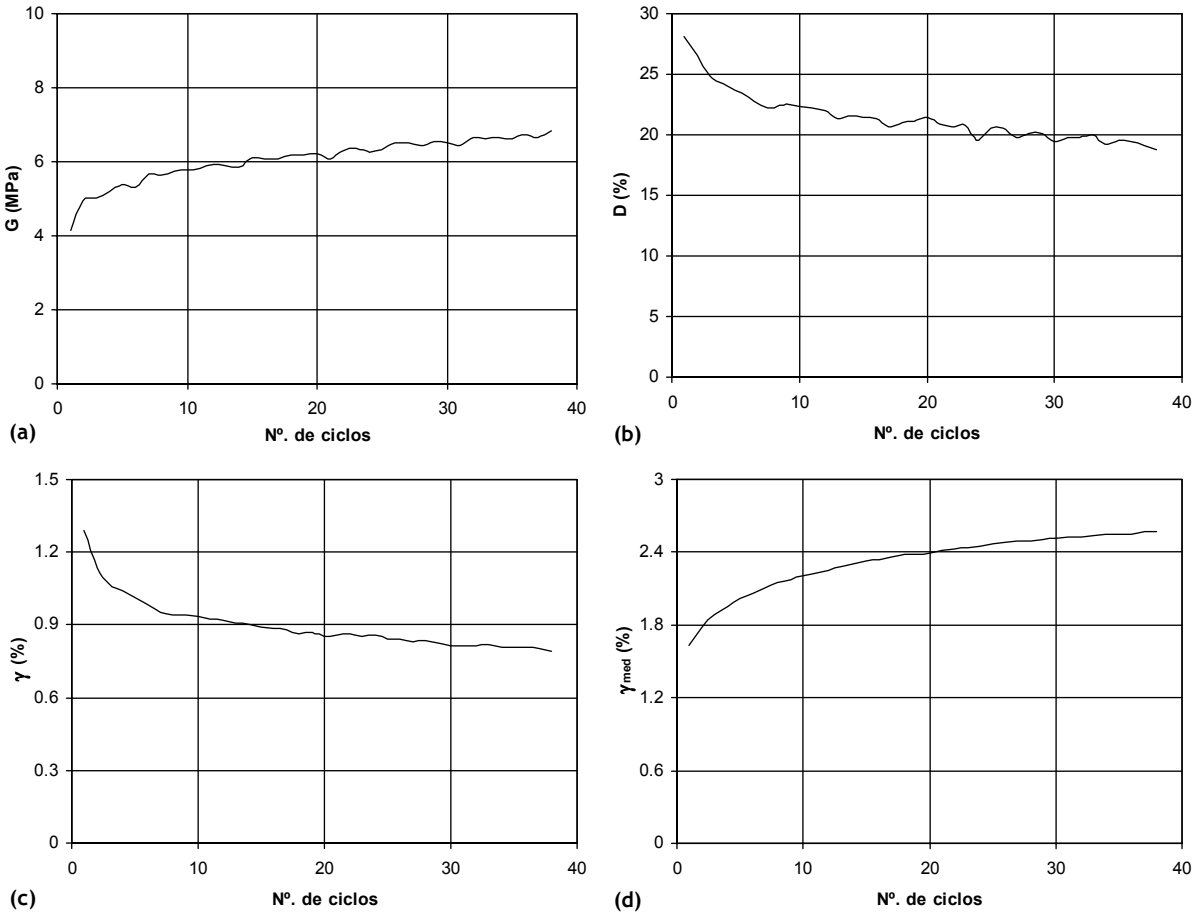


Figura 11.80 – Resultados do *Escalão 2* do ensaio *SP49GC50_0,5 Hz*. Evolução com o número de ciclos de: a) módulo de distorção; b) coeficiente de amortecimento; c) amplitude efectiva de distorção; d) distorção média.

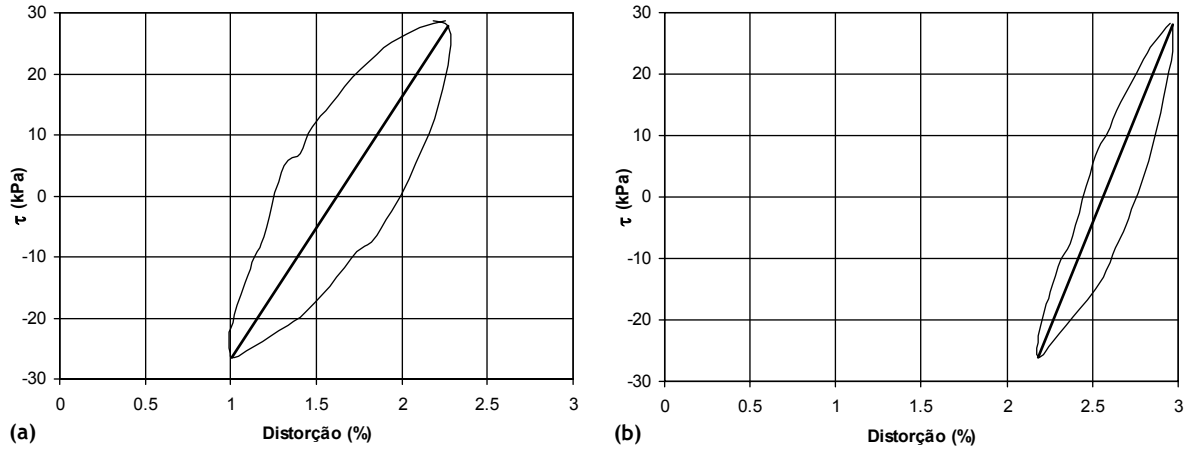


Figura 11.81 – Ciclos histeréticos do *Escalão 2* do ensaio *SP49GC50_0,5 Hz*: a) primeiro ciclo; b) último ciclo.

mais baixos da amplitude de distorção. Para o mesmo valor da amplitude de distorção, o aumento da frequência conduz ao acréscimo do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento.

A Figura 11.83 ilustra a evolução da amplitude efectiva de distorção (Figura 11.83a) e da distorção média (Figura 11.83b) com a semi-amplitude da tensão tangencial, para o 20º ciclo dos diferentes escalões de carga e para os dois valores da frequência de ensaio. Em termos da amplitude efectiva de distorção, o efeito da frequência não é particularmente significativo,

Quadro 11.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte simples cíclico realizados sobre a areia com reforço.

Ensaio	Escalão	20º Ciclo				Valores médios			
		τ_a (kPa)	G (MPa)	D (%)	γ (%)	τ_a (kPa)	G (MPa)	D (%)	γ (%)
SP49GC50_f0,5 Hz	1	16,4	9,4	16,8	0,35	16,2	9,4	17,5	0,35
	2	25,6	6,2	21,5	0,85	26,7	6,1	21,4	0,90
	3	31,1	5,3	23,8	1,23	31,6	5,2	23,0	1,24
	4	41,6	3,0	26,6	2,80	41,4	2,9	27,2	2,93
	5	46,9	3,1	25,8	3,10	46,4	3,0	26,1	3,13
	6	50,8	3,2	25,8	3,23	51,1	3,2	25,6	3,29
SP49GC50_f0,05 Hz	1	14,4	6,1	14,5	0,47	14,9	6,2	14,8	0,49
	2	26,0	4,2	17,3	1,24	26,5	4,2	17,9	1,28
	3	33,6	3,7	19,6	1,84	32,8	3,7	19,4	1,80
	4	45,9	2,7	22,9	3,43	45,7	2,7	23,3	3,43
	5	50,7	2,6	23,4	3,93	50,6	2,6	23,4	3,89
	6	52,1	2,6	23,5	3,98	52,2	2,6	23,4	3,98

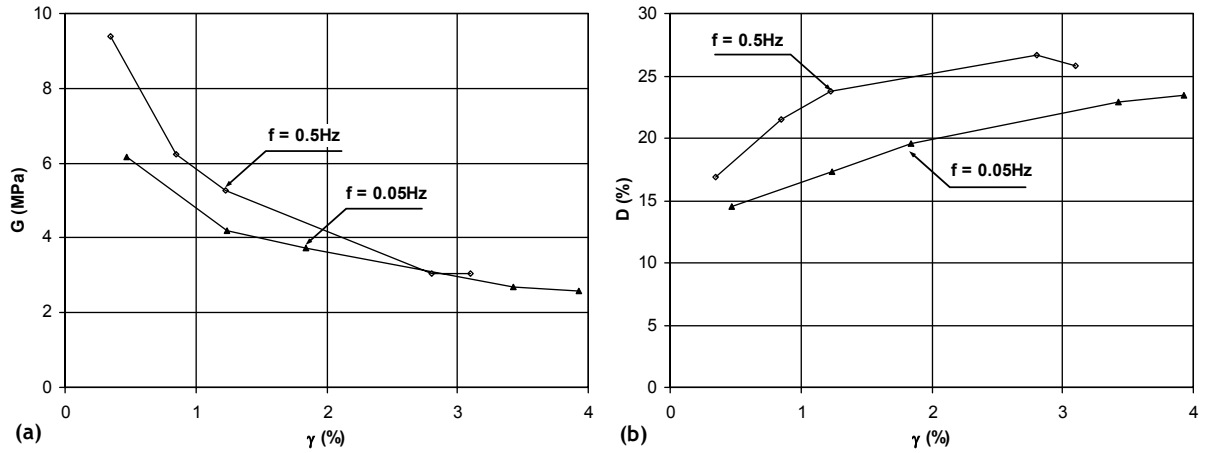


Figura 11.82 – Efeito da frequência de ensaio sobre a variação do: a) módulo de distorção com a distorção; b) coeficiente de amortecimento com a distorção.

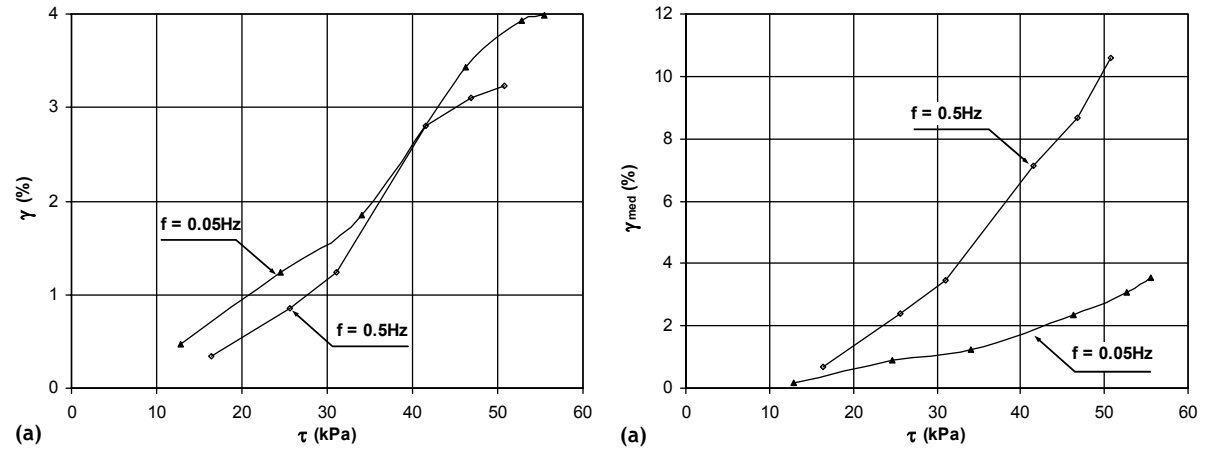


Figura 11.83 – Efeito da frequência de ensaio sobre a variação da: a) amplitude efectiva de distorção com a semi-amplitude da tensão tangencial; b) distorção média com a semi-amplitude da tensão tangencial.

verificando-se, porém, que o decréscimo da frequência conduz a distorções superiores. Analisando a Figura 11.83b, verifica-se que a taxa de incremento das distorções médias com a tensão tangencial é muito superior no ensaio com menor período.

11.8.4 Efeito da presença do elemento do reforço

A comparação dos valores apresentados nos Quadros 11.6 e 11.7 permite concluir que a presença do geossintético no interior do provete de areia conduziu à redução do módulo de distorção e, contrariamente, ao aumento do coeficiente de amortecimento. A Figura 11.84 evidencia essa mesma conclusão.

Na Figura 11.84 apresenta-se o 20º ciclo histerético do *Escalão 5* do ensaio de corte simples realizado sobre a areia *SP49*, com frequência de 0,05 Hz, e o 20º ciclo do *Escalão 4* do ensaio dessa areia com um nível do geocompósito *GC50* colocado a meia altura do provete. Para valores semelhantes da semi-amplitude da tensão tangencial, a amplitude de distorção no provete onde foi colocado o geossintético é muito superior, resultando, assim, um decréscimo significativo da rigidez.

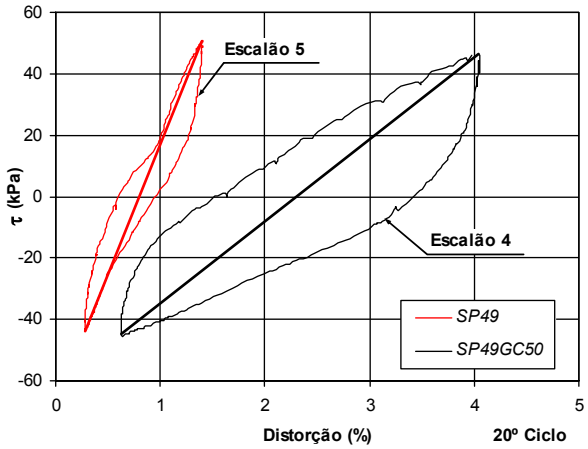


Figura 11.84 – Efeito da presença do geossintético sobre o 20º ciclo histérico (f = 0,05 Hz).

A Figura 11.85 ilustra a evolução do módulo de distorção com a amplitude efectiva de distorção (Figura 11.85a) e com a semi-amplitude da tensão tangencial (Figura 11.85b), para os dois valores da frequência, registada nos provetes com e sem geossintético. Esta figura reforça o que se concluiu anteriormente. A presença do reforço permitiu que se desenvolvessem maiores distorções, resultando, para a mesma amplitude de tensão tangencial aplicada ao provete, módulos de distorção bastante inferiores.

Como se referiu a propósito dos ensaios de corte simples monotónico, julga-se que a presença do geossintético conduziu a que a camada de areia, que se encontra imediatamente acima do elemento de reforço, se encontre mais solta devido ao amortecimento que este cria durante o processo de deposição da areia, criando-se, assim, uma certa ductilidade da amostra. Prova disso são os assentamentos registados durante a consolidação, que foram muito superiores nos provetes com o geossintético.

Os assentamentos verticais no final dos diferentes escalões de carga, por lapso, não foram registados nos provetes com o geossintético. Porém, estima-se que sejam significativamente superiores aos registados nos provetes de areia.

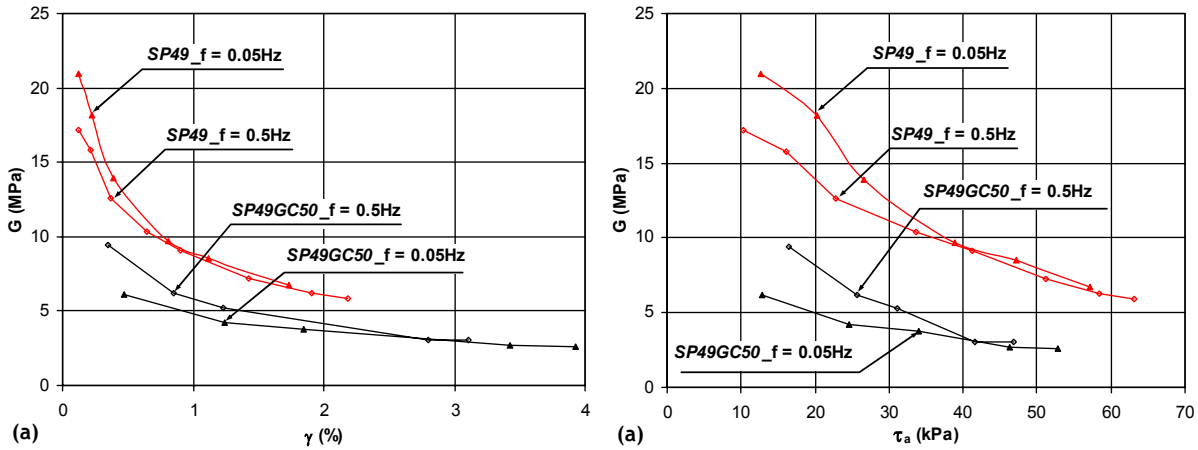


Figura 11.85 – Efeito da presença do geossintético sobre o módulo de distorção. Evolução do módulo de distorção com: a) γ; b) τ_a.

11.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como se referiu, face ao desenvolvimento de um protótipo laboratorial, considerou-se conveniente validar os resultados obtidos com esse equipamento. Mesmo correndo o risco do volume de resultados apresentado ser excessivo, optou-se por apresentar a caracterização da resistência ao corte de duas areias e de seis interfaces areia-geossintético, visando validar os resultados obtidos com o protótipo laboratorial, e tentar, dentro do possível, generalizar algumas conclusões.

Dos ensaios de corte directo monotónico, concluiu-se que o equipamento de corte directo de grandes dimensões, desenvolvido no âmbito deste trabalho, sobrestima ligeiramente a resistência ao corte das areias e das interfaces solo-geossintético, comparativamente com os resultados obtidos com o equipamento de corte directo convencional. Note-se porém que, não é conhecido qualquer trabalho em que este equipamento tenha sido adaptado para a caracterização deste tipo de interfaces, pelo que é difícil de aquilatar qual dos equipamentos representará com maior rigor a realidade. Não obstante, as diferenças de resultados obtidos com os dois equipamentos de corte directo não são significativas.

Embora a caracterização obtida com os ensaios de corte simples, seja distinta da caracterização directa da interface, obtida com o ensaio de corte directo, poderá afirmar-se que a resistência ao corte do material anisotrópico, areia e geossintético, se aproxima da resistência ao corte da própria interface entre os dois materiais.

Com o objectivo de caracterizar as interfaces solo-geossintético sob carregamento cíclico, foram realizados ensaios de corte directo cíclico com controlo de força e com controlo de deslocamento. Destes ensaios foi possível concluir que:

- a rigidez da interface tende a aumentar nos primeiros 10 ciclos de carregamento, sofrendo variações pouco significativas para um número de ciclos superior;

- a rigidez da interface diminui com a amplitude de deslocamento;

- nos ensaios com controlo do deslocamento imposto à interface, a rigidez e a dissipação de energia não parecem ser muito sensíveis à frequência da solicitação;

- a rigidez do primeiro carregamento induzido à interface é praticamente coincidente nos ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento; porém, a rigidez da interface determinada com base nos ensaios com controlo de deslocamento tende a ser superior, para a

mesma amplitude de deslocamento, ao valor registado nos ensaios em que se controla a força imposta à interface;

- quer nos ensaios com controlo de força, quer nos ensaios com controlo de deslocamento, são atingidos valores da tensão de corte ligeiramente superiores à resistência ao corte da interface determinada no ensaio de corte directo monotónico; note-se que foram realizados ensaios escalonados, pelo que, os escalões prévios conduzem, certamente, a um aumento de compacidade da areia.

Os ensaios de corte simples cíclico evidenciaram que o módulo de distorção da areia "reforçada" com o geocompósito utilizado no estudo tende a ser inferior ao valor registado, para a mesma amplitude de distorção, quando não existe o elemento de reforço.

Com os resultados deste estudo experimental, e de outros ensaios que se prevê realizar num futuro próximo, pretende-se, por um lado, desenvolver um modelo constitutivo, a introduzir no programa de diferenças finitas, *FLAC*, para modelar o comportamento das interfaces solo-reforço sob carregamentos cíclicos, e, por outro lado, realizar uma análise alternativa, tentando desenvolver um modelo que se possa ajustar ao comportamento do material compósito, solo com reforço.

CAPÍTULO 12

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

12.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho visou contribuir para um melhor conhecimento dos factores com maior influência no desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, e, assim, possibilitar que o seu dimensionamento seja efectuado de forma mais realista. Como se referiu no capítulo inicial, a investigação desenvolvida pode dividir-se em quatro grupos: revisão bibliográfica e métodos de dimensionamento; modelação numérica da construção e do comportamento da estrutura sob a acção de uma eventual solicitação sísmica; análise de um caso de obra; e estudo experimental do comportamento do solo reforçado com geossintéticos.

Na revisão bibliográfica incluiu-se o desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos durante os sismos que ocorreram nas últimas décadas e trabalhos numéricos e experimentais envolvendo o comportamento destas estruturas, em condições de carregamento sísmico. Foram também resumidos, no Capítulo 3, os métodos de dimensionamento, com utilização mais generalizada, propostos por diferentes autores e entidades.

Tendo em consideração que, tradicionalmente, o dimensionamento dos muros e dos taludes de solo reforçado com geossintéticos é efectuado com base em métodos de equilíbrio limite, desenvolveu-se um programa de cálculo, assente nessas teorias, que permite, por um lado, evitar o recurso a ábacos de dimensionamento e, por outro lado, a consideração da acção sísmica, através dos respectivos coeficientes sísmicos.

Após a validação desse programa de cálculo, através da comparação com resultados publicados na bibliografia, foi realizado um estudo paramétrico, envolvendo as características geométricas da estrutura (inclinação da face), as propriedades mecânicas do material de aterro e a intensidade da solicitação sísmica, traduzida pelo valor dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical. Com base nos resultados desse estudo paramétrico, estabeleceram-se equações aproximadas para o cálculo dos coeficientes de impulso e foi proposto um método simplificado de dimensionamento.

Com base no estudo paramétrico e nos resultados das análises numéricas posteriores, considera-se que o dimensionamento para condições sísmicas deve representar um compromisso entre a resistência e o comprimento dos reforços. Devido ao conservadorismo dos métodos de dimensionamento e à natureza transitória das solicitações sísmicas, julga-se que os valores do comprimento dos reforços, por vezes demasiado elevados, podem não ser efectivamente necessários para o bom desempenho sísmico das estruturas.

A modelação numérica da construção de muros de solo reforçado com geossintéticos, em que o papel do painel de face não pode ser desprezado, permitiu concluir que:

- os deslocamentos horizontais da face e os esforços absorvidos pelos elementos de reforço são fortemente influenciados pelas condições de apoio do painel de face;

- o perfil dos deslocamentos horizontais da face da estrutura é largamente influenciado pelo processo construtivo; porém, a influência sobre a distribuição dos esforços máximos em altura não é tão significativa;

- a rigidez à flexão do painel de face tem grande influência sobre o perfil dos deslocamentos horizontais da face e sobre a distribuição em altura dos esforços mobilizados nos diferentes níveis de reforço;

- a rigidez à flexão do painel de face deve ser confrontada com a altura da estrutura, dado que, para a mesma rigidez à flexão, estruturas com alturas diferentes apresentam perfis de deslocamentos horizontais e de esforços máximos normalizados claramente distintos;

- as distribuições de esforços em altura, propostas nos últimos anos por alguns autores, devem ser encaradas com algumas reservas, particularmente para estimar os esforços nos níveis de reforço inferiores e superiores.

Com o propósito de identificar os principais factores que condicionam o comportamento a curto prazo dos taludes de solo reforçado com geossintéticos e, simultaneamente, avaliar se as hipóteses consideradas no dimensionamento destas estruturas, nomeadamente no que se refere à distribuição dos esforços em altura, são válidas, efectuou-se um estudo paramétrico, que se apresentou no Capítulo 6. As principais conclusões desse estudo paramétrico são as que se passam a descrever:

- os deslocamentos horizontais e verticais da face do talude, induzidos pela construção do aterro, são fortemente influenciados pelo factor de rigidez do reforço e não pelos valores isolados da respectiva rigidez ou do espaçamento vertical entre reforços;

- o aumento do comprimento do reforço para além do valor estimado pela Equação (4.19), proposta neste trabalho, não produz um benefício significativo em termos de contenção de deslocamentos e dos esforços mobilizados nos reforços;

- os deslocamentos da face e os esforços nos elementos de reforço, convenientemente normalizados, induzidos pela construção de aterros com a mesma inclinação de face, construídos com materiais de diferente resistência ao corte, mas com o mesmo factor de rigidez do reforço, são semelhantes;

- os deslocamentos horizontais, em estruturas em que o factor de rigidez dos reforços é idêntico, aumentam com a inclinação da face; porém, a presença do reforço é mais eficiente na contenção das deformações em talude mais íngremes;

- particularmente quando o sistema de face é flexível, deve ser dada especial atenção à estabilidade da estrutura junto à base, prevendo, por exemplo, a colocação de um aterro em frente aos níveis de reforço inferiores; devem ser evitados espaçamentos verticais elevados nesta zona.

O estudo paramétrico, envolvendo a construção de taludes de solo reforçado com geossintéticos, revelou que a distribuição dos esforços em altura não é linearmente crescente em profundidade, tal como o preconizado nos métodos de equilíbrio limite, mas que o somatório dos esforços mobilizados na globalidade dos reforços não se afasta de forma significativa do impulso teórico. Assim, com base nos resultados desse estudo paramétrico, foi proposta, para o dimensionamento de taludes de solo reforçado com geossintéticos, uma distribuição alternativa dos esforços em altura.

Após ter sido conseguido, com o programa de cálculo utilizado, um ajuste razoável entre os resultados numéricos e os resultados de um ensaio em mesa sísmica realizado, por outros autores, sobre um muro de solo reforçado com geossintéticos, foi efectuado um estudo numérico envolvendo o desempenho sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Desse estudo concluiu-se que:

- deve prever-se, no dimensionamento destas estruturas, uma reserva de resistência, com algum significado (em relação ao valor exigido em condições estáticas), em particular quando estas são construídas em zonas de sismicidade elevada, para fazer face aos valores elevados dos esforços residuais instalados nos elementos de reforço;

- no caso dos muros, deve ser dada especial atenção à ligação dos elementos de reforço ao painel de face, devido aos elevados esforços que aí se mobilizam;

- o sismo próximo revelou-se mais severo que o sismo longínquo, para o desempenho das estruturas estudadas; a este facto não serão certamente alheias as frequências fundamentais das estruturas analisadas;

- a componente vertical da aceleração sísmica parece não ter influência significativa no desempenho destas estruturas;

- no caso dos taludes, desde que se tenha em devida consideração a amplificação da aceleração em altura, a distribuição triangular de resistência constitui uma boa estimativa dos esforços residuais instalados nos reforços; para as análises efectuadas, a consideração do factor de amplificação, para uma altura da ordem dos 0,4H, conduziu a uma boa coincidência de resultados; porém, este valor carece de validação de outros estudos numéricos e experimentais;

- a eficiência do aumento do comprimento dos reforços é, tendencialmente, decrescente em termos de contenção das deformações permanentes; particularmente no caso dos taludes, o aumento do comprimento, para além do valor mínimo exigido pelo dimensionamento para condições estáticas, conduz a reduções significativas das deformações;

- os valores do comprimento dos reforços determinados com base em métodos pseudo-estáticos, por vezes demasiado elevados, não são efectivamente necessários para o bom desempenho das estruturas, quando solicitadas por acções sísmicas;

- a rigidez à flexão do painel de face dos muros de solo reforçado tem influência na distribuição dos esforços residuais em altura; o valor máximo do deslocamento horizontal permanente da face da estrutura é pouco sensível à rigidez à flexão do painel;

- o efeito das forças de inércia, que se desenvolvem no painel de face, sobre os deslocamentos permanentes e sobre os esforços residuais, não é significativo.

A validade dos resultados obtidos numericamente depende da escolha adequada das propriedades dos materiais e da congruência do modelo numérico. A forma ideal de validar os modelos numéricos é simular a construção de estruturas convenientemente instrumentadas. Não tendo sido possível acompanhar, directamente, a construção e a observação de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos, recorreu-se à informação coligida previamente por outros investigadores. A modelação numérica do caso de obra revelou um ajuste razoável entre os resultados numéricos e os dados da observação.

Simulando, numericamente, o aterro analisado sob a acção de um sismo, verificou-se que, mesmo admitindo o cenário mais desfavorável em termos de sismicidade, o seu desempenho é satisfatório. Os esforços máximos residuais, gerados pelos eventos sísmicos, mantêm-se inferiores aos valores de cálculo dos esforços resistentes das geogrelhas, admitidos no dimensionamento da estrutura. A ocorrência de um sismo longínquo parece ser condicionante para o comportamento da estrutura.

O comportamento tensão-deformação dos geossintéticos, em geral, e dos geocompósitos utilizados no estudo experimental, em particular, é fortemente influenciado por diversos factores relacionados com a forma como são solicitados, nomeadamente, a velocidade de deformação, o

eventual carregamento cíclico e o nível de deformação que este impõe, o número de ciclos e a sua amplitude. Idealmente, os geossintéticos deveriam ser submetidos a ensaios de tracção, estando envolvidos por solo com as características que se prevê em obra. Não sendo possível realizar este tipo de ensaios, na prática, recorre-se aos ensaios de tracção para caracterizar isoladamente estes materiais. Com as limitações do equipamento de ensaio disponível em termos de carregamentos cíclicos, foram realizados ensaios de tracção monotónicos e cíclicos sobre os geossintéticos envolvidos no estudo experimental.

Dos ensaios de tracção com carregamento monotónico concluiu-se que o comportamento dos geocompósitos, à parte de uma ligeira concavidade, é aproximadamente linear e que não ocorre degradação de resistência significativa quando os provetes são previamente submetidos a carregamentos cíclicos. Porém, a rigidez para a força máxima aumenta consideravelmente quando o reforço foi previamente solicitado.

Dos ensaios de tracção com carregamento cíclico, foi possível concluir que o amortecimento tende a diminuir com o número de ciclos, verificando-se a tendência inversa em termos dos módulos de rigidez. Tendo em consideração a gama de frequências de ensaio, poderá afirmar-se que o efeito da frequência sobre a rigidez do geocompósito não é muito significativo.

O estudo experimental sobre o comportamento do solo reforçado com geossintéticos compreendeu a realização de ensaios de corte directo e de corte simples, monotónicos e cíclicos. No âmbito deste trabalho foi desenvolvido um equipamento de corte directo de grandes dimensões, descrito no Capítulo 9, vocacionado para a caracterização de interfaces solo-geossintético sob carregamento monotónico e cíclico. Foram também efectuadas adaptações ao equipamento de corte directo convencional, para que fosse possível a caracterização de interfaces solo-geocompósito.

Dos ensaios de corte directo monotónico, concluiu-se que o equipamento de corte directo, de grandes dimensões, sobrestima ligeiramente a resistência ao corte das areias e das interfaces solo-geossintético, comparativamente com os resultados obtidos com o equipamento de corte directo convencional. No entanto, é difícil avaliar qual dos equipamentos representará, com maior rigor, a realidade. Não obstante, as diferenças de resultados obtidos, com os dois equipamentos de corte directo, não são significativas.

Embora a caracterização obtida com os ensaios de corte simples seja distinta da caracterização directa da interface, obtida com o ensaio de corte directo, poderá afirmar-se que a resistência ao corte do material anisotrópico, areia e geossintético, se aproxima da resistência ao corte da própria interface entre os dois materiais.

Dos ensaios de corte directo cíclico, realizados com o protótipo laboratorial, foi possível concluir que:

- a rigidez da interface tende a aumentar nos primeiros 10 ciclos de carregamento, sofrendo variações pouco significativas para um número de ciclos superior;

- a rigidez da interface diminui com a amplitude de deslocamento;

- a rigidez do primeiro carregamento induzido à interface é praticamente coincidente nos ensaios com controlo de força e com controlo de deslocamento; porém, a rigidez da interface, para a mesma amplitude de deslocamento, determinada com base nos ensaios com controlo de deslocamento, tende a ser superior ao valor registado nos ensaios em que se controla a força imposta à interface;

- não ocorreu a degradação da resistência ao corte da interface nos carregamento cíclicos.

Os ensaios de corte simples cíclico evidenciaram que o módulo de distorção da areia "reforçada", com o geocompósito utilizado no estudo experimental, tende a ser inferior ao valor registado, para a mesma amplitude de distorção, quando não existe o elemento de reforço. Julga-se que esta evidência estará associada ao facto da presença do geossintético ter provocado que a camada de areia, que se encontra imediatamente acima do elemento de reforço, tenha permanecido mais solta, criando-se, assim, uma certa ductilidade da amostra.

12.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do trabalho que agora se finaliza, perspectivam-se os seguintes estudos futuros:

1 – Realizar alterações no equipamento de corte directo desenvolvido, para fazer face a alguns aspectos que se julga poder melhorar, e desenvolver todas as suas potencialidades. Esta acção compreende:

i) prever um sistema de fixação do geossintético alternativo, fora da área de corte, para que se torne possível realizar ensaios de corte directo de caracterização de interfaces na modalidade de área reduzida;

ii) projectar uma solução de instrumentação que permita quantificar a tensão normal ao nível da interface em diversos pontos;

iii) prever a colocação de um colchão de membrana de ar ou de água entre a placa de carregamento e a camada de areia e avaliar o seu efeito;

iv) explorar as potencialidades do equipamento na vertente de oscilação da carga normal durante o ensaio.

2 - Complementar o estudo experimental, nomeadamente através da realização de ensaios de corte em compressão triaxial com medições locais e de ensaios de corte torsional sobre a areia reforçada com diferentes níveis de geossintético.

3 - Com os resultados do estudo experimental, que se apresentou neste trabalho e que se prevê complementar, desenvolver um modelo constitutivo, a introduzir no programa de diferenças finitas, *FLAC*, para modelar o comportamento das interfaces solo-reforço sob carregamentos cíclicos, e tentar uma análise alternativa, desenvolvendo um modelo que se possa ajustar ao comportamento do material compósito, solo com reforço.

4 - Construir modelos à escala real, ou instrumentar estruturas de solo reforçado com geossintéticos que se venham a construir, para calibrar os modelos numéricos e assim validar, convenientemente, as conclusões retiradas dos estudos paramétricos realizados, assim como, o método de pré-dimensionamento e a distribuição dos esforços em altura propostos.

5 - Introduzir nos modelos numéricos o efeito da fluência dos geossintéticos para avaliar as deformações pós-construção e a sua influência em termos do desempenho sísmico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

AASHTO (1994). "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.

AASHTO (1996). "Specifications for Highway Bridges" (with 1998 Interims), American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

Allen, T. M. & Bathurst, R. J. (2002). "Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions", Geosynthetics International, Vol. 9, No. 5-6, pp. 525-566.

Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Walters, D. & Lee, W. F. (2003). "A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, 976-994.

Allen, T. M., Christopher, B. R. & Holtz, R. D. (1992). "Performance of a 12.6 m high geotextile wall in Seatle, Washington", Proc. of the International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Denver, pp. 81-100.

Ambraseys, N. N. & Menu, J. M. (1988). "Earthquake-induced ground displacements", Earthq. Engng. Struct. Dyn., Vol. 16, No. 7, pp. 985-1006.

ARCO SYSYEMS (2006). "Aplicações de Geossintéticos em Portugal", Comunicação pessoal.

Arriaga, F. (2003). "Responses of geosynthetic-reinforced structures under working stress and failure conditions", PhD Thesis, University of Colorado at Boulder, United States - Colorado, 264 p.

Ashmamy, A. K. & Bourdeau, P. L. (1996). "Response of a woven and a nonwoven geotextile to monotonic and cyclic simple tension", Geosynthetics International, Vol. 3, No. 4, pp. 493-515.

ASTM D 4595. "Standard test method for tensile properties of geotextiles by the wide-width strip method", American Society for Testing Materials, Philadelphia, USA.

ASTM D 5321-92 (1992). "Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the Direct Shear Method", American Society for Testing Materials,

ASTM D3080-98 (1998). "Standard test method for Direct Shear Test of soils under consolidated drained conditions", American Society for Testing Materials, 6 p.

ASTM D4253-93 (1993). "Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table", American Society for Testing Materials, 15 p.

ASTM D4254-93 (1993). "Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density", American Society for Testing Materials, 9 p.

B

Bathrust, R. J. (1998). "NCMA Segmental Retaining Wall Seismic Design Procedure", Supplement to Design Manual for Segmental Retaining Walls (Second Edition 1997), 87p.

Bathurst, R. J. & Alfaro, M. C. (1996). "Review of Seismic Design, Analysis and Performance of Geosynthetic Reinforced Walls, Slopes and Embankments", Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement, pp. 887-918.

Bathurst, R. J. & Cai, Z. (1994). "In-isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids", Geosynthetics International, Vol. 1, No. 1, pp. 1-19.

Bathurst, R. J. & Cai, Z. (1995). "Pseudo-Static Analysis of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls", Geosynthetics International, Vol. 2, No. 5, pp. 787-830.

Bathurst, R. J. & Hatami, K. (1998a). "Influence of Reinforced Properties on Seismic Response and Design of Reinforced Soil Retaining Walls", 51st Canadian Geotechnical Conference, Alberta, pp. 479-786.

Bathurst, R. J. & Hatami, K. (1998b). "Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall", Geosynthetics International. Special Issue on Geosynthetics in Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1-2, pp. 127-166.

Bathurst, R. J. & Hatami, K. (1999a). "Earthquake Response Analysis of Reinforced-Soil Walls using FLAC", FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics, Vol. 1, pp. 407-415.

Bathurst, R. J. & Hatami, K. (1999b). "Numerical Study of the Influence of Base Shaking on Reinforced Soil Retaining Walls", Geosynthetics' 99, Boston, Vol. 2, pp. 963-976.

Bathurst, R. J. & Karpurapu, R. (1993). "Large scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils", ASTM, Geotechnical Testing Journal, Vol. 166, No. 3, pp. 296-303.

Bathurst, R. J. & Simac, M. R. (1994). " Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Structures in North America", 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 4, pp. 1275-1298.

Bathurst, R. J., Allen, T. M. & Walters, D. L. (2005). "Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 23, No. 4, pp. 287-322.

Bathurst, R. J., Benjamin, D. J. & Jarrett, P. M. (1989). "An instrumented geogrid reinforced soil wall", Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, pp. 1223-1226.

Bathurst, R. J., Cai, Z. & Pelletier, M. (1996). "Seismic Design and Performance of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls", 10th Annual Symposium, Canadian Geotechnical Society, Vancouver, 26p.

Bathurst, R. J., El-Emam, M. M. & Mashhour, M. M. (2002). "Shaking table model study on the dynamic response of reinforced soil walls", Proc. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, Vol. 1, pp. 99-102.

Bemben, S. M. & Schulze, D. A. (1998). "The Influence of Equipment Style and Setup Dimensions on Sand/Geomembrane Direct Shear Test Measurement", 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 453-458.

Berg, R. R., Bonaparte, R., Anderson, R. P. & Chourey, V. E. (1986). "Design, construction and performance of two geogrid reinforced soil retaining walls", Proc. 3rd International Conference on Geotextiles, Viena, Vol. 2, pp. 401-406.

Bidim (1998). "Préparation des éprouvettes pour la mesure de la résistance en traction des géotextiles Rock PEC selon la norme européene", Personal Communication.

Blumel, W. & Brummermann, K. (1996). "Interface friction between geosynthetics and soils and between different geosynthetics", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, pp. 209-216.

Blumel, W. & Stoewahse, C. (1998). "Geosynthetic interface friction testing in Germany - Effect of test setups", 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 447-452.

Bonaparte, R., Holtz, R. D. & Giroud, J. P. (1987). "Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids", Geotextile Testing and the Design Engineer, Jr. Joseph E. Fluet, ed., Vol. 1, ASTM Special Technical Publication 952, pp. 69-116.

Bonaparte, R., Schmertmann, G. R. & Williams, N. D. (1986). "Seismic Design of Slopes Reinforced with Geogrids and Geotextiles", Proc. 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, pp. 273-278.

Boyle, S. R. & Holtz, R. D. (1996). "Prediction of reinforced soil retaining wall deformations: a review", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 327-332.

Boyle, S. R., Gallagher, M. & Holtz, R. D. (1996). "Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextiles properties", Geosynthetics International, Vol. 3, No. 2, pp. 205-225.

Brooms, B. B. (1978). "Design of fabric reinforced retaining structures", Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh.

BS 6906 (1991). "Methods of test for geotextiles: determination of tensile properties using wide-width strip", British Standards Institution, UK.

BS 6906-8 (1991). "Geotextiles Part 8: Determination of Sand-Geotextile Frictional Behaviour by Direct Shear", British Standards Institution.

BS 8006 (1995). "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills", British Standard Institution, 161 p.

Burke, C. B. (2004). "Full-scale shaking table tests and finite element analysis of reinforced soil retaining walls", PhD Thesis, Columbia University, United States - New York.

C

Cai, Z. & Bathurst, R. J. (1995). "Seismic Response Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Segmental Retaining Walls by Finite Element Method", Computers and Geotechnics, Vol. 17, No. 4, pp. 523-546.

Cai, Z. & Bathurst, R. J. (1996). "Deterministic sliding block methods for estimating seismic displacements of earth structures", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 15, 255-268.

Caldeira, L. M. M. S. (1994). "Comportamento Dinâmico de Barragens de Aterro", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 566 p.

Carrubba, P., Moraci, N. & Montanelli, F. (2003). "Behaviour of extruded geogrids under different loading conditions", Proc. of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Vol. 1, pp. 601-606.

Casey, J. A. (1988). "A comparasion of two earth retaining systems: a dynamic centrifuge study", MsC Thesis, University of California at Davis.

Casey, J. A., Soon, D., Kutter, B. & Romstad, K. (1991). "Modeling of mechanically stabilized earth systems: a seismic centrifuge study", Geotechnical Engineering Congress, ASCE, Special Publication Nº. 27, Vol. 2, pp. 839-850.

Chen, W. F., Giger, M. W. & Fang, H. Y. (1969). "On the limit analysis of stability of slopes", Soils and Foundations, Vol. 9, No. 4, pp. 23-32.

Chew, S. H. & Mitchell, J. K. (1994). "Deformation evaluation procedure for reinforced soil walls", 5th International Conference on Geotextile, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September, Vol. 1, pp. 171-176.

Chew, S. H., Schmertmann, G. R. & Mitchell, J. K. (1991). "Reinforced soil wall deformations by finite element method", Proc. of the International Reinforced Soil Conference at Glasgow, Glasgow, pp. 35-40.

Chida, S., Minami, K. & Adachi, K. (1982). "Test de stabilité de remblais en Terre Armée", traduzido de Japonês.

Christopher, B. R. (1993). "Deformation Response and Wall Stiffness in Relation to Reinforced Soil Wall Design", PhD Thesis, Purdue University, 354 p.

Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Juran, I., Mitchell, J. K., Schlosser, F. & Dunnicliff, J. (1990). "Reinforced soil structures. Vol I: Design and construction guidelines", FHWA-RD-89-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 287p.

Christopher, B.R., Bonczkiewicz, C. & Holtz, R, (1994). "Design, construction and monitoring of full scale test of reinforced soil walls and slopes", Proc. of the Conference on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, A.A. Balkema, pp. 45-60.

Claybourn, A. F. & Wu, J. T. H. (1993). "Geosynthetic-reinforced soil wall design", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, No. 8, pp. 707-724.

Collin, J. G. (1986). "Earth wall design", PhD Thesis, University of California at Berkeley.

Collin, J. G., Chouery-Curtis, V. E. & Berg, R. R. (1992). "Field observations of reinforced soil structures under seismic loading", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 223-228.

CUR 198 (2000). Kerende constructies in gewapende grond. Taludhelling steiler dan 70, Handboek C111, Uitgave CUR Gouda.

D

Dawson, E. M., Roth, W. H. & Drescher, A. (1999). "Slope stability analysis by strength reduction", Géotechnique, Vol. 49, No. 6, pp. 835-840.

de Buhan, P., Mangiavacchi, R., Nova, R., Pellegrini, G. & Salençon, J. (1989). "Yield design of reinforced earth walls by homogenization method", Géotechnique 39, Vol. 39, No. 2, pp. 189-201.

DIN 18137-3 (1997). "Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 3: Direkter Scherversuch", Deutsches Institut fur Normung, Berlin.

E

EBGEO (1997). Empfehlungen fur Bewehrungen aus Geokunststofffen - Deutsche Gesellschaft fur Geotechnik

El-Emam, M. M. (2003). "Behaviour of reinforced soil walls under earthquake loading", PhD Thesis, Queen's University at Kingston, Canada, 411 p.

El-Emam, M. M. & Bathurst, R. J. (2005). "Facing contribution to seismic response of reduced-scale reinforced soil walls", Geosynthetics International, Vol. 12, No. 3, pp. 215-238.

El-Emam, M. M. & Bathurst, R. J. (2007). "Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, No. 1, pp. 33-49.

EN ISO 12957-1 (2005). "Geosynthetics - Determination of the friction characteristics - Part 1: Direct shear test", CEN - TC 189.

EN ISO 13431 (1999). "Geotextiles and geotextile-related products. Determination of tensile creep and creep rupture behaviour".

EN ISO 13437 (1998). "Geotêxteis e produtos relacionados. Método para instalação e extracção de amostras no solo e preparação de provetes de ensaio em laboratório".

ENV ISO 10722-1. "Geotextiles and geotextile-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular materials".

F

Fairless, G. J. (1989). "Seismic performance of reinforced earth walls", Research Report 89-8, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zeland, 313p.

Fannin, R. J. & Hermann, S. (1990). "Performance data for a slopes reinforced soil wall", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp. 676-686.

FHWA (2001). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design and Construction Guidelines, FHWA-NHI-00-043, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington D.C, 394p.

Frankenberger, P. C., Bloomfield, R. A. & Anderson, P. L. (1996). "Reinforced earth walls withstand Northridge Earthquake", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 345-350.

Franklin, A. G. & Chang, F. K. (1977). "Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis", Soil and Pavements Lab., US Army Eng. Waterways Expt. Stn, paper S-71-17.

G

Gasparini, D. & Vanmarcke, E. (1976). "SIMQKE - A computer program for artificial motion generation" User's Manual and Documentation, Department of Civil Engineering, Massachussets Institute of Technology.

Ghinelli, A. & Saccheti, M. (1998). "Finite element analysis of instrumented geogrid reinforced slope", Proc. of the 6th International Conference on Geosynthetics, Vol. 2, pp. 649 654.

Gourc, J. P. & Lalarakotoson, S. (1997). "Research and intercomparison tests for tes harmonization of standards on geotextiles", EC Measurement and Testing Programme Profect 0169 - Task 3.2 Friction, Report No. 3.

Gourc, J. P., Arab, R. & Giraud, H. (2001). "Calibration and validation of design methods for geosynthetic-reinforced retaining structures using partial factors", Geosynthetics International, Vol. 8, No. 2, pp. 163-191.

Gourc, J. P., Lalarakotoson, S., Muller-Rochholtz, H. & Bronstein, Z. (1996). "Friction measurement by direct shearing or tilting process - Development of a European Standard", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, pp. 1039-1046.

Gourc, J. P., Ratel, A. & Delmas, P. (1986). "Design of fabric retaining walls: the displacement method", Proc. of the 3rd International Conference on Geotextiles ang Geomembranes, Vienna, Austria.

H

Han, J., Leshchinsky, D. & Shao, Y. (2002). "Influence of tensile stiffness of geosynthetic reinforcements on performance of reinforced slopes", Proc. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice 2002, Vol. 1, pp. 197-200.

Hatami, K. & Bathurst, R. J. (2000). "Effect of Structural Design on Fundamental Frequency of Reinforced Soil Retaining Walls", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 19, 137-157.

Hatami, K., Bathrust, R. J. & El-Emam, M. M. (2005a). "Acceleration amplification in the backfill of reinforced soil walls of different heights", Proceedings of the 3rd Biot Conference on Poromechanics, University of Oklahoma, Norman, pp. 725-731.

Hatami, K., Bathurst, R. J. & El-Emam, M. M. (2005b). "Validation of numerical models for static and seismic analysis of reinforced soil walls", Symposium on Geosynthetics and Geosynthetic-Engineered Structures Honoring Robert M. Koerner, McMat 2005, Louisiana, USA, pp. 171-202.

Hayashi, S., Hirai, T., Kuwano, J. & Yokota, Y. (1997). "Testing methods of Reinforced soil structures", Earth Reinforcement, pp. 1131-1146.

Helwany, M. B. & McCallen, D. (2001). "Seismic analysis of segmental retaining walls. II: Effects of facing details", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp. 750-756.

Helwany, S. M. B., Budhu, M. & McCallen, D. (2001). "Seismic analysis of segmental retaining walls. I: Model verification", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp. 741-749.

Hirakawa, D., Kongkitkul, W., Tatsuoka, F. & Uchimura, T. (2003). "Time-dependent stress-strain behaviour due to viscous properties of geogrid reinforcement", Geosynthetics International, Vol. 10, No. 6, pp. 176-199.

Ho, S. K. P. (1993). "A numerical investigation into the behaviour of reinforced soil walls", PhD Thesis, University of Western Ontario, Canada.

Holtz, R. D. (2004). "Geosynthetics R&D-The "Early" Days (1960s to Circa 1985)", Proceedings of the Koerner Research Symposium, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania.

Holtz, R. D., Allen, T. M. & Christopher, B. R. (1991). "Displacement of a 12.6 m high geotextile-reinforced wall", Proc. 10th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Florence, Vol. 2, pp. 725-728.

Hsieh, C. & Hsieh, M.-W. (2003). "Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interfaces", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 21, pp. 25-47.

I

Imaizumi, S., Nishigata, T. & Imura, K. (1994). "Effect of variation in sample sizes on soil-polymer interface strength", Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September, pp. 423-426.

ISO/TR 20432 (2006). "Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for reinforcement, ISO/TC 221/SC/WG - Version 2.2, October 2006, 32 p.

Itasca (2002). " FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua", Version 4.00, Itasca Consulting Group, Inc., USA.

Itasca (2005). " FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua", Version 5.00, Itasca Consulting Group, Inc., USA.

Izawa, J. & Kuwano, J. (2006). "Seismic stability of reinforced soil wall under different seismic waves using centrifuge shaking table tests", Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 1495-1498.

Izawa, J., Kuwano, J. & Takahashi, A. (2002). "Centrifuge tilting and shaking table tests on reinforced soil wall", Proc. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice 2002, Vol. 1.

J

Jewell, R. A. (1983). "Pressure and friction in reinforced earth", 8th European Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 3, pp. 1187-1190.

Jewell, R. A. (1989). "Revised design charts for steep reinforced slopes", Proc. Symp. Reinforced Embankments: Theory and Practice, Thomas Telford.

Jewell, R. A. (1996). "Soil reinforcement with geotextiles", Special Publication 123 CIRIA, Thomas Telford, 332 p.

Jewell, R. A. & Milligan, G. W. E. (1989). "Deformation calculations for reinforced soil walls", Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, Rio de Janeiro.

Jewell, R. A. & Wroth, C. P. (1987). "Direct shear tests on reinforced sand", Géotechnique, Vol. 37, No. 1, pp. 53-68.

Jewell, R. A., Paine, N. & Woods, R. I. (1985). "Design methods for steep reinforced embankments", Polymer grid reinforcement, Thomas Telford, pp. 70-81.

JPTRI (1999). "Manual on design and construction of geosynthetic-reinforced soil retaining walls", Japan Railway Technical Research Institute, English version: translated by Ling, H.I & Tatsuoka, F.

Juran, I., Ider, H. M. & Farrag, K. (1990). "Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil walls", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 2, pp. 312-329.

K

Kasahara, K., Nomura, S., Kataoka, H., Arai, K. & Machihara, H. (1994). "Field instrument for constructing the retaining wall reinforced with geotextiles", Proc. of the Conference on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, A.A. Balkema, pp. 227 231.

Koerner, J., Soong, T.-Y. & Koerner, R. M. (1998). "Earth retaining wall costs in the USA", Geosynthetic Institute, Folsom, PA.

Koga, Y. & Washida, S. (1992). "Earthquake resistant design method of geotextile reinforced embankments", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforced Practice, IS-Kyushu'92, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 255-259.

Koga, Y., Ito, Y., Washida, S. & Shimazu, T. (1988). "Seismic resistance of reinforced emabankment by model shaking table tests", International Geotechnical Symposium on Theory and Pratice of Earth Reinforcement, IS Kyushu 88, Fukuoka, Japan, pp. 413-418.

Kongkitkul, W., Hirakawa, D. & Tatsuoka, F. (2002). "Viscous deformation during cyclic loading of geosynthetics reinforcement", Proc. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice 2002, Vol. 1, pp. 129-132.

Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Tatsuoka, F. & Uchimura, T. (2004a). "Loading rate effects due to viscous property on the strength and deformation property of geosynthetic reinforcement", Proc. of the 3rd European Geosynthetics Conference, EuroGeo3, Munich 2004, Vol. 2, pp. 533-538.

Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Tatsuoka, F. & Uchimura, T. (2004b). "Viscous deformation of geosynthetic reinforcement under cyclic loading conditions and its model simulation", Geosynthetics International, Vol. 11, No. 2, pp. 73-99.

Koseki, J. & Hayano, K. (2000). "Preliminary Report on damage to retaining walls caused by the 1999 Chi-Chi earthquake", Bulletin of Earthquake Resistant Structures Research Center, University of Tokyo, No. 33, pp. 23-34.

Koseki, J., Bathurst, R. J., Guler, E., Kuwano, J. & Maugeri, M. (2006). "Seismic Stability of reinforced soil walls", Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan.

Koseki, J., Munaf, Y., Tatsuoka, F., Tateyama, M., Kojima, K. & Sato, T. (1998). "Shaking and Tilt Table Tests of Geosynthetic-Reinforced Soil and Conventional-Type Retaining Walls", Geosynthetics International, Special Issue on Geosynthetics in Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1-2, pp. 73-96.

L

LCPC (2003). "Recommandations pour l' inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthetiques", Guide technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 78 p.

Lee, K. M. & Manjunath, V. R. (2000). "Soil-geotextile interface friction by direct shear tests", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, pp. 238-252.

Lee, W. F. (2000). "Internal Stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls", PhD Thesis, University of Washington, Seattle, Washington, 380 p.

Lee, W. F., Chen, J. W., Lin, S. S. & Huang, Y. M. (2006). "Seismic Performance Modeling of Geosynthetic Reinforced Slopes", GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age, Atlanta, USA, (CD-ROM).

Leflaive, E., Paute, J. L. & Segouin, M. (1982). "Le mesure des caractéristiques de traction en vue des applications pratiques", Proc. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 3, pp. 733-738.

Leshchinsky, D. (1997). "Design procedure for geosynthetic reinforced steep slopes", US Army Corps Engineers, Tehnical Report REMR-GT-23, Mississipi.

Leshchinsky, D. (2001). "Design dilemma: use peak or residual strength of soil", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, pp. 111-125.

Leshchinsky, D. & Boedeker, R. H. (1989). "Geosynthetic reinforced soil structures", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 10, pp. 1459-1478.

Leshchinsky, D. & Perry, E. B. (1987). "A design procedure for geotextile-reinforced walls", Proceedings of the Geosynthetics' 87 Conference, New Orleans, Vol. 1, pp. 95-107.

Leshchinsky, D., Ling, H. I. & Hanks, G. (1995). "Unified Design Approach to Geosynthetic Reinforced Slopes and Segmental Walls", Geosynthetics International, Vol. 2, No. 5, pp. 845-881.

Ling, H. I. & Leshchinsky, D. (1998). "Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures", Géotechnique, Vol. 48, No. 3, pp. 347-373.

Ling, H. I. & Leshchinsky, D. (2005). "Failure analysis of modular-block reinforced-soi walls during earthquakes", Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, Vol. 19, No. 2, pp. 117-123.

Ling, H. I., Cardany, C. P., Sun, L.-X. & Hashimoto. (2000). "Finite Element Study of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall with Concrete-Block Facing", Geosynthetics International, Vol. 7, No. 2, pp. 137-162.

Ling, H. I., Leshchinsky, D. & Chou, N. N. S. (2001). "Post-earthquake investigations on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, 297-313.

Ling, H. I., Leshchinsky, D. & Perry, E. B. (1997). "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures", Géotechnique, Vol. 47, No. 5, pp. 933-952.

Ling, H. I., Mohri, Y. & Kawabata, T. (1998). "Tensile properties of geogrids under cyclic loadings", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 782-787.

Ling, H. I., Mohri, Y., Leshchinsky, D., Burke, C., Matsushima, K. & Liu, H. (2005). "Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 4, pp. 465-476.

Lings, M. L. & Dietz, M. S. (2004). "An improved direct shear apparatus for sand", Géotechnique, Vol. 24, No. 4, pp. 245-256.

Liu, H. (2003). "Finite element simulation of the response of geosynthetic-reinforced soil retaining walls", PhD Thesis, Columbia University, United States - New York, 269 p.

Lo Grasso, A. S., Maugeri, M. & Recalcati, R. (2004). "Response of geosynthetic reinforced soil wall under seismic condition by shaking table tests", Proc. of the 3rd European Geosynthetics Conference, EuroGeo3, Munich 2004.

Lo Grasso, A. S., Maugeri, M. & Recalcati, R. (2005). "Seismic behaviour of geosynthetic-reinforced slopes with overload by shaking table tests", Proceedings of GeoFrontiers 2005, GSP 140 Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions, Austin, Texas (USA).

Lo Grasso, A. S., Maugeri, M. & Recalcati, R. (2006). "Experimental seismic analysis of geosynthetic-reinforced soil structures with three-dimensional reinforcements by shaking table tests", Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan.

Lopes, M. L. (1992). "Muros reforçados com geossintéticos", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 335 p.

Lopes, M. L. (1998). "Aplicação de geossintéticos em Engenharia Civil", Texto de apoio à disciplina com o mesmo nome, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Lopes, M. L. & Mendonça, A. (1999a). "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos - Observação", Relatório no âmbito do protocolo JAE/FEUP.

Lopes, M. L. & Mendonça, A. (1999b). "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos - Concepção", Relatório no âmbito do protocolo JAE/FEUP.

Lopes, M. L., Mendonça, A., Monteiro, B. P., Pais, M. J. & Caspurro, I. M. (1999). "Aterro com taludes reforçados com geogrelhas do IP3, Lanço Régua-Reconcos - Construção", Relatório no âmbito do protocolo JAE/FEUP.

Lysmer & Kuhlemeyer (1969). "Finite Dynamic Model for Infinite Media ", J. Eng. Mech., 95(EM4), pp. 859-877.

M

Makdisi, F. T. & Seed, H. B. (1978). "Simplified procedure for estimating earth dam and embankment earthquake-induced deformations", Journal Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 104(GT7), pp. 849-867.

Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios Fundamentais", Vol. 1, FEUP Edições, 451 p.

Matsui, T. & San, K.-C. (1992). "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique", Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 59-70.

Matsuo, O., T., T., Yokoyama, K. & Saito, Y. (1998). "Shaking Table Tests and Analyses of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls", Geosynthetics International. Special Issue on Geosynthetics in Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1-2, pp. 97-126.

McGown, A. & Kupec, J. (2002). "The Application of Limit State Design to Geosynthetic Reinforced Soil Structures", Proceedings of the International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design, IWS Kamakura 2002, Tokyo , Japan, pp. 151-158.

McGown, A., Yogarajah, I., Andrawes, K. Z. & Saad, M. A. (1995). "Strain behavior of polymeric geogrids subjected to sustained and repeated loading in air and in soil", Geosynthetics International, Vol. 2, No. 1, pp. 341-355.

Mendonça, A. (2004). "Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 348 p.

Mendonça, A. & Lopes, M. L. (2002). "Estudo do comportamento ao arranque de geogrelhas através de ensaios de laboratoriais e de campo", 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 3, pp. 1589-1598.

Michalowski, R. L. (1997). "Stability of uniformly reinforced slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 546-556.

Michalowski, R. L. (1998). "Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structures", Computers and Geotechnics, Vol. 23, pp. 1-17.

Mononobe, N. & Matsuo, O. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proceedings of the World Engineering Conference, Tokyo, Japão, Vol. 9, pp. 177-189.

Moraci, N. & Montanelli, F. (1997). "Behavior of geogrids under cyclic loads", Proc. Geosynthetic '97 Conference, pp. 961-976.

Murata, O., Tateyama, M. & Tatsuoka, F. (1994). "Shaking table tests on a large geosynthetic-reinforced soil retaining wall model", Proc. Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, F. Tatsuoka & D. Leshchinsky, ed., Balkema, pp. 259-264.

N

Nakamura, T., Ikeura, I. & Mitachi, T. (1996). "Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Kukuoka, Japan, pp. 123-128.

Nakamura, T., Mitachi, T. & Ikeura, I. (1999). "Direct Shear Testing Method as a Means for Estimating Geogrid-Sand Interface Shear - Displacement Behavior", Soils and Foundations, Vol. 39, No. 4, pp. 1-8.

Nakamura, T., Mitachi, T. & Ikeura, I. (2003). "Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test", Soils and Foundations, Vol. 43, No. 1, pp. 47-57.

NCMA (1997). "Design Manual for Segmental Retaining Walls", National Concrete Masonry Association, VA, 289 p.

Nelson, R. D. (2005). "Performance of two full-scale geosynthetic reinforced retaining walls - modular block and incremental panel", MsC Thesis, Faculty of the Royal Military College of Canada, 254 p.

Newmark, N. M. (1965). "Effect of earthquakes on dams and embankments", Géotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-159.

Nova-Roessig, L. M. (1999). "Centrifuge studies of the seismic performance of reinforced soil structures", PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA, 233 p.

Nova-Roessig, L. & Sitar, N. (1999). "Centrifuge Model Studies of the Seismic Response of Reinforced Soil Slopes", Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Vol. 2, pp. 679-684.

Nova-Roessig, L. & Sitar, N. (2006). "Centrifuge Model Studies of the Seismic Response of Reinforced Soil Slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 3, pp. 388-400.

NP EN 12224 (2007). "Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima", Instituto Português de Qualidade.

NP EN 12225 (2006). "Geotêxteis e produtos relacionados. Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo", Instituto Português de Qualidade.

NP EN ISO 10319 (2005). "Geotêxteis - Ensaios de tracção em tiras largas", Instituto Português da Qualidade.

NP ENV 1998-1-1 (2000). " Eurocódigo 8, Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes", Documento Nacional de Aplicação, DNA, pp. 34.

O

Okabe, S. (1924). "General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam", Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 10, No. 6, pp. 1277-1323.

Olgun, C. G. (2003). "Performance of improved ground and reinforced soil structures during earthquakes - Case studies and numerical analyses", PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute, 550 p.

P

Pal, S. (1997). "Numerical simulation of geosynthetic reinforced earth structures using finite element method", PhD Thesis, Louisiana State University and Agricultural & Mechanical College, United States – Louisiana, 272 p.

Palmeira, E. M. (1987). "The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests", PhD Thesis, University of Oxford, 236 p.

Palmeira, E. M. (1988). "Discussion on Direct shear tests on reinforced sand", Géotechnique, Vol. 38, No. 1, pp. 146-148.

Pelletier, M. J. (1996). "Investigation of the seismic resistance of reinforced segmental walls using small-scale shaking table testing", MsC Thesis, Royal Military College of Canada, Kingston, 224 p.

Perez, A. (1999). "Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Steep Slope", MsC Thesis, University of Washington, 232 p.

Prakash, S. (1981). "Analysis of rigid retaining walls during earthquakes", Proc. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquakes and Soil Dynamics, St-Louis, Vol. 3, pp. 993-1020.

prEN 14475 (2004). "Execution of special geotechnical works – Reinforced fill", CEN/TC 288.

prEN ISO 12957-1 (2001). "Geosynthetics - Determination of the friction characteristics - Part 1: Direct shear test", CEN - TC 189.

Prevost, J. H. (1989). "DYNA1D A computer program for nonlinear seismic site response analysis", Technical Documentation, Technical Report NCEER-89-0025, Princeton University.

R

Race, R. & Cid, H. (2001). "Seismic performance of modular block retaining wall structures during the January 2001 El Salvador earthquake", International Geosynthetics Engineering Forum, Taipei, Taiwan, pp. 125-144.

Ramakrishnan, S., Budhu, M. & Britto, A. (1998). "Laboratory Seismic Tests on Geotextile Wrap-Faced and Geotextile-Reinforced Segmental Retaining Walls", Geosynthetics International. Special Issue on Geosynthetics in Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1-2, pp. 55-71.

Richards, R. & Elms, D. G. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls", Journal of Geo. Engng. Div., ASCE, Vol. 105 (GT4), pp. 449-464.

Richardson, G. N. (1976). "The seismic design of reinforced earth walls", Report to the National Science Foundation, UCLA-Eng.- 7586.

Richardson, G. N. & Lee, K. L. (1975). "Seismic Design of Reinforced Earth Walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT2, pp. 167-188.

Richardson, G. N., Feger, D., Fong, A. & Lee, K. L. (1977). "Seismic Testing of Reinforced Earth Walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 13, No. GT1, pp. 1-17.

Rowe, R. K. & Ho, S. K. (1986). "Determination of geotextile stress-strain characteristics using a wide strip test", Proc. 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, Vol. 3, pp. 885-890.

Rowe, R. K. & Ho, S. K. (1997). "Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundation", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 912-920.

Rowe, R. K. & Ho, S. K. (1998). "Horizontal deformation in reinforced soil walls", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 312-327.

S

Sabhahit, N., Madhav, M. R. & Basudhar, P. K. (1996). "Seismic analysis of nailed soil slopes - a pseudo-dynamic approach", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 821-824.

Sakaguchi, M. (1996). "A Study of the Seismic Behaviour of Geosynthetic Reinforced Walls in Japan", Geosynthetics International, Vol. 3, No. 1, pp. 13-30.

Sakaguchi, M., Muramatsu, M. & Nagura, K. (1992). "A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake resistance", Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 287-292.

Sandri, D. (1997a). "A Performance Summary of Reinforced Soil Structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge Earthquake", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 15, pp. 235-253.

Sandri, D. (1997b). "A Performance Summary of Reinforced Soil Structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge Earthquake", Proc. of the GRI-10 Conference on "Field Performance of Geosynthetics and Geosynthetic Related Systems, Philadelphia, USA, pp. 59-76.

Sarma, S. K. (1975). "Seismic stability of earth dams and embankments", Géotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 743-761.

Sawicki, A. & Lesniewska, D. (1989). "Limit analysis of cohesive slopes reinforced with geotextiles", Computers and Geotechnics, Vol. 7, pp. 53-66.

Sawicki, A. & Lesniewska, D. (1991). "Stability of fabric reinforced cohesive soil slopes", Computers and Geotechnics, Vol. 10, pp. 125-146.

Schmertmann, G. R., Chouery-Curtis, V. E., Johnson, R. D. & Bonaparte, R. (1987). "Design charts for geogrid-reinforced soil slopes", Proceedings of Geosynthetics' 87, New Orleans, Vol. 1, pp. 108-120.

Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1970). "Soil Moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. & Whitman, R. V. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loads", ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp. 103-147.

Seed, R. B. & Duncan, J. M. (1984). "SSCOMP: A finite element analysis program for evaluation of soil-structure interaction and compaction effects", Geot. Engineering Research Report No. UCB/GT/84-02, University of California, Berkeley.

Segrestin, P. & Bastick, M. J. (1988). "Seismic design of Reinforced Earth retaining walls - The contribution of finite elements analysis", International Geotechnical Symposium on Theory and Pratice of Earth Reinforcement, IS Kyushu 88, Fukuoka, Japan, pp. 577-582.

Silvano, R. P. S. X. (2005). "Solo reforçado com geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento", Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 185 p.

Steedman, R. S. & Zeng, X. (1990). "The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall", Géotechnique, Vol. 40, No. 1, pp. 103-112.

Steward, J. E., Williamsom, R. & Mohney, J. (1977). "Guideline for use of fabrics in construction and maintenance of low-volume roads", National Technical Information Service, Revised 1983.

Stoewahse, C. (2001). "Ermittlung des reibungsverhaltens von geotkunststoffen und erdstoffen im rahmenschergerat", PhD Thesis, Hannover University, 158 p.

Stoewahse, C., Dixon, N., Jones, D. R. V., Blumel, W. & Kamugisha, P. (2002). "Geosynthetic interface shear behaviour: Part 1 - Test methods", Ground Engineering, pp. 35-41.

Sugimoto, M., Ogawa, S. & Moriyama, M. (1994). "Dynamic characteristics of reinforced embankments with steep slope by shaking model tests", Proc. 11th Seiken Symposium on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Tokyo, Japan, pp. 271-275.

T

Takahashi, A., Takemura, J. & Izawa, J. (1999). "Dynamic behavior of vertical geogrid-reinforced soil during earthquake", Proceedings of the International symposium on Slope stability engineering, Matsuyama, Japan, Vol. 2, pp. 991-996.

Takahashi, A., Takemura, J. & Shimodaira, T. (2001). "Seismic performance of reinforced earth wall with geogrid", Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, pp. 1265-1268.

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M. & Horii, K. (1995). "Performance of soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake", Bulletin of Earthquake Resistant Structures Research Center, University of Tokyo, No. 28, pp. 3-12.

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y. & Horri, K. (1998). "Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Structures. Keynote Lecture." Proc. of 6th International Conference on Geosynthetics, Georgia, USA, pp. 103-142.

Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. & Koseki, J. (1997). "Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures", Geosynthetics International, Vol. 4, No. 2, pp. 81-136.

V

Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). "Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações directas", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vieira, C. S., Lopes, M. L. & Caldeira, L. M. M. S. (2005). "Comportamento sísmico de estruturas reforçadas com geossintéticos", I Seminário Português sobre Geossintéticos, FEUP, Porto, pp. 109-125.

Vieira, C. S., Lopes, M. L. & Caldeira, L. M. M. S. (2006a). "Seismic response of a geosynthetic reinforced steep slope using FLAC", Proc. of 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, Spain, pp. 267-274.

Vieira, C. S., Lopes, M. L. & Caldeira, L. M. M. S. (2006b). "Comportamento sísmico de um talude reforçado com geossintéticos. Um estudo paramétrico", X Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 935-946.

Vieira, C. S., Lopes, M. L. & Caldeira, L. M. M. S. (2006c). "Numerical modelling of a geosynthectic reinforced soil retaining wall subjected to seismic loading", Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 1365-1370.

Vrymoed, J. (1989). "Dynamic stability of soil-reinforced walls", Transportation Research Record 1242, Washington, DC, USA, pp. 29-38.

W

Watanabe, K., Munaf, Y., Koseki, J., Tateyama, M. & Kojima, K. (2003). "Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation", Soils and Foundations, Vol. 43, No. 5, pp. 13-27.

White, D. M. & Holtz, R. D. (1996). "Performance of geosynthetic-reinforced slopes and walls during the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994", Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu' 96, Fukuoka, Japan, Vol. 2, pp. 965-972.

Whitman, R. V. & Liao, S. (1984). "Seismic design of gravity retaining walls", Proc. 8th WCEE, San Francisco, Vol. 3, pp. 533-540.

Wolfe, W. E. (1979). "Earhquake induced deformations in reinforced earth walls", Ph.D Thesis, University of California, Los Angeles, 277 p.

Woods, R. I. & Jewell, R. A. (1990). "A Computer Design Method for Reinforced Soil Structures", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, pp. 233-259.

Wright, S. G. & Duncan, J. M. (1991). "Limit equilibrium stability analyses for reinforced slopes", Transp. Res. Rec. 1330, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 40-46.

Wu, G. (1994). "Dynamic soil-structure interaction: pile foundations and retaining structures", PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Y

Yegian, M. K., Marciano, E. A. & Ghahraman, V. G. (1991). "Earthquake-induced permanent deformations: probalilistic approach", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 35-50.

Yogendrakumar, M., Bathrust, R. J. & Finn, W. D. L. (1992). "Dynamic Response Analysis of a Reinforced Soil Retaining Wall", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 8, pp. 1158-1167.

Z

Zornberg, J. G. (2002). "Peak versus residual shear strength in geosynthetic-reinforced soil design", Geosynthetics International, Vol. 9, No. 4, pp. 301-318.

Zornberg, J. G., Sitar, N. & Mitchell, J. K. (1998). "Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 670-683.

Zornberg, J.G. & Kavazanjian, E. (2001). "Prediction of the performance of a geogrid-reinforced slope founded on solid waste", Soils and Foundations, Vol. 41, No. 6, pp. 1-16.

ANEXO I

Coeficientes necessários à aplicação do método de dimensionamento proposto por Michalowski (1998)

Apresentam-se neste anexo as expressões de f_i e f_i^s utilizadas por Michalowski (1998) no cálculo do trabalho realizado pelo peso do solo em deslizamento e pelas forças quase-estáticas. As expressões f_i foram originalmente apresentadas por Chen *et al.*, (1969).

$$f_1 = \frac{1}{3\left(1+9tg^2\phi\right)}\left[\left(3tg\phi\cos\theta_h + sen\theta_h\right)e^{3(\theta_h-\theta_0)\tan\phi} - 3tg\phi\cos\theta_0 - sen\theta_0\right] \tag{A.1}$$

$$f_2 = \frac{1}{6}\frac{B}{r_0}\left(2\cos\theta_0 - \frac{B}{r_0}\right)sen\theta_0 \tag{A.2}$$

$$f_3 = \frac{1}{6}\frac{H}{r_0}\frac{sen\left(\beta+\theta_h\right)}{sen\beta}\left(2\cos\theta_h e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} + \frac{H}{r_0}\cot g\beta\right)e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} \tag{A.3}$$

$$f_1^s = \frac{1}{3\left(1+9tg^2\phi\right)}\left[\left(3tg\phi sen\theta_h - \cos\theta_h\right)e^{3(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - 3tg\phi sen\theta_0 + \cos\theta_0\right] \tag{A.4}$$

$$f_2^s = \frac{1}{3}\frac{B}{r_0}sen^2\theta_0 \tag{A.5}$$

$$f_3^s = \frac{1}{6}\frac{sen\left(\beta+\theta_h\right)}{sen\beta}\left(2sen\theta_h e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} + \frac{H}{r_0}\right)e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} \tag{A. 6}$$

onde,

$$\frac{B}{r_0} = \frac{1}{sen\theta_h}\left[sen\left(\theta_h-\theta_0\right) - \frac{H}{r_0}\frac{sen\left(\beta+\theta_h\right)}{sen\beta}\right] \tag{A.7}$$

e,

$$\frac{H}{r_0} = sen\,\theta_h\, e^{(\theta_h-\theta_0)tg\phi} - sen\theta_0 \tag{A.8}$$