



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Modelação Numérica de Escavações Suportadas por Pregagens: Comparação entre Análises 2D e 3D

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Pedro Daniel Parada Gonçalves

Orientadores

José Carlos Duarte Grazina (DEC – FCTUC)

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa (DEC – FCTUC)

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, janeiro, 2015

AGRADECIMENTOS

À amizade de meus pais, irmão, restante família e amigos (sem necessidade de individualizar, porque cada um de vós sabe...): um enorme perdão por alguns momentos de ausência e má disposição, mas um sentimento de gratidão bem maior por terem participado e continuarem a participar na minha jornada, que é também vossa. Sou aprendiz de todos vós, por isso, aqui fica a minha homenagem e respeito. \m/

Ao professor José Grazina, pela transmissão de conhecimento, pelas críticas, pelas descontraídas e produtivas discussões. Pela presença (mesmo quando esta fisicamente se traduziu em quase 6000 km de distância) e bom humor com que pautou cada encontro. Ao professor Almeida e Sousa por emprestar o seu nome a este trabalho, bem como pelas longas palestras nas aulas explicando as maravilhas do efeito de arco. A todos os professores que venho conhecendo pelo caminho!

E agora o momento egocêntrico: grato a mim pela perseverança!

A vocês: tia Anita e avô João Maria!

“Just keep going like crazy and look back when it's over.
Otherwise you just get confused.”

Clifford Lee Burton \m/

RESUMO

Este trabalho tem como objeto a apresentação e contextualização da técnica de reforço de solos com recurso a pregagens e aplicada em escavações superficiais, bem como o estudo do seu comportamento perante diferentes situações, tendo como pano de fundo as discrepâncias resultantes de uma modelação em duas e três dimensões. As razões que levam a este estudo prendem-se com a necessidade crescente do uso da técnica e de um conhecimento mais lato e profundo sobre a capacidade de previsão do comportamento tridimensional, de métodos de análise computacional baseados na premissa do estado plano de deformação.

Neste sentido foi primeiramente efetuada uma exposição teórica do tema, onde se abordaram os princípios básicos relativos à caracterização da técnica, ao seu funcionamento em serviço, bem como referências às principais metodologias de análise e dimensionamento de estruturas suportadas por pregagens, separadamente, considerando os métodos de equilíbrio limite e os métodos numéricos avançados, com especial ênfase no método dos elementos finitos. Neste estágio do trabalho, foi igualmente apresentado um caso de estudo envolvendo análises bi e tridimensionais.

Numa segunda fase, foram realizadas análises numéricas, em que num estudo inicial, fazendo uso dos programas *Phase2* e *RS3*, se procedeu à fatorização de algumas propriedades das pregagens e se avaliou, em conjunto com dois métodos de modelação dos reforços, o seu efeito sobre os deslocamentos na face. Neste âmbito foi ainda efetuada a simulação do arranque para uma dada gama de valores de espaçamento longitudinal entre pregagens e a avaliação de dois modos de modelação tridimensional. Posteriormente são apresentadas análises paramétricas, em que para além dos programas supracitados, se recorreu ao *PLAXIS*, de forma a estudar o efeito da variação do ângulo de dilatância do solo e da atuação de sobrecarga, sobre os deslocamentos na face e as forças axiais nas pregagens. Foram, deste modo, comparados os resultados obtidos nos três programas.

ABSTRACT

This work's objective is to present and to give a perspective about the soil nail reinforcement technique, applied to surface excavations, as well as their behavior in different situations, and taking in to account the background between two-dimensional and three-dimensional modeling. The intention behind the study is related to the increased need in the use of this technique and to provide a broad and deep knowledge of the three-dimensional behavior, given by plane strain state based computational analysis software.

In first place, it was made a theoretical review related to the technique description and basic principles, as well as references to the several design and analysis methodologies, distinguishing between limit equilibrium methods and advanced numerical methods, with particular focus on the finite element method. It was also presented a case study involving two and three-dimensional analysis.

Then, numerical analysis were performed, where firstly, and making use of *Phase2* and *RS3* software, it was studied the factorization of some nail properties and has been evaluated, together with two distinct reinforcement modeling methods, their effects on facing displacements. Pullout test simulations were also performed for various nail spacing, as well as the evaluation of the best three dimensional modeling methodology. After this initial study, a series of parametric analysis were made, where in addition to the above programs, *PLAXIS* software was used. These were intended to study the effect of dilation angle variation and an overload actuation on facing displacements and nail axial forces. It was then made a comparison on the results of the three software used.

ÍNDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Enquadramento e objetivos | 1 |
| 1.2 | Estrutura da dissertação | 1 |
| 2 | CARATERIZAÇÃO E PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO..... | 3 |
| 2.1 | Introdução..... | 3 |
| 2.2 | Constituintes do solo pregado | 3 |
| 2.3 | Processo construtivo | 5 |
| 2.4 | Condições de solo | 6 |
| 2.5 | Vantagens e desvantagens | 7 |
| 2.5.1 | Vantagens..... | 8 |
| 2.5.2 | Desvantagens | 8 |
| 2.6 | Princípios de funcionamento | 9 |
| 2.7 | Fatores que influenciam o comportamento das pregagens..... | 10 |
| 2.7.1 | O caso da dilatação do solo e a rugosidade das pregagens..... | 10 |
| 2.7.2 | O caso da inclinação e rigidez das pregagens..... | 13 |
| 3 | MÉTODOS E TIPOS DE ANÁLISE | 16 |
| 3.1 | Introdução..... | 16 |
| 3.2 | Métodos de equilíbrio limite | 16 |
| 3.3 | Métodos numéricos avançados | 17 |
| 3.4 | Modelos numéricos 2D e 3D..... | 19 |
| 3.4.1 | Tipos de análise e modelo..... | 19 |
| 3.4.2 | Previsão do comportamento de modelos 2D e 3D | 20 |
| 4 | ANÁLISES NUMÉRICAS 2D E 3D | 28 |
| 4.1 | Introdução..... | 28 |
| 4.2 | Propriedades dos materiais e faseamento | 28 |
| 4.3 | Estudo preliminar | 30 |
| 4.3.1 | Estudo da fatorização da rigidez axial e do atrito lateral | 31 |
| 4.3.2 | Simulação do arranque para avaliação do efeito do espaçamento longitudinal . | 33 |
| 4.3.3 | Estudo dos efeitos do uso de diferentes modos de modelação de pregagens | 37 |
| 4.3.4 | Avaliação do modo de modelação tridimensional mais adequado | 39 |
| 4.3.5 | Conclusões | 42 |
| 4.4 | Análises paramétricas 2D | 43 |
| 4.4.1 | Modelação 2D..... | 44 |

| | | |
|-------|--|----|
| 4.4.2 | Efeito da variação do ângulo de dilatância | 47 |
| 4.4.3 | Efeito da atuação de sobrecarga com e sem dilatância | 52 |
| 4.5 | Análises paramétricas 3D | 54 |
| 4.5.1 | Modelação 3D..... | 55 |
| 4.5.2 | Efeito da variação do ângulo de dilatância | 56 |
| 4.5.3 | Efeito da atuação de sobrecarga com e sem dilatância | 57 |
| 5 | COMPARAÇÃO ENTRE MODELAÇÃO 2D E 3D | 59 |
| 5.1 | Introdução..... | 59 |
| 5.2 | Comparação do desempenho dos programas utilizados | 59 |
| 5.3 | Comparação dos resultados obtidos..... | 60 |
| 6 | CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÃO FUTURA | 63 |
| 7 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 67 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Aspeto, em corte, de uma escavação suportada por pregagens (adaptado de Lazarte et al, 2003)..... | 5 |
| Figura 2.2 – Elementos constituintes de uma pregagem (adaptado de Porterfield et al, 1994) . | 5 |
| Figura 2.3 – Modelo de um sistema pregado (adaptado de GEOGUIDE 7, 2008)..... | 9 |
| Figura 2.4 – Definição de ângulo de dilatância (adaptado de Matos Fernandes, 2006)..... | 10 |
| Figura 2.5 – Diagrama típico de relação entre extensão volumétrica, ϵ_{vol} e distorção, γ , em diferentes tipos de areia (adaptado de Matos Fernandes, 2006)..... | 11 |
| Figura 2.6 – Interação solo-reforço devida ao fenómeno da dilatância (adaptado de Gonçalves, 1992) | 12 |
| Figura 2.7 – Interação solo-reforço devida ao fenómeno da dilatância (Gonçalves, 1992, adaptado de Boulon et al, 1986)..... | 13 |
| Figura 2.8 – Mobilização da resistência global do solo reforçado com o deslocamento sobre o plano de deslizamento (adaptado de Pedley et al, 1990) | 14 |
| Figura 2.9 – Forças, axial e tangencial normalizadas, na secção do reforço intercetada pelo plano de corte em várias fases dos ensaios de corte (adaptado de Pedley et al, 1990)..... | 15 |
| Figura 3.1 – Aplicação do MEF a um dado problema (adaptado de Junior, 2007) | 18 |
| Figura 3.2 – Efeito da fatorização nos deslocamentos da face (adaptado de Hsien, 2003)..... | 24 |
| Figura 3.3 – Efeito da variação do espaçamento: a) na força mobilizada nas pregagens; b) na deformação da face (adaptado de Hsien, 2003) | 25 |
| Figura 3.4 – Efeito da variação da rigidez da pregagem: a) na deformação na face; b) na força mobilizada nas pregagens (adaptado de Hsien, 2003) | 26 |
| Figura 4.1 – Conversão de uma pregagem discreta numa placa contínua..... | 32 |
| Figura 4.2 – Malha de elementos finitos e condições de fronteira na simulação do arranque no <i>Phase2</i> | 34 |
| Figura 4.3 – Deslocamento na face: a) análise elástica, b) análise elástica normalizada para nF, c) análise elasto-plástica, d) análise elasto-plástica normalizada para nF | 35 |
| Figura 4.4 – Forças a meio da pregagem: a) análise elástica, b) análise elástica normalizada para nF, c) análise elasto-plástica, d) análise elasto-plástica normalizada para nF | 36 |
| Figura 4.5 – Comparação da evolução do deslocamento na face num modelo constituído por uma pregagem horizontal: a) análise elástica e b) análise elasto-plástica | 38 |
| Figura 4.6 – Vista em planta da deformação expetável na face | 39 |
| Figura 4.7 – Planta dos modelos 3D analisados: a) sem pregagem e com 1 pregagem (Modelo 1-P); b) com 1 fila longitudinal de pregagens (Modelo F-P) | 40 |
| Figura 4.8 – Modelos 3D analisados: a) sem pregagem e com 1 pregagem (Modelo 1-P); b) com 1 fila longitudinal de pregagens (Modelo F-P) | 40 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.9 – Deslocamentos obtidos com o Modelo 1-P: a) alinhamento vertical; b) alinhamento horizontal..... | 41 |
| Figura 4.10 – Deslocamentos obtidos com Modelos 1-P e F-P: a) alinhamento vertical; b) alinhamento horizontal..... | 42 |
| Figura 4.11 – Geometria do modelo estudado..... | 44 |
| Figura 4.12 – Malha de elementos finitos usada no <i>PLAXIS</i> | 45 |
| Figura 4.13 – Malha de elementos finitos usada no <i>Phase2</i> | 47 |
| Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da altura de escavação com a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$ | 48 |
| Figura 4.15 – Forças axiais máximas mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação no <i>PLAXIS</i> , para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$ | 50 |
| Figura 4.16 – Forças axiais máximas (kN/m) mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação no <i>Phase2</i> , para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$ (* malha menos refinada) | 50 |
| Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da altura de escavação para: a) $\Psi=0, Q_k=10\text{kN/m}$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$ | 53 |
| Figura 4.18 – Forças axiais máximas mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação para: a) $\Psi=0, Q_k=0$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$ | 54 |
| Figura 4.19 – Malha de elementos finitos usada no <i>RS3</i> | 55 |
| Figura 4.20 – Diagrama de esforço axial no caso com $\Psi=0$ e $Q_k=0$ | 56 |
| Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da escavação para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$ | 56 |
| Figura 4.22 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da escavação para: a) $\Psi=0, Q_k=10\text{kN/m}$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$ | 58 |
| Figura 5.1 – Razão d/H (%) na última etapa de escavação: a) $\Psi=0, Q_k=0$; b) $\Psi=5^\circ, Q_k=0$ | 61 |
| Figura 5.2 – Deslocamentos na face na última etapa de escavação: a) $\Psi=0, Q_k=0$; b) $\Psi=5^\circ, Q_k=0$ | 61 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 4.1 – Características mecânicas do solo modelado e do betão projetado | 29 |
| Quadro 4.2 – Características geométricas e mecânicas das pregagens..... | 29 |
| Quadro 4.3 – Faseamento construtivo | 29 |
| Quadro 4.4 – Rigidez axial da pregagem fatorizada, para cada espaçamento Sh | 32 |
| Quadro 4.5 – Propriedades da interface fatorizadas, para cada espaçamento Sh..... | 33 |
| Quadro 4.6 – Tensões tangenciais e forças de arranque, para cada espaçamento Sh | 34 |
| Quadro 4.7 – Designação das análises paramétricas 2D | 43 |
| Quadro 4.8 – Características geométricas e mecânicas do solo usado para simular inicialmente o revestimento | 46 |
| Quadro 4.9 – Distância do ponto de máxima força axial até à extremidade interior da pregagem, para as análises PL-0-0 e Ph-0-0..... | 51 |
| Quadro 5.1 – Malha de elementos finitos relativa a cada programa | 59 |
| Quadro 5.2 - Tempos de cálculo e convergência nas cinco fases de escavação | 59 |
| Quadro 5.3 – Forças máximas nas pregagens ao longo do seu comprimento e na zona de ligação à face para $\Psi=5^\circ$ | 62 |

SIMBOLOGIA

Alfabeto grego minúsculo

- γ - Ângulo de distorção do solo (definição de dilatância)
- γ - Peso volúmico do solo
- δ - Deslocamento normal ao plano de corte (definição de dilatância)
- δ - Ângulo de atrito na interface
- δ_v - Componente vertical de δ (definição de dilatância)
- δ_h - Componente horizontal de δ (definição de dilatância)
- ϵ_{vol} - Extensão volumétrica
- θ - Inclinação das pregagens
- μ_{2d} - Parâmetro de atrito na interface placa - solo
- μ - Parâmetro de atrito na interface pregagem – solo
- μ_R - Coeficiente de atrito reduzido na interface placa – solo
- μ_{FAT} - Coeficiente de atrito fatorizado
- ν - Coeficiente de Poisson
- σ_0 - Tensões normais iniciais
- σ_{n2d} - Tensão normal na placa
- σ_{n3d} - Tensão normal na pregagem
- σ_{av} - Tensões normais uniformes
- σ_n - Tensão normal
- σ'_v - Tensão efetiva vertical
- τ - Tensão tangencial
- τ_1 - Resistência na interface
- τ_{placa} - Tensão tangencial na interface placa-solo
- $\tau_{pregagem}$ - Tensão tangencial na interface pregagem-solo
- ϕ' - Ângulo de resistência ao corte do solo

Alfabeto grego maiúsculo

- Ψ - Ângulo de dilatância do solo

Alfabeto latino minúsculo

- c' - Coesão efetiva do solo
- c_{int} - Coesão na interface
- d - Vetor de deslocamentos nodais (método dos elementos finitos)
- e - Espessura da placa equivalente

h – Profundidade

h_0 – Altura inicial da partícula de solo (definição de dilatância)

l_s – Distância entre pontos de momento máximo, localizados em cada lado da potencial superfície de deslizamento

n_F – Número de pregagens por metro linear

r - Raio da pregagem

Alfabeto latino maiúsculo

A_f - Fator de área (razão entre a superfície de contacto solo-pregagem e solo-placa)

A_{placa} - Área da placa equivalente em contacto com o solo

$A_{pregagem}$ - Área da pregagem em contacto com o solo

D – Diâmetro da pregagem

D – Diâmetro do prego (expressão do limite teórico da força tangencial, de Jewell e Pedley)

E - Módulo de Young do solo

E_{placa} - Módulo de Young da placa equivalente

$E_{pregagem}$ - Módulo de Young da pregagem

F – Forças equivalentes (método dos elementos finitos)

F_a - Força axial normalizada na secção do reforço intercetada pelo plano de corte

$F_{arranque}$ - Força de arranque

F_t - Força tangencial normalizada na secção do reforço intercetada pelo plano de corte

F_{2d} - Força de corte mobilizada na interface, na placa equivalente

F_{3d} - Força de corte mobilizada na interface, na pregagem

H – Profundidade de cada nível escavado

I_0 - Fator de interação (tem em conta a diferença de pressões normais na pregagem em duas e três dimensões)

I_1 - Fator de interação (tem em conta a diferença de mobilização de tensões de corte na interface em duas e três dimensões)

K - Matriz de rigidez (método dos elementos finitos)

K_N - Rigidez axial relativa

K_{2d} - Rigidez da interface placa-solo

K_{3d} - Rigidez na interface pregagem-solo

L_{placa} - Comprimento da placa

$L_{pregagem}$ – Comprimento da pregagem

M_{2d} - Fator de mobilização na placa equivalente

M_{3d} - Fator de mobilização na pregagem

N_{SPT} – Número de pancadas do ensaio SPT

P – Força axial no prego

P_p - Resistência axial do prego

P_s - Força de corte

P_{unif} - Resistência ao arranque com base na tensão normal uniforme

P_{2d} - Resistência ao arranque da placa equivalente

P_{3d} - Resistência ao arranque da pregagem

Q_k - Sobrecarga

R_{int} - Fator de redução das propriedades da interface

S_f - Fator de área (razão entre as secções transversais da pregagem e da placa)

S_h - Espaçamento longitudinal entre pregagens

S_{placa} - Área da secção transversal da placa equivalente

$S_{pregagem}$ - Área da secção transversal da pregagem

S_v - Espaçamento vertical entre pregagens

X - Deslocamento horizontal devido ao corte sobre o plano de deslizamento

ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

NATM – New Austrian Tunnelling Method

PVC – Policloreto de Vinilo

SPT – Standard Penetration Test

ULS – Ultimate Limit State

SLS – Serviceability Limit State

MDF – Método das Diferenças Finitas

MEC – Método dos Elementos de Contorno

MEF – Método dos Elementos Finitos

RS3 – Rock and Soil 3-Dimensional Analysis Program

2D – Duas Dimensões

3D – Três Dimensões

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e objetivos

A estabilização de taludes e escavações com recurso à técnica de solo pregado foi inicialmente estudada a partir de meados da década de 70 do século XX. A evolução desta prática de reforço de solo *in-situ* teve a sua origem no método NATM (New Austrian Tunnelling Method) de escavação de túneis e minas, em que se empregava betão projetado e barras de aço, inicialmente em rocha dura, estendendo-se gradualmente a rocha mais branda. Através da experiência ganha com o uso deste método, concluiu-se que técnicas semelhantes poderiam ser utilizadas na estabilização de taludes de rocha branda ou solo. Em 1972, através da associação entre duas empresas francesas, registou-se aquela que se considera a primeira utilização de solo pregado, num talude com 70° de inclinação, junto à região de Versailles (Bruce e Jewell, 1986). A partir deste marco, a técnica desenvolveu-se primeiramente na França, Alemanha Ocidental e Estados Unidos da América, tendo-se progressivamente estendido a outras regiões, embora não tenha sido muito utilizada em Portugal. Este facto torna importante o seu estudo, principalmente pelas vantagens exibidas relativamente a outras técnicas de estabilização de taludes e escavações, como sejam os sistemas escorados e ancorados, a ser referidas mais à frente.

Os objetivos da presente tese prendem-se, inicialmente, com uma exposição geral da técnica de reforço de solos com recurso a pregagens, dos seus mecanismos de funcionamento e a distinção de duas filosofias de dimensionamento distintas (métodos de equilíbrio limite e método dos elementos finitos, daqui para a frente designado por MEF). Posteriormente a utilização do MEF é aprofundada com a realização de um estudo de fatorização de algumas propriedades das pregagens e a execução de análises paramétricas, usando para tal distintos meios de análise computacional bidimensional (2D) e tridimensional (3D). Desta forma pretende-se comparar os resultados obtidos com modelos 2D, adaptados através de fatores, de forma a considerar o cálculo e o comportamento 3D.

1.2 Estrutura da dissertação

Este trabalho está subdividido em 6 capítulos, para além do referente à revisão bibliográfica, ao longo dos quais se discorre sobre a técnica de solo pregado aplicada em escavações, se faz uma alusão a alguns métodos usados em análise e dimensionamento e se expõem os diversos

estudos numéricos realizados. Desta forma, de seguida, são apresentados os objetos alvo de estudo em cada capítulo.

O Capítulo 2, intitulado “Caraterização e Princípio de Funcionamento”, contém uma contextualização da técnica de solo pregado no que se refere aos constituintes e respetivas funções, uma breve descrição do processo construtivo, das condições de solo mais e menos favoráveis ao seu emprego e vantagens e desvantagens da sua aplicação. Este capítulo é finalizado com uma descrição dos mecanismos envolvidos na mobilização da resistência das pregagens, incluindo também dois casos particulares de estudo, envolvendo um deles parâmetros como a dilatância e a rugosidade das pregagens e o outro a sua inclinação e rigidez.

No Capítulo 3, denominado “Métodos e Tipos de Análise”, é inicialmente efetuada uma explanação de algumas das metodologias de análise de equilíbrio limite mais relatadas na bibliografia, bem como do MEF. Posteriormente é referido o tipo de análise e modelo de comportamento usados nas análises numéricas realizadas, finalizando com a exposição de um caso de estudo relativo a análises numéricas 2D e 3D, efetuadas sobre modelos de escavações superficiais suportadas por pregagens.

No Capítulo 4 - “Análises Numéricas 2D e 3D” – discorre-se sobre as análises numéricas realizadas com o recurso aos programas de elementos finitos *PLAXIS 8.2*, *Phase2 8.0* e *RS3* (os dois primeiros designados posteriormente por *PLAXIS* e *Phase2*). Inicialmente apresenta-se um estudo preliminar que contém cálculos numéricos 2D e 3D executados considerando vários métodos de modelação de pregagens e tendo em conta a fatorização da rigidez axial e das propriedades da interface entre reforço e solo. Este estudo é concluído com a verificação da via mais vantajosa para a simulação de uma escavação tridimensional, recorrendo ao *RS3*. Seguidamente são expostos os resultados referentes às análises paramétricas realizadas sobre um modelo de uma escavação superficial suportada por pregagens, em que se avaliam os efeitos decorrentes da variação do valor do ângulo de dilatância e da aplicação de uma sobrecarga.

O Capítulo 5 - “Comparação entre Modelação 2D e 3D”, assenta sobre um estudo comparativo do desempenho dos três programas utilizados na modelação numérica, bem como do comportamento da escavação em cada um deles.

No Capítulo 6, apelidado de “Conclusões e Investigação Futura”, sintetizam-se as conclusões de todo o estudo realizado e sugerem-se outros trabalhos futuros a realizar no âmbito do assunto tratado nesta tese e considerados de interesse pelo autor.

2 CARATERIZAÇÃO E PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO

2.1 Introdução

A técnica de solo pregado consiste na introdução de barras de aço (pregos) no solo, com o objetivo de o reforçar *in-situ*, sendo utilizada em casos tão diversos como sejam taludes, escavações verticais (ou quase verticais) e túneis. Aquelas inclusões são inseridas no terreno, fazendo com que o conjunto de solo reforçado atue de forma semelhante a um muro de gravidade, suportando o maciço não reforçado. Esta prática, no caso de escavações suportadas com pregagens, consiste na inclusão do reforço no maciço à medida que decorrem os trabalhos de escavação, ficando aquele, devido ao atrito entre solo e pregagem, a trabalhar essencialmente à tração. Podem, no entanto, ser mobilizados esforços de corte e flexão, estes apenas quando se verificam grandes deslocamentos do maciço suportado.

Ao longo deste capítulo e em virtude de descrições mais exaustivas em trabalhos anteriores, efetuou-se uma contextualização do presente trabalho através de uma descrição geral da técnica de solo pregado aplicada a escavações, nomeadamente os elementos constituintes das pregagens, processo construtivo, a adequação a diferentes tipos de solos, vantagens e inconvenientes e, por fim, os princípios de funcionamento que se traduzem no seu comportamento em serviço.

2.2 Constituintes do solo pregado

As escavações suportadas por pregagens são geralmente compostas por dois tipos de revestimento, temporário e definitivo, por elementos drenantes e por pregagens. Cada pregagem é constituída por prego, placa de apoio, porca, anilha, pinos, calda de injeção e centralizadores. As Figuras 2.1 e 2.2 evidenciam estes elementos, acerca dos quais se apresenta a seguir uma breve descrição, de acordo com Porterfield et al (1994), Lazarte et al (2003) e GEOGUIDE 7 (2008).

1. Prego - A função do prego consiste em garantir a resistência à tração e as barras usadas podem ser sólidas ou ocas. Geralmente utiliza-se aço com uma gama abaixo dos 665 MPa, por ser mais flexível e resistente ao fenómeno da corrosão. Para além do aço também já foram usados outros materiais de reforço com diferentes características mecânicas, como fibras de vidro e polímeros reforçados.

2. Cabeça do prego - A cabeça do prego é constituída por placa de apoio, pinos, porca e anilha. As suas funções consistem em transmitir uma reação ao longo do prego (desde a sua extremidade em contato com a face permanente até ao solo na retaguarda desta), de forma a mobilizar uma força de tração e garantir a estabilidade do solo entre pregagens. Os pinos, a porca e a anilha promovem a ligação da placa de apoio ao revestimento permanente.
3. Revestimento - Este elemento pode ter duas componentes, uma temporária, com as funções de suporte do solo, proteção contra a erosão, suporte da placa de apoio e transferência de carga do terreno entre as pregagens para estas e outra permanente, que permite a distribuição de forças entre pregagens, reforçando a ligação entre estas, fortalece a proteção à erosão e pode ter também uma função de acabamento. O revestimento temporário é colocado em cada nível de escavação antes da introdução das pregagens e escavação dos níveis subsequentes, enquanto o revestimento permanente é aplicado após a introdução das pregagens e o término dos trabalhos de escavação. O material geralmente usado consiste em betão projetado reforçado com malha metálica, podendo também ser usado para o revestimento permanente painéis pré-fabricados de forma a ter em conta condições estéticas e económicas.
4. Centralizadores - Os centralizadores têm a função de centrar o prego no interior do furo ou de garantir uma espessura mínima de calda que o envolva. São constituídos geralmente por PVC ou aço e posicionados em intervalos regulares ao longo do prego.
5. Calda de injeção - A calda de injeção possui a função de preenchimento do furo juntamente com a inclusão, permitindo a transferência de tensões de atrito entre o reforço e o solo e ainda a proteção face à corrosão. É constituída geralmente por uma mistura de cimento e água, podendo, em obras localizadas em regiões em que se façam sentir elevadas temperaturas ou em casos em que seja requerido um bombeamento ao longo de distâncias consideráveis, ser acrescentados aditivos plastificantes, com o intuito de melhorar a sua trabalhabilidade. Devem-se ter os cuidados de a calda ser inserida no furo pouco tempo depois de instalado o respetivo prego (de forma a evitar a queda de terra para o seu interior), de ser injetada de forma suave e contínua (para preencher completamente o espaço entre o solo e o prego) e ainda de preencher a zona que se encontra logo atrás do revestimento temporário com betão projetado (visto que é bastante suscetível aos efeitos da corrosão).
6. Sistema de Drenagem - Geralmente constituído por tiras verticais de geodrenos, dispostas entre as pregagens e formando em conjunto com estas uma malha quadrada e com a função de não permitir que se formem pressões de água por detrás do

revestimento. Consiste igualmente num coletor de águas superficiais no topo do sistema, construído de forma a minimizar a entrada de água na parte de trás do sistema pregado e por um coletor na base que conduz a água que é canalizada através de tubos ligados aos geodrenos verticais.

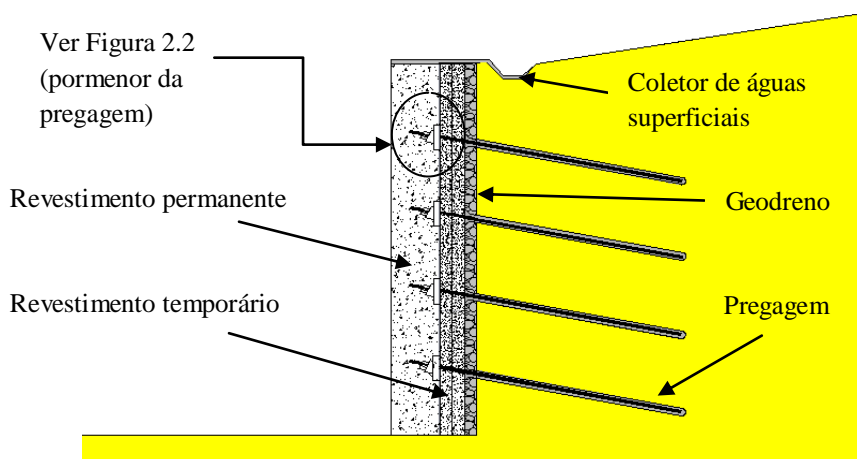


Figura 2.1 – Aspeto, em corte, de uma escavação suportada por pregagens (adaptado de Lazarte et al, 2003)

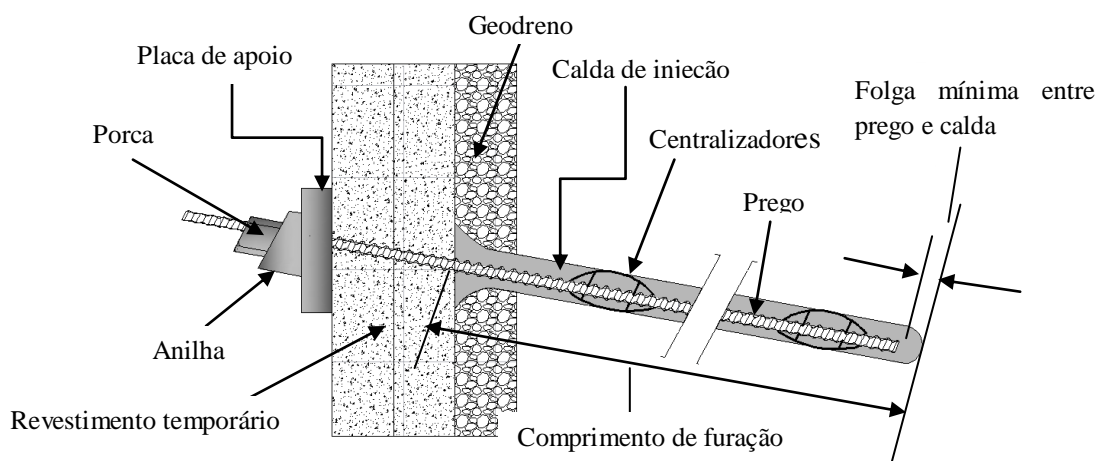


Figura 2.2 – Elementos constituintes de uma pregagem (adaptado de Porterfield et al, 1994)

2.3 Processo construtivo

A metodologia construtiva usada na execução de escavações suportadas com recurso a pregagens, pode ser subdividida em três fases principais: escavação de cada nível, aplicação da pregagem correspondente e o emprego de revestimento temporário. Uma descrição

sumária de cada uma destas etapas é feita de seguida, de acordo com Lazarte et al (2003) e Clouterre (1991).

1 – Escavação. A profundidade de cada nível escavado varia entre 1 e 2 metros, dependendo do tipo de solo. Durante esta fase o solo deve ter alguma coesão de forma a permanecer estável, em cada nível escavado, por um período de tempo aproximado de 24 a 48 horas.

2 - Introdução das pregagens. A instalação das pregagens pode ser efetuada pela furação do terreno e posterior introdução do prego, com o auxílio de centralizadores e injeção de calda de cimento, ou por cravação direta do prego no solo através de métodos percussivos e vibratórios. Após a instalação de cada pregagem e antes da introdução do revestimento temporário coloca-se uma tira vertical de geocomposto drenante.

3 - Colocação de revestimento temporário. A face da escavação é executada com betão projetado fortalecido com uma malha metálica soldada, colocada a cerca de metade da espessura. Após um período apropriado de cura para o revestimento temporário (no mínimo 72 horas) ou de se ter atingido uma resistência à compressão aos 3 dias de 10,5MPa, pode-se prosseguir para os seguintes patamares de escavação.

O procedimento anterior é repetido até ser atingida a profundidade pretendida, após o que pode ser instalado um revestimento permanente de betão projetado ou placas de betão pré-fabricadas. A ordem entre os passos 2 e 3 pode ser invertida caso haja possibilidade de instabilização do nível escavado, através da aplicação imediata de betão projetado.

2.4 Condições de solo

Os sistemas pregados já foram e podem ser empregues numa ampla gama de diferentes tipos e condições de solos, abarcando desta forma vantagens relativamente a outras técnicas de reforço, nomeadamente quando o terreno tem capacidade para permanecer estável por períodos de 24 a 48 horas em trechos escavados de 1 a 2 metros. O critério preliminar para avaliação de condições favoráveis ao uso desta técnica consiste na obtenção do valor N_{spt} , efetuado com base no ensaio SPT.

Byrne et al (1998) e Lazarte et al (2003) referem que os solos considerados propícios à utilização de pregagens consistem em:

- solos finos e rijos - como argilas, siltes argilosos, argilas siltosas, argilas e siltes arenosos com valores mínimos N_{SPT} de 9 pancadas por cada 300 milímetros;
- solos granulares densos - areia e cascalho com uma percentagem de finos a variar entre 10 a 15% ou com alguma coesão e valores do parâmetro N_{SPT} superiores a 30;

- rocha alterada - desde que o grau de alteração seja aproximadamente uniforme e os planos de descontinuidade não ocorram, por exemplo, ao longo da profundidade da escavação;
- solos glaciais - são solos granulares densos e bem graduados com uma baixa percentagem de finos.

Por outro lado, os mesmos autores referem condições de solos adversas, como por exemplo:

- solos secos sem coesão e mal graduados - de tal forma que não tenham capacidade para suportar cortes verticais;
- com nível freático elevado - que pode levar a um sistema de drenagem mais exigente por trás do revestimento, cavidades no maciço que podem colapsar e dificuldades no emprego do betão projetado devidas à percolação de água na face da escavação;
- a presença de obstáculos de grande dimensão/em grandes quantidades - conduzem a dificuldades no processo de perfuração do terreno;
- solos moles - com valores de N_{SPT} inferiores a 4, desenvolvendo baixas forças de ligação na interface calda-solo, necessitando assim de excessivos comprimentos das pregagens para mobilizar essas forças;
- solos orgânicos - alguns destes solos também podem necessitar de elevados comprimentos de reforço, visto exibirem um comportamento anisotrópico, pelo que as forças de corte ao longo da interface podem ser adequadas numa direções e muito baixas noutras e para além disso estes solos tendem a ser mais corrosivos;
- rocha alterada - com planos de descontinuidade desfavoráveis, que podem causar instabilidade nos furos e dificuldade na injeção de calda, para além da possibilidade de formação de blocos instáveis por trás da face durante a escavação).

É importante referir que apesar das condições dos maciços poderem ser desfavoráveis, tal não implica a impossibilidade de execução de escavações com este tipo de suporte em circunstâncias adversas. As diferenças em relação aos sistemas pregados mais comuns reside no fato de aquelas situações exigirem um maior esforço financeiro e construtivo de forma a minimizar ou até evitar os problemas decorrentes de cada situação particular.

2.5 Vantagens e desvantagens

Clouterre (1991), Lazarte et al (2003) e GEOGUIDE 7 (2008) sugerem um conjunto de vantagens e desvantagens que acompanham a execução de escavações com solo pregado. De seguida são apresentadas e resumidas aquelas que se acharam de maior relevância.

2.5.1 Vantagens

- A viabilidade em zonas de difícil acesso, devido ao equipamento de menores dimensões e com maior mobilidade;
- Permite que o fundo da escavação não esteja muito condicionado por equipamentos e requer menor uso de materiais, o que permite uma construção mais rápida e económica, relativamente aos sistemas escorados e ancorados;
- A adaptabilidade a diferentes solos e a obstáculos, em virtude de se poder ajustar o comprimento, a inclinação e a localização das pregagens relativamente aos condicionamentos locais;
- Como são usados mais reforços do que em escavações ancoradas, existe uma maior flexibilidade em fazer ajustes sem comprometer a segurança;
- Não existe necessidade para a introdução de elementos resistentes abaixo do fundo da escavação;
- Acarreta menor impacto ambiental;
- Por serem relativamente flexíveis, as pregagens podem suportar grandes deslocamentos, estando os seus valores usualmente dentro de limites admissíveis, tendo boas performances sob solicitação durante acções sísmicas;
- Os sistemas pregados convencionais são mais económicos relativamente aos muros de gravidade, visto que o betão projetado é mais barato do que o betão armado.

2.5.2 Desvantagens

- Como as escavações pregadas necessitam de alguma deformação do solo para a mobilização da resistência (as pregagens não são pré-esforçadas), podem não ser adequadas em zonas onde existam edificações ou infraestruturas com rigoroso controlo de deformação. A existência destes também pode colocar restrições quanto à localização, comprimento e inclinação das pregagens.
- Uma vez que se pretende manter a face da escavação sem suporte durante um dado período de tempo, esta solução pode ser inadequada em situações em que grandes quantidades de água subterrânea se infiltram na escavação;
- A presença de solo permeável ou maciços fraturados pode levar ao vazamento da calda de injeção;

2.6 Princípios de funcionamento

A modelação geralmente assumida para análise da estabilidade, consiste num modelo simplificado referente ao equilíbrio limite, desconsiderando por isso as deformações existentes. Este modelo é constituído por duas zonas abrangendo o maciço pregado, uma instável (zona ativa) e outra resistente (zona passiva), como se mostra na Figura 2.3. A zona ativa está circunscrita pela potencial superfície de rotura e a zona passiva está localizada exteriormente a esta superfície e é onde se localiza a parte das pregagens que tende a resistir ao movimento do solo da zona ativa. Esta resistência é mobilizada através de tensões de tração que resultam do atrito existente ao longo da interface pregagem-solo, da pressão do solo sobre as pregagens e de acordo com GEOGUIDE 7 (2008) dos esforços mobilizados entre a cabeça da pregagem e o revestimento (Figura 2.3).

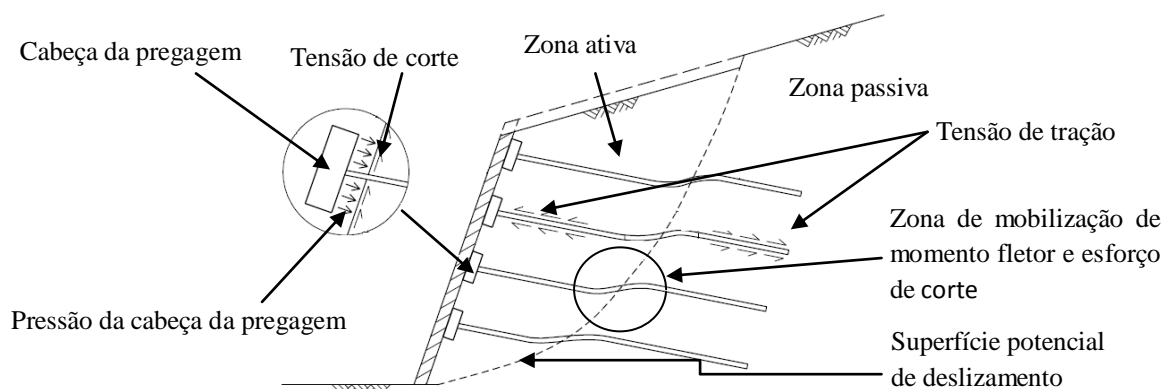


Figura 2.3 – Modelo de um sistema pregado (adaptado de GEOGUIDE 7, 2008)

Considera-se, assim, que existem três mecanismos que potenciam a mobilização da resistência das pregagens e todos eles resultam da interação entre o solo e o reforço. Esta interação tem origem numa descompressão lateral do terreno devido ao processo de escavação, que por seu turno origina a ocorrência de deslocamentos, que serão superiores no topo da face de escavação. Estes deslocamentos, uma vez introduzidos os reforços, dão origem aos três mecanismos descritos de seguida.

1. Por um lado, o atrito mobilizado na interface solo-reforço gera tensões tangenciais de corte que mobilizam a resistência ao corte, que vai fomentar o aparecimento de esforço axial de tração nas pregagens (mecanismo com mais interesse na resistência dos sistemas pregados). Este esforço de tração provoca um aumento da tensão normal na zona da potencial superfície de rotura (onde se verificam as trações máximas), o

- que tem como consequência o acréscimo de tensão tangencial, ou seja o aumento da resistência ao corte nessa zona, também designada por resistência ao arranque.
2. O segundo mecanismo tem origem na pressão que o solo exerce sobre as pregagens, que vai induzir a mobilização de esforço transversal e de momento fletor nas proximidades da potencial superfície de deslizamento (Figura 2.3). É importante referir que a mobilização de esforço de corte e momento fletor só ocorre para grandes deslocamentos, ou seja quando ocorre a mobilização de impulso passivo, pelo que a sua importância na avaliação de deslocamentos e forças em serviço (estados limites de serviço) é geralmente considerada como desprezável.
 3. Por outro lado, o terceiro mecanismo corresponde ao efeito combinado entre a cabeça da pregagem e a face – pressão gerada pela cabeça da pregagem sobre o revestimento e bem assim sobre o solo e a tensão tangencial mobilizada entre o solo e o revestimento (Figura 2.3). A mobilização destas duas tensões promove um efeito de confinamento do solo na zona imediatamente atrás do revestimento, aumentando por isso a tensão normal e a resistência ao corte, limitando assim as deformações nessa zona.

2.7 Fatores que influenciam o comportamento das pregagens

2.7.1 O caso da dilatância do solo e a rugosidade das pregagens

Tal como se verá no capítulo 4, algumas das análises numéricas realizadas incidiram sobre o estudo do efeito da dilatância do solo sobre o comportamento de uma escavação suportada por pregagens. Conforme refere Matos Fernandes (2006), a dilatância consta de uma variação de volume (contrativa ou expansiva) do solo, resultante da indução de tensões de corte, que se traduz em deslocamentos com direção normal ao plano de corte, resultando o respetivo ângulo, Ψ , do valor da direção do vetor deslocamento relativamente a esse plano num dado ponto, como revela a Figura 2.4.

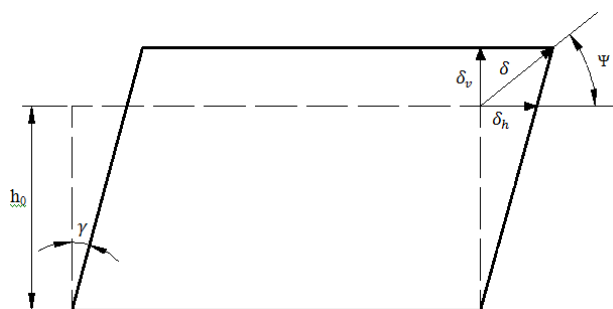


Figura 2.4 – Definição de ângulo de dilatância (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Como o solo utilizado nas referidas análises consiste, de acordo Vallejo (2002), numa areia medianamente compacta a compacta ($\varphi' = 32^\circ$), torna-se interessante fazer um paralelismo com o comportamento esperado, quando aquela é submetida ao corte. Essa previsão pode ser feita na forma de um diagrama que relaciona a extensão volumétrica com a distorção resultante do corte, aplicado a areia solta e densa, em que o valor de Ψ consiste no declive da respetiva curva. A Figura 2.5 representa o comportamento típico destas areias, que como refere o autor supracitado, é de maior facilidade de perceção com o recurso a ensaios de corte direto.

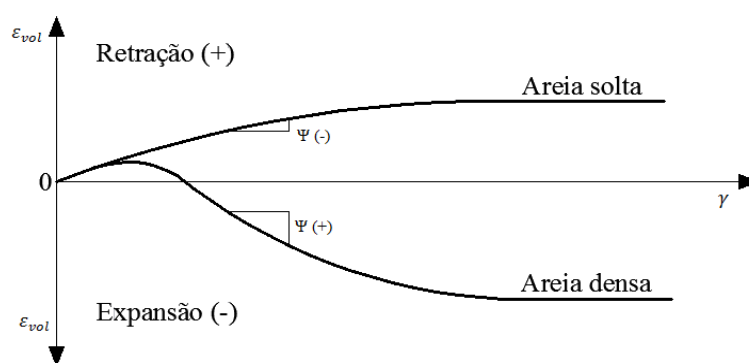


Figura 2.5 – Diagrama típico de relação entre extensão volumétrica, ε_{vol} e distorção, γ , em diferentes tipos de areia (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Das duas figuras anteriores, segundo aquele autor, foi possível a dedução de uma expressão que traduz uma definição rigorosa de Ψ :

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_v = -\frac{\delta_v}{h_0} \quad [1]$$

$$\gamma = \frac{\delta_h}{h_0} \quad [2]$$

$$\frac{\varepsilon_{vol}}{\gamma} = -\frac{\delta_v}{\delta_h} = -\tan(\Psi) \quad [3]$$

Já Gonçalves (1992), ressaltou que a dilatância dos solos pode ter um efeito importante sobre as resistências mobilizadas ao longo da interface no contacto com os reforços. Consoante o maciço reforçado esteja mais ou menos compactado, o solo poderá ter tendência para sofrer dilatação. Nas diversas técnicas de solo reforçado, como é o caso do solo pregado, a dilatação deriva do esforço de tração a que os reforços estão sujeitos, que por seu turno mobiliza esforço de corte num dado volume de solo na zona de interface solo-pregagem, que terá então propensão para dilatar. Por outro lado, o solo envolvente vai ter um efeito confinante,

impedindo o aumento desse volume, o que conseqüentemente irá aumentar a tensão normal na superfície de separação solo-reforço e por sua vez a tensão tangencial nessa zona, como se pode concluir pela observação da Figura 2.6. Nestas condições, quanto maior for a compacidade do terreno, maior será o seu ângulo de resistência, pelo que maior será o ângulo de resistência na interface, o que conduz a uma maior concentração de tensão normal na zona do reforço. Assim, a tensão normal no local das inclusões corresponde não à tensão geostática mas sim a uma tensão com um valor superior. É de referir que o efeito da dilatância assume importância apenas próximo da superfície dos maciços, visto que a tensão geostática aumenta com a profundidade, aumentando assim a tensão de confinamento que oferece resistência ao aumento de volume do solo.

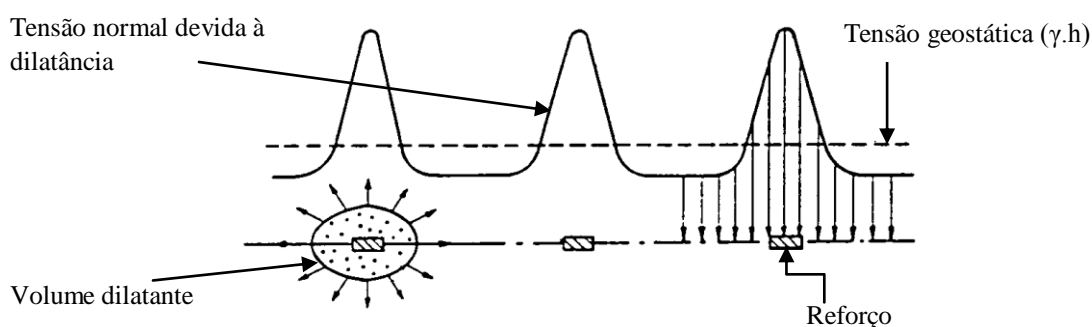


Figura 2.6 – Interação solo-reforço devida ao fenómeno da dilatância (adaptado de Gonçalves, 1992)

A referência anterior ao aumento de tensão tangencial remete para o estado da superfície lateral das pregagens, sobre o qual se pode concluir que, quanto mais rugosas estas forem, maior será o volume sujeito ao corte, e, de acordo com o exposto atrás, maior será a tensão tangencial na interface devido à tendência do maciço circundante para impedir a dilatância.

Para ilustrar o efeito conjunto da dilatância do solo e da rugosidade dos reforços na mobilização da resistência destes, Boulon et al (1986) realizaram ensaios de corte em areia densa, utilizando uma caixa em que se pôde restringir a dilatância, através do controlo do deslocamento vertical. Os resultados obtidos, apresentados na Figura 2.7, revelaram que para pequenas tensões normais iniciais (maior efeito da dilatância) e placa rugosa (que simulou a superfície rugosa do reforço) houve grandes acréscimos de resistência relativa na interface $\left(\frac{\tau_l}{\sigma_0}\right)$, ao contrário da consideração de uma superfície lisa, onde se pôde verificar que esses acréscimos foram muito inferiores. Por outro lado, quando a dilatância passa a ter menor importância, situação em que as tensões normais iniciais (σ_0) são mais elevadas, verifica-se que o valor de $\frac{\tau_l}{\sigma_0}$ é muito inferior.

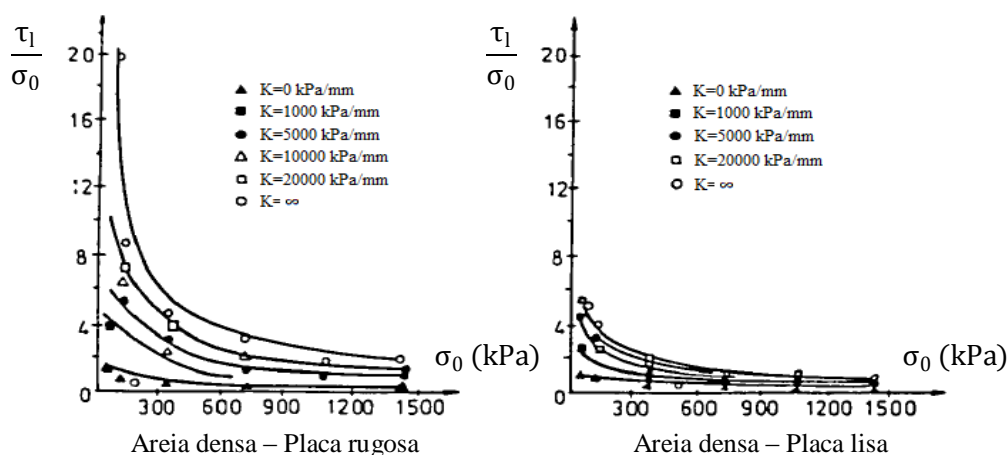


Figura 2.7 – Interação solo-reforço devida ao fenómeno da dilatância (Gonçalves, 1992, adaptado de Boulon et al, 1986)

2.7.2 O caso da inclinação e rigidez das pregagens

A disposição das pregagens relativamente à superfície de deslizamento condiciona fortemente a sua resistência. Segundo Gonçalves (1992), foram realizados vários ensaios de corte direto com o objetivo de avaliar os esforços mobilizados bem como as consequências da menor ou maior rigidez dos reforços, tendo sido referido, também, que neste tipo de ensaios os esforços axiais, de tração e compressão, dependem da sua inclinação relativamente ao plano de corte. Por exemplo, admitindo uma pregagem na direção de extensão máxima, vão apenas ser mobilizados esforços axiais, ficando aquela a funcionar à tração ou à compressão. Quando a pregagem se encontra na direção perpendicular ao plano de escorregamento, vai originar a mobilização de esforço de corte e de momento fletor, para além de esforço axial, devido por um lado, à restrição do movimento da cunha ativa e por outro ao deslocamento fomentado na zona estável do maciço, mobilizando desta forma impulso passivo.

Com o objetivo de estudar a mobilização da resistência, bem como a sua relação com a evolução das forças axiais e tangenciais nos reforços, tendo em conta várias situações de inclinação e diâmetro, foram efetuados diversos ensaios com caixa de corte por Pedley et al (1990). Alguns dos resultados são apresentados na Figura 2.8 e na Figura 2.9. Enquanto a primeira apresenta a evolução da resistência mobilizada em solo reforçado e não reforçado, para várias inclinações e diâmetros do reforço, tendo em conta os deslocamentos existentes ao longo da superfície de corte, a segunda possibilita o confronto entre a mobilização das forças de corte e axial, normalizadas pela resistência axial do reforço, também para as mesmas inclinações, 0°, 15° e 25° e diâmetros, 16mm e 25mm.

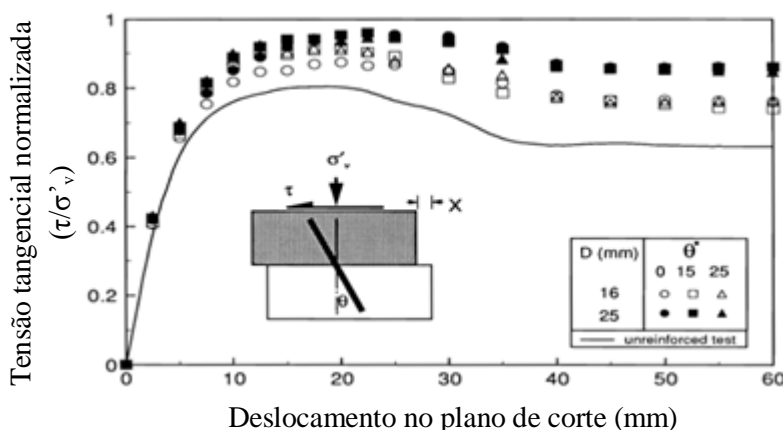


Figura 2.8 – Mobilização da resistência global do solo reforçado com o deslocamento sobre o plano de deslizamento (adaptado de Pedley et al, 1990)

Observando a Figura 2.8, a conclusão mais intuitiva diz respeito à diferença de resistência entre solo não reforçado e solo reforçado, sendo naturalmente no último caso em que maiores valores de tensão tangencial são mobilizados, devido aos mecanismos de interação solo-reforço. Relativamente ao efeito da inclinação das pregagens, este é mais visível na zona de pico e mostra que quando estão posicionadas perpendicularmente à superfície de corte ($\theta=0^\circ$), para um diâmetro de 16mm, a sua resistência é inferior. Tal explica-se pelo facto de a armadura ser menos rígida (diâmetro mais baixo para o mesmo comprimento) e ter menos área em contacto com o solo do lado passivo (direção normal à superfície de corte) relativamente às pregagens inclinadas. Daqui resulta que a mobilização de tensão tangencial na interface solo-pregagem é inferior, pelo que a sua resistência ao arranque é inferior, ou seja, o efeito em relação às pregagens inclinadas consiste numa resistência global inferior. Ao longo de todo o ensaio as pregagens com diâmetro superior (25mm) exibiram maior mobilização de resistência relativamente às de 16mm, precisamente por possuírem maior rigidez. A diferença entre aquelas aumenta para grandes deslocamentos, situação em que a inclinação dos reforços passa a ter menor importância.

Quanto à Figura 2.9, apresenta uma evolução da mobilização de força axial e força tangencial e uma comparação com um limite teórico estabelecido por Pedley et al (1990), cuja reta tem como equação:

$$\frac{P_s}{P_p} = \frac{8}{3\pi \times \frac{l_s}{D}} \times \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_p} \right)^2 \right\} \quad [4]$$

Esta expressão foi desenvolvida pelos autores supracitados no âmbito de uma análise, elástica e plástica, sobre o papel da rigidez de flexão na resistência e dimensionamento de solos

pregados. É válida para pregos de secção transversal circular, onde P_s é o valor da força de corte (F_t na Figura 2.9), P_p a resistência axial do prego (F_p na Figura 2.9), P a força axial no prego (F_a na Figura 2.9) e a relação $\frac{l_s}{D}$ é definida como a largura de corte, sendo que D é o diâmetro do prego e l_s a distância entre pontos de momento máximo em relação a cada lado da potencial superfície de rotura.

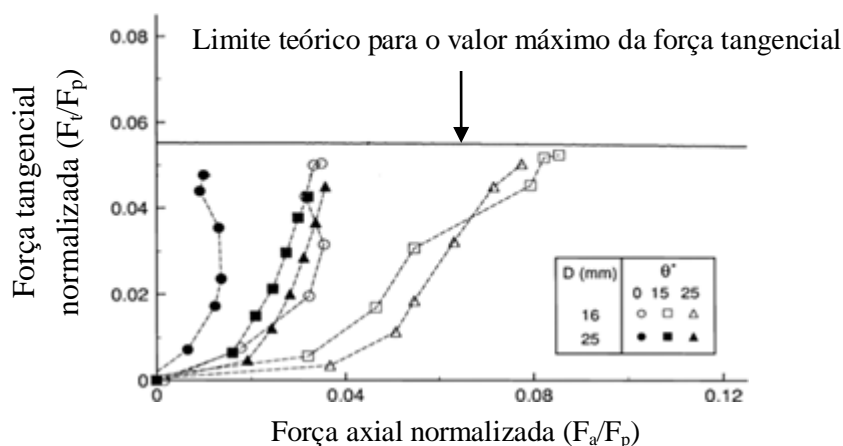


Figura 2.9 – Forças, axial e tangencial normalizadas, na secção do reforço intercetada pelo plano de corte em várias fases dos ensaios de corte (adaptado de Pedley et al, 1990)

Comparando os resultados dos ensaios de corte com a reta teórica proposta, verifica-se uma boa aproximação entre prática e teoria. No que diz respeito à evolução das forças, os reforços mais rígidos e menos inclinados exibem menor discrepância entre os valores de força axial e força tangencial, ao contrário do que acontece com as pregagens mais flexíveis e inclinadas, em que o ritmo de mobilização de força axial é muito superior ao da força tangencial.

O andamento do gráfico permite, desta forma, confirmar que a resistência ao arranque das inclusões é atingida em primeiro lugar e a resistência de pico se atinge aproximadamente na mesma altura, para pequenos deslocamentos. Desta forma a força tangencial máxima é mobilizada muito depois, para grandes deslocamentos, ou seja, quando existe a mobilização de grandes parcelas de impulso passivo, o que vem corroborar o princípio de funcionamento anteriormente descrito. Então, para cada secção de prego, existe maior mobilização de força axial relativamente à tangencial nas inclusões com inclinação mais próxima da direcção de extensão máxima de tração, ou seja estas permitem que a resistência de pico seja alcançada mais tardiamente.

3 MÉTODOS E TIPOS DE ANÁLISE

3.1 Introdução

As metodologias empregues em dimensionamento de solo pregado, designadamente os métodos de equilíbrio limite e os métodos numéricos avançados, têm por base diferentes filosofias de análise de comportamento. Segundo Hsien (2003), inicialmente, fez-se uso dos métodos de análise de equilíbrio limite no dimensionamento deste tipo de solução de forma a avaliar a segurança aos estados limites últimos de equilíbrio (ULS), aliado à circunstância de a maioria das aplicações se dirigir a estruturas provisórias. Atualmente, com a crescente utilização de métodos numéricos mais avançados e a evolução da técnica de solo pregado, o emprego desta passou a ser permanente, daí a importância dada às deformações ao longo, não só do período de execução mas também de utilização, sendo o critério de avaliação de desempenho, relativo aos estados limites de serviço (SLS).

Tendo em conta que na grande maioria da bibliografia consultada, incluindo em trabalhos recentes, se discorreu e analisou detalhadamente os métodos de dimensionamento baseados na teoria do equilíbrio limite, ao longo do presente capítulo faz-se uma alusão sintética a alguns deles, dando assim ênfase ao MEF, usado nas análises subsequentes. Através da análise de um caso de estudo, avaliam-se, igualmente, as diferenças de comportamento resultantes de análises 2D e 3D.

3.2 Métodos de equilíbrio limite

Existem essencialmente duas abordagens distintas referentes aos métodos de equilíbrio limite, usados na análise de solo pregado, que se prendem com a consideração, por parte de alguns deles, apenas de esforços de tração, e por outros, da flexão (mobilização de esforço de corte e momento fletor), para além do esforço axial.

Os principais métodos de dimensionamento baseados no equilíbrio limite, de acordo com Juran et al (1990), Clouterre (1991), Gonçalves (1992), Hsien (2003), Pacheco e Silva (2009) e Eleutério (2013) são: o Método Alemão, o Método de Shen, o Método Francês (Multicritério) e o Método de Juran (Cinemático). Pacheco e Silva (2009) refere que três dos quatro principais métodos de equilíbrio limite indicados foram alvo de estudo e comparação por Camargo (2005), tendo em conta o consumo de reforço por metro de obra. Este concluiu que os métodos Francês e Cinemático (que consideram esforços de flexão, corte e tração)

foram os que maior economia possibilitaram, atingido respetivamente valores de 9% e 19% de consumo abaixo das restantes metodologias. Já o método de Shen ofereceu os resultados menos económicos, de cerca de 15% de consumo de reforço por metro de obra, acima das demais.

3.3 Métodos numéricos avançados

Apesar de os métodos de equilíbrio limite serem amplamente utilizados no dimensionamento de estruturas de solo reforçado com pregagens, os métodos numéricos avançados (incluindo o MEF) podem compreender um grande número de variantes, designadamente no respeitante às condições de solo envolventes e à multiplicidade de materiais utilizados, para além de possibilitarem a previsão de deslocamentos, que não é conseguida pelos primeiros. Neste sentido, a utilização de métodos numéricos avançados, apesar de fornecer resultados aproximados, permite analisar a estrutura com base nos SLS, para além de possibilitar maior facilidade no estudo e simulação não só de sistemas pregados mais comuns, mas essencialmente de certos problemas que coloquem em evidência o carácter altamente não linear e heterogéneo dos solos. Possibilitam igualmente a simulação do processo construtivo, ou seja, o faseamento da escavação.

Os métodos numéricos avançados mais utilizados em Engenharia Civil, de acordo com Junior (2007), são o método das diferenças finitas (MDF), o método dos elementos finitos (MEF) e o método dos elementos de contorno (MEC). Em virtude de o estudo subsequente assentar em análises numéricas baseadas no MEF, será de seguida feita uma breve apresentação deste método.

A criação e posterior desenvolvimento de plataformas numéricas de cálculo computacional baseadas no MEF e associadas ao contexto da geotecnia, tal como os programas utilizados neste trabalho, possibilitam uma maior economia de processos e de tempo no tratamento de problemas com condições diversas. Estes podem abranger vários tipos de solos, de solicitação e modelos constitutivos (com comportamento anisotrópico, elasto-plástico e não linear).

Como se pode observar na Figura 3.1, de acordo com Cook (2001), o MEF consiste na divisão de um domínio em elementos, designados por elementos finitos. Cada um destes está ligado a outros através de pontos, denominados por nós, em que a união de todos constitui a malha de elementos finitos.

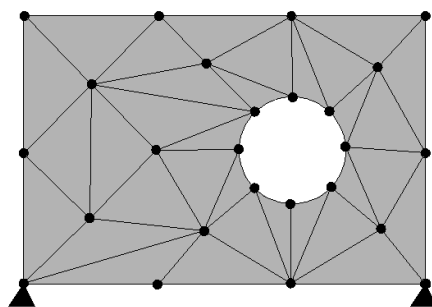


Figura 3.1 – Aplicação do MEF a um dado problema (adaptado de Junior, 2007)

De referir que, apesar de neste trabalho não ser descrita com pormenor a modelação matemática do método, relativamente a esta, Cook (2001) relata que consiste num conjunto de equações diferenciais ou integrais, que estão contidas nos programas de elementos finitos de uso generalizado. Já Pacheco e Silva (2009) resume as etapas de resolução de um problema com base no MEF, tendo em conta a modelação matemática:

- Discretização do domínio - divisão do domínio num número finito de elementos, ligados por nós;
- Seleção do modelo de deslocamentos - caracterização do campo de deslocamentos em cada elemento em função dos deslocamentos em cada nó, através da definição de funções matemáticas (usualmente funções polinomiais);
- Determinação da matriz de rigidez $[K]$ – composta por coeficientes que dependem da geometria e das propriedades de cada um dos elementos;
- Resolução do sistema de equações – convertem-se as forças atuantes no domínio em forças equivalentes $\{F\}$, que se relacionam com a matriz de rigidez $[K]$ e o vetor de deslocamentos nodais $\{d\}$, no sistema de equações de equilíbrio $\{F\} = [K] \{d\}$;
- Cálculo das incógnitas do problema – com a resolução do sistema de equações do passo anterior, obtém-se o campo de deslocamentos em cada nó e a partir deste as deformações e através dos modelos constitutivos as tensões em cada elemento.

O uso deste método também possibilita algumas vantagens sobre outros métodos numéricos (Cook, 2001):

- O domínio do problema pode ter qualquer geometria;
- Não há restrições relativamente a condições de fronteira e carregamento;
- Podem ser considerados vários tipos de propriedades dos materiais (não estão restringidas apenas ao caso da isotropia), podendo variar entre elementos e mesmo no seu interior;
- Num mesmo modelo é possível a existência de componentes que tenham comportamento distinto, como o caso de barras e cabos;

- Um domínio de elementos finitos constitui uma boa aproximação da região real a ser analisada;

Pacheco e Silva (2009), refere que o MEF consiste no método numérico mais utilizado em geotecnia na realização de análises paramétricas, sendo que apesar de fornecer soluções aproximadas, a modelação pode ser melhorada através do aumento do número de elementos constituintes da malha, ou seja, refinando-a. É importante mencionar que a utilização dos programas computacionais que tenham por base os métodos numéricos não dispensa o conhecimento sobre os contextos e problemas geotécnicos que abarcam cada situação particular, de forma a efetuar-se um *input* que permita a sua caracterização da forma mais fiel possível e como consequência obter-se uma aproximação mais precisa do comportamento *in-situ*.

3.4 Modelos numéricos 2D e 3D

3.4.1 Tipos de análise e modelo

As análises paramétricas efetuadas com o recurso a modelos numéricos 2D diferem das modelações 3D, visto as primeiras envolverem condições que estão associadas a estados planos de deformação ou a uma simetria em relação a um eixo (análises axissimétricas). Relativamente ao primeiro caso, a análise processa-se em relação a uma secção transversal ou plano perpendicular à direção que define o comprimento longitudinal da escavação, que se considera com dimensão infinita ou suficientemente grande para que se possam considerar os deslocamentos apenas naquele plano. Esta análise permite o cálculo das tensões e deslocamentos no plano sobre o qual se define o modelo bem como da tensão na direção longitudinal da escavação. Nas análises apresentadas no Capítulo 4, fez-se uso do estado plano de deformação.

Os maciços terrosos e rochosos podem ser modelados de acordo com diversos graus de precisão, através de modelos capazes de simular o seu comportamento. Estes podem ser mais simples, necessitando de um menor número de parâmetros, como o modelo linear elástico, baseado na lei de Hooke, ou mais avançados, como os modelos *Hardening Soil*, *Soft Soil* ou o modelo *Cam-Clay* modificado (*PLAXIS Manual*, 2011). No presente trabalho optou-se pela utilização do critério de rotura de Mohr-Coulomb, que consiste num modelo elástico perfeitamente plástico, cuja representação gráfica que relaciona o comportamento tensão-deformação tem em conta uma superfície, designada por superfície de cedência. Abaixo desta o comportamento dos materiais obedece a uma evolução elástica linear, existindo a recuperação de deformações bem como proporcionalidade entre estas e as

tensões. Após se ter atingido a cedência, há a ocorrência de deformações irreversíveis (plásticas), sob uma tensão igual à de cedência.

Matos Fernandes (2006), faz referência ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, mencionando que os solos experimentam rotura quando uma dada relação entre tensão normal e tangencial é atingida num ponto, especificamente num par de facetas que passam por aquele. A respetiva formulação matemática consiste na seguinte expressão:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \times \tan(\varphi') \quad [5]$$

Em que c' e φ' são os parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões efetivas, respetivamente a coesão e o ângulo de resistência ao corte. Nos casos em que a primeira se anula, a rotura é atingida tendo apenas em conta a resistência ao corte das partículas, isto é, a tensão tem uma direção relativamente à normal ao plano de corte definida pelo ângulo de resistência ao corte, assumindo assim uma inclinação máxima. Os programas *PLAXIS*, *Phase2* e *RS3*, usando o referido critério, definem os parâmetros de caracterização do solo como sendo os seguintes: o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν) para a caracterização do comportamento elástico e o ângulo de resistência ao corte (φ'), a coesão (c') e o ângulo de dilatação (Ψ) para a descrição da fase plástica.

3.4.2 Previsão do comportamento de modelos 2D e 3D

Uma vez que um dos principais objetivos da presente tese se prende com a realização de análises numéricas recorrendo a modelações no plano e no espaço, torna-se importante o conhecimento de casos já estudados de forma a perceber o rigor e a precisão com que os modelos 2D conseguem traduzir o comportamento 3D do solo reforçado.

Com este propósito, Hsien (2003), realizou um trabalho aprofundado que consistiu numa série de estudos numéricos e laboratoriais. Os primeiros e de maior interesse no presente âmbito, incidiram sobre cálculos numéricos com o recurso ao programa de cálculo *ABAQUS*, que permite a modelação em duas e três dimensões. Estes tiveram a finalidade de comparar as previsões entre análises 2D e 3D de modelos de escavações suportadas por pregagens, considerando a variação de parâmetros geométricos e característicos dos materiais modelados.

Anteriormente à sua realização e como ponto de partida, foi estudada a modelação 2D do reforço através da consideração de uma placa contínua com propriedades equivalentes às da pregagem. A consideração desta tem como consequência não só um aumento da rigidez

como também um acréscimo da área na interface entre solo e placa relativamente ao caso 3D, o que por sua vez se traduz em incremento de transferência de tensões tangenciais ao longo daquela e conseqüente acréscimo da força resistente. Assim, o mesmo autor procedeu à fatorização das propriedades da placa bem como das propriedades na interface, através da introdução de um fator de área, de forma a reduzir a força resistente por unidade de área (tensão). Desta forma é feita a compensação do aumento da área de contacto entre reforço e solo. Foram introduzidos, ainda, dois fatores de interação de forma a ter em conta as diferenças de mobilização de tensões na pregagem e na interface, nos casos 2D e 3D.

A fatorização das propriedades da placa, pelo facto de o modo fundamental pelo qual é mobilizada a resistência ser por tração, consistiu na redução da rigidez axial da pregagem ao longo do espaçamento longitudinal, através da introdução do referido fator de área. Este representa a relação entre as secções transversais da pregagem e da placa (ver Secção 4.3.1). Pelo facto de se considerar a placa como equivalente relativamente à pregagem, foram igualadas as respetivas rigidezes, de acordo com as seguintes expressões:

$$E_{placa} \times S_{placa} = E_{pregagem} \times S_{pregagem} \quad [6]$$

$$\rightarrow E_{placa} = E_{pregagem} \times S_f \quad [7]$$

Em que:

- E_{placa} e $E_{pregagem}$ são o módulo de Young da placa equivalente e da pregagem, respetivamente;

- $S_f = \frac{S_{pregagem}}{S_{placa}}$ é o fator de área, onde $S_{pregagem}$ é a área da secção da pregagem e S_{placa} é a área da secção da placa equivalente.

Al-Hussaini et al (1978), relativamente às propriedades da interface, sugeriu que deveriam ser fatorizadas tendo apenas em conta a resistência ao arranque, sendo neste caso as áreas da pregagem e da placa relativas à superfície de contacto entre solo e pregagem, ou seja ao comprimento do reforço, como se verá na Secção 4.3.1:

$$\text{Força de arranque}_{placa} = \text{Força de arranque}_{pregagem} \quad [8]$$

$$\rightarrow \sigma_{n2d} \times \mu_{2d} \times A_{placa} = \sigma_{n3d} \times \mu \times A_{pregagem} \quad [9]$$

$$\rightarrow \mu_{2d} = \mu \times \frac{A_{pregagem}}{A_{placa}} = \mu \times A_f \quad [10]$$

Em que:

- σ_{n2d} é a tensão normal na placa e σ_{n3d} é a tensão normal na pregagem, em que é assumido que $\sigma_{n2d} = \sigma_{n3d}$;
- μ_{2d} e μ são respetivamente os parâmetros de atrito na interface placa-solo e pregagem-solo, ou seja $\mu_{2d} = \tan \delta$ e $\mu = \tan \varphi'$.

No entanto, tal como foi referido por Hsien (2003), na maioria dos casos a resistência ao arranque não é totalmente mobilizada quando ocorrem deslocamentos devidos ao corte na interface, cujas propriedades dependem não só da área de contacto mas também do atrito aí mobilizado e das tensões normais no reforço, que são diferentes do caso 2D para o 3D. Desta forma as Eqs. [8], [9] e [10] não contemplam as diferenças na mobilização de corte entre as duas situações, visto que esta depende daquelas três propriedades, pelo que foram propostos dois fatores de interação. Um deles tem em conta a diferença entre as pressões normais na pregagem em 2D e 3D (ver Figura 2.6), resultante de uma falta de uniformidade das pressões ao longo do comprimento e também de variações nas tensões de corte em torno da pregagem, tendo sido designado por I_0 :

$$I_0 = \frac{P_{unif}}{P_{3d}} \quad [11]$$

Em que:

- $P_{unif} = \mu \times A_{pregagem} \times \sigma_{av}$ é a resistência ao arranque com base nas tensões normais uniformes, σ_{av} ;
- P_{3d} é a resistência ao arranque da pregagem.

O outro, I_1 , tem em conta as diferenças na mobilização de tensões de corte na interface nas situações 2D e 3D, tendo sido definidos fatores de mobilização para cada tipo de análise, que combinados permitiram a obtenção de I_1 . Estes fatores são apresentados de seguida:

$$M_{3d} = \frac{F_{3d}}{P_{3d}} \quad [12]$$

$$M_{2d} = \frac{F_{2d}}{P_{2d}} \quad [13]$$

$$I_1 = \frac{M_{3d}}{M_{2d}} \quad [14]$$

Em que:

- M_{3d} e M_{2d} são os fatores de mobilização 3D e 2D, respetivamente;
- F_{3d} e F_{2d} são as forças de corte mobilizadas na interface 3D e 2D, respetivamente;
- P_{3d} e P_{2d} são as resistências ao arranque 3D e 2D, respetivamente.

Com base nestes, foi assim proposto um novo método de idealização, cuja fatorização consiste em:

$$F_{2d} = F_{3d} \quad [15]$$

$$\rightarrow M_{2d} \times P_{2d} = M_{3d} \times P_{3d} \quad [16]$$

$$\rightarrow M_{2d} \times \mu_R \times A_{placa} \times \sigma_{av} = \frac{M_{3d} \times \mu \times A_{pregagem} \times \sigma_{av}}{I_0} \quad [17]$$

$$\rightarrow \mu_R = \frac{M_{3d} \times \mu \times A_{pregagem}}{M_{2d} \times A_{placa} \times I_0} = \frac{I_1 \times A_f \times \mu}{I_0} \quad [18]$$

Em que:

- μ_R é o coeficiente de atrito reduzido na interface placa-solo. Nota: Na expressão usada para o cálculo deste coeficiente existia uma pequena gralha, que foi corrigida.

Relativamente à rigidez da interface o autor optou por mantê-la igual em 2D e em 3D, considerando que este é um parâmetro de difícil avaliação e que tornaria mais complexas as análises comparativas. Desta forma, a rigidez foi sendo ajustada para que se igualasse nas duas situações, ou seja, para que $K_{2d} = K_{3d}$. No entanto, é evidente que esta simplificação não tem em consideração o efeito das diferenças entre as áreas das interfaces em 2D e em 3D.

Para demonstrar o efeito decorrente da consideração e utilização dos fatores atrás descritos na modelação 2D e a precisão que podem oferecer na previsão dos deslocamentos na face em comparação com o comportamento 3D, foram realizadas pelo autor supracitado análises sobre um modelo composto por uma fila de pregagens, espaçadas de 1m, tendo sido obtidos os resultados apresentados na Figura 3.2. Os casos considerados, para efeito de comparação, consistiram em análises 2D da placa não fatorizada, fatorizada apenas com A_f , com A_f e I_0 , com A_f , I_0 e I_1 e uma análise 3D.

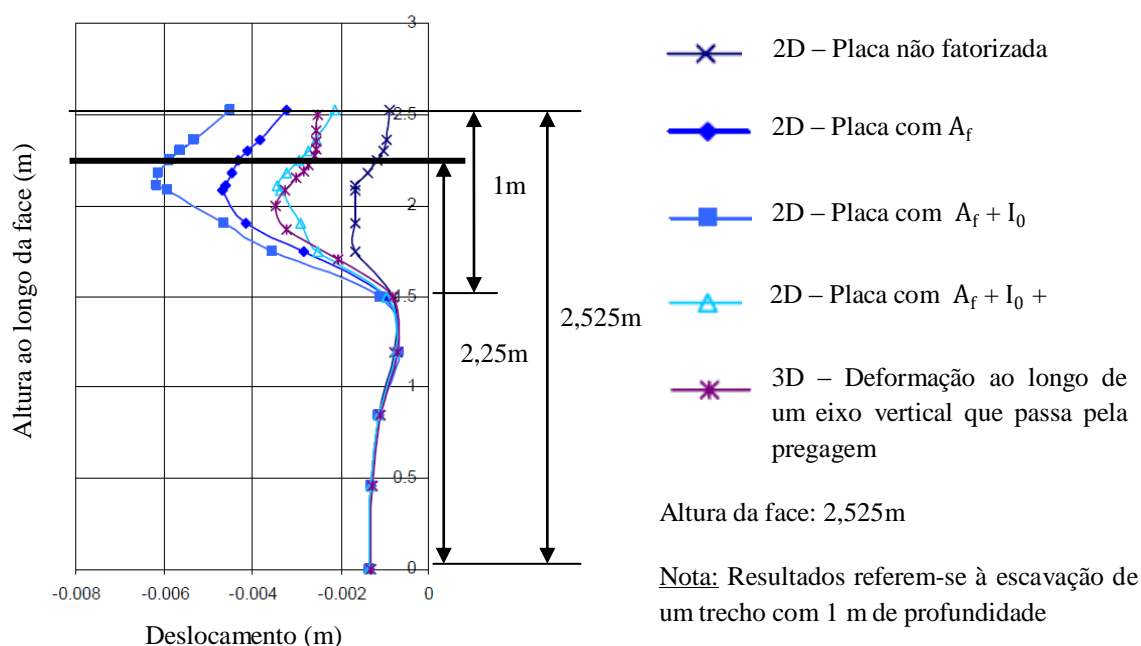


Figura 3.2 – Efeito da fatorização nos deslocamentos da face (adaptado de Hsien, 2003)

Como se pode observar, o caso em que não se procedeu a uma fatorização das propriedades da placa foi naturalmente aquele que apresentou os menores valores de deslocamentos na face, visto que a superfície de contacto entre placa e solo apresenta maior área, com o atrito aí mobilizado superior em relação às restantes situações. É também interessante verificar que a combinação de todos os fatores, $A_f + I_0 + I_1$, produziu as previsões mais aproximadas do comportamento 3D, já que considera todo o conjunto de condicionantes atrás explicitado. Já a consideração isolada de A_f e de $A_f + I_0$ não se mostrou tão satisfatória na previsão dos movimentos 3D, dando a entender uma certa importância na consideração das diferenças de mobilização do corte na interface, em duas e três dimensões, ou seja, na consideração de I_1 .

Dois outros estudos incidiram, por um lado, sobre a simulação passiva do arranque (em que as forças na pregagem são desenvolvidas devido ao processo de escavação) num modelo de uma escavação suportada por uma fila de pregagens e por outro na condução de uma análise paramétrica. Nesta última foi estudado o aumento da rigidez axial do reforço relativamente à rigidez axial do solo sobre o comportamento num modelo do mesmo tipo. Em ambos o autor fez variar o espaçamento longitudinal entre os reforços e utilizou a idealização da pregagem como um elemento linear e uma placa equivalente.

Relativamente ao ensaio de arranque passivo, foi feito variar o espaçamento longitudinal entre pregagens numa gama de 0,25m a 2,5m. Foram, desta forma, comparados os deslocamentos na face e as forças axiais a meio do comprimento dos reforços, de forma a

evitar o efeito da maior rigidez na zona da face. No caso 3D os deslocamentos na face são apresentados ao nível da pregagem, na cabeça e a meia distância entre pregagens sucessivas. As Figuras 3.3 a) e b), evidenciam os respetivos valores, com placa sujeita a fatorização e sem fatorização.

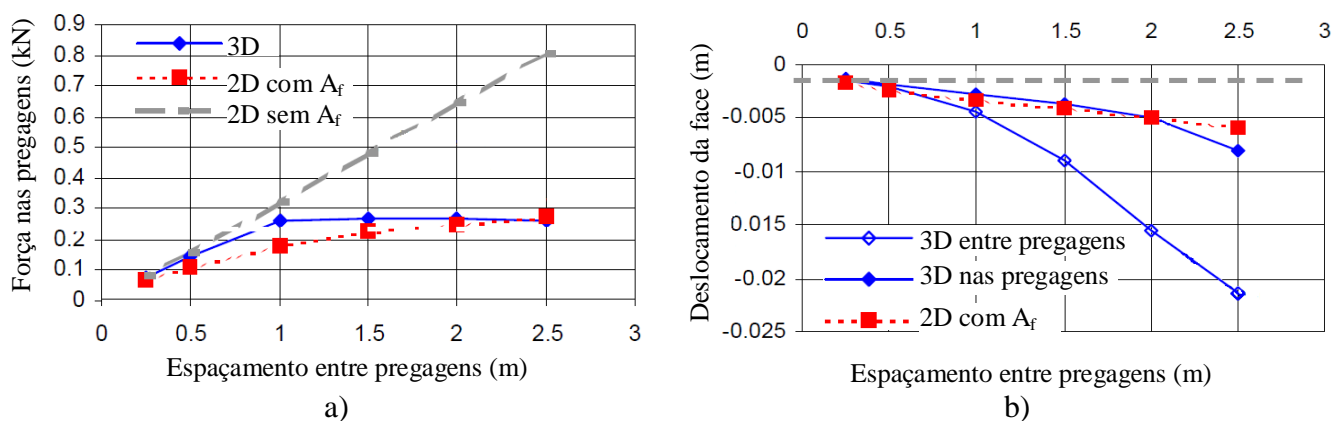


Figura 3.3 – Efeito da variação do espaçamento: a) na força mobilizada nas pregagens; b) na deformação da face (adaptado de Hsien, 2003)

Como se pode observar na figura anterior, o modelo 2D não fatorizado tende a sobrestimar as forças mobilizadas nas pregagens, especialmente a partir de um espaçamento longitudinal de 1m, excedendo o valor da resistência ao arranque, de 0,3 kN, para metade do comprimento. Nos restantes casos as forças aproximam-se desse limite, para espaçamentos de 1 e 2,5m, respetivamente, nas situações 3D e 2D fatorizada. Tal comportamento deve-se ao efeito 3D do solo em torno das pregagens, cuja deformação resulta numa zona de concentração de tensões na interface, que por sua vez conduz a uma maior mobilização de esforço de corte, comparando os mesmos espaçamentos em 2D e 3D. Relativamente aos deslocamentos na face a meia distância entre pregagens, passam a ser consideravelmente superiores aos obtidos na ligação da pregagem em 3D e 2D, mantendo-se com valores semelhantes nestas duas últimas análises.

A análise paramétrica consistiu em fazer aumentar a rigidez axial da pregagem relativamente à do solo, por intermédio da utilização de um parâmetro adimensional, que o autor definiu como rigidez axial relativa. Esta consiste na razão entre a rigidez axial da pregagem e a rigidez axial do solo, conforme a Eq. [19].

$$K_N = \frac{EA_{pregagem}}{E \times S_v \times S_h} \quad [19]$$

Em que EA_{pregagem} é a rigidez axial da pregagem, E o módulo de Young do solo e S_v e S_h os espaçamentos vertical e horizontal entre pregagens, respetivamente. A consideração dos espaçamentos naquela equação, resulta de se assumir a rigidez do solo pertencente à zona de influência de cada pregagem, ou seja, a região em volta delimitada por S_v e S_h . Foram assim confrontados os efeitos dessa variação sobre os deslocamentos produzidos na face e as forças mobilizadas a meio do comprimento das pregagens, como mostram, respetivamente, as Figuras 3.4 a) e b).

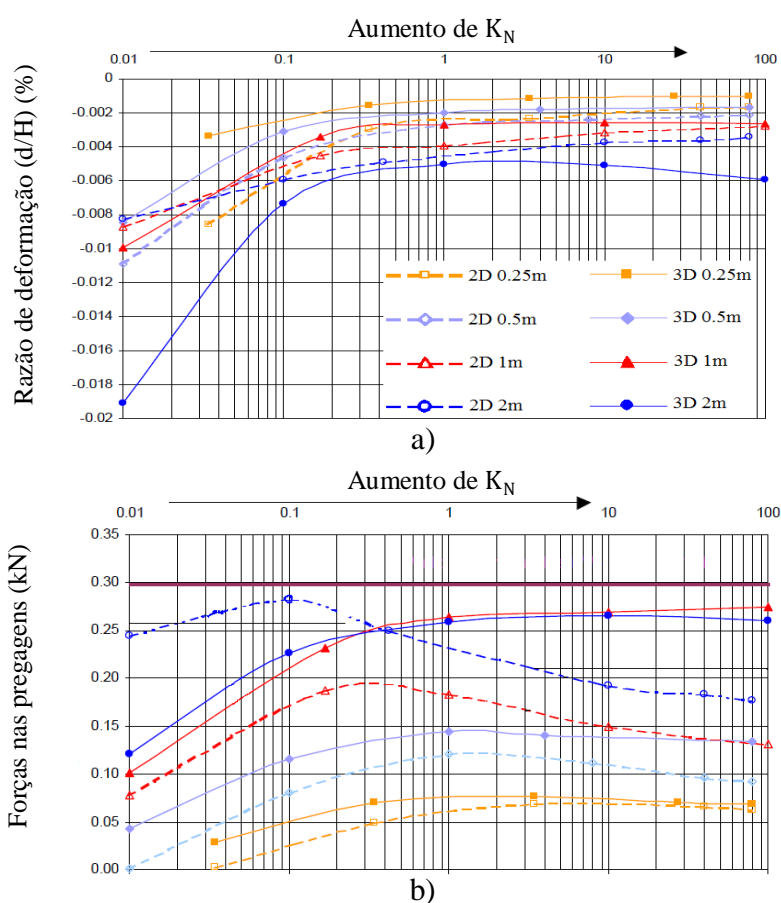


Figura 3.4 – Efeito da variação da rigidez da pregagem: a) na deformação na face; b) na força mobilizada nas pregagens (adaptado de Hsien, 2003)

Da análise da Figura 3.4 a), observa-se que os deslocamentos na face são amplamente reduzidos com o aumento da rigidez das pregagens, sendo o comportamento idêntico em todos os casos, ou seja, pregagens menos rígidas, que tipicamente apresentam maior comprimento, necessitam naturalmente de uma maior distância para a sua resistência ser mobilizada, o que implica maiores deslocamentos. A partir de um certo valor de K_N , aproximadamente igual à unidade, verifica-se em todos os casos uma estagnação na redução

de deformações, o que sugere a falta de efetividade do aumento da rigidez dos reforços acima de um dado valor.

A Figura 3.4 b) evidencia a diferença de comportamento no que concerne à evolução das forças nas pregagens, sendo notória em todas as situações 2D e nas 3D com menor espaçamento, a evolução até se atingir um pico, após o que aquelas decrescem com o aumento de rigidez. Hsien (2003) referiu-se a este efeito, explicando que quando a rigidez das pregagens aumentava, o deslizamento relativo na interface mobilizava a respetiva força, que a partir de um certo valor de K_N começava a decrescer visto que o deslizamento também diminuía devido a um efeito de restrição. Esta evolução não se verifica nos casos 3D com elevado espaçamento entre os reforços, visto atingirem um patamar próximo da resistência ao arranque.

Embora se esteja a analisar apenas um caso de estudo, este permite estabelecer algumas tendências gerais acerca da previsão do comportamento de sistemas pregados. Uma delas consiste na evolução das forças, que são superiores no caso 2D para espaçamentos elevados e rigidez baixa, sendo inferiores quando a rigidez assume valores mais elevados. Para espaçamentos de 1m ou menos, as forças 3D são inferiores, qualquer que seja a rigidez das pregagens relativamente ao solo. Relativamente aos deslocamentos, para elevados espaçamentos, são mais baixos em 2D, o que, considerando que foram obtidos a meia distância entre pregagens, se deve ao facto de se considerar uma placa contínua. Por outro lado, na situação 3D, por não existir reforço nessa zona, existe a mobilização de quase totalidade da resistência ao arranque e as deformações a que a face está sujeita são superiores. Conclui-se também que quando os espaçamentos assumem valores mais baixos (entre 0,25m e 1m), os deslocamentos dados pela análise 2D têm tendência para ser superiores aos da análise 3D, devido ao efeito tridimensional da mobilização da resistência ao corte em torno do reforço, que como referido anteriormente resulta de uma maior concentração de tensões na interface. Assim, para espaçamentos até 1m, a análise 3D forneceu valores mais conservativos de forças e mais baixos de deslocamentos, enquanto para espaçamentos superiores facultou valores de deslocamentos mais elevados, relativamente ao caso 2D.

4 ANÁLISES NUMÉRICAS 2D E 3D

4.1 Introdução

Ao longo do presente capítulo são apresentados os resultados referentes a análises numéricas executadas com o recurso a modelações no plano (2D) e no espaço (3D), para as quais foram empregues programas de cálculo baseados no MEF. Estes consistiram, para o estudo 2D, no *PLAXIS* e no *Phase2* e no âmbito dos cálculos 3D, no *RS3*.

Neste sentido, o capítulo foi subdividido de acordo com o seguinte:

- Estudo preliminar

1. Estudo da fatorização da rigidez axial e do atrito lateral (Secção 4.3.1);
2. Simulação de arranque do reforço (Secção 4.3.2);
3. Estudo do uso de diferentes modos de modelação do reforço (Secção 4.3.3);
4. Estudo do modo de modelação 3D mais adequado (Secção 4.3.4);

- Estudo paramétrico

5. Estudo paramétrico envolvendo os três programas (Secções 4.4.1, 4.4.2 e 4.5.1)

Relativamente aos programas 2D utilizados, tanto o *PLAXIS* como o *Phase2* são programas de cálculo numérico, baseados no MEF e que permitem a avaliação do comportamento e o dimensionamento de uma grande variedade de estruturas de domínio geotécnico, como escavações superficiais e profundas, túneis, ou aterros. Possibilitam também a adoção de vários critérios e modelos constitutivos para a simulação do comportamento do solo. O *RS3*, desenvolvido à semelhança do *Phase2* pela *Rocscience*, é um programa de elementos finitos bastante recente, usado para o estudo 3D de estruturas geotécnicas aplicadas a obras de Engenharia Civil e construção de minas. Permite a simulação de solos e materiais rochosos e a modelação de diversas estruturas como escavações subterrâneas e superficiais, túneis, fundações e aterros bem como o estudo de situações de consolidação e infiltrações de águas subterrâneas.

4.2 Propriedades dos materiais e faseamento

Seguidamente, referem-se nos Quadros 4.1 e 4.2 as características dos materiais modelados, cujas propriedades já estão convertidas como dados de entrada na forma requerida pelos programas, mas mantendo a equivalência de propriedades. No Quadro 4.3 é evidenciado o

faseamento construtivo adotado, em que a Fase 1 diz apenas respeito ao *PLAXIS*, como se verá na Secção 4.4.1.

Quadro 4.1 – Características mecânicas do solo modelado e do betão projetado

| Solo | | Betão projetado | |
|--|----------------|---|----------|
| Critério de rotura | Mohr - Coulomb | Tipo de material | Elástico |
| Tipo de material | Drenado | Espessura equivalente - d (m) | 0,1 |
| Peso volúmico seco - γ_d (kN/m ³) | 18 | Peso próprio - w (kN/m/m) | 2,5 |
| Módulo de elasticidade - E_{ref} (MPa) | 28 | Módulo de Young - E (GPa) | 30 |
| Coefficiente de Poisson - ν | 0,3 | Rigidez axial - EA (kN/m) | 3000000 |
| Coesão efetiva - c_{ref} (kPa) | 5 | Rigidez de flexão - EI (kN.m ² /m) | 2500 |
| Ângulo de resistência ao corte - ϕ' (°) | 32 | Coefficiente de Poisson - ν | 0,2 |
| | | Peso volúmico (kN/m ³) | 25 |

Quadro 4.2 – Características geométricas e mecânicas das pregagens

| <i>PLAXIS</i> - Elemento placa | | <i>Phase2 e RS3</i> - Elemento Bolt | |
|--|-------------|--------------------------------------|-------------|
| Tipo de material | Elástico | Diâmetro - (m) | 0,1 |
| Espessura equivalente - d (m) | 0,087 | Módulo de Young - E (kPa) | 25855056 |
| Peso próprio - w (kN/m/m) | 0,137 | Espaçamento vertical - S_v (m) | 1,5 |
| Módulo de Young - E (kPa) | 25855055,89 | Espaçamento longitudinal - S_h (m) | 1,5 |
| Espaçamento vertical - S_v (m) | 1,5 | Comprimento - L (m) | 5,6 |
| Espaçamento longitudinal - S_h (m) | 1,5 | <i>Phase2</i> - Elemento Liner | |
| Rigidez axial - EA (kN/m) | 153700 | Tipo de material | Elástico |
| Rigidez de flexão - EI(kN.m ² /m) | 96,08 | Espessura (m) | 0,087 |
| Coefficiente de Poisson - ν | 0,3 | Módulo de Young - E (kPa) | 25855055,89 |
| Comprimento - L (m) | 5,6 | Coefficiente de Poisson - ν | 0,3 |
| | | Comprimento - L (m) | 5,6 |

Quadro 4.3 – Faseamento construtivo

| | |
|--------|---|
| Fase 1 | Ativação inicial de todo o revestimento com características semelhantes às do solo - <i>PLAXIS</i> |
| Fase 2 | Escavação do 1º nível de solo Instalação do 1º nível de pregagens Instalação do 1º nível de Betão projetado |
| Fase 3 | Escavação do 2º nível de solo Instalação do 2º nível de pregagens Instalação do 2º nível de Betão projetado |
| Fase 4 | Escavação do 3º nível de solo Instalação do 3º nível de pregagens Instalação do 3º nível de Betão projetado |

| | |
|--------|---|
| Fase 5 | Escavação do 4º nível de solo Instalação do 4º nível de pregagens Instalação do 4º nível de Betão projetado |
| Fase 6 | Escavação do 5º nível de solo Instalação do 5º nível de pregagens Instalação do 5º nível de Betão projetado |

Relativamente à malha de elementos finitos usada em cada programa, foi empregue um tipo de elementos comum aos três e que simultaneamente permitiu o maior refinamento possível. Assim, no *PLAXIS* fez-se uso de elementos triangulares com 15 nós, no *Phase2* de elementos triangulares com 6 nós, enquanto no *RS3*, como permite apenas malhas constituídas por tetraedros (figuras geométricas espaciais com quatro faces triangulares), optou-se por elementos compostos por 10 nós. O uso de elementos idênticos, bem como um maior refinamento da malha no *Phase2* e *RS3* para colmatar o facto do menor número de nós dos elementos disponíveis nestes, teve como intenção a obtenção de uma maior precisão nos resultados finais obtidos.

4.3 Estudo preliminar

Inicialmente foi realizada uma série de análises preliminares, cujo objetivo, por um lado, consistiu na avaliação das diferenças de comportamento existentes como resultado da consideração de diferentes condições na interface. Desta forma assumiu-se a pregagem como um elemento linear sem redução de resistência na interface ($\delta = \varphi'$); como uma placa contínua equivalente sem redução dessa resistência ($\delta = \varphi'$) e como uma placa contínua equivalente em que se assume a sua redução ($\delta < \varphi'$). Os efeitos da consideração de uma placa contínua traduzem-se num aumento da área em contacto com o solo e em diferenças na mobilização de tensões normais na pregagem e de corte na interface, em 2D e 3D, tal como relatado na Secção 3.4.2. Para contrariar aquele aumento de área, procedeu-se ao estudo da fatorização da rigidez do reforço e das propriedades na interface, considerando-se neste último caso um ângulo de atrito na interface inferior ao ângulo de resistência ao corte do solo, de modo a diminuir a força de atrito por unidade de área.

Por outro lado, pretendeu-se igualmente estudar o efeito sobre o comportamento do sistema, da consideração de diferentes tipos de modelação de pregagens, bem como de diferentes valores de espaçamento longitudinal. Avaliou-se ainda a capacidade do *RS3* em prever os deslocamentos 3D ocorridos na face, de forma a determinar a solução mais vantajosa de modelação de uma escavação superficial: por intermédio de apenas uma fila de pregagens vertical (modelo 3D reduzido) ou a idealização de várias filas de pregagens longitudinais (modelo de maiores dimensões).

Nestes estudos preparatórios foram efetuados dois cálculos, um elástico, em que o solo não é passível de entrar em rotura e outro elasto-plástico, situação em que há a possibilidade de existir colapso da massa de solo suportada e por consequência, de os deslocamentos serem superiores. Foram, assim, realizadas análises 2D e 3D, usando os programas *Phase2* e *RS3*, visto ambos serem desenvolvidos pela mesma empresa e possuírem semelhantes princípios, quer de modelação e cálculo, quer de interpretação de resultados. Deste modo pretendeu-se excluir outros fatores que poderiam contaminar as análises comparativas.

Relativamente ao *Phase2* foi possível a simulação de uma placa através de um elemento *Liner* do tipo *Standard Beam*, em que se introduziram as propriedades da pregagem, criando-se assim um material compósito ao considerar-se também a interface através de uma junta (*Joint*) entre o reforço e o solo. Já no respeitante ao estudo 3D, o *RS3* não possibilitou a simulação da mesma placa, pelo que só foi possível a análise com uma pregagem, simulada à semelhança do programa 2D através do elemento *Bolt* (elemento linear) do tipo *Fully Bonded*. Este é um tipo de elemento que está amarrado ao terreno ao longo de todo o comprimento de amarração, como acontece no caso das pregagens. No *Phase2* o *Bolt* considera $\delta = \varphi'$, pelo que neste caso apenas é permitida a introdução da rigidez axial, sendo a introdução dos valores fatorizados apenas possível no *Liner*.

4.3.1 Estudo da fatorização da rigidez axial e do atrito lateral

Como anteriormente referido procedeu-se à investigação da fatorização da rigidez da pregagem e do atrito na interface, considerando uma placa contínua de propriedades equivalentes. Esta fatorização é aplicada nas análises que se apresentam nas Secções 4.3.2 e 4.3.3.

Nestas condições, tendo em conta que as pregagens atuam essencialmente em tração, sendo usualmente aceite que a flexão e o corte têm mais influência nas proximidades da superfície de rotura, isto é, para grandes deslocamentos, foi necessário considerar a igualdade entre a rigidez axial equivalente da placa e a rigidez axial da pregagem. Utilizando o elemento do tipo *Liner* para a simulação da placa no *Phase2*, procedeu-se à determinação do respetivo módulo de Young através da Eq. [7]. Como referido na Secção 3.4.2 a área da pregagem e placa dizem respeito, neste caso, à sua secção transversal, ou seja, $S_{\text{pregagem}} = \pi \times r^2$ e $S_{\text{placa}} = e \times S_h$, sendo r o raio da pregagem, e a espessura da placa equivalente, determinados por Nunes (2013), e S_h o espaçamento longitudinal entre pregagens, como se pode verificar na Figura 4.1. No Quadro 4.4 evidenciam-se os valores calculados para os vários S_h .

Quadro 4.4 – Rigidez axial da pregagem fatorizada, para cada espaçamento S_h

| r (m) | e (m) | S_h (m) | $E_{pregagem}$ (kPa) | E_{placa} (kPa) |
|-------|-------|-----------|----------------------|-------------------|
| 0,05 | 0,087 | 0,25 | 25855056 | 9336328,04 |
| | | 0,5 | | 4668164,02 |
| | | 1 | | 2334082,01 |
| | | 1,5 | | 1556054,67 |
| | | 2 | | 1167041,01 |
| | | 2,5 | | 933632,80 |

Seguidamente procedeu-se à fatorização das propriedades da interface entre a placa e o solo, com vista à obtenção dos valores requeridos pelo *Phase2*, nomeadamente o ângulo de atrito na interface, δ , e a coesão na interface, c_{int} . Para isso foram utilizadas as expressões seguintes, desenvolvidas com base no trabalho de Hsien (2003) - ver Figura 4.1:

$$\mu_{FAT} = \mu \times A_f \quad [20]$$

Em que:

- $\mu_{FAT} = \tan \delta$;

- $\mu = \tan \varphi'$, em que $\varphi' = 32^\circ$;

- $A_f = \frac{A_{pregagem}}{A_{placa}} = \frac{P_{pregagem} \times L_{pregagem}}{P_{placa} \times L_{placa}}$ é o fator de área, com $P_{pregagem} = \pi \times D$ o perímetro da pregagem e D o diâmetro da pregagem, $P_{placa} = 2 \times S_h$ o perímetro da placa e $L_{pregagem} = L_{placa} = 5,6m$ os comprimentos da pregagem e da placa, respetivamente.

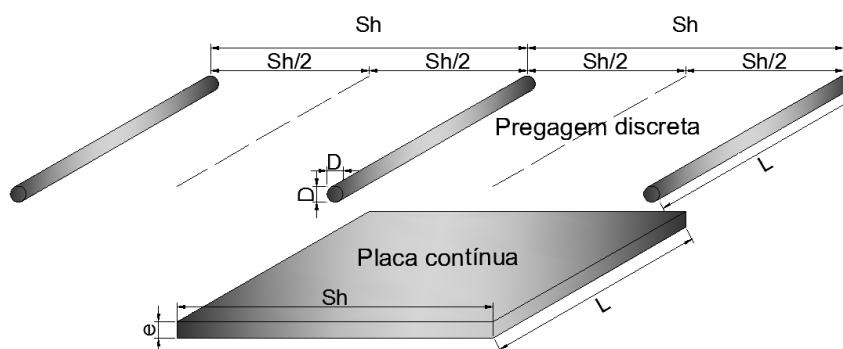


Figura 4.1 – Conversão de uma pregagem discreta numa placa contínua

Com a obtenção de μ_{FAT} foi possível a determinação do valor de δ e de c_{int} , por via das Eqs. [21], [22] e [23], a seguir apresentadas:

$$\delta = \tan^{-1}(\mu_{FAT}) \quad [21]$$

$$\tan \delta = R_{int} \times \tan \varphi' \quad [22]$$

$$c_{int} = R_{int} \times c' \quad [23]$$

Em que:

- R_{int} é o fator de redução das propriedades na interface;
- c' é a coesão assumida para o solo modelado, com o valor de 5 kPa.

De seguida, no Quadro 4.5, são expostos os valores fatorizados das propriedades da interface, δ e c_{int} .

Quadro 4.5 – Propriedades da interface fatorizadas, para cada espaçamento S_h

| S_h (m) | μ_{fat} | δ (°) | R_{int} | c_{int} (kPa) |
|-----------|-------------|--------------|-----------|-----------------|
| 0,25 | 0,393 | 21,455 | 0,629 | 3,145 |
| 0,5 | 0,196 | 11,089 | 0,314 | 1,570 |
| 1 | 0,098 | 5,597 | 0,157 | 0,785 |
| 1,5 | 0,065 | 3,719 | 0,104 | 0,520 |
| 2 | 0,049 | 2,805 | 0,078 | 0,390 |
| 2,5 | 0,039 | 2,233 | 0,062 | 0,310 |

4.3.2 Simulação do arranque para avaliação do efeito do espaçamento longitudinal

Seguidamente, procedeu-se à simulação do arranque de uma pregagem horizontal num modelo com 2,5m de altura e 10m de comprimento, cujo reforço, com 5,6m de comprimento, foi introduzido a 1m de profundidade. Esta análise foi possível apenas em 2D, uma vez que o *RS3* não permite a aplicação de forças pontuais no elemento *Bolt*. Os tipos de modelação de pregagens usados, foram os seguintes: elemento linear, placa contínua sem fatorização, placa contínua fatorizada com $E_{placa} + \delta + c_{int}$ (fatorização da rigidez axial e das propriedades da interface) e placa contínua fatorizada com E_{placa} (fatorização da rigidez axial). Estes são designados na legenda das Figuras 4.3 e 4.4, respetivamente por: *Phase_Bolt_Ñ_FAT*, *Phase_Liner_Ñ_FAT*, *Phase_Liner_FAT* e *Phase_Liner_EA_FAT*. As características assumidas para os materiais, foram as especificadas nos quadros da Secção 4.2.

A malha de elementos finitos bem como as condições de fronteira, estão evidenciadas na Figura 4.2. Como se pode observar, a malha apresenta-se mais refinada na zona envolvente da pregagem, de forma a obter-se uma maior precisão na interface. Foram restringidos os deslocamentos nas direções horizontal (x) e vertical (y) na face esquerda do modelo, enquanto nas faces superior e inferior permitiu-se apenas deslocamentos na direção x, de forma a consentir a deformação do solo na face direita.

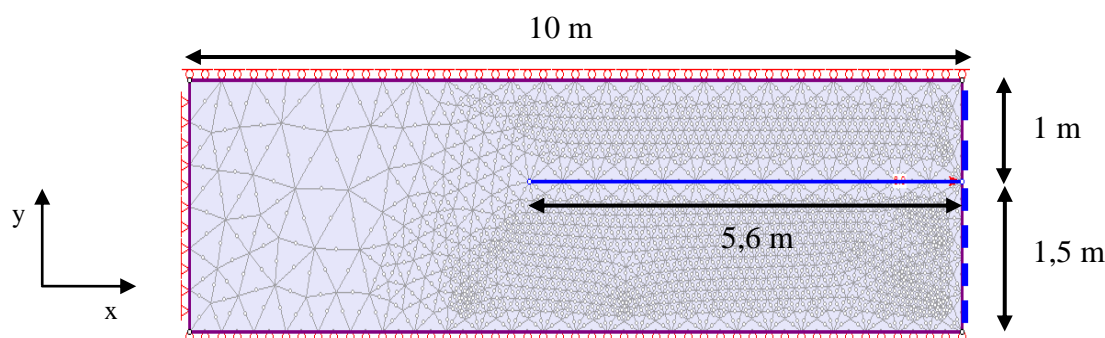


Figura 4.2 – Malha de elementos finitos e condições de fronteira na simulação do arranque no *Phase2*

A força de arranque teórica (Eq. [25]) foi determinada com base na tensão tangencial de corte, τ , na rotura, correspondente ao critério de rotura de Mohr-Coulomb (Eq. [24]), para um campo de tensões normais constante e de 10kPa. Uma nota importante consiste no facto do valor desta força, obtido com base na pregagem e na placa, ser o mesmo, como evidencia o Quadro 4.6, visto estar-se a considerar as propriedades reduzidas na placa equivalente e com a largura correspondente ao espaçamento entre pregagens. As pequenas diferenças estão relacionadas com os arredondamentos efetuados no cálculo. O seu valor foi depois multiplicado pelo número de pregagens por metro linear, n_F , obtendo-se a força de arranque equivalente ao número de pregagens por metro linear. Este constitui o valor efetivamente aplicado no programa.

$$\tau_{placa} = \sigma_n \times \tan \delta \text{ ou } \tau_{pregagem} = \sigma_n \times \tan \varphi' \quad [24]$$

$$F_{arranque} = \tau_{placa} \times P_{placa} \times L_{placa} = \tau_{pregagem} \times P_{pregagem} \times L_{pregagem} \quad [25]$$

Em que:

- δ se determina de acordo com a Eq. [21], $\sigma_n = 10kPa$, $P_{placa} = 2S_h$ e $P_{pregagem} = 2\pi \times r$

Quadro 4.6 – Tensões tangenciais e forças de arranque, para cada espaçamento S_h

| S_h (m) | τ_{placa} (kPa) | $\tau_{pregagem}$ (kPa) | F_{placa} (kN) | $F_{pregagem}$ (kN) | n_F | $F_{arranque} \times n_F$ (kN/m) |
|-----------|----------------------|-------------------------|------------------|---------------------|-------|----------------------------------|
| 0,25 | 3,93 | 6,25 | 11,004 | 10,993 | 4 | 44,016 |
| 0,5 | 1,96 | | 10,976 | | 2 | 21,952 |
| 1 | 0,98 | | 10,993 | | 1 | 10,993 |
| 1,5 | 0,65 | | 10,993 | | 2/3 | 7,329 |
| 2 | 0,49 | | 10,993 | | 1/2 | 5,497 |
| 2,5 | 0,39 | | 10,993 | | 2/5 | 4,397 |

As situações correspondentes às análises elástica e elasto-plástica podem ser conferidas nas Figuras 4.3 e 4.4. Nestas incluem-se, respetivamente, a evolução de deslocamentos na face, no ponto de conexão entre esta e a pregagem, e as forças a meio comprimento da pregagem, com a variação de S_h . Como a força aplicada ao reforço é calculada como sendo a força limite aplicada em todas as pregagens presentes por metro linear, o valor desta força é inversamente proporcional ao espaçamento entre pregagens. Portanto, na análise comparativa entre os diversos espaçamentos faz-se uma normalização dos resultados dos deslocamentos e das forças, dividindo-os pelo número de pregagens presentes por metro linear, ou seja, por n_F . Desta forma a análise comparativa é feita para estádios semelhantes de plastificação do reforço, retirando-se o efeito multiplicativo da carga aplicada.

De forma a mobilizar-se a força de arranque teórica no cálculo elasto-plástico, foi necessário aplicar uma força de 0,01kN na cabeça da pregagem. Neste tipo de cálculo não se apresentam resultados para a placa não fatorizada, já que neste caso não é tido em consideração o espaçamento.

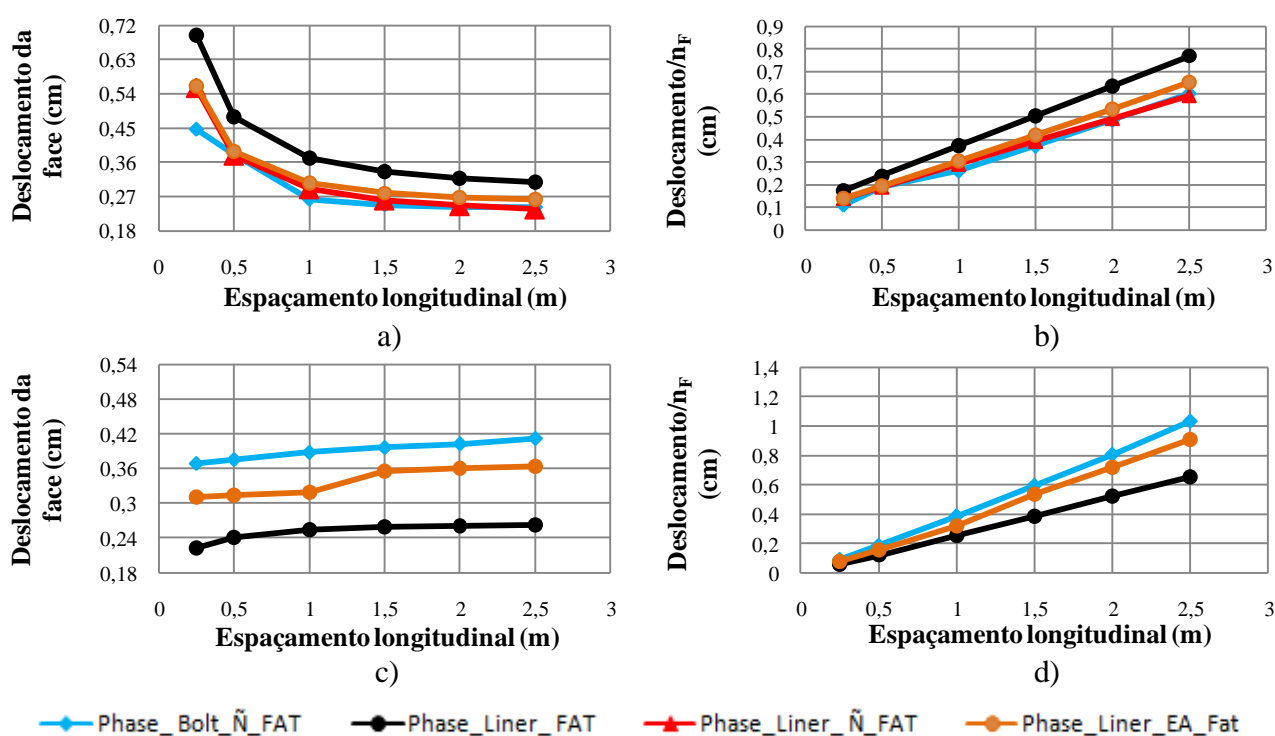


Figura 4.3 – Deslocamento na face: a) análise elástica, b) análise elástica normalizada para n_F , c) análise elasto-plástica, d) análise elasto-plástica normalizada para n_F

À partida é de esperar que o espaçamento tenha um papel importante na mobilização da resistência das pregagens, visto que quanto mais próximas estas estão entre si, maior será a

rigidez do conjunto, em virtude da sobreposição das respetivas zonas de influência. Por outro lado, a partir de um certo valor de S_h , as pregagens passam a atuar isoladamente, pelo que é de prever que a rigidez relativamente ao caso anterior sofra um decréscimo, o que se traduz em maiores deslocamentos e forças mobilizadas. Este comportamento só é reproduzido quando se aplica a normalização com n_F , (Figuras 4.3 b) e d)), visto neste caso a força ser equivalente ao número de pregagens por metro linear, relativo a cada valor de S_h . Por outro lado, a Figura 4.3 a) já não tem em conta este facto, uma vez que a força aplicada é inversamente proporcional a S_h , ou seja, foi distribuída pelo número de pregagens presente em cada espaçamento, o que fez com que os deslocamentos tivessem uma evolução decrescente com o aumento de S_h .

Na situação da Figura 4.3 c) é possível observar uma ligeira tendência para o aumento de deformação com o incremento do valor de S_h . As análises elasto-plásticas mostram que os deslocamentos são superiores no caso da pregagem, já que apesar da fatorização da placa, o atrito mobilizado é aparentemente inferior na pregagem. As análises elásticas não evidenciaram este comportamento, sendo os deslocamentos na placa, superiores.

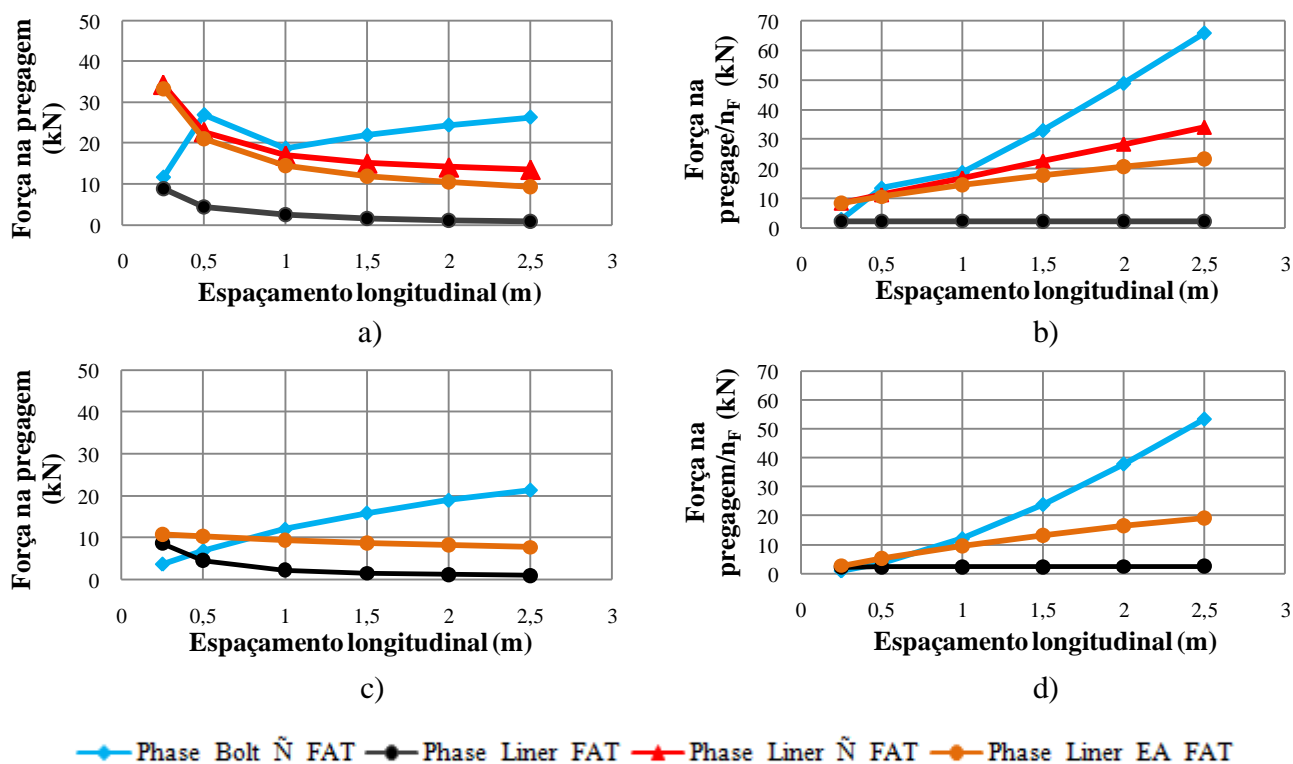


Figura 4.4 – Forças a meio da pregagem: a) análise elástica, b) análise elástica normalizada para n_F , c) análise elasto-plástica, d) análise elasto-plástica normalizada para n_F

Em relação às forças no *Liner*, o *Phase2* fornece valores negativos. Este sinal resulta da convenção de esforço axial do programa, relativa a este elemento, em que valores negativos correspondem a tração. Desta forma converteram-se essas forças em valores positivos, de forma a homogeneizá-las com os resultados do elemento *Bolt*.

Atendendo à Figura 4.4 a) as forças axiais na placa decrescem com o valor de S_h , em virtude de a força aplicada também decrescer, ao contrário do observado no elemento *Bolt*. Neste, no caso das análises elasto-plásticas com e sem normalização, os valores de força são consideravelmente superiores a partir de $S_h = 1,5m$, facto que estará relacionado com a diminuição de rigidez resultante do afastamento entre reforços, que faz com que a força instalada tenha de ser superior para fazer face ao aumento dos deslocamentos. Por outro lado, o *Liner* não tem esta diminuição de rigidez ao longo do espaçamento, visto a área de contacto na interface ser muito superior. Este comportamento é evidenciado em praticamente todos os casos.

Tendo em conta que as forças mobilizadas na pregagem são superiores às da placa (a partir de um dado espaçamento), os deslocamentos também deveriam ser, o que não se observa na Figura 4.3 no caso das análises elásticas. Neste sentido, as análises elasto-plásticas facultaram melhores resultados.

4.3.3 Estudo dos efeitos do uso de diferentes modos de modelação de pregagens

Relativamente a este estudo, a comparação entre os deslocamentos mobilizados na face pode ser efetuada recorrendo à Figura 4.5. Foram considerados os diferentes modos usados para a modelação das pregagens no *Phase2*, como referidos no início da secção anterior: elemento linear, placa contínua sem fatorização, placa contínua fatorizada com $E_{placa} + \delta + c_{int}$ e placa contínua fatorizada com E_{placa} . Neste caso foi igualmente utilizado um elemento linear para a simulação da pregagem no *RS3*, que na legenda da Figura 4.5 aparece referenciado como *RS3_Bolt*.

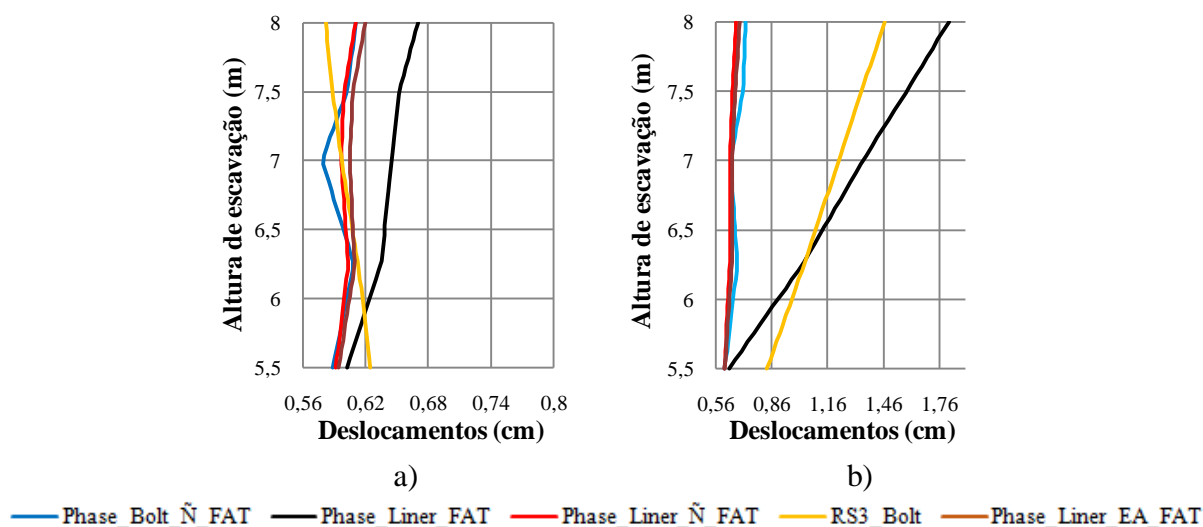


Figura 4.5 – Comparação da evolução do deslocamento na face num modelo constituído por uma pregagem horizontal: a) análise elástica e b) análise elasto-plástica

Neste caso, tendo em conta o espaçamento horizontal de 1m, os valores obtidos para as propriedades da rigidez e da interface no caso da placa foram de $E = 2334082,01\text{kPa}$, $\delta = 5,597^\circ$ e $c_{\text{int}} = 0,785\text{kPa}$ respetivamente (ver Quadros 4.4 e 4.5). Estes são muito baixos relativamente ao caso em que não se considera a placa fatorizada, o que por sua vez se traduz na existência de menor atrito na interface entre placa e solo, o que naturalmente implica maiores deslocamentos, como se pode ver na Figura 4.5. Atendendo a esta, tanto o cálculo elástico como o elasto-plástico, evidenciam a semelhança existente no comportamento da pregagem como um elemento discreto e uma placa sem fatorização das propriedades, o que se poderá dever ao facto da consideração da igualdade entre δ e ϕ' . Esta evidência leva também a crer que o importante aumento de área em contacto com o solo, decorrente da consideração de uma placa contínua, não assume especial relevância neste programa.

Relativamente ao comportamento 3D, não é corretamente evidenciado na análise elástica devido ao empolamento de terras, que tem como consequência o facto de a deformada não estar de acordo com a realidade, uma vez que o movimento se dá para o interior do maciço e não para o lado da escavação. De referir, no cálculo elástico, a diferença no comportamento entre os casos Phase_Liner_FAT e Phase_Liner_EA_FAT, sendo os deslocamentos superiores no primeiro, já que a resistência ao corte é mais baixa.

Já no cálculo elasto-plástico, a relação entre os casos estudados pelo *Phase2* é idêntica ao caso elástico, apesar de a ordem de grandeza dos deslocamentos ser na sua generalidade superior. A evolução das deformadas é mais realista comparativamente com o estudo em

condições elásticas, sendo a placa fatorizada com $E_{placa} + \delta + c_{int}$ o elemento que melhor reproduz o comportamento 3D. No *RS3* os deslocamentos no topo são inferiores aos do caso *Phase_Liner_FAT*, como seria de esperar, devido ao efeito 3D da massa de solo em torno da pregagem. Este comportamento não se verifica para os restantes casos em que se usou o *Liner*.

4.3.4 Avaliação do modo de modelação tridimensional mais adequado

O tipo de deformação expetável na face de uma escavação pregada, consiste em deslocamento mínimo na zona da inclusão e deslocamentos máximos a meio do espaçamento longitudinal entre reforços. Este comportamento resulta da interação de atrito existente entre o solo e a pregagem, como resposta ao deslocamento que tende a ocorrer no sentido da escavação. Este atrito, por seu turno, vai originar tensões tangenciais com sentido contrário ao do deslocamento que restringem, enquanto a região compreendida entre reforços se suporta por efeito de arco, com as tensões tangenciais a serem nulas na secção de simetria entre reforços, como revela a Figura 4.6.

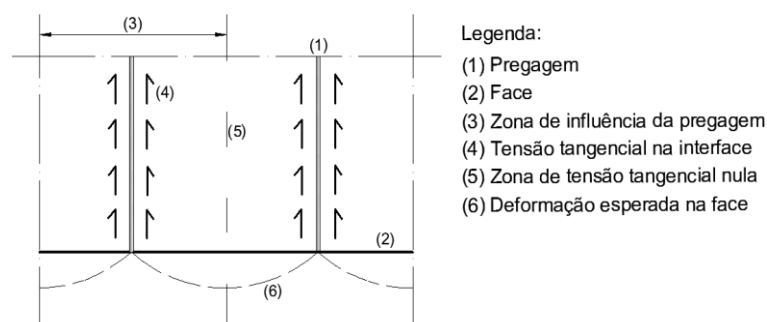


Figura 4.6 – Vista em planta da deformação expetável na face

Neste sentido e com o propósito de estudar a metodologia mais adequada de modelação de uma escavação pregada no *RS3*, foi realizada uma série de análises 3D. Este estudo teve por objetivo avaliar a capacidade de um modelo de menores dimensões (com maior rapidez de cálculo) em reproduzir o comportamento de uma escavação com grande desenvolvimento longitudinal. Avaliaram-se, desta forma, os deslocamentos ao longo da altura da face e da zona de influência da pregagem, em três situações distintas: sem pregagem e com uma pregagem (Figuras 4.7 a) e 4.8 a)) e assumindo uma fila longitudinal de pregagens (Figuras 4.7 b) e 4.8 b)). Foi assumida uma altura de 20m e 2,5m, respetivamente para o modelo e para a escavação e um espaçamento longitudinal de 1,5m, estando as pregagens dispostas horizontalmente. As distâncias das fronteiras frontal e posterior à face de escavação são de 20m e 30m, respetivamente.

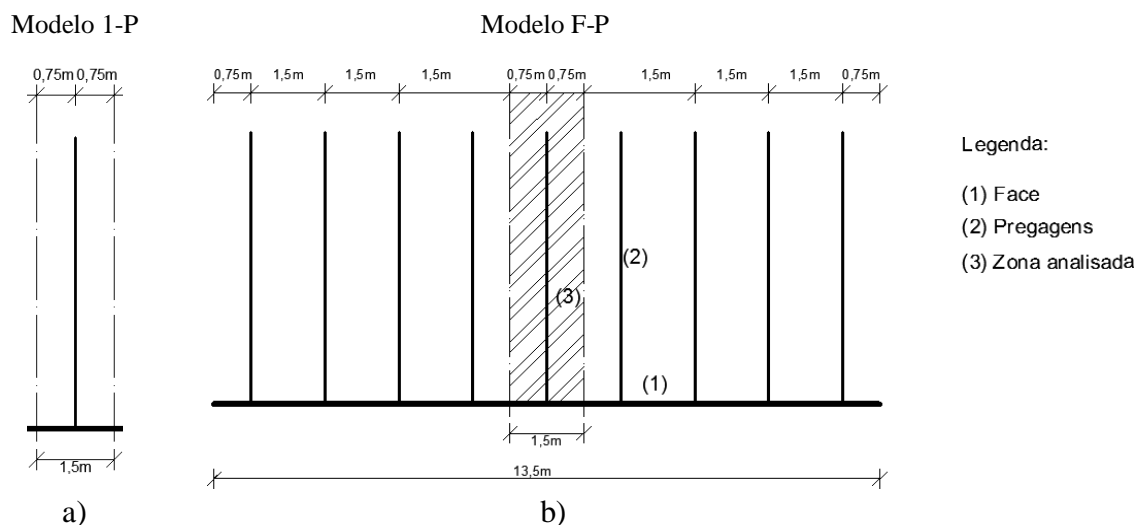


Figura 4.7 – Planta dos modelos 3D analisados: a) sem pregagem e com 1 pregagem (Modelo 1-P); b) com 1 fila longitudinal de pregagens (Modelo F-P)

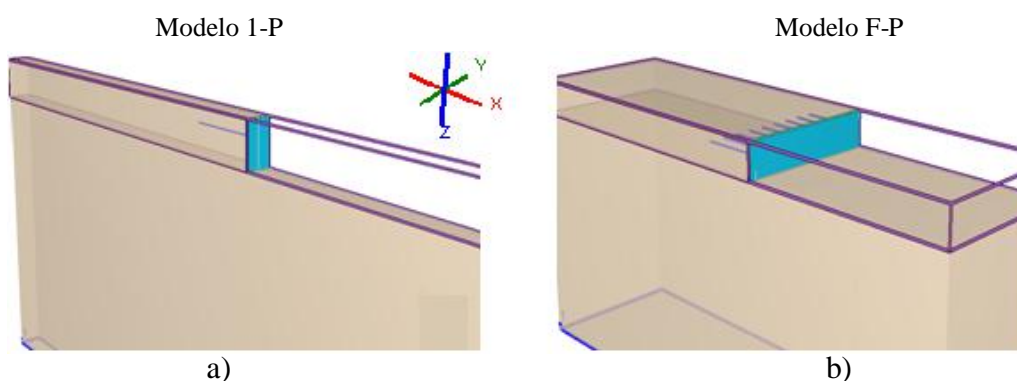


Figura 4.8 – Modelos 3D analisados: a) sem pregagem e com 1 pregagem (Modelo 1-P); b) com 1 fila longitudinal de pregagens (Modelo F-P)

As condições de fronteira consistem em restrição de deslocamentos segundo y nas faces laterais e segundo x e y na frente e na retaguarda do modelo. Na sua base estão impedidos os deslocamentos em todas as direções. O faseamento construtivo consistiu apenas numa etapa, isto é, o cálculo partiu de uma geometria final com a escavação, a pregagem e o revestimento já introduzidos. As Figuras 4.9 e 4.10 ilustram o comportamento na face da escavação no que respeita aos deslocamentos horizontais, tanto ao longo da altura da escavação como ao longo do seu comprimento na zona de influência, retirados segundo os alinhamentos vertical e horizontal das pregagens, respetivamente. Naquelas, os deslocamentos reportam-se à secção central (3) da malha apresentada na Figura 4.7 b).

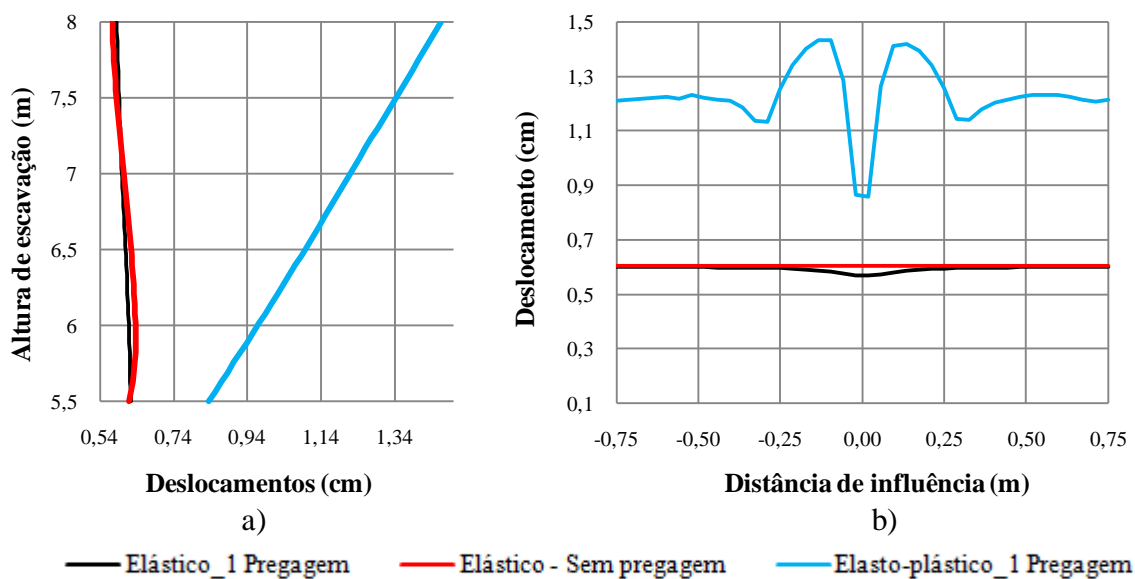


Figura 4.9 – Deslocamentos obtidos com o Modelo 1-P: a) alinhamento vertical; b) alinhamento horizontal

Considerando a Figura 4.9 a), verifica-se que na análise elástica do Modelo 1-P, com e sem pregagem, o *RS3* produziu um empolamento que se deve ao excessivo alívio de tensões na base da escavação, não tendo por isso um significado realista. Já o cálculo elasto-plástico com uma pregagem mostra que a deformada se aproxima mais do expetável.

Atendendo agora à Figura 4.9 b), nos cálculos elásticos os deslocamentos obtidos são muito semelhantes com e sem pregagem, notando-se apenas uma pequena redução dos valores na zona da cabeça, no segundo caso. No cálculo elástico do Modelo 1-P sem pregagem, como seria de esperar, os deslocamentos são uniformes em toda a largura do modelo. Já o cálculo elasto-plástico no mesmo modelo com uma pregagem, apresenta deslocamentos de maior valor, com uma distribuição não simétrica em relação à pregagem (ao contrário do que seria expetável), mas que na cabeça da pregagem são inferiores aos da restante largura. No entanto, a distribuição de deslocamentos afasta-se bastante da esperada e descrita na Figura 4.6.

Como se pode ver na Figura 4.10 a), em ambos os cálculos no Modelo F-P, a forma da deformada está próxima da esperada, já que a evolução de deslocamentos horizontais se reduz do topo para a base da escavação. Este facto leva a crer que o programa proporciona uma melhor previsão se for considerada uma fila de pregagens longitudinal em detrimento de apenas uma pregagem. Também é interessante verificar que a ordem de grandeza dos deslocamentos é muito inferior à do Modelo 1-P, o que, inexplicavelmente, torna os resultados obtidos com um e outro modelo bastante distintos, não se encontrando justificação

aparente para esta disparidade, visto que o esperado seriam deslocamentos com valores e configuração da deformada semelhantes.

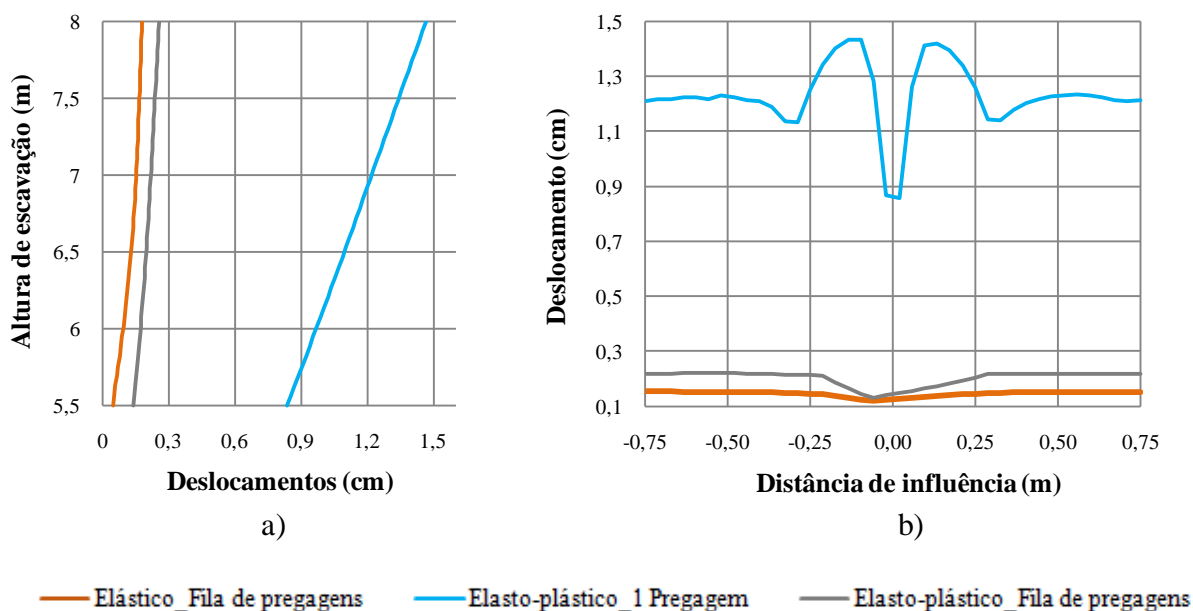


Figura 4.10 – Deslocamentos obtidos com Modelos 1-P e F-P: a) alinhamento vertical; b) alinhamento horizontal

Na Figura 4.10 b), os deslocamentos elásticos e elasto-plásticos do Modelo F-P estão de acordo com o comportamento anteriormente relatado, em que os respetivos valores são máximos a meia distância entre pregagens e mínimos na cabeça da pregagem, com uma distribuição aproximadamente simétrica relativamente à pregagem. Estas análises preliminares serviram de base para as subseqüentes análises presentes na Secção 4.5. Desta forma, observando as figuras anteriores, constata-se que as análises elasto-plásticas efetuadas no Modelo F-P, proporcionaram uma previsão mais realista do tipo de deformação. Assim, tanto este tipo de análise como de modelo, foram os usados na referida secção.

4.3.5 Conclusões

Relativamente à simulação do arranque, as análises elasto-plásticas em que o uso do fator n_F permitiu fazer-se uma análise comparativa dos resultados para os diferentes espaçamentos considerados, são as que facultaram resultados mais próximos do expetável. Portanto, os deslocamentos e forças são crescentes com o aumento do espaçamento longitudinal, para além destes valores serem superiores no elemento *Bolt* (menor área de contacto na interface) comparativamente com o *Liner*. De acordo com as análises da Secção 4.3.3, o elemento que

apresentou um comportamento mais próximo do 3D foi o *Liner* com a fatorização da rigidez axial e das propriedades da interface. Em todo o caso, nas análises paramétricas 2D fez-se uso do elemento *Bolt*, visto este ser amarrado ao terreno ao longo de todo o comprimento, tal como acontece numa pregagem na realidade.

Com o estudo efetuado na Secção 4.2.4, verificou-se que uma modelação constituída por várias pregagens dispostas na direção longitudinal proporcionou melhores resultados, já que os perfis de deformações, nos alinhamento vertical e horizontal da pregagem analisada, são mais próximos do expetável. Neste sentido, nas análises paramétricas 3D, optou-se por um modelo constituído não por uma fila de pregagens vertical, mas por várias fiadas, consistindo assim numa solução cujo aspeto se aproxima mais de uma escavação real. A solução escolhida também dá naturalmente lugar a um maior esforço de cálculo computacional, visto corresponder a um modelo de maiores dimensões e assim a uma malha com um maior número de elementos, tornando-a mais complexa.

4.4 Análises paramétricas 2D

A análises paramétricas 2D foram efetuadas com base no modelo definido por Nunes (2013) e consistiram na variação do ângulo de dilatância, Ψ , e na aplicação de uma sobrecarga, Q_k . Recorreu-se aos programas *PLAXIS* e *Phase2* para as realizar, tendo sido designadas ao longo deste capítulo por PL- Ψ - Q_k e Ph- Ψ - Q_k , respetivamente. No Quadro 4.1 estão expostos os valores de Ψ e Q_k usados, bem como as análises realizadas. De referir que Q_k foi aplicada durante todo o processo de escavação.

Quadro 4.7 – Designação das análises paramétricas 2D

| Programa | PLAXIS | | | | | |
|------------------|--------|--------|---------|---------|---------|----------|
| Análise | PL-0-0 | PL-5-0 | PL-10-0 | PL-0-10 | PL-5-10 | PL-10-10 |
| $\Psi(^{\circ})$ | 0 | 5 | 10 | 0 | 5 | 10 |
| Q_k (kN/m) | 0 | 0 | 0 | 10 | 10 | 10 |
| Programa | Phase2 | | | | | |
| Análise | Ph-0-0 | Ph-5-0 | Ph-10-0 | Ph-0-10 | Ph-5-10 | Ph-10-10 |
| $\Psi(^{\circ})$ | 0 | 5 | 10 | 0 | 5 | 10 |
| Q_k (kN/m) | 0 | 0 | 0 | 10 | 10 | 10 |

O modelo estudado é constituído por uma escavação superficial com 8m de profundidade, assente num maciço de solo homogéneo, com a geometria e as fases de escavação representadas na Figura 4.11.

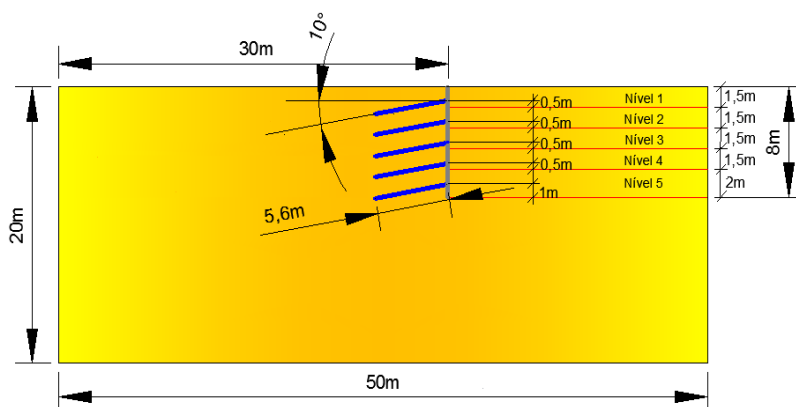


Figura 4.11 – Geometria do modelo estudado

4.4.1 Modelação 2D

PLAXIS

Inicialmente, foram analisados os casos estudados pelo autor supracitado, no *PLAXIS* e que se enumeram a seguir:

- Caso base: a escavação é reforçada com 5 pregagens no plano vertical;
- Caso com variação do espaçamento vertical entre pregagens: a escavação é reforçada com +1 pregagem e -1 pregagem no plano vertical;
- Caso com variação da relação entre o comprimento da pregagem e a altura de escavação (L/H): a escavação é reforçada com pregagens mais compridas ($L/H=0,8$) e pregagens mais curtas ($L/H=0,6$) relativamente ao caso base ($L/H=0,7$).

No âmbito deste trabalho, a situação que serve como alicerce para a realização de comparações com as análises paramétricas realizadas, é o caso base (PL-0-0). A malha de elementos finitos, apresentada na Figura 4.12, é constituída por elementos triangulares de 15 nós. Como se pode verificar, a região mais próxima da zona escavada foi naturalmente alvo de um maior refinamento, visto a análise dos resultados ter incidido sobre os deslocamentos horizontais na face e as forças axiais mobilizadas em cada pregagem, introduzindo deste modo maior rigor nas análises. As condições de fronteira consistem numa restrição de deslocamentos segundo x e y na base do modelo e segundo x nas faces laterais.

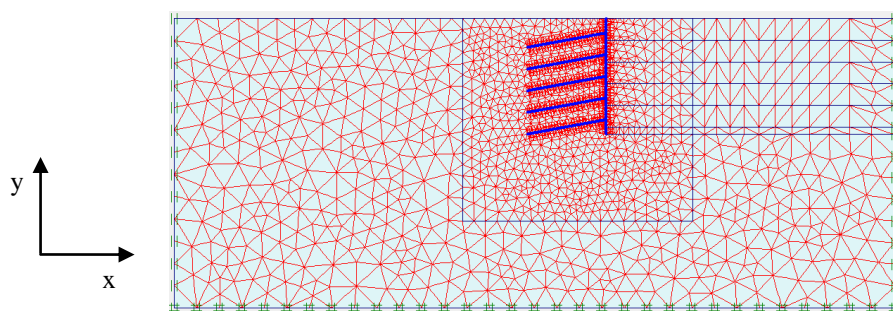


Figura 4.12 – Malha de elementos finitos usada no *PLAXIS*

É importante mencionar que, segundo Sivakumar e Pratap (2009), a via mais adequada para a simulação de pregagens no *PLAXIS* consiste na utilização de uma placa (*plate*). Outros elementos fornecidos por este programa podem simular elementos de reforço, como sejam o caso das geogrelhas (*geogrids*) ou de elementos ancorados (*anchors*). No entanto as primeiras, apesar de resistirem à tração, ignoram a rigidez de flexão; já as segundas, funcionando à tração e podendo também resistir a esforços de flexão e corte, estão presas ao terreno apenas ao longo de um dado comprimento para lá da zona ativa. Assim, estas últimas não consideram o facto de os pregos estarem amarrados ao terreno ao longo de praticamente todo o seu comprimento. Estes autores, ao avaliarem as diferenças de comportamento existentes entre a utilização de placas e geogrelhas na simulação de pregagens, notaram a existência de maior concentração de esforços de corte e flexão junto da ligação com a face, no caso das placas, à semelhança do que acontece com as pregagens, por se tratar de uma ligação rígida. O uso de geogrelhas pode negligenciar este fenómeno.

Ao realizar as primeiras análises, Nunes (2013) verificou a existência de descontinuidades nos deslocamentos da face, ao nível de cada cota de escavação, o que impossibilitou a consideração, para cada nível escavado, dos deslocamentos nos níveis anteriores, visto o revestimento de betão projetado ser ativado em cada etapa de escavação. Assim, este autor optou por, inicialmente, modelar o revestimento através de uma placa com características equivalentes às do solo (ver Quadro 4.8), para em cada nível de escavação definir um estado inicial (antes da sua execução) e ativar neste todo o revestimento. Finalmente, para a ativação de cada etapa de escavação, efetuou a substituição do material da placa para betão projetado.

Também Cardoso (1987), aquando da sua descrição das características de uma malha típica de elementos finitos para simulação de uma escavação pregada, tinha referido a necessidade de mudança das características de alguns elementos entre fases de cálculo. Essa mudança tem de ser feita de forma a que os elementos que simulam a cortina, tenham inicialmente atribuídas propriedades de solo, que são substituídas pelo material da face na fase de escavação e suporte.

Quadro 4.8 – Características geométricas e mecânicas do solo usado para simular inicialmente o revestimento

| Placa (solo) - Material elástico | |
|---|------|
| Espessura – d (m) | 0,1 |
| Peso próprio - w (KN/m/m) | 1,8 |
| Rigidez axial – EA (KN/m) | 2800 |
| Rigidez de flexão – EI (KN.m ² /m) | 2,33 |
| Coefficiente de Poisson - v | 0,3 |

Os resultados coincidiram com os obtidos por Nunes (2013), estando as pequenas discrepâncias entre valores relacionadas com algumas diferenças na malha, especialmente relativamente ao seu refinamento nas zonas mais importantes para análise: a região envolvente da face e dos reforços.

Foram ainda tentados cálculos com o ângulo de atrito na interface, δ , através da redução do parâmetro R_{int} . Desta forma, procedeu-se à fatorização do valor de δ para um espaçamento de 1,5m, correspondente a $R_{int} = 0,104$, para dois valores de Ψ : 0° e 10° . A convergência não foi atingida na última fase, nas duas situações, como resultado da redução do atrito entre a placa e o solo, ou seja, neste caso conclui-se que não faria sentido fatorizar as propriedades da interface, de modo a usar este programa para obter previsões mais próximas do comportamento 3D.

Phase2

A principal diferença na modelação entre os dois programas 2D residiu na malha de elementos finitos usada. O *Phase2* apenas permite a utilização de elementos triangulares ou quadrangulares de 3 e 6 nós, recaindo a opção sobre elementos triangulares de 6 nós. Nestas condições, o número de pontos com capacidade de deformação é superior, sendo que apesar desta opção, o número de nós continuou a ser bastante inferior relativamente ao *PLAXIS*, apesar do refinamento extremo da malha na região da escavação (ver Figura 4.13).

Foram igualmente definidas 6 fases para a execução da escavação, tal como descrito no Quadro 4.8, embora neste caso não tenha sido necessário definir previamente o revestimento com características equivalentes às do solo. Os materiais foram simulados de acordo com os quadros da Secção 4.2, tendo sido usado o elemento *Bolt* para a simulação das pregagens e o *Composite Liner* para a simulação da face, de acordo com o estudo preliminar realizado na Secção 4.3. As condições de fronteira foram as mesmas assumidas no *PLAXIS*.

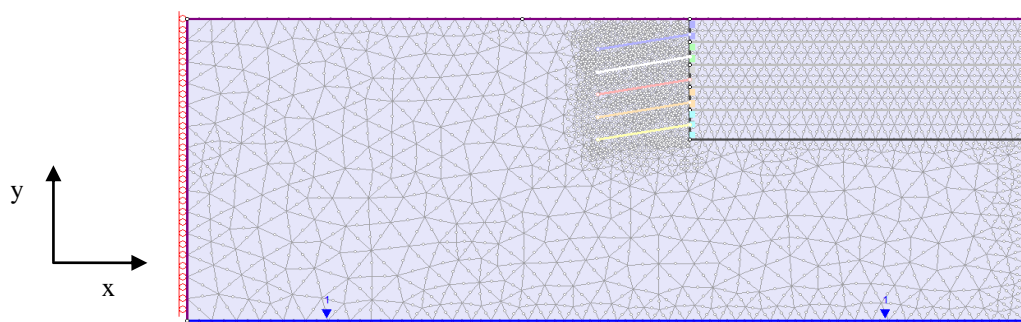


Figura 4.13 – Malha de elementos finitos usada no *Phase2*

4.4.2 Efeito da variação do ângulo de dilatância

Nas Figuras 4.14, 4.15 e 4.16, são apresentados os resultados relativos à consideração da dilatância, nomeadamente no que concerne ao seu efeito sobre os deslocamentos na face ao longo das diversas fases de escavação e sobre a força axial máxima mobilizada em cada pregagem no último nível de escavação. Foram assumidos ângulos de dilatância de $\Psi = 0^\circ$, $\Psi = 5^\circ$ e $\Psi = 10^\circ$.

Observando a Figura 4.14 e avaliando o tipo de movimento sofrido pela face ao longo das sucessivas fases de escavação, no caso do *PLAXIS* observa-se que nos primeiros quatro níveis de escavação o solo tem um movimento contrário ao que seria de esperar, visto os deslocamentos no topo serem inferiores aos do pé da escavação. O facto de se observarem deslocamentos com valores negativos nas duas etapas iniciais, resulta de um empolamento na base da escavação como consequência de um excessivo alívio de tensões verticais. Observando os perfis de deslocamentos obtidos no *Phase2*, parecem ser mais realistas do que os obtidos no *PLAXIS*, visto para todos os níveis de escavação, em todas as análises, se terem registado deformações crescentes da base para o topo, ao longo da face.

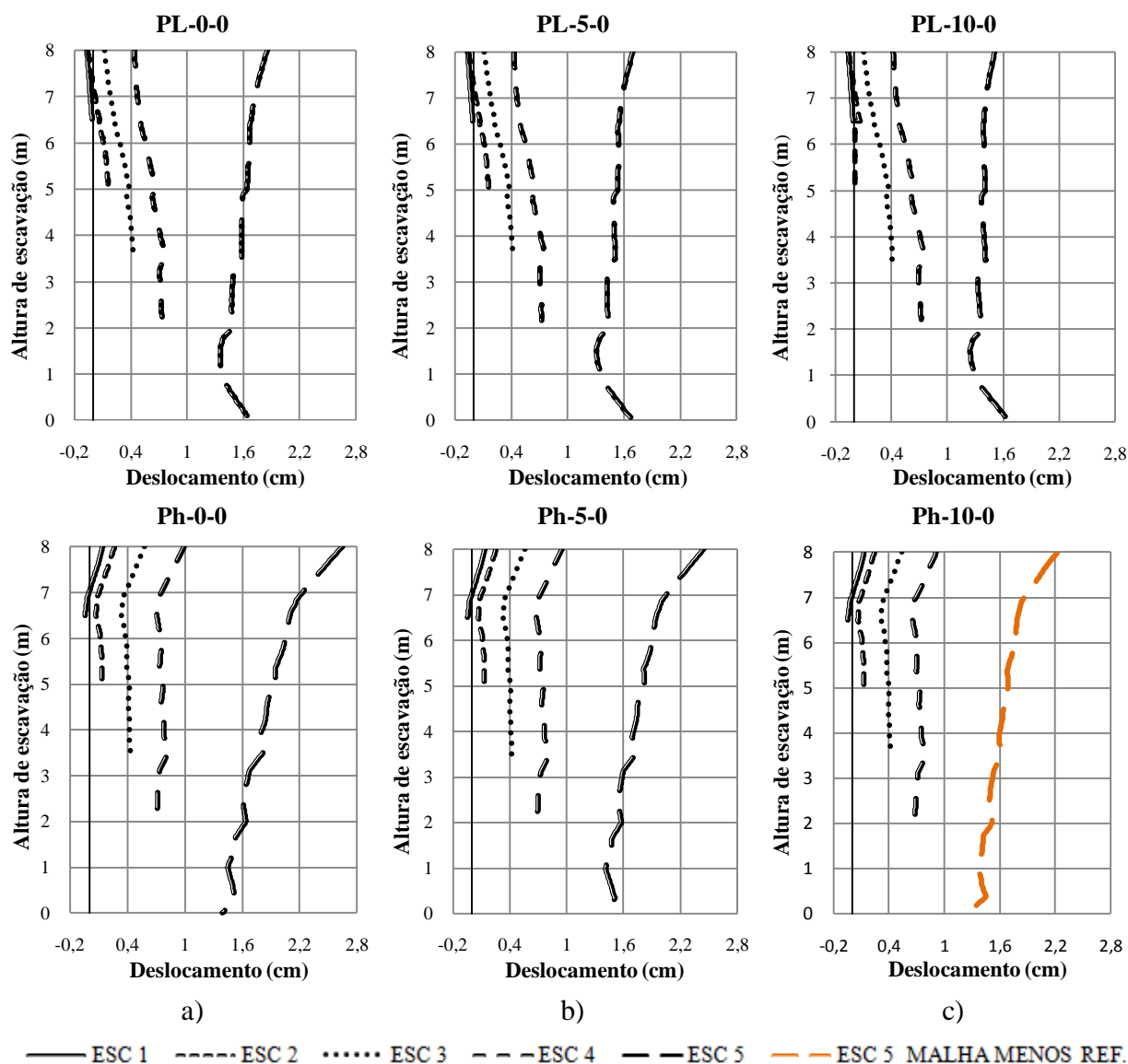


Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da altura de escavação com a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$

A execução deste tipo de estrutura processa-se através de uma abordagem de cima para baixo em que o alívio de tensões é superior nos primeiros níveis, o que vai fomentar o efeito de arco, que se traduz numa migração de cargas das zonas mais deformadas para as menos deformadas, que neste caso se verifica, erradamente, que são as bases de cada nível, nas primeiras fases construtivas. Observa-se uma inversão desta tendência no último nível, que possui um perfil de deformações mais consistente com o observado na realidade. Tal deve-se à existência de uma grande massa de solo a atuar sobre a face escavada, nesta fase, cujo impulso vai exercer uma ação sobre aquela, empurrando-a. No último metro de escavação

verifica-se também um acréscimo de deslocamento, comum à generalidade dos casos analisados no *PLAXIS* e que não está de acordo com o comportamento real.

Nos cálculos com dilatância, verificou-se uma tendência generalizada para o decréscimo dos deslocamentos na face, mais significativo no topo e apenas visível na última fase de escavação (ESC 5). As diferenças nos valores de deslocamentos nessa zona consistiram numa redução de 11,27% (19,08mm para 16,93mm) e de 20,81% (19,08mm para 15,11mm) respetivamente para $\Psi=5^\circ$ e $\Psi=10^\circ$, relativamente à análise PL-0-0. Este comportamento está de acordo com as forças mobilizadas nas pregagens até ao terceiro nível de reforço, em que estas decrescem ligeiramente com o aumento de Ψ , após o que, devido ao menor efeito da dilatância com a profundidade, uma vez que a tensão de confinamento aumenta, o que passa a controlar o comportamento dos reforços deverá ser essa tensão. Assim, a resposta do solo em torno da zona que tende a sofrer uma expansão de volume, aumenta, visto que quanto maior a tendência para a dilatação em condições confinadas, maiores serão as tensões nos elementos em torno da pregagem.

No *Phase2*, à semelhança do *PLAXIS*, com o aumento de Ψ existe a tendência para o decréscimo da magnitude dos deslocamentos, igualmente mais perceptível no topo da face na última etapa de escavação. Os valores sofrem uma redução de 7,56% (26,45mm para 24,45mm) quando Ψ passa de 0° a 5° . Fazendo a comparação para os 3 valores de Ψ , possível na quarta fase de escavação, a redução percentual dos deslocamentos foi de 4,32% (9,96mm para 9,53mm) e de 7,83% (9,96mm para 9,18mm), respetivamente para $\Psi=5^\circ$ e $\Psi=10^\circ$, mostrando uma vez mais a tendência de redução dos deslocamentos com o acréscimo do valor de Ψ .

Relativamente à análise Ph-10-0 não foi possível obter convergência, o que, considerando os resultados do *PLAXIS*, não teria explicação, visto estes mostrarem que supostamente a resistência é superior com o incremento de Ψ (menores deslocamentos). No entanto ao fazer o mesmo tipo de análise com uma malha menos refinada (com perfil cor de laranja na Figura 4.14), obteve-se a convergência, o que poderá significar que a malha mais refinada dificulta a convergência do cálculo. Por outro lado, essa análise permite também verificar a propensão para a redução dos deslocamentos com o aumento de Ψ . Na Figura 4.16, são também apresentadas as forças obtidas com base neste menor refinamento.

É importante referir que para se poder comparar os valores das forças no reforço em ambos os programas, há que considerar essas forças por metro linear de comprimento. Como o *Phase2* fornece forças por pregagem (nos elementos *Bolt*), dividiram-se os valores calculados pelo espaçamento considerado, ou seja, por 1,5m.

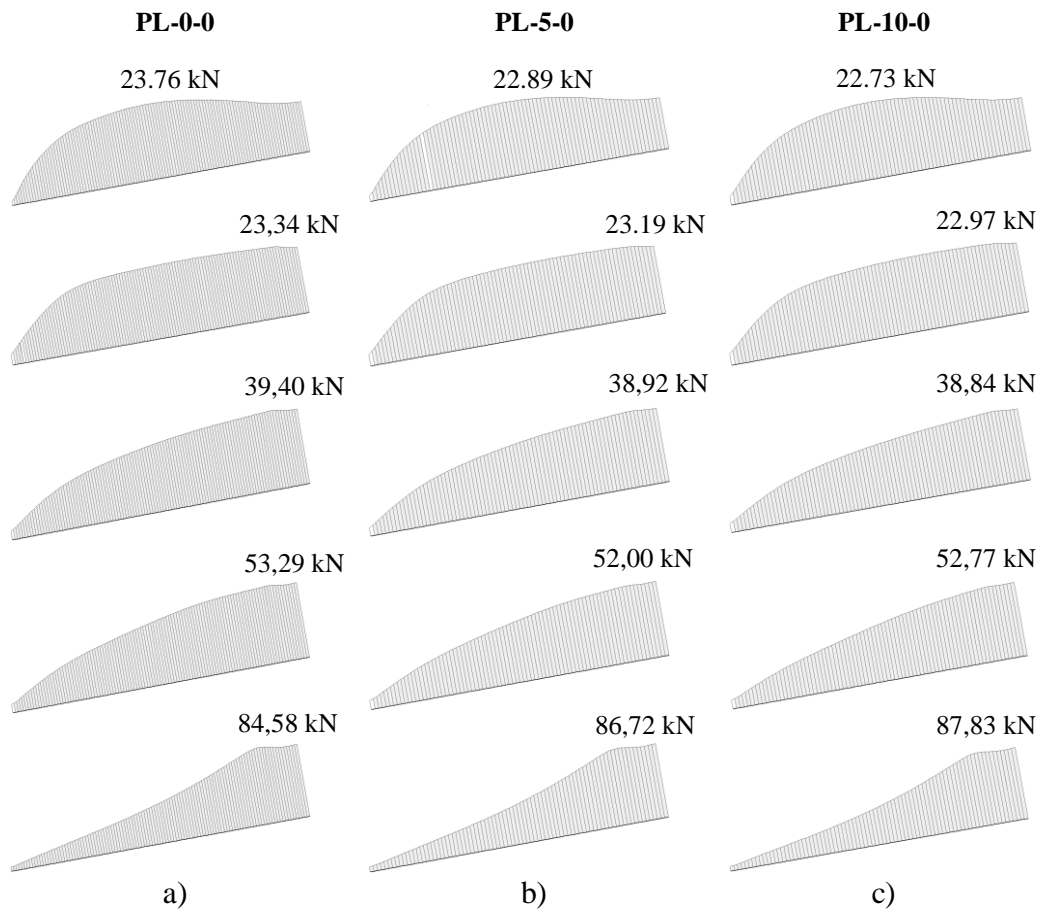


Figura 4.15 – Forças axiais máximas mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação no *PLAXIS*, para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$

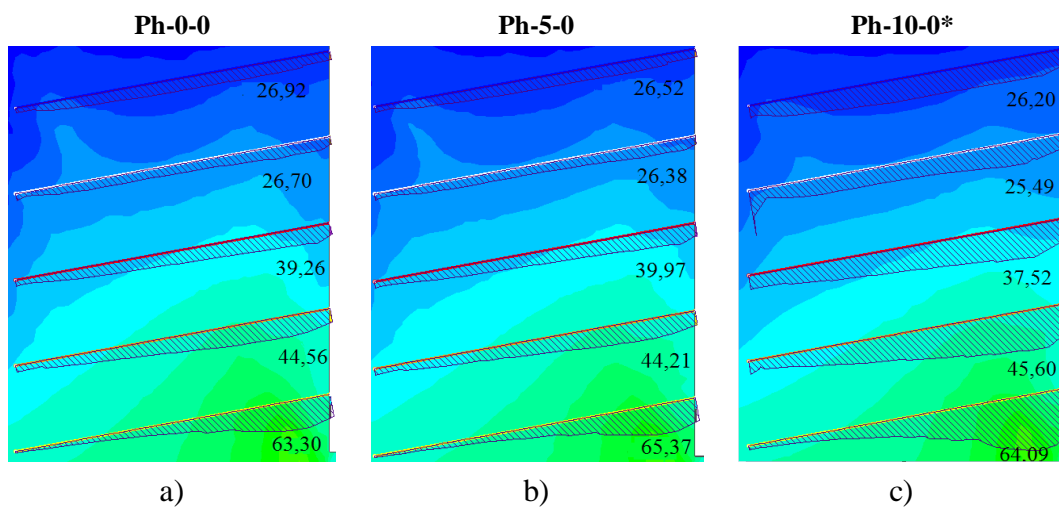


Figura 4.16 – Forças axiais máximas (kN/m) mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação no *Phase2*, para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$ (* malha menos refinada)

Com base nos diagramas de esforço axial referentes às análises no *PLAXIS*, verifica-se que o seu valor máximo tende a crescer em profundidade e é semelhante em cada pregagem para os três casos, observando-se igualmente a mesma semelhança relativamente à sua forma de evolução ao longo do comprimento. O facto de as forças nas pregagens crescerem em profundidade deve-se às maiores tensões de confinamento, que provocam o acréscimo da tensão tangencial e conseqüentemente das forças axiais mobilizadas. Seria de esperar que o efeito da dilatação resultasse em forças superiores, principalmente nas pregagens mais superficiais. No entanto os deslocamentos decrescem com o aumento de Ψ , pelo que a tensão tangencial na interface também. Ou seja, para uma força inferior os deslocamentos conseguem ser reduzidos, denotando-se aqui um efeito benéfico resultante do incremento de Ψ . No último nível de pregagem, havendo um deslocamento semelhante para todas as análises, já se nota um aumento da resistência. Também neste nível, junto à zona de ligação, nota-se um ligeiro patamar no diagrama, que se poderá dever ao facto do solo acompanhar o movimento da parede.

No *Phase2* os valores das forças nas pregagens (por metro linear) são globalmente menores e os deslocamentos maiores do que no *PLAXIS*, o que se poderá atribuir ao facto de neste último programa não se ter procedido à fatorização do ângulo de atrito. Desta forma no *PLAXIS* considera-se uma superfície de interface bastante maior, o que leva a menores deformações na face. O comportamento quanto à mobilização de forças, condiz com o já observado no *PLAXIS*, isto é, existe uma ligeira tendência para o decréscimo nas pregagens superiores com o aumento de Ψ , que inverte aproximadamente a partir dos 4m de profundidade (terceiro nível de reforço).

Mediante os valores apresentados no Quadro 4.9 para o caso com $\Psi=0^\circ$, conclui-se que não é possível, tanto no *Phase2* como no *PLAXIS*, a apresentação de uma forma para a superfície de rotura, tal como habitualmente idealizada nos métodos de equilíbrio limite, já que a distância do ponto de máximo esforço axial à extremidade interior da pregagem, não tem um crescimento contínuo em profundidade.

Quadro 4.9 – Distância do ponto de máxima força axial até à extremidade interior da pregagem, para as análises PL-0-0 e Ph-0-0

| Reforço | Distância (m) | |
|---------|---------------|--------|
| | PL-0-0 | Ph-0-0 |
| 1 | 2,75 | 4,17 |
| 2 | 3,59 | 4,57 |
| 3 | 5,01 | 5,30 |
| 4 | 4,96 | 4,54 |
| 5 | 4,81 | 5,15 |

4.4.3 Efeito da atuação de sobrecarga com e sem dilatância

Nas Figuras 4.17 e 4.18 apresenta-se o efeito da consideração da dilatância em conjunto com a atuação de uma sobrecarga, Q_k , de 10kN/m. De ressaltar que não foi feita uma apresentação dos diagramas de esforço axial nas pregagens para as análises PL-0-10, Ph-0-10, Ph-5-10 e Ph-10-10, visto não ter sido atingida a convergência no último nível de escavação.

A característica mais distintiva na Figura 4.17, como se poderá ver, reside no aumento significativo dos deslocamentos nos casos com $Q_k=10\text{kN/m}$. Este é bem notório logo a partir da segunda fase de escavação (ESC 2), nos dois programas, devendo-se principalmente à atuação da sobrecarga sobre o maciço escavado, que constitui assim, para além do peso próprio do solo, mais uma ação a atuar sobre a parede de betão projetado, aumentando assim o impulso sobre esta e naturalmente os deslocamentos.

No *PLAXIS*, relativamente aos deslocamentos finais verificados no topo da face na última fase, ocorreu um aumento de 20,49% no cálculo PL-5-10 (19,08mm para 22,99mm) e de 11,16% no cálculo PL-10-10 (19,08mm para 21,21mm) relativamente ao caso com $\Psi=0^\circ$ e $Q_k=10\text{kN/m}$. Comparando o comportamento da escavação relativamente às análises PL-5-0 e PL-10-0, os deslocamentos ocorridos foram muito superiores, com diferenças de 35,79% (16,93mm para 22,99mm) quando $\Psi=5^\circ$ e de 40,37% (15,11mm para 21,21mm) quando $\Psi=10^\circ$. Conclui-se, assim, que a sobrecarga com este valor tem uma influência bem mais significativa sobre o aumento de deformações do que a diminuição que resulta da consideração da dilatância do solo.

Relativamente ao *Phase2*, até onde se conseguiu apurar (nível de escavação 4 – ESC 4), com o aumento de Q_k houve um acréscimo natural na magnitude dos deslocamentos. Este aumento traduziu-se em diferenças de 24,90% (9,96mm para 12,44mm), 18,88% (9,96mm para 11,84mm) e de 14,16% (9,96mm para 11,37mm), respetivamente para os casos Ph-0-10, Ph-5-10 e Ph-10-10 em relação ao caso Ph-0-0. Comparando igualmente com as situações Ph-5-0 e Ph10-0, o aumento percentual de deslocamentos consistiu em 24,24% (9,53mm para 11,84mm) e 16,26% (9,78mm para 11,37mm) respetivamente para os casos com $\Psi=5^\circ$ e $\Psi=10^\circ$ e Q_k . Estes valores permitem concluir, uma vez mais, que o acréscimo na magnitude dos deslocamentos, resultante da aplicação de $Q_k=10\text{kN/m}$, se sobrepõe à tendência de diminuição daqueles com o aumento do valor de Ψ .

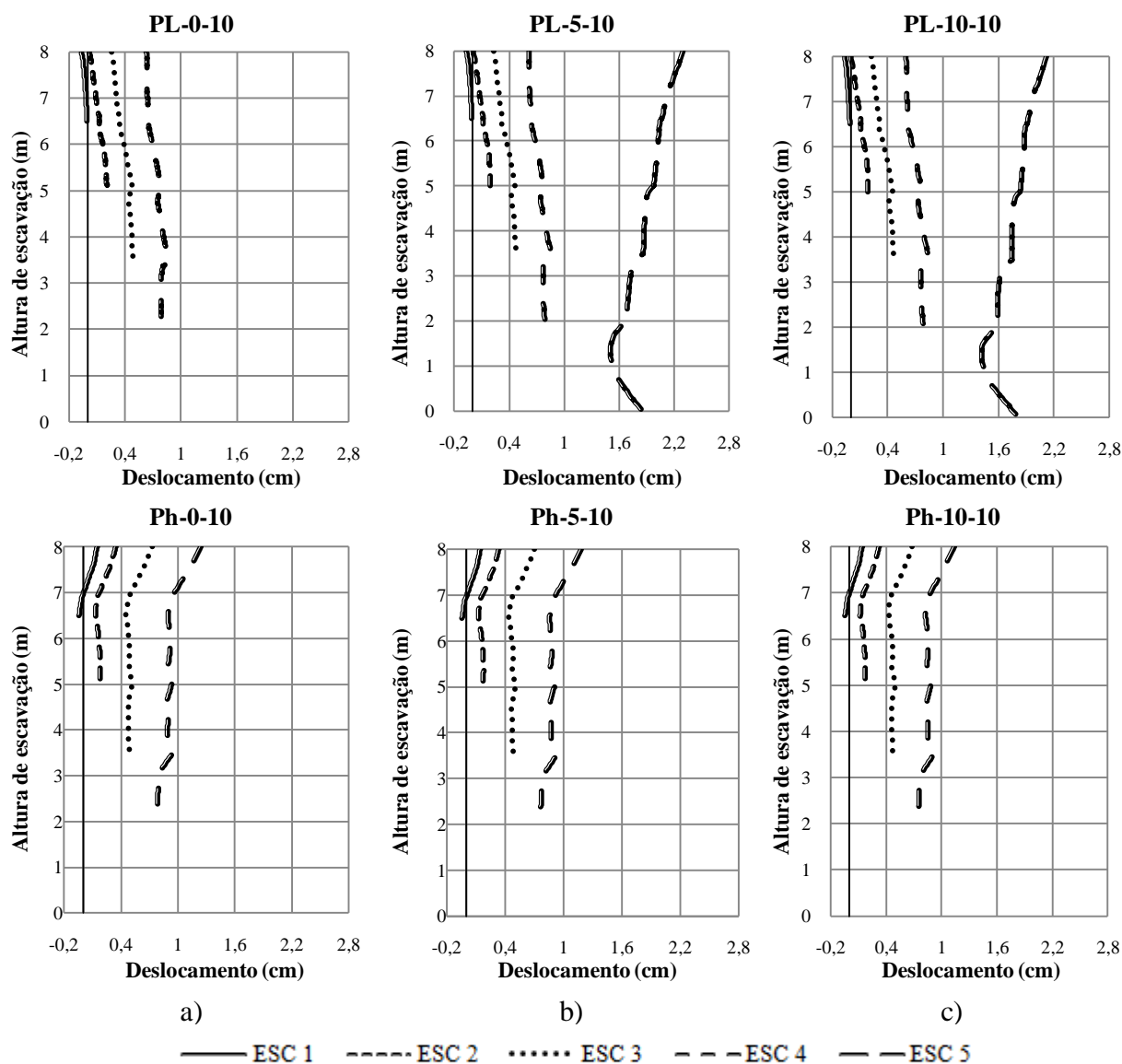


Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da altura de escavação para: a) $\Psi=0^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$

A circunstância dos deslocamentos sofrerem um acréscimo, como consequência da aplicação de sobrecarga, originou um incremento na mobilização de atrito na interface entre solo e pregagem e bem assim de tensões tangenciais de corte, como resposta dos reforços ao movimento do solo. Este facto conduziu a um aumento das forças axiais nas pregagens relativo às situações com Q_k , como se pode confirmar pela observação da Figura 4.18 relativa ao *PLAXIS*. A evolução em profundidade é semelhante ao caso sem Q_k , com uma tendência para as forças serem ligeiramente superiores nos primeiros metros de escavação com um menor valor de Ψ , invertendo-se a tendência a partir dos 4m de profundidade.

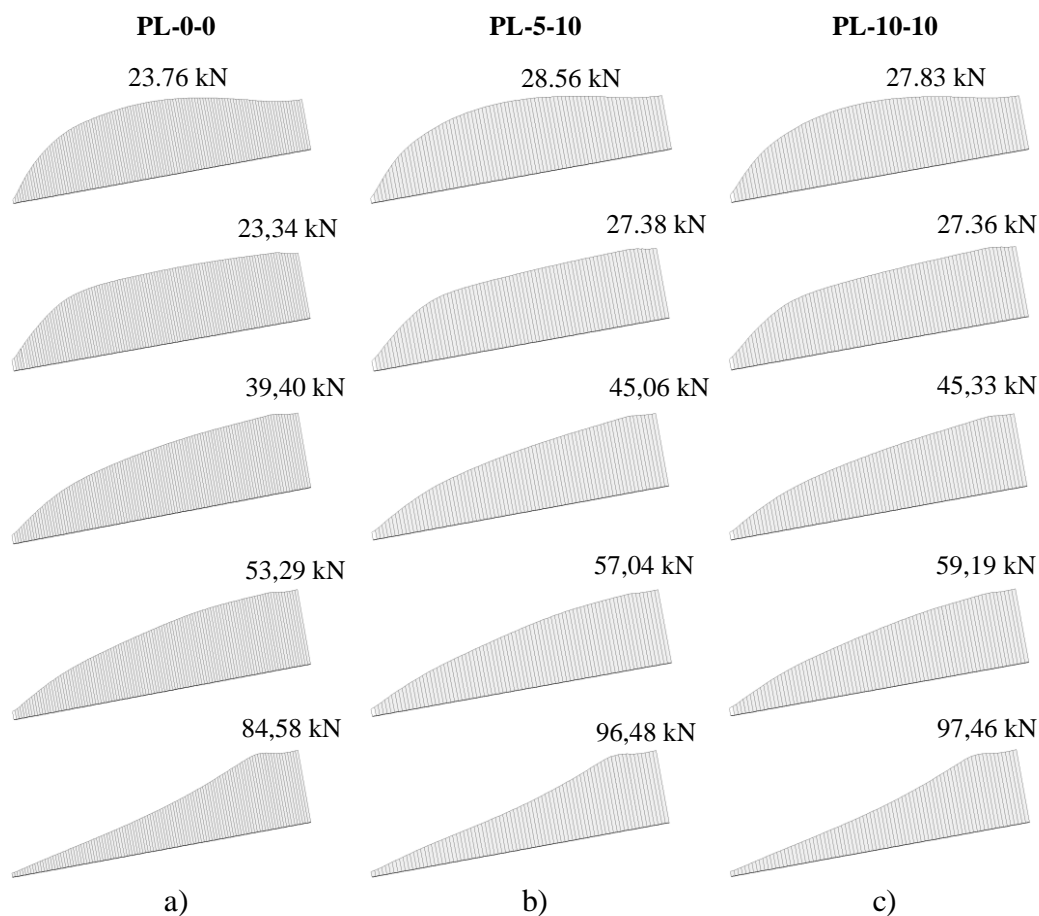


Figura 4.18 – Forças axiais máximas mobilizadas nas pregagens no último nível de escavação para: a) $\Psi=0^\circ, Q_k=0$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$

4.5 Análises paramétricas 3D

Tendo em conta que os elementos de reforço numa escavação suportada por pregagens são lineares, uma modelação numérica mais realista deste tipo de solução exige a utilização de modelos 3D, que envolvem maior complexidade e capacidade computacional. Por isso no estudo numérico destas obras se opta muitas vezes pela utilização de modelos 2D, para os quais se usam tipos de análise que tentam simular a profundidade contra o plano, como o estado plano de deformação. Estes, por constituírem aproximações do comportamento 3D, fornecem à partida soluções menos rigorosas. Esta secção centra-se, assim, na componente tridimensional do estudo paramétrico efetuado, tendo por alicerce uma modelação baseada nos modelos 2D usados na Secção 4.4. Fez-se uso do programa de cálculo numérico *RS3*, que se pode considerar a versão 3D do *Phase2*, também desenvolvido pela *Rocscience*.

4.5.1 Modelação 3D

As características do solo foram modeladas à semelhança dos programas 2D, enquanto a face e as pregagens foram simuladas com os mesmos elementos usados no *Phase2*. Tendo em conta os resultados do estudo preliminar, desenvolvido na Secção 4.3.4, foi usado um modelo de maiores dimensões com diversas fiadas de pregagens verticais. A geometria da secção transversal estudada é a mesma da usada nos programas bidimensionais (Figura 4.11). Quanto à dimensão longitudinal do modelo, caracteriza-se por um comprimento total de 13,5m, em que os reforços estão dispostos entre si separados de 1,5m, sendo a distância de cada pregagem extrema à respetiva extremidade do modelo, de 0,75m, como evidencia a Figura 4.7.

Relativamente à malha de elementos finitos, havendo a possibilidade de opção entre elementos tetraédricos de 4 ou 10 nós, a escolha recaiu sobre a segunda, tendo a malha sido gerada de forma automática. As condições de fronteira consistiram na restrição de deslocamentos segundo as direções x e y nas faces frontal e posterior, y nas faces laterais e segundo todas as direções na base do modelo, para desta forma permitir a ocorrência de deformações verticais (eixo z) e horizontais (eixo x), tal como aconteceu nas análises 2D. A Figura 4.19 mostra uma perspetiva do modelo 3D e respetiva malha.

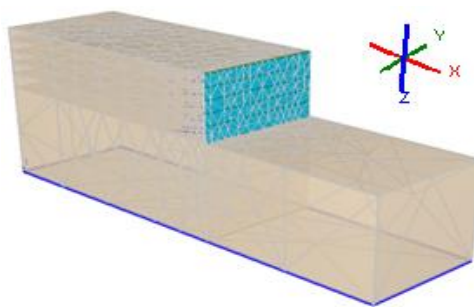


Figura 4.19 – Malha de elementos finitos usada no *RS3*

A análise paramétrica 3D consistiu, uma vez mais, no estudo dos efeitos da variação de Ψ e Q_k sobre os deslocamentos na cabeça e das forças nas pregagens. As análises são designadas por *RS3- Ψ - Q_k* , consoante os valores atribuídos ao ângulo de dilatância e à sobrecarga, tal como nas análises paramétricas 2D. Os valores retirados reportam-se ao alinhamento vertical da pregagem central do modelo.

Quanto à evolução das forças ao longo das pregagens, na Figura 4.20 apresenta-se o diagrama de esforço axial mobilizado nas pregagens para o caso *RS3-0-0*. Estas forças afastam-se

bastante do esperado e do que foi observado nos programas 2D, visto o seu perfil apresentar oscilações sem significado aparente. Os diagramas correspondentes às restantes análises não são apresentados, pelo facto de apresentarem uma forma muito semelhante ao do caso acima citado.

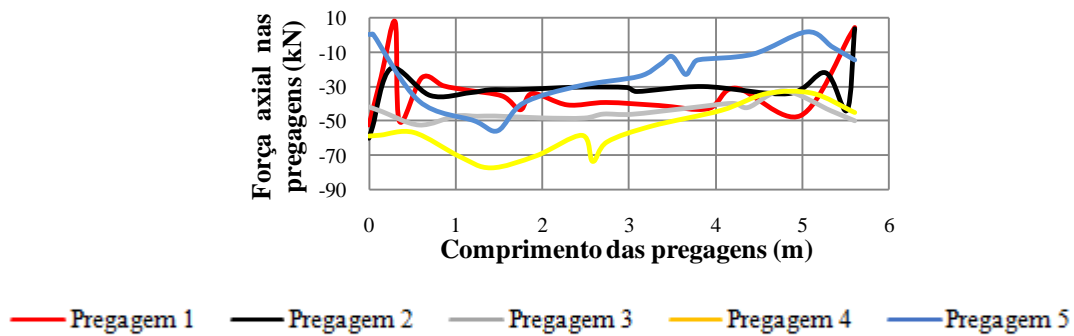


Figura 4.20 – Diagrama de esforço axial no caso com $\Psi=0$ e $Q_k=0$

4.5.2 Efeito da variação do ângulo de dilatância

Os deslocamentos proporcionados pela análise numérica com o RS3 relativa à variação de Ψ , são expostos na Figura 4.21.

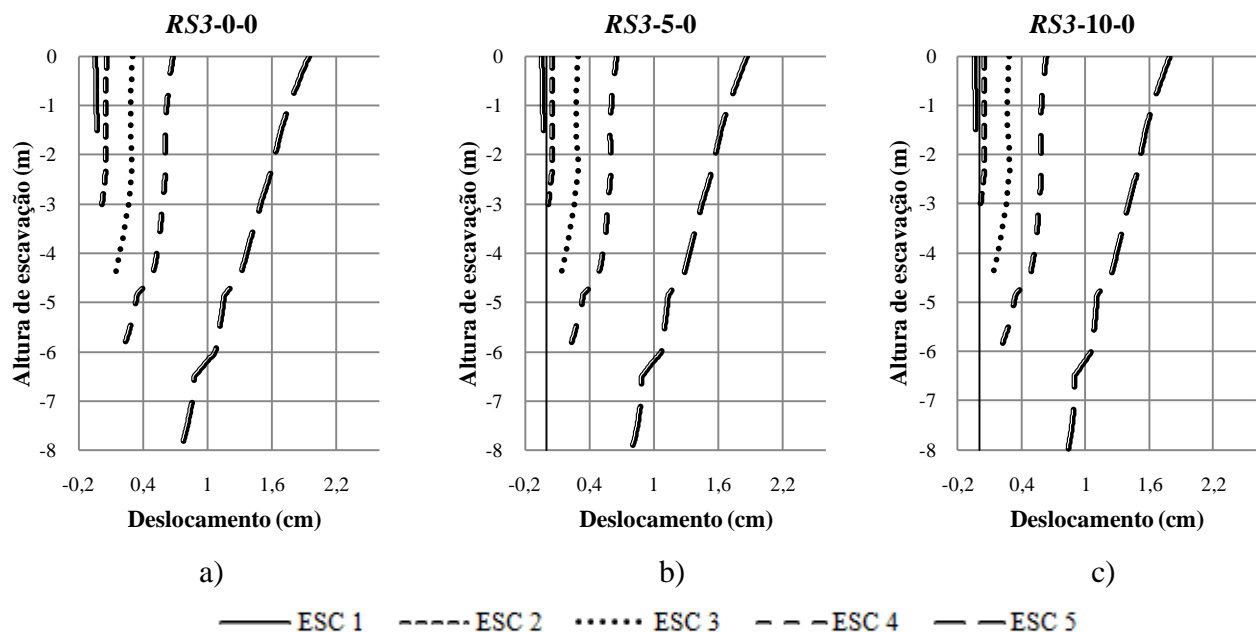


Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da escavação para: a) $\Psi=0$, b) $\Psi=5^\circ$, c) $\Psi=10^\circ$

A evolução de deslocamentos ao longo da face é mais perceptível nos últimos três níveis de escavação e mostra que os maiores valores ocorrem no topo, sendo o seu desenvolvimento aproximadamente decrescente em profundidade, de acordo com o previsto. Uma vez mais, o incremento de dilatância tem como consequência o decréscimo dos deslocamentos no topo, neste caso muito ligeiro. Estes resultados demonstram que este parâmetro tem pouca influência nas análises 3D.

Neste caso, a variação percentual de deslocamentos consiste numa redução em relação a $\Psi=0^\circ$ de 3,96% (19,45mm para 18,68mm) e de 7,76% (19,45mm para 17,94mm), respetivamente com $\Psi=5^\circ$ e $\Psi=10^\circ$. Comparativamente com as análises 2D são variações bastante inferiores, especialmente em relação ao *PLAXIS*, demonstrando uma vez mais a pouca importância da variação do ângulo de dilatância no caso 3D.

Ainda em relação aos resultados dos programas 2D, o *RS3* dá valores inferiores ao *Phase2* apesar de ter sido usado o mesmo tipo de elemento na modelação do reforço (elementos do tipo *Bolt*). Este comportamento poderá dever-se ao facto do número de pregagens em 3D ser superior e consequentemente a rigidez, aliado à circunstância de se considerar a interação 3D do solo em torno da pregagem ao contrário dos modelos 2D, em que a interação ocorre apenas nas faces superior e inferior do reforço. Já os valores de deslocamentos obtidos no *PLAXIS*, são inferiores em relação ao *RS3*, o que estará relacionado com o facto de no primeiro ser usada uma placa na simulação da pregagem, sendo assim o atrito na interface 2D superior ao da 3D.

Foram igualmente comparados os deslocamentos da Figura 4.21 com aqueles existentes na secção de simetria entre pregagens, tendo sido as diferenças entre uns e outros, mínimas. No entanto notou-se uma tendência esperada, ou seja, deslocamentos maiores na zona entre pregagens, cujas percentagens se traduziram, da zona de ligação para a zona entre reforços, respetivamente em 0,51% (19,45mm para 19,55mm - $\Psi=0^\circ$), 0,48% (18,68mm para 18,77mm - $\Psi=5^\circ$) e 0,56% (17,94mm para 18,04mm - $\Psi=10^\circ$).

4.5.3 Efeito da atuação de sobrecarga com e sem dilatância

A seguir, na Figura 4.22, apresentam-se os deslocamentos obtidos, resultantes da aplicação da sobrecarga, com valor de 10kN/m. Neste estudo, não foi possível a convergência nas três situações, para além de se verificar o problema atrás exposto com as forças mobilizadas nas pregagens.

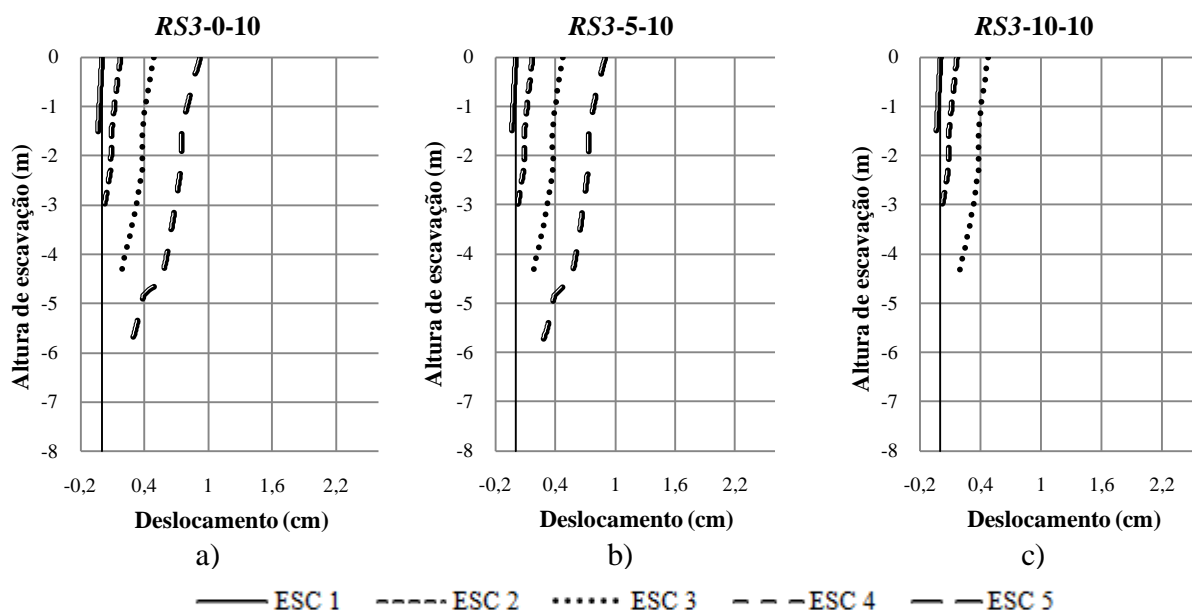


Figura 4.22 – Deslocamentos horizontais máximos na face ao longo da escavação para: a) $\Psi=0, Q_k=10\text{kN/m}$, b) $\Psi=5^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$, c) $\Psi=10^\circ, Q_k=10\text{kN/m}$

Como se pode observar pela figura anterior, a convergência não foi atingida para as análises *RS3-0-10* e *RS3-5-10*, na fase 5, enquanto a análise com $\Psi=10^\circ$ e Q_k só atinge o terceiro nível de escavação. Relativamente ao caso 2D, estas análises mostram uma vez mais que os deslocamentos adquirem valores inferiores aos do *Phase2* e superiores aos do *PLAXIS*, como consequência das diferenças de interação 2D e 3D, tal como referido atrás.

Verifica-se igualmente uma tendência para os deslocamentos resultantes da atuação de sobrecarga serem superiores relativamente aos casos em que esta não é considerada, tal como para o seu valor decrescer com o aumento de Ψ , apesar destas diferenças serem muito ligeiras. A comparação para estas três análises, possível no terceiro nível (para deslocamentos muito baixos), mostrou que o aumento percentual de deslocamentos se cifrou, para $\Psi=0^\circ$, nos 61,18% (3,04mm para 4,90mm), para $\Psi=5^\circ$ nos 55,59% (3,04mm para 4,73mm) e para $\Psi=10^\circ$ nos 57,89% (3,04mm para 4,80mm), respetivamente dos cálculos com $Q_k=0$ para $Q_k=10\text{kN/m}$.

Uma vez mais, até onde foi possível apurar (quarta e terceira fases de escavação), verificou-se o mesmo comportamento relativamente aos deslocamentos da cabeça das pregagens para o espaço entre estas, tendo sido as diferenças de 0,54% (9,27mm para 9,32mm - $\Psi=0^\circ$), 0,56% (9mm para 9,05mm - $\Psi=5^\circ$) e 1,25% (4,8mm para 4,86mm $\Psi=10^\circ$). Estes consistem portanto em valores quase residuais.

5 COMPARAÇÃO ENTRE MODELAÇÃO 2D E 3D

5.1 Introdução

O presente capítulo centra-se no confronto, não só da qualidade da previsão proporcionada por cada um dos programas de cálculo empregues nas análises paramétricas levadas a cabo no capítulo 4, mas sobretudo nas diferenças provenientes entre a consideração de cálculos realizados em estado plano de deformação ou assumindo a componente 3D da modelação.

5.2 Comparação do desempenho dos programas utilizados

De forma a comparar o desempenho dos três programas usados, os Quadros 5.1 e 5.2 mostram as diferenças de modelação e capacidade de cálculo respeitantes a cada um.

Quadro 5.1 – Malha de elementos finitos relativa a cada programa

| | Análise 2D - <i>PLAXIS</i> | Análise 2D - <i>Phase2</i> | Análise 3D - <i>RS3</i> |
|---------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| Tipo de elementos | Triangulares de 15 nós | Triangulares de 6 nós | Quadrangulares de 10 nós |
| Número de elementos | 3432 | 2438 | 5053 |
| Número de nós | 28732 | 5017 | 7556 |

Quadro 5.2 - Tempos de cálculo e convergência nas cinco fases de escavação

| | Caso | Análise 2D - <i>PLAXIS</i> | Análise 2D - <i>Phase2</i> | Análise 3D - <i>RS3</i> |
|----------------------|------|----------------------------|----------------------------|-------------------------|
| Tempo de cálculo (s) | 1 | 360 | 100,8 | 37,04 |
| | 2 | 846 | 274,8 | 44,82 |
| | 3 | 859,2 | 76,2 | 45,3 |
| | 4 | 1227,6 | 108 | 157,198 |
| | 5 | 726,6 | 90 | 168,516 |
| | 6 | 684 | 115,2 | 1232,92 |
| Convergência (%) | 1 | 100% | 100% | 100% |
| | 2 | 100% | 100% | 100% |
| | 3 | 100% | Fase 5 - 75% completo | 100% |
| | 4 | Fase 5 incompleta | Fase 5 - 58,3% completo | Fase 5 - 0% completo |
| | 5 | 100% | Fase 5 - 58,3% completo | Fase 5 - 12,5% completo |
| | 6 | 100% | Fase 5 - 54,5% completo | Fase 4 - 37,5% completo |

O *RS3*, precisamente pela introdução da componente 3D, não apresenta apenas uma malha relativa ao plano, mas ao espaço, pelo que naturalmente o seu número de elementos é superior. No entanto, comparativamente com o *PLAXIS*, exhibe um número de nós muito inferior, que decorre do número máximo permitido por este último ser superior. O *Phase2*, por apresentar o menor número de nós por elemento e o menor número de elementos, é o programa que apresenta uma malha constituída pelo menor número de nós.

Atendendo ao Quadro 5.2, torna-se óbvio que o programa 3D possibilitou maior economia de tempo de cálculo relativamente aos restantes, nos casos em que houve convergência. Esta evidência refuta os relatos de grande parte da bibliografia, indicando assim que, atualmente, os programas de cálculo numérico 3D já atingiram um tal estágio de desenvolvimento que permitem uma exigência muito inferior em termos de requisitos computacionais. Relativamente à execução do cálculo, o *PLAXIS* permite a conclusão da quase totalidade, à exceção da análise PL-0-10. Quanto ao *RS3*, não atinge a convergência em todos os casos com sobrecarga, tal como o *Phase2*, que para além destes não teve capacidade para executar a totalidade do faseamento na análise Ph-10-0. Nestas condições foram finalizadas 83%, 33% e 50% de todos as análises, respetivamente no *PLAXIS*, *Phase2* e *RS3*.

5.3 Comparação dos resultados obtidos

Os resultados das análises apresentadas na secção anterior não estão intimamente ligados com a qualidade das previsões fornecidas, como se viu anteriormente no Capítulo 4. Por exemplo, o tipo de deformação da face está mais próximo do esperado no *Phase2* e *RS3* (ver por exemplo os deslocamentos relativos ao caso com $\Psi=0$ e $Q_k=0$ nas Figuras 4.14 e 4.21, para efeito de comparação), enquanto, em termos de forças nas pregagens, os dois programas 2D fornecem resultados incomparavelmente melhores. Assim, para além do rendimento relativamente ao cálculo, torna-se também essencial fazer um apanhado para cada programa, do comportamento da face e pregagens ao longo das diversas fases de escavação, que, em virtude do referido anteriormente relativamente às forças, não vai ser possível efetuar na totalidade no caso do *RS3*.

De seguida, na Figura 5.1, apresenta-se o rácio entre os deslocamentos horizontais na última fase de escavação ao nível das pregagens, d , e a profundidade de escavação de cada nível correspondente, H , para cada um dos programas, nos casos com $\Psi=0$ e $\Psi=5^\circ$ e em que $Q_k=0$, visto terem sido os únicos a verificar a execução da totalidade dos cálculos simultaneamente em todos os programas. No correspondente diagrama, assumiu-se a superfície do terreno com a cota 0m e os níveis de pregagem contados a partir da superfície até ao fundo da escavação. Na Figura 5.2, representa-se para os mesmos casos, a deformada ao longo da face na última fase de escavação.

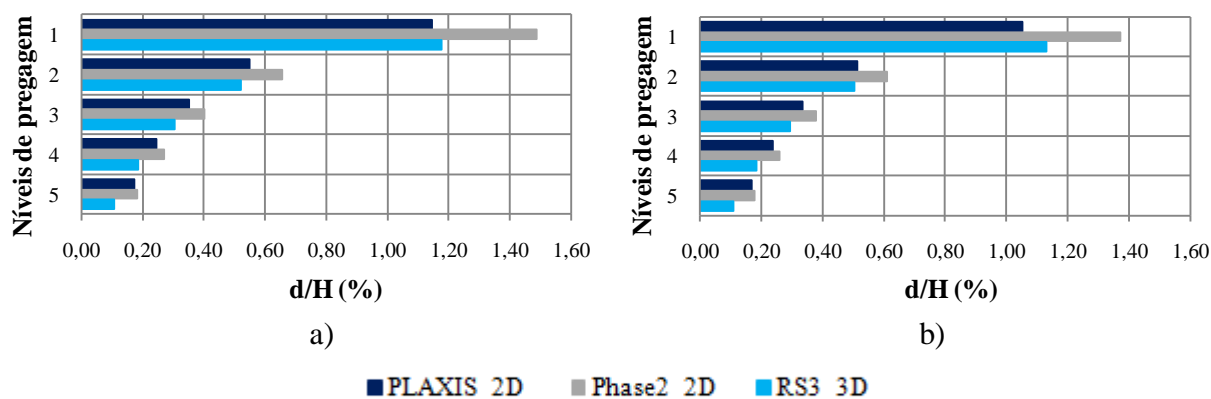


Figura 5.1 – Razão d/H (%) na última etapa de escavação: a) $\Psi=0, Q_k=0$; b) $\Psi=5^\circ, Q_k=0$

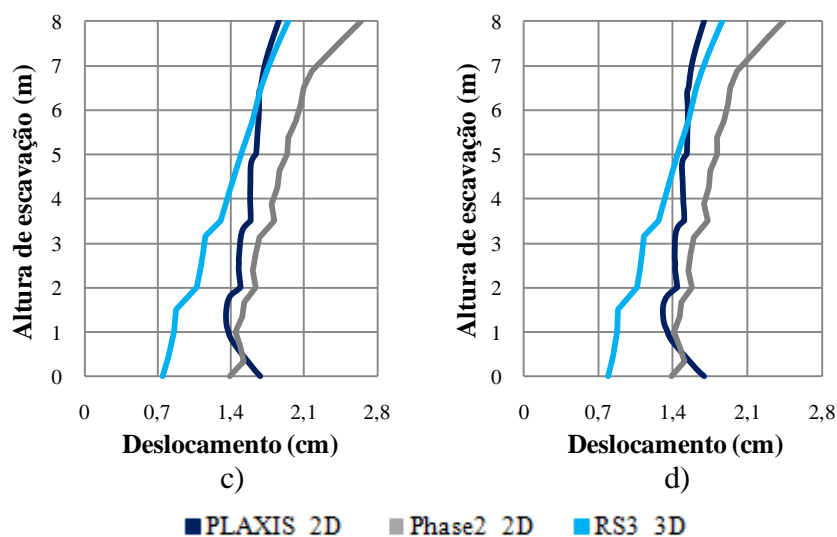


Figura 5.2 – Deslocamentos na face na última etapa de escavação: a) $\Psi=0, Q_k=0$; b) $\Psi=5^\circ, Q_k=0$

Como se pode ver pela Figura 5.1, a tendência parece consistir numa maior proximidade das previsões do *PLAXIS* em relação ao comportamento 3D, principalmente nos deslocamentos no topo, apesar de nos últimos níveis de pregagem ambos os programas 2D proporcionarem previsões mais próximas entre si. Desta forma, o facto de se terem utilizado elementos do tipo *Bolt* no *Phase2*, em contraponto com a placa com rigidez axial fatorizada no *PLAXIS*, não permitiu uma melhor aproximação das deformações 3D, especialmente no topo da face. Outro aspeto a retirar da mesma figura prende-se com o facto de, em quase todos os níveis à exceção do primeiro, existir uma previsão conservativa relativamente às deformações 3D, com o *PLAXIS* a ser o programa 2D que fornece valores inferiores. Quanto à configuração do perfil de deslocamentos, os resultados do *RS3* demonstram uma evolução em altura próxima do esperado. Apesar de o *PLAXIS* ter valores mais próximos do *RS3*, a deformada na face

apresenta uma configuração pouco realista, sendo neste aspeto mais realista a obtida pelo *Phase2*.

Neste capítulo é igualmente relevante uma comparação na evolução das forças axiais mobilizadas nas pregagens ao longo do decurso das várias etapas de escavação o que, como já se referiu, só é possível relativamente aos programas 2D. Neste sentido, o Quadro 5.3 exhibe a força máxima mobilizada nos reforços, em cada fase de execução, ao longo do seu comprimento e a força na zona de ligação daqueles com a face, para o caso com $\Psi=5^\circ$.

Quadro 5.3 – Forças máximas nas pregagens ao longo do seu comprimento e na zona de ligação à face para $\Psi=5^\circ$

| | | Força máxima no comprimento/Força na ligação à face | | | | | |
|----------------------|---|---|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | | Pregagem | Fase 1 | Fase 2 | Fase 3 | Fase 4 | Fase 5 |
| <i>PLAXIS</i> (kN) | 1 | 5,47/5,47 | 11,96/11,46 | 13,01/12,61 | 17,08/14,24 | 22,89/15,95 | |
| | 2 | - | 11,88/11,81 | 22,71/22,58 | 21,64/21,13 | 23,19/21,34 | |
| | 3 | - | - | 24,17/24,17 | 38,59/38,57 | 38,92/37,87 | |
| | 4 | - | - | - | 40,38/40,38 | 52,00/51,37 | |
| | 5 | - | - | - | - | 86,72/84,25 | |
| <i>Phase2</i> (kN/m) | 1 | 3,34/1,95 | 13,91/9,52 | 20,81/14,61 | 24,03/17,16 | 26,92/19,09 | |
| | 2 | - | 11,43/4,10 | 18,10/9,96 | 23,19/14,47 | 26,71/15,82 | |
| | 3 | - | - | 24,59/13,60 | 33,97/22,27 | 39,26/25,67 | |
| | 4 | - | - | - | 24,42/17,99 | 44,56/30,15 | |
| | 5 | - | - | - | - | 63,31/47,97 | |

A apresentação dos dois conjuntos de valores prende-se com o facto de ser igualmente importante o conhecimento da força axial máxima no comprimento de amarração e do valor na ligação com a face. Ou seja, por um lado as forças axiais máximas surgem geralmente nas proximidades da linha que define a potencial superfície de deslizamento do maciço, como referido na Secção 2.6. Por outro é importante ter em atenção a rigidez na ligação à face, visto que quanto maior for o seu valor e o dos deslocamentos, maior será a força mobilizada na pregagem e desta forma a resistência. Face ao exposto, conclui-se que na grande maioria dos casos há uma evolução crescente de forças com o desenvolvimento da escavação, sendo as diferenças nos restantes, mínimas. Este comportamento está de acordo com os deslocamentos ocorridos na face, que na sua generalidade aumentam com o decorrer da escavação. Os valores fornecidos por ambos os programas diferem entre si especialmente na face, sendo geralmente inferiores no *Phase2*, o que poderá estar relacionado com o facto de no *PLAXIS* a superfície da interface ser muito superior.

6 CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÃO FUTURA

Com este trabalho procurou-se estudar um tipo de reforço de solos particular, as pregagens, e a sua aplicação em escavações superficiais, recorrendo inicialmente à sua contextualização bem como dos métodos mais utilizados na sua análise. Foi igualmente apresentado um caso de estudo, como mote para o posterior estudo numérico 2D e 3D. Este foi feito recorrendo a programas de cálculo numérico, baseados no MEF.

Assim, compreendeu-se que uma pregagem é constituída por todo um conjunto de elementos que lhe conferem não só rigidez mas também a necessária conexão ao solo e à parede, que a execução deste tipo de reforço não se reveste de grande complexidade, pode ser aplicado em diversas condições de maciços, quer terrosos ou rochosos, exibem vantagens relativamente a outros métodos de suporte e englobam vários mecanismos de mobilização de resistência.

Relativamente aos últimos, destacam-se: a interação na interface entre solo e pregagem através das tensões tangenciais aí desenvolvidas, resultantes da mobilização de resistência ao corte ao longo do seu comprimento e que por conseguinte, originam esforço axial de tração nos reforços; também a mobilização de esforços de flexão e corte como consequência da pressão exercida pelo solo sobre o reforço e por último a interação entre a cabeça da pregagem e o revestimento, que gera um efeito de confinamento do solo na região imediatamente atrás do paramento.

Existem diversos métodos de análise da técnica de solo pregado, nomeadamente os métodos de equilíbrio limite e os métodos numéricos avançados. Os últimos, apesar de fornecerem soluções aproximadas, caracterizam-se por permitir maior facilidade e flexibilidade na simulação de sistemas mais complexos e de maciços heterogéneos, assim como introduzir modelos de comportamento para os solos. Estes métodos têm ainda a vantagem de fornecer estimativas para os deslocamentos da estrutura de suporte.

Para a realização de análises numéricas, fez-se uso dos programas *PLAXIS* e *Phase2* no caso 2D e do *RS3* na execução de cálculos 3D. Inicialmente foi efetuado um estudo preliminar, para o qual se fez uso do *Phase2* e do *RS3*. Neste âmbito, procedeu-se a um estudo da fatorização de algumas propriedades relativas aos reforços e interface, a partir do qual foram avaliados os respetivos efeitos sobre o comportamento na face e nas pregagens, através do uso de vários modos de modelação daquelas. Foi igualmente realizada uma simulação de arranque

2D e um estudo entre dois modos distintos de modelação 3D. Neste estudo preparatório foram efetuados cálculos elásticos e elasto-plásticos.

A fatorização incidu sobre a rigidez axial da pregagem e as propriedades da interface entre solo e reforço – coesão e ângulo de atrito – com vista a compensar o elevado aumento de área em contacto com o solo, decorrente da consideração de uma placa contínua equivalente, usada na simulação da referida pregagem.

Na simulação do arranque efetuada para diversos valores do espaçamento longitudinal, as análises elásticas sem n_F evidenciam o comportamento resultante da aplicação de forças inferiores com o aumento do espaçamento, ou seja, deslocamentos decrescentes. Este comportamento não é evidenciado nas correspondentes análises plásticas. Nas análises sem o referido fator, observa-se igualmente que os deslocamentos são superiores no elemento que simula a placa. Já nos cálculos em que deslocamentos e forças foram afetados de n_F , estes evidenciam de uma forma mais realista a diminuição de rigidez com o incremento do espaçamento, traduzindo-se em acréscimo de deslocamentos e forças. São no entanto os cálculos elasto-plásticos que demonstram que os maiores valores são mobilizados no elemento linear que simulou o reforço.

No estudo dos vários modos de modelação de pregagens sobre um modelo de uma escavação com apenas uma pregagem (Secção 4.3.3), tanto nas análises elásticas como elasto-plásticas, o elemento *Bolt* sem fatorização e o elemento *Liner* sem fatorização e só com a rigidez axial fatorizada, apresentam deformações com valores muito próximos entre si. Não foi, no entanto, possível a comparação com o comportamento 3D no caso elástico, pelo facto de não ter sido obtida uma evolução realista de deslocamentos. Foi, assim, no cálculo elasto-plástico com o elemento *Liner*, com os três valores fatorizados, que o *Phase2* proporcionou valores de deslocamentos mais próximos dos observados no *RS3*.

Com o estudo 3D no *RS3* (Secção 4.3.4), procurou avaliar-se a capacidade de um modelo de menores dimensões (com uma pregagem) em reproduzir o comportamento de uma escavação superficial de grande desenvolvimento longitudinal (com uma fila de pregagens horizontal). Verificou-se que com a modelação compreendendo a fila longitudinal, obteve-se um perfil de deformações mais realista, tanto sobre o alinhamento vertical como sobre o alinhamento horizontal da pregagem estudada. No entanto houve algumas discrepâncias entre os valores obtidos nos dois modelos, sendo muito inferiores no de grande desenvolvimento longitudinal.

Tendo em conta os três parágrafos anteriores, concluiu-se que apesar da fatorização efetuada por intermédio do *Phase2* conseguir aproximar melhor os deslocamentos 3D, utilizou-se o

elemento *Bolt* sem redução das propriedades nas análises paramétricas subsequentes, visto este traduzir o facto de a pregagem estar amarrada ao longo de todo o comprimento. Da mesma forma, determinou-se que a metodologia mais indicada de modelar uma escavação pregada no *RS3*, consiste num modelo constituído por várias fiadas verticais de pregagens, ou seja de grande desenvolvimento longitudinal.

As análises paramétricas foram realizadas com o recurso aos três programas, tendo sido estudados os efeitos resultantes da variação do ângulo de dilatância e da aplicação de uma sobrecarga. Como se esperava, a consideração do ângulo de dilatância teve efeitos essencialmente nos primeiros metros de profundidade, levando o seu incremento a uma diminuição dos deslocamentos na face, mais visível na última fase de escavação e no topo do paramento. Também se verificou que a aplicação de sobrecarga acarretou um acréscimo claro dos deslocamentos, superior ao decréscimo fomentado pelo aumento do ângulo de dilatância.

As forças mobilizadas nas pregagens, com o incremento Ψ , são ligeiramente inferiores em relação ao caso com $\Psi=0^\circ$ até uma dada profundidade (ao contrário do esperado), a partir da qual o que passa a controlar o comportamento das pregagens é a tensão de confinamento. Este comportamento demonstra a vantagem do aumento deste ângulo nas proximidades da superfície, em que as forças inferiores estão associadas a menores deformações. Quando se aplicou a sobrecarga, tal como seria previsível, as forças aumentaram em comparação com as restantes situações, o que se deveu ao aumento do nível de tensão no maciço, que em conjunto com o acréscimo dos deslocamentos, levou a um aumento da mobilização do atrito na interface e por conseguinte da força axial dos reforços.

O programa que exibiu maior proximidade na previsão das deformações 3D, em termos de valores, foi o *PLAXIS*, embora tenha sido o *Phase2* aquele que evidenciou um perfil de deslocamentos com uma evolução muito mais próxima do expetável. Os deslocamentos com menor e maior valor foram obtidos, respetivamente no *PLAXIS* e no *Phase2*. Esta evidência deve-se, por um lado, à utilização no *PLAXIS*, de uma placa na simulação das pregagens, tendo como consequência maior área em contacto com o solo e por seu turno maior atrito, resultando em menores deformações na interface. Por outro, resulta das diferenças de mobilização de tensões em 2D e 3D, sendo superior no último caso, o que, tendo em conta que no *Phase2* e no *RS3* foi usado o mesmo tipo de elemento na modelação das pregagens, se traduziu em menores deslocamentos no programa 3D.

Em termos de forças, o *RS3*, atualmente, não consegue prever a sua evolução ao longo do comprimento, já que os diagramas de esforço axial apresentam oscilações sem significado real. Estas forças axiais assumem na maior parte do seu comprimento valores negativos e em alguns, escassos pontos, valores positivos, o que não está de acordo com o comportamento

esperado neste tipo de situação, tendo em conta o perfil vertical de deformações na face. Daqui pode-se concluir que sendo o *RS3* um programa ainda recente, poderá necessitar de algum aperfeiçoamento.

Relativamente aos programas 2D, até onde foi possível apurar (casos com $\Psi=0^\circ$, $\Psi=5^\circ$ e $\Psi=10^\circ$), os valores das forças de tração mobilizadas nas pregagens são na sua globalidade inferiores no *Phase2*, como resultado da não fatorização do ângulo de atrito no *PLAXIS*. Relativamente ao comportamento resultante do aumento do ângulo de dilatância (com e sem atuação de sobrecarga), é idêntico nos dois programas 2D, consistindo nos primeiros metros num decréscimo de forças e a partir de uma certa profundidade (com o aumento da tensão de confinamento), num aumento daquelas.

Trabalhos futuros poderão consistir em análises paramétricas para diferentes geometrias de escavações superficiais, características mecânicas das pregagens, maciços terrosos/rochosos de composição heterogénea e a consideração de situações mais desfavoráveis do nível freático, de forma a avaliar a previsão do comportamento deste tipo de solução sob condições diversas. Os parâmetros a variar poderiam ser por exemplo a zona de influência dos reforços, a sua rigidez, respetiva inclinação e diâmetro. O recurso a análises com outros modelos de comportamento do solo mais complexos, como o caso do *Hardening Soil*, seria também um caso interessante de estudo, com vista à realização de uma comparação com os resultados proporcionados pelo modelo Mohr-Coulomb. É também sugerida a continuação do estudo no *RS3* de forma a avaliar com maior precisão o caso da mobilização de forças nos reforços. Para finalizar, indica-se a realização de um estudo referente às consequências que a execução de escavações suportadas por pregagens podem acarretar sobre estruturas/infraestruturas na sua vizinhança, quer recorrendo a análises computacionais de previsão, quer recorrendo a obras já realizadas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Hussaini, M., Johnson, L. (1978). “Numerical Analysis of a reinforced earth wall”. Proc. ASCE Earth Reinforcement Symposium, Pittsburg, Pennsylvania, pp. 98.
- Babu, G., Singh, V. (2009). “Simulation of Soil Nail Structures using PLAXIS 2D”. Plaxis Bulletin, Spring issue 2009, pp. 16-21.
- Boulon, M., Plytas, C., Foray, P. (1986). “Comportement d’interface et prevision du frottement lateral le long des pieus et tyrants d’ancrage”. Revue Française de Géotechnique, Vol.2, pp. 31-48. (citado por Gonçalves, M., 1992)
- Bruce, D., Jewell, R. (1987). “Soil Nailing: Application and Practice – part 2”. Ground Engineering, pp. 27-33.
- Bruce, D., Jewell, R. (1986). “Soil Nailing: Application and Practice – part 1”. Ground Engineering, pp. 10-15.
- Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield J., Wolschlag C., and Ueblacker G. (1998). “Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall”. Report Number FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C..
- Camargo, V. (2005). “Comparação de Métodos de Análise de Estruturas de Solo Grampeado”. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. (citado por Pacheco e Silva, 2009).
- Cardoso, A. (1987). “A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações”. Tese de Doutorado, DEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Cook, R., Malkus, D., Plesha, M., Witt, R. (1974). “Concepts and Applications of Finite Element Analysis”. University of Wisconsin, Madison.
- Eleutério, J. (2013). “Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado Sujeitas a Deformações de Fundo Através de Modelos Físicos (escala 1:1) e Numéricos”. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
-

- Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais, Volume I”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- French National Research Project Clouterre (1991). “Recommendations Clouterre 1991 – For Designing, Calculating, Construction and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing”, Presses de L’École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. English Translation 1993, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Geoguide 7 (2008). “Guide to Soil Nail Design and Construction”. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong, Hong Kong.
- Gonçalves, M. (1992). “Análise do Comportamento das Escavações Pregadas na Rotura”. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Hsien, L. (2003). “Finite Element Study of 2D Equivalence to 3D Analysis of a Discrete Soil Nail Problem with Applications to Serviceability Design”. Masters of Engineering Thesis, National University of Singapore.
- Junior, P. (2007). “Simulação Numérica de Ensaios de Arrancamento de Grampos”. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Lazarte, C.A, Elias V., Espinoza, R.D. and Sabatini P.J. (2003). “Geotechnical Engineering Circular No. 7 – Soil Nail Walls”. Report Number FHWA0-IF-03-017, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C..
- Lopes, F. (2003). “Métodos Numéricos em Geotecnia – Notas de Apoio às Aulas”. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. (citado por Junior, 2007)
- Nunes, J., Grazina, J. e Almeida e Sousa, J. (2014). “Métodos de Avaliação da Segurança de uma Escavação Suportada com Pregagens”. 14º Congresso Nacional de Geotecnia, Geotecnia nas Infraestruturas, Covilhã.
- Nunes, J. (2013). “Métodos de Análise de Estabilidade de Escavações Suportadas com Pregagens”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
-

Pedley, J., Jewell, R., Milligan, G. (1990). “A Large Scale Experimental Study of Soil-Reinforcement Interaction”. Internal Report N° OUEL 1848/90, Department of Engineering Science, Oxford University, Oxford. (citados por Gonçalves, M., 1992)

PLAXIS Material Models Manual (2011). Delft, Netherlands.

Porterfield, J.A., Cotton D.M. and Byrne R.J. (1994). “Soil Nailing Field Inspectors Manual – Soil Nail Walls – Demonstration Project 103”. Report Number FHWA-SA-93-068, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C..

Silva, D. (2009). “Análise de diferentes metodologias executivas de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento realizados em campo e laboratório”. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos.

Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). “Ingeniería Geológica”. Madrid.