



FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ANCORADAS

Nuno Pereira Raposo

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
realizada sob orientação do Professor Manuel de Matos Fernandes.

RESUMO

O objectivo deste trabalho é contribuir para uma melhor elucidação do pertinente tema das estruturas de contenção ancoradas, mas também ser uma mais valia na aplicação prática destes conhecimentos, estabelecendo pontos de partida para um correcto dimensionamento das mesmas. Foi propósito desenvolver um método que permita pré-dimensionar, de forma expedita e acertiva, uma estrutura ancorada para suporte de uma escavação.

Através do *software* comercial PLAXIS, exploram-se e testam-se as potencialidades do modelo constitutivo elastoplástico não linear, do tipo hiperbólico, designado *hardening soil model*, na simulação numérica das diversas fases de execução das escavações e do seu suporte.

É efectuado um extenso estudo paramétrico onde são avaliados e aferidos os efeitos de múltiplas variáveis. Esta análise crítica é focada nas cortinas apoiadas em vários níveis de ancoragens, executadas em solos com rigidez moderada a elevada, com especial destaque para os solos residuais do granito.

Como corolário, são derivadas leis de influência, que permitem prever os esforços de dimensionamento e os deslocamentos em escavações reais. A apresentação de alguns exemplos, pretende divulgar a aplicabilidade deste método e *cum grano salis* atestar que é acessível e célere, com repercussões no agilizar de procedimentos morosos e complexos.

Palavras-chave: Escavações ancoradas

 Pré-dimensionamento

 Estudo paramétrico

 Solos residuais do granito

ABSTRACT

This work aims to be a contribution for a better knowledge of anchored earth retaining structures and to provide practical guidelines by establishing starting points for their correct design. With such purpose a novel and simple methodology for preliminary design of this kind of structure is put forward.

Through the use of the PLAXIS computational code, the capabilities of the elastoplastic nonlinear constitutive model known as hardening soil model are tested and explored, in the simulation of the several phases of an excavation and its support.

An extensive parametric study is conducted in order to assess the effect of multiple relevant variables. This study is essentially focused in retaining walls supported at several levels of anchors, executed in moderate to high strength soils, with special regard to granite residual soils.

With the obtained results, influence laws are derived, which are capable of predicting forces and displacements in real excavations. Some illustrative examples are presented in order to ensure a simple, fast and efficient implementation of the proposed methodology.

Keywords: Anchored excavations

Preliminary design

Parametric Study

Granite residual soils

AGRADECIMENTOS

Para todos os que me acompanharam neste último ano, e que pela sua amizade, compreensão e disponibilidade contribuíram para a realização deste trabalho, especialmente a:

- Professor Manuel Matos Fernandes, orientador científico desta dissertação, pelo empenho, dedicação e disponibilidade demonstrada e fundamentalmente pelo despertar do desejo de aprofundar sempre e cada vez mais o conhecimento;
- Professor José Couto Marques, pela cedência de elementos bibliográficos e disponibilidade sempre presente no esclarecimento de questões científicas ou burocráticas;
- ao Professor Jorge Almeida e Sousa, pela forma amigável com que sempre se mostrou disponível para a troca de valiosas impressões;
- ao Professor Nuno Guerra, pela proveitosa troca de ideias que proporcionou durante a realização deste trabalho;
- ao Engenheiro António Topa Gomes, pela disponibilidade para discutir alguns temas relacionados com este trabalho e pelas inúmeras sugestões apresentadas;
- a todos os colegas, nomeadamente aos Engenheiros Alexandra Costa, Carlos Sousa, Filipe Magalhães, Luís Noites, Mário Pimentel, Miguel Azenha, Miguel Ferraz e Pedro Costa, que através do seu companheirismo, amizade e boa disposição tornaram esta tarefa menos árdua;

Bem-haja a todos, com a certeza de que, como diz Durkheim, “nós não somos nós, mas nós e também aqueles que vivem connosco e partilham o nosso porvir, numa reciprocidade de reconhecimento, respeito e partilha. Só assim seremos grandes porque seremos sempre nós”.

Aos meus Pais,

à Joana

ÍNDICE DO TEXTO

1. Introdução.....	1
1.1 Justificação da escolha do tema	1
1.2 Objectivo.....	1
1.3 Âmbito	2
1.4 Organização da tese	2
 2. Método dos elementos finitos e modelos constitutivos do solo.....	 7
2.1 Introdução	7
2.2 Princípios de funcionamento do método dos elementos finitos.....	8
2.2.1 Descrição geral	8
2.2.1.1 Discretização do domínio	8
2.2.1.2 Formulação das equações que regem o comportamento do sistema.....	9
2.2.1.3 Determinação das incógnitas do sistema	11
2.2.1.4 Determinação dos deslocamentos, deformações e tensões	11
2.2.2 Tipos de elementos finitos.....	12
2.2.3 Estado plano de deformação.....	14
2.3 Modelos constitutivos	15
2.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb.....	16
2.3.2 Modelo hardening soil.....	19
2.3.2.1 Fecho da superfície de cedência	23
2.3.2.2 Obtenção de parâmetros.....	25

2.4	Simulação de um ensaio triaxial drenado.....	26
2.5	Considerações finais	27
3.	Modelação de uma estrutura de contenção ancorada.....	31
3.1	Introdução	31
3.2	Descrição do modelo numérico.....	31
3.3	Estado de tensão inicial.....	37
3.4	Análise de resultados	38
3.4.1	Deslocamentos.....	38
3.4.2	Estado de tensão do maciço.....	43
3.4.3	Pré-esforço.....	46
3.4.4	Momentos flectores	47
3.4.5	Refinamento da malha de elementos finitos	49
3.5	Simulação dos bolbos de selagem das ancoragens.....	50
3.5.1	Modelo de Cálculo.....	51
3.5.2	Análise comparativa de resultados	52
3.5.3	Curva tracção-deslocamento das ancoragens	60
3.5.4	Análise da posição dos bolbos de selagem	61
3.6	Considerações finais	64
4.	Estudo paramétrico.....	67
4.1	Introdução	67
4.2	Estrutura e estratégia adoptadas.....	68

4.2.1	Parâmetros estudados	68
4.2.1.1	Índice de pré-esforço	68
4.2.1.2	Rigidez do sistema de suporte.....	69
4.2.2	Características comuns aos vários cálculos	70
4.2.2.1	Geometria e faseamento construtivo.....	70
4.2.2.2	Maciço suportado.....	71
4.2.2.3	Pré-esforço.....	71
4.2.3	Justificação dos cálculos efectuados e sua designação.....	73
4.2.4	Procedimento de normalização de resultados.....	75
4.3	Apresentação de resultados.....	77
4.3.1	Influência da largura da escavação.....	77
4.3.1.1	Introdução	77
4.3.1.2	Pressões de terras	78
4.3.1.3	Deslocamentos	79
4.3.1.4	Momentos flectores.....	81
4.3.2	Influência da profundidade do firme	83
4.3.2.1	Introdução	83
4.3.2.2	Pressões de terras	84
4.3.2.3	Deslocamentos	85
4.3.2.4	Momentos flectores.....	87
4.3.3	Influência do índice de pré-esforço do sistema de ancoragens.....	91
4.3.3.1	Introdução	91

4.3.3.2	Pressões de terras	92
4.3.3.3	Deslocamentos	93
4.3.3.4	Momentos flectores.....	95
4.3.4	Influência da rigidez do sistema de suporte.....	97
4.3.4.1	Introdução	97
4.3.4.2	Pressões de terras	98
4.3.4.3	Deslocamentos	99
4.3.4.4	Momentos flectores.....	101
4.3.5	Influência da profundidade máxima da escavação	103
4.3.5.1	Introdução	103
4.3.5.2	Pressões de terras	107
4.3.5.3	Deslocamentos	108
4.3.5.4	Momentos flectores.....	109
4.3.6	Influência da deformabilidade do solo.....	111
4.3.6.1	Introdução	111
4.3.6.2	Pressões de terras	113
4.3.6.3	Deslocamentos	114
4.3.6.4	Momentos flectores.....	115
4.3.7	Influência da evolução da rigidez em profundidade	117
4.3.7.1	Introdução	117
4.3.7.2	Pressões de terras	118
4.3.7.3	Deslocamentos	119

4.3.7.4	Momentos flectores.....	120
4.3.8	Influência do ângulo de atrito efectivo do solo	121
4.3.8.1	Introdução	121
4.3.8.2	Pressões de terras	121
4.3.8.3	Deslocamentos	122
4.3.8.4	Momentos flectores.....	124
4.3.9	Influência da coesão efectiva do solo	125
4.3.9.1	Introdução	125
4.3.9.2	Pressões de terras	126
4.3.9.3	Deslocamentos	127
4.3.9.4	Momentos flectores.....	128
4.3.10	Influência da tensão de pré-consolidação.....	130
4.3.10.1	Introdução	130
4.3.10.2	Pressões de terras	132
4.3.10.3	Deslocamentos	132
4.3.10.4	Momentos flectores.....	134
4.3.11	Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo	135
4.3.11.1	Introdução	135
4.3.11.2	Pressões de terras	136
4.3.11.3	Deslocamentos	137
4.3.11.4	Momentos flectores.....	138
4.3.12	Análise global de deslocamentos	139

4.3.13	Variação de pré-esforço nas ancoragens	141
4.4	Considerações finais	142
5.	Método proposto.....	147
5.1	Introdução	147
5.2	Formulação matemática do método proposto	147
5.3	Procedimento para aplicação do método proposto.....	153
5.4	Definição da escavação objectivo	154
5.5	Previsão de momentos flectores.....	155
5.6	Previsão de deslocamentos.....	157
5.6.1	Deslocamentos horizontais da cortina	157
5.6.2	Deslocamentos da superfície do maciço suportado	158
5.7	Variação de pré-esforço nas ancoragens	159
5.8	Automatização do método proposto.....	159
5.9	Validação dos cálculos efectuados.....	160
5.10	Considerações finais	161
6.	Exemplos de aplicação	165
6.1	Introdução	165
6.2	Exemplo de aplicação 1	165
6.2.1	Definição da escavação.....	165
6.2.2	Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos	167
6.3	Exemplo de aplicação 2	167

6.3.1	Definição da escavação	167
6.3.2	Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos	168
6.3.3	Análise comparativa de resultados	171
6.4	Exemplo de aplicação 3	172
6.4.1	Definição da escavação	172
6.4.2	Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos	173
6.4.3	Análise comparativa de resultados	176
6.5	Estudo de soluções alternativas	177
6.6	Considerações finais	178
7.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	183
7.1	Conclusões.....	183
7.2	Desenvolvimentos futuros	185
AI.	Escavações e resultados.....	189
AII.	Validação dos cálculos efectuados.....	209
	Referências bibliográficas.....	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elementos finitos bidimensionais	12
Figura 2.2 – Elementos finitos unidimensionais tipo viga	12
Figura 2.3 – Elementos de junta e sua ligação aos elementos do solo	13
Figura 2.4 – Elementos finitos unidimensionais tipo membrana	13
Figura 2.5 – Corpo sujeito a um estado plano de deformação	14
Figura 2.6 – Modelo elástico perfeitamente plástico.....	16
Figura 2.7 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb.....	16
Figura 2.8 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb no plano das tensões principais.....	17
Figura 2.9 – Superfície de cedência de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (com coesão nula).....	18
Figura 2.10 – Relação tensão-extensão típica de um ensaio triaxial.....	19
Figura 2.11 – Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado	21
Figura 2.12 – Definição do módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed}^{ref}	23
Figura 2.13 – Evolução da superfície de cedência com o endurecimento.....	23
Figura 2.14 – Superfície de cedência do modelo <i>hardening soil</i> no plano $p'-q$	24
Figura 2.15 – Superfície de cedência do modelo <i>hardening soil</i> no espaço das tensões principais (com coesão nula).....	24
Figura 2.16 – Modelo de elementos finitos do ensaio triaxial	26
Figura 2.17 – Comparação da simulação numérica do ensaio triaxial com a solução teórica	27
Figura 3.1 – Esquema simplificado do modelo numérico #00A.....	31
Figura 3.2 – Malha de elementos finitos e condições fronteira do modelo numérico #00A.....	34
Figura 3.3 – Faseamento construtivo do cálculo #00A	36

Figura 3.4 – Distribuição do grau de sobreconsolidação no maciço no cálculo #00A.....	37
Figura 3.5 – Deformação horizontal no final da escavação, no cálculo #00A (escala em milímetros). 38	
Figura 3.6 – Deformação vertical no final da escavação, no cálculo #00A (escala em milímetros).....	38
Figura 3.7 – Deslocamentos da cortina na fase final da escavação, no cálculo #00A: a) - deslocamento total; b) - deslocamento horizontal; c) - deslocamento vertical.....	39
Figura 3.8 – Deslocamentos verticais do fundo da escavação, no cálculo #00A (fase final).....	40
Figura 3.9 – Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado, no cálculo #00A (fase final)	41
Figura 3.10 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases 1 a 12 do cálculo #00A	41
Figura 3.11 – Componentes dos deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação e pré-esforço, no cálculo #00A	42
Figura 3.12 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação do cálculo #00A	42
Figura 3.13 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de pré-esforço do cálculo #00A	43
Figura 3.14 – Zonas do maciço onde ocorre plastificação no final da escavação, no cálculo #00A.....	44
Figura 3.15 – Direcções principais das tensões efectivas no final da escavação, no cálculo #00A	44
Figura 3.16 – Tensões normais na interface solo-paramento do lado activo e do lado passivo da cortina, no cálculo #00A.....	45
Figura 3.17 – Variação percentual de pré-esforço nas ancoragens, no cálculo #00A.	46
Figura 3.18 – Pressões aparentes das ancoragens sobre a cortina, no cálculo #00A.....	47
Figura 3.19 – Momentos flectores na cortina nas fases 1 a 12 do cálculo #00A.....	47
Figura 3.20 – Envolvente de momentos flectores na cortina, no cálculo #00A	48
Figura 3.21 – Momentos flectores na cortina nas fases 6 e 7, no cálculo #00A.....	49
Figura 3.22 – Malha de elementos finitos do modelo #00D	52

Figura 3.23 – Deslocamentos horizontais da cortina, nos cálculos #00A e #00D (fase final)	52
Figura 3.24 – Componentes dos deslocamentos horizontais da cortina, nos cálculos #00A e #00D (fase final)	53
Figura 3.25 – Diferentes formas de aplicação de pré-esforço: a) aplicação de uma força nodal (modelo #00A); b) colocação de um cabo em tensão, correspondendo à aplicação de duas forças nodais (modelo #00D)	54
Figura 3.26 – Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado, nos cálculos #00A e #00D (fase final)	55
Figura 3.27 – Zonas do maciço onde ocorre plastificação no final da escavação, no cálculo #00D.....	55
Figura 3.28 – Comparação da envolvente de momentos flectores na cortina, nos cálculos #00A e #00D	56
Figura 3.29 – Comparação de momentos flectores na cortina no final da fase 10 dos cálculos #00A e #00D	57
Figura 3.30 – Comparação das pressões das terras sobre a cortina, nos cálculos #00A e #00D.....	58
Figura 3.31 – Resultante de pressões das terras abaixo do fundo da escavação, nos cálculos #00A e #00D (fase final).....	58
Figura 3.32 – Variação do pré-esforço nas ancoragens, no cálculo #00D	59
Figura 3.33 – Comparação das pressões aparentes sobre a cortina, nos cálculos #00A e #00D.....	59
Figura 3.34 – Ensaio da ancoragem do nível superior no modelo #00F	61
Figura 3.35 – Deslocamentos horizontais no final da escavação, nos cálculos #00I, #00D e #00J	63
Figura 4.1 – Geometria da escavação.....	70
Figura 4.2 – Variação do diagrama de pré-esforço com a profundidade máxima da escavação.....	73
Figura 4.3 – Resultados antes da normalização.....	76
Figura 4.4 – Resultados após normalização	77

Figura 4.5 – Influência da largura da escavação nas pressões de terras sobre a cortina.....	79
Figura 4.6 – Influência da largura da escavação sobre os movimentos horizontais da cortina	80
Figura 4.7 – Influência da largura da escavação sobre os movimentos horizontais máximos da cortina	81
Figura 4.8 – Influência da largura da escavação sobre os momentos flectores máximos da cortina.....	82
Figura 4.9 – Influência da largura da escavação sobre os momentos flectores da cortina	82
Figura 4.10 – Malha de elementos finitos do cálculo #015 (após conclusão da escavação)	84
Figura 4.11 – Influência da profundidade do firme nas pressões de terras sobre a cortina.....	85
Figura 4.12 – Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais da cortina	86
Figura 4.13 – Influência da profundidade do firme nos movimentos horizontais máximos da cortina	86
Figura 4.14 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores máximos da cortina.....	87
Figura 4.15 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina	88
Figura 4.16 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina; cálculos #000 a #013	89
Figura 4.17 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina; cálculos #014 a #017	89
Figura 4.18 – Evolução do diagrama dos deslocamentos horizontais (a) e dos momentos flectores da cortina (b) durante as fases 8 a 12 do processo de execução do cálculo #017	90
Figura 4.19 – Geometria da escavação nas fases 10 e 12 do cálculo #017	91
Figura 4.20 – Influência do índice de pré-esforço nas pressões de terras sobre a cortina.....	93
Figura 4.21 – Influência do índice de pré-esforço nos movimentos horizontais da cortina	94
Figura 4.22 – Influência do índice de pré-esforço nos movimentos horizontais máximos da cortina ..	94
Figura 4.23 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores máximos da cortina.....	95

Figura 4.24 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina	96
Figura 4.25 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina; cálculos #000, #023 e #024	96
Figura 4.26 – Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina	98
Figura 4.27 – Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina – pormenor dos cálculos #031 e #035	99
Figura 4.28 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais da cortina ...	100
Figura 4.29 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais máximos da cortina.....	101
Figura 4.30 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores máximos da cortina	102
Figura 4.31 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores da cortina	102
Figura 4.32 – Exemplo de contenção ancorada (Centro Comercial Sierra – S. J. Madeira)	104
Figura 4.33 – Influência da profundidade máxima da escavação nas pressões de terras sobre da cortina	107
Figura 4.34 – Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais da cortina	108
Figura 4.35 – Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais máximos da cortina	109
Figura 4.36 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores máximos da cortina.....	109
Figura 4.37 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina	110
Figura 4.38 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina; detalhe dos cálculos #041, #000 e #046	111
Figura 4.39 – Influência da deformabilidade do solo nas pressões de terras sobre a cortina.....	113

Figura 4.40 – Influência da deformabilidade do solo nos movimentos horizontais da cortina	114
Figura 4.41 – Influência da deformabilidade do solo nos movimentos horizontais máximos da cortina	115
Figura 4.42 – Influência da deformabilidade do solo nos momentos flectores máximos da cortina...	116
Figura 4.43 – Influência da deformabilidade do solo nos momentos flectores da cortina	116
Figura 4.44 – Evolução da deformabilidade do solo em profundidade em função do parâmetro m ..	117
Figura 4.45 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nas pressões de terras sobre a cortina.....	118
Figura 4.46 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos movimentos horizontais da cortina	119
Figura 4.47 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos movimentos horizontais máximos da cortina.....	120
Figura 4.48 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina.....	120
Figura 4.49 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo nas pressões de terras sobre a cortina .	122
Figura 4.50 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os movimentos horizontais da cortina.....	123
Figura 4.51 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina	123
Figura 4.52 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina.....	124
Figura 4.53 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os momentos flectores da cortina	125
Figura 4.54 – Influência da coesão efectiva do solo nas pressões de terras sobre a cortina.....	126
Figura 4.55 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os movimentos horizontais da cortina	127

Figura 4.56 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina.....	128
Figura 4.57 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina	129
Figura 4.58 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os momentos flectores da cortina	129
Figura 4.59 – Influência da tensão de pré-consolidação na rigidez do solo	131
Figura 4.60 – Influência da tensão de pré-consolidação nas pressões de terras sobre a cortina	132
Figura 4.61 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os movimentos horizontais máximos da cortina.....	133
Figura 4.62 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os movimentos horizontais da cortina	133
Figura 4.63 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os momentos flectores máximos da cortina.....	134
Figura 4.64 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os momentos flectores da cortina	135
Figura 4.65 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo nas pressões de terras sobre a cortina.....	136
Figura 4.66 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os movimentos horizontais da cortina	137
Figura 4.67 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina.....	138
Figura 4.68 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina	138
Figura 4.69 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os momentos flectores da cortina.....	139
Figura 4.70 – Deslocamentos horizontais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina	140

Figura 4.71 – Deslocamentos verticais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina	141
Figura 4.72 – Histograma de variação relativa do pré-esforço ao longo da construção (amostra: 220 escavações).....	142
Figura 5.1 – Representação tridimensional da função $Z(x,y)$	148
Figura 5.2 – Representação tridimensional da função $Z(x,y)$ por interpolação entre os pontos calculados	148
Figura 5.3 – Escavações base e análises unidimensionais.....	149
Figura 5.4 – Análise paramétrica da variável x	150
Figura 5.5 – Função $Z(x,y)$, função $Z'(x,y)$ e escavação base 2.....	152
Figura 5.6 – Diferenças percentuais entre $Z(x,y)$ e $Z'(x,y)$	153
Figura 6.1 – Características da escavação #Exemplo 1	166
Figura 6.2 – Características da escavação #Exemplo 2.....	168
Figura 6.3 – Características da escavação #Exemplo 3.....	173

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Parâmetros do modelo <i>hardening soil</i>	25
Quadro 3.1 – Parâmetros do solo “W5 (solo saprolítico)” para o modelo <i>hardening soil</i>	33
Quadro 3.2 – Parâmetros do solo “W4-W3” para o modelo Mohr-Coulomb	33
Quadro 3.3 – Análise do grau de refinamento dos modelos de elementos finitos #00A, #00B e #00C	50
Quadro 3.4 – Resultados do estudo da posição dos bolbos de selagem	62
Quadro 4.1 – Parâmetros do estudo paramétrico.....	68
Quadro 4.2 – Comprimentos dos cabos de pré-esforço.....	72
Quadro 4.3 – Análise paramétrica da largura da escavação – subsérie #00*	74
Quadro 4.4 – Análise paramétrica – série #0**	74
Quadro 4.5 – Análise paramétrica – subséries do estudo paramétrico do solo	75
Quadro 4.6 – Análise paramétrica – escavações base	75
Quadro 4.7 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da largura da escavação	78
Quadro 4.8 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da profundidade do firme.....	84
Quadro 4.9 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do pré-esforço	92
Quadro 4.10 – Análise paramétrica da rigidez do sistema de suporte.....	97
Quadro 4.11 – Análise paramétrica da profundidade máxima da escavação	106
Quadro 4.12 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da deformabilidade do solo.....	112
Quadro 4.13 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da deformabilidade do solo em profundidade.....	118
Quadro 4.14 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do ângulo de atrito efectivo do solo	121
Quadro 4.15 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da coesão efectiva do solo.....	126

Quadro 4.16 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da tensão de pré-consolidação.....	131
Quadro 4.17 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo	136
Quadro 5.1 – Factores de influência nos momentos flectores máximos da cortina.....	156
Quadro 5.2 – Factores de influência nos deslocamentos horizontais máximos da cortina.....	158
Quadro 5.3 – Diferenças percentuais entre a previsão e o cálculo pelo método dos elementos finitos	161
Quadro 6.1 – Parâmetros definidores das escavações #Exemplo 1 e #482	166
Quadro 6.2 – #Exemplo 2 – Selecção da escavação de referência	169
Quadro 6.3 – Factores correctivos para o #Exemplo 2.....	170
Quadro 6.4 – Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 2.....	171
Quadro 6.5 – Parâmetros do solo para o #Exemplo 3	172
Quadro 6.6 – Parâmetros do solo adicionais para o #Exemplo 3	172
Quadro 6.7 – #Exemplo 3 – Selecção da escavação de referência	174
Quadro 6.8 – Resumo das escavações e factores de influência.....	175
Quadro 6.9 – Análise comparativa da previsão do #Exemplo 3 com o seu cálculo numérico.....	176
Quadro 6.10 – Análise comparativa da previsão do #Exemplo 3_A com o seu cálculo numérico	178
Quadro AI.1 – Análise paramétrica – escavações base	189
Quadro AI.2 – Análise paramétrica – Série 0** - Dados	190
Quadro AI.3 – Análise paramétrica – série 0** - Resultados	191
Quadro AI.4 – Análise paramétrica – série 1** - Dados.....	192
Quadro AI.5 – Análise paramétrica – série 1** - Resultados	193
Quadro AI.6 – Análise paramétrica – série 2** - Dados.....	194

Quadro AI.7 – Análise paramétrica – série 2** - Resultados	195
Quadro AI.8 – Análise paramétrica – série 3** - Dados.....	196
Quadro AI.9 – Análise paramétrica – série 3** - Resultados	197
Quadro AI.10 – Análise paramétrica – série 4** - Dados.....	198
Quadro AI.11 – Análise paramétrica – série 4** - Resultados	199
Quadro AI.12 – Análise paramétrica – série 5** - Dados.....	200
Quadro AI.13 – Análise paramétrica – série 5** - Resultados	201
Quadro AI.14 – Análise paramétrica – série 6** - Dados.....	202
Quadro AI.15 – Análise paramétrica – série 6** - Resultados	203
Quadro AI.16 – Análise paramétrica – série 7** - Dados.....	204
Quadro AI.17 – Análise paramétrica – série 7** - Resultados	205
Quadro AII.1 – Análise paramétrica – série 0** - Validação dos cálculos efectuados.....	210
Quadro AII.2 – Análise paramétrica – série 1** - Validação dos cálculos efectuados.....	211
Quadro AII.3 – Análise paramétrica – série 2** - Validação dos cálculos efectuados.....	212
Quadro AII.4 – Análise paramétrica – série 3** - Validação dos cálculos efectuados.....	213
Quadro AII.5 – Análise paramétrica – série 4** - Validação dos cálculos efectuados.....	214
Quadro AII.6 – Análise paramétrica – série 5** - Validação dos cálculos efectuados.....	215
Quadro AII.7 – Análise paramétrica – série 6** - Validação dos cálculos efectuados.....	216
Quadro AII.8 – Análise paramétrica – série 7** - Validação dos cálculos efectuados.....	217

SIMBOLOGIA

$[B]$	- matriz das deformações
$[D]$	- matriz tensão-deformação do material
$[K_e]$	- matriz de rigidez do elemento
$[N]$	- matriz das funções de forma
$\{f_e\}$	- vector das forças nodais concentradas
$\{F_e\}$	- vector de solicitação do elemento
$\{m\}$	- vector das forças mássicas aplicadas no volume do elemento
$\{q_e\}$	- vector de todas as forças exteriores aplicadas ao elemento
$\{t\}$	- vector das forças distribuídas aplicadas sobre o contorno do elemento
$\{U_e\}$	- vector das componentes do deslocamento, em qualquer ponto do interior do elemento
$\{U_e^n\}$	- vector dos deslocamentos nodais no elemento
$\{\varepsilon\}$	- vector das deformações em qualquer ponto do elemento
$\{\varepsilon_0\}$	- vector das deformações iniciais
$\{\sigma\}$	- vector do estado de tensão em qualquer ponto de um elemento
$\{\sigma_0\}$	- vector das tensões iniciais
A	- área da secção transversal
A_p	- área da secção transversal da armadura de pré-esforço das ancoragens
B	- largura da escavação
c'	- coesão efectiva do solo
cm_B	- factor correctivo do momento flector relativo à largura da escavação
cm_c	- factor correctivo do momento flector relativo à coesão efectiva do solo
cm_D	- factor correctivo do momento flector relativo à profundidade do firme
$cm_{E_{50}}$	- factor correctivo do momento flector relativo à rigidez do solo
cm_h	- factor correctivo do momento flector relativo à profundidade máxima da escavação
cm_i	- factor correctivo do momento flector relativo ao parâmetro genérico i
cm_{K_0}	- factor correctivo do momento flector relativo ao coeficiente de impulso em repouso
cm_m	- factor correctivo do momento flector relativo à variação da rigidez do solo em profundidade
cm_ξ	- factor correctivo do momento flector relativo ao índice de pré-esforço

cm_{ρ_s}	- factor correctivo do momento flector relativo à rigidez do sistema de suporte
$cm_{\sigma_{PC}}$	- factor correctivo do momento flector relativo à tensão de pré-consolidação
cm_{ϕ}	- factor correctivo do momento flector relativo ao ângulo de atrito efectivo do solo
CPT	- ensaio com o cone penetrómetro estático
D	- profundidade do firme
D_e	- diâmetro das estacas
dif	- diferença entre o valor previsto e o valor calculado
e	- espessura da parede moldada
E	- módulo de deformabilidade
E_{50}	- módulo de deformabilidade secante para um nível de tensão de 50%
E_{50}^{ref}	- módulo de deformabilidade secante para um nível de tensão de 50%; valor de referência
E_{oed}	- módulo de deformabilidade edométrico
E_{oed}^{ref}	- módulo de deformabilidade edométrico; valor de referência
E_{ti}	- módulo de deformabilidade tangente inicial
E_{ur}	- módulo de deformabilidade em descarga e recarga
E_{ur}^{ref}	- módulo de deformabilidade em descarga e recarga; valor de referência
$f_{p0,1k}$	- tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%
h	- profundidade máxima da escavação
h_a	- altura de influência da ancoragem
h_M	- espaçamento vertical máximo entre os apoios da cortina
H_T	- altura total da cortina
i	- índice
I	- momento de inércia da secção transversal
K_0	- coeficiente de impulso em repouso
l_a	- largura de influência das ancoragens
m	- potência para a dependência tensional da rigidez
M	- momento flector
M^+	- momento flector positivo
M^-	- momento flector negativo
M_{max}	- momento flector máximo

M_{ref}	- momento flector máximo na escavação de referência
N.F.	- nível freático
N_{SPT}	- resultado do ensaio SPT
p	- tensão média
p'	- tensão efectiva média
p^{ref}	- tensão de efectiva de referência
PE	- pré-esforço
q	- tensão de desvio
q_a	- assíntota da hipérbole no modelo hardening soil
q_f	- valor máximo da tensão de desvio
R^2	- coeficiente de correlação
R_f	- quociente entre q_f e q_a
RQD	- índice de qualidade da rocha
s	- afastamento entre os eixos das estacas
S_e	- contorno do elemento
SPT	- ensaio de penetração standard
T_a	- tracção admissível
T_{sd}	- tracção de cálculo da ancoragem
u_0	- pressão da água nos poros
V_e	- volume do elemento
vc	- valor calculado
vp	- valor previsto
x_1, x_2 e x_3	- eixos coordenados ortogonais
z	- profundidade
α	- inclinação das ancoragens em relação à horizontal
α_B	- factor de influência de momentos flectores relativo à largura da escavação
α_c	- factor de influência de momentos flectores relativo à coesão efectiva do solo
α_D	- factor de influência de momentos flectores relativo à profundidade do firme
$\alpha_{E_{50}}$	- factor de influência de momentos flectores relativo à rigidez do solo
α_h	- factor de influência de momentos flectores relativo à profundidade máxima da escavação

α_i	- factor de influência de momentos flectores relativo ao parâmetro genérico i
α_{K_0}	- factor de influência de momentos flectores relativo ao coeficiente de impulso em repouso
α_m	- factor de influência de momentos flectores relativo à variação da rigidez do solo em profundidade
α_ε	- factor de influência de momentos flectores relativo ao índice de pré-esforço
α_{ρ_s}	- factor de influência de momentos flectores relativo à rigidez do sistema de suporte
$\alpha_{\sigma_{PC}}$	- factor de influência de momentos flectores relativo à tensão de pré-consolidação
α_ϕ	- factor de influência de momentos flectores relativo ao ângulo de atrito efectivo do solo
β_B	- factor de influência de deslocamentos relativo à largura de escavação
β_c	- factor de influência de deslocamentos relativo à coesão efectiva do solo
β_D	- factor de influência de deslocamentos relativo à profundidade do firme
$\beta_{E_{50}}$	- factor de influência de deslocamentos relativo à rigidez do solo
β_h	- factor de influência de deslocamentos relativo à profundidade máxima da escavação
β_i	- factor de influência de deslocamentos relativo ao parâmetro genérico i
β_{K_0}	- factor de influência de deslocamentos relativo ao coeficiente de impulso em repouso
β_m	- factor de influência de deslocamentos relativo à variação da rigidez do solo em profundidade
β_ε	- factor de influência de deslocamentos relativo ao índice de pré-esforço
β_{ρ_s}	- factor de influência de deslocamentos relativo à rigidez do sistema de suporte
$\beta_{\sigma_{PC}}$	- factor de influência de deslocamentos relativo à tensão de pré-consolidação
β_ϕ	- factor de influência de deslocamentos relativo ao ângulo de atrito
γ	- peso volúmico do solo suportado
γ_{sat}	- peso volúmico do solo saturado
γ_{unsat}	- peso volúmico do solo não saturado
δ_H	- deslocamento horizontal
$\delta h_{Cortina}$	- deslocamento horizontal da cortina
$\delta h_{Cortina}^{max}$	- deslocamento horizontal máximo da cortina
$\delta h_{Cortina}^{ref}$	- deslocamento horizontal da cortina na escavação de referência
$\delta h_{Superfície}^{max}$	- deslocamento horizontal máximo da superfície

δ_V	- deslocamento vertical
$\delta_{Superfície}$	- deslocamento vertical da superfície
$\delta_{Superfície}^{max}$	- deslocamento vertical máximo da superfície
ΔPE	- variação do pré-esforço
ε	- extensão
ε_1	- extensão axial principal máxima
ε_a	- extensão axial
ν	- coeficiente de Poisson
ν_{ur}	- coeficiente de Poisson em descarga e recarga
ξ	- índice de pré-esforço
ρ	- número de flexibilidade de Rowe
ρ_s	- rigidez do sistema de suporte
σ_1, σ_2 e σ_3	- tensões principais (máxima, intermédia e mínima)
σ'_1, σ'_2 e σ'_3	- tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)
σ'	- tensão efectiva
σ'_f	- tensão normal efectiva na faceta onde ocorre a cedência
σ'_h	- tensão horizontal efectiva
σ'_{h_0}	- tensão horizontal efectiva em repouso
σ_{PC}	- tensão de pré-consolidação
τ_f	- tensão tangencial na faceta onde ocorre a cedência
ϕ'	- ângulo de atrito efectivo
ψ	- ângulo de dilatação

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificação da escolha do tema

O contínuo desenvolvimento das sociedades e, muito em particular, o crescimento dos centros urbanos, tem exigido um aproveitamento cada vez mais eficiente da área disponível para construção. Com a saturação do espaço superficial é cada vez mais comum a utilização do subsolo, frequentemente como espaço para estacionamento automóvel, mas também como via de comunicação, quer sob a forma de túnel rodoviário ou ferroviário, quer sob a forma de linhas e estações de metropolitano.

Para a execução deste tipo de construções são necessárias escavações que, pelas suas dimensões e localização, são quase obrigatoriamente de face vertical, exigindo uma estrutura de contenção flexível. O cálculo deste tipo de estruturas pode ser complexo, uma vez que depende de múltiplas variáveis, algumas delas de difícil determinação, como é o caso das características do solo.

Além da reconhecida importância da verificação estrutural da contenção, tem uma importância fulcral no dimensionamento a análise e o controlo dos movimentos do maciço envolvente da zona escavada, pela existência frequente de edifícios contíguos que interessa preservar. Neste sentido têm surgido, nos últimos anos, vários trabalhos com o intuito de prever deslocamentos superficiais em redor da escavação, visando maioritariamente os solos argilosos moles, de que são exemplo Fortunato (1994), Carvalho (1997), Long (2001), . Embora não sendo tão problemáticos como os anteriores, ao longo deste trabalho é feito um exercício de pré-dimensionamento e previsão de esforços e deslocamentos aplicado a solos granulares, com características de resistência médias a elevadas.

1.2 Objectivo

O escopo deste trabalho é não só contribuir para uma melhor compreensão das estruturas de contenção ancoradas, mas também aplicar esses conhecimentos, estabelecendo pontos de partida para um correcto dimensionamento das mesmas.

Pretende-se desenvolver um conjunto de procedimentos simples que permitam pré-dimensionar, de forma expedita, cortinas ancoradas. Esta metodologia permitirá, para múltiplas situações referentes à geometria da escavação, às características da estrutura de suporte e às condições geotécnicas do maciço, prever os esforços máximos nos elementos estruturais (cortina e ancoragens) e desta forma definir as características resistentes mínimas necessárias da estrutura de suporte, bem como avaliar os

custos associados à sua construção. É também objectivo desta tese a previsão dos deslocamentos da cortina e da superfície do terreno.

1.3 Âmbito

Este trabalho será centrado nas cortinas apoiadas em vários níveis de ancoragens, executadas em solos com rigidez moderada a elevada, com especial destaque para os solos residuais do granito. Dada a natureza dos solos em estudo, apenas serão realizadas análises em condições drenadas. Serão consideradas cortinas constituídas por paredes moldadas ou por estacas de betão armado. Na medida em que se simulam as escavações considerando um estado plano de deformação, não foram consideradas diferenças entre estes dois tipos de contenção, já que para qualquer uma destas situações apenas interessa saber a rigidez à flexão por metro de desenvolvimento da contenção.

É importante salientar que nos solos residuais do granito as cortinas mais apropriadas são as cortinas de estacas com afastamento entre eixos superior ao diâmetro, o que leva a que sejam permeáveis em fase provisória. Nas situações em que o nível freático se localize acima do fundo da escavação, será necessário a utilização de um sistema de bombagem. Nestas condições ocorre o rebaixamento do nível freático, razão pela qual, em termos de cálculo e para as cortinas referidas, se pode considerar o nível freático coincidente com o fundo da escavação.

1.4 Organização da tese

O presente trabalho encontra-se organizado em sete capítulos, sendo o presente capítulo o primeiro.

No Capítulo 2 é feita uma breve descrição do método dos elementos finitos. Além da descrição dos princípios de funcionamento deste método, é exposto o *software* escolhido para a realização das análises numéricas, o programa PLAXIS na versão 8.4. São também apresentados os modelos constitutivos do solo e referidos os vários parâmetros necessários à sua completa definição, bem como os ensaios laboratoriais que podem ser utilizados para os definir. Os resultados da simulação numérica de um ensaio triaxial drenado ajudam a perceber e verificar o funcionamento do modelo constitutivo *hardening soil*.

No Capítulo 3 é feita a simulação numérica de uma contenção exemplificativa. Neste exemplo descreve-se pormenorizadamente o modelo de cálculo adoptado ao longo de toda a tese e é discutida a melhor forma de modelar este tipo de estruturas. É ainda analisado o comportamento da estrutura de contenção nas suas várias vertentes (esforços na cortina e ancoragens, estado de tensão e

deslocamentos do maciço) e durante as várias fases em que se decompõe a construção deste tipo de estruturas. Este exemplo de aplicação é utilizado ainda para testar várias formas de modelação numérica, com especial destaque para as ancoragens pré-esforçadas e para o grau de refinamento da malha de elementos finitos.

No Capítulo 4 apresenta-se um extenso estudo paramétrico, realizado para estabelecer os factores que permitirão determinar, numa situação concreta, os esforços e os deslocamentos devidos à escavação. Analisa-se a influência sobre os esforços e deslocamentos da largura da escavação, da profundidade a que se localiza o firme, do índice de pré-esforço, da rigidez do sistema de contenção e da profundidade da escavação. Além destes parâmetros, referentes à geometria da escavação e à geometria e rigidez da contenção, o estudo paramétrico efectuado abrange algumas características do solo, como sejam: a rigidez do solo e a sua variação em profundidade; a resistência ao corte do solo, caracterizada pela coesão e pelo ângulo de atrito efectivos; e ainda o estado de tensão inicial, caracterizado pelo coeficiente de impulso em repouso e pela tensão de pré-consolidação. Através da observação dos resultados de vários modelos numéricos são estabelecidas curvas de influência de cada uma das variáveis em estudo.

No Capítulo 5 propõe-se um método de pré-dimensionamento de cortinas ancoradas. Com base nos resultados do Capítulo 4, são apresentadas equações que permitem prever, de forma expedita, os momentos flectores e os deslocamentos máximos numa determinada contenção.

Por forma a clarificar o procedimento de aplicação deste método de pré-dimensionamento, são apresentados no Capítulo 6 alguns exemplos de aplicação. Iniciando com um exemplo simples e finalizando com situações mais complexas, pretende-se demonstrar a viabilidade e facilidade de aplicação deste método.

Finalmente, no Capítulo 7, são referenciadas as principais conclusões deste trabalho e apontados os temas susceptíveis de uma reflexão mais aprofundada *a posteriori*.

CAPÍTULO 2

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO

2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO

2.1 Introdução

As limitações da mente humana nem sempre permitem a compreensão dos fenómenos que nos rodeiam de uma forma integrada. O procedimento natural dos engenheiros, dos cientistas e mesmo dos economistas, consiste na subdivisão dos sistemas nos seus componentes individuais, cujo comportamento é conhecido, para mais tarde reconstruir o sistema original, permitindo a sua interpretação (Zienkiewicz, 1977).

Desta forma surgiu o método dos elementos finitos, um processo geral de discretização de um sistema contínuo complexo, regido por leis matemáticas conhecidas.

O método dos elementos finitos é actualmente o melhor e mais difundido método numérico de que se dispõe para compreender o meio envolvente. Embora este método tenha surgido como tentativa para prever o comportamento de estruturas de engenharia, as suas aplicações actuais passam por diversas áreas da engenharia, como por exemplo: transferência de calor; escoamento de fluidos e electromagnetismo.

Nos últimos anos têm sido inúmeras as aplicações deste método aos problemas que envolvem a geotecnia, muito em particular aos casos de estruturas de suporte de escavações. A aplicabilidade deste método é de facto surpreendente, já que, para além de apresentar uma sólida fundamentação teórica e um apreciável nível de sofisticação, se tem revelado muito versátil, possibilitando:

- a consideração, com grande detalhe, da geometria da escavação e das condições do terreno natural, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático;
- a consideração de cargas e deslocamentos impostos, com múltiplas disposições e variações ao longo do tempo;
- a simulação do faseamento construtivo;
- a utilização de diversas leis constitutivas para simular o comportamento dos diversos materiais envolvidos, que poderão ser variáveis com o tempo e com o estado de tensão;
- a consideração da interacção entre o solo e a estrutura de suporte.

Para a elaboração desta tese foi escolhido o programa de cálculo automático PLAXIS, tendo-se utilizado a versão 8.4. Trata-se de um *software* comercial criado com a finalidade de determinação do estado de deformação e de tensão em solos. O seu desenvolvimento foi iniciado em 1987, pela Technical University of Delft. Actualmente a firma PLAXIS b. v., detentora dos direitos do programa e responsável pelo contínuo desenvolvimento do mesmo, recebe contribuições de várias universidades e institutos europeus e norte-americanos.

A escolha deste programa de cálculo resultou de um conjunto de factores, dos quais se destaca o facto de ser um *software* comercial, amplamente utilizado e testado em todo o mundo. Além de possuir um interface gráfico bastante simples e intuitivo, tanto na introdução de dados como na análise de resultados, no programa estão implementados os mais recentes desenvolvimentos no que respeita aos modelos constitutivos dos materiais, sendo inclusivamente possível a criação e utilização de modelos definidos pelo utilizador.

2.2 Princípios de funcionamento do método dos elementos finitos

2.2.1 Descrição geral

Apesar de o método dos elementos finitos ser um método geral aplicado em muitas e variadas situações, nesta descrição, necessariamente breve, vão ser tomados como exemplo os casos de cálculo automático de estruturas.

A aplicação do método dos elementos finitos pode ser resumida a quatro operações fundamentais: discretização do domínio; formulação das equações que regem o comportamento do sistema; determinação das incógnitas do sistema; determinação, em todo o domínio, dos deslocamentos, do estado de deformação e do estado de tensão.

2.2.1.1 Discretização do domínio

A discretização do domínio consiste na divisão de toda a zona em estudo em pequenos elementos. Neste processo é necessário garantir que dois elementos apenas possuem pontos comuns nas suas fronteiras comuns, caso existam. Deve ainda ser garantido que os vários elementos ocupem todo o domínio e que não existam vazios entre elementos contíguos. A cada elemento são atribuídas determinadas características geométricas e mecânicas, eventualmente distintas dos elementos próximos.

2.2.1.2 Formulação das equações que regem o comportamento do sistema

Após a discretização do domínio é necessário, ao nível de cada elemento, estabelecer as equações que regem o comportamento do sistema, que no caso da Mecânica Estrutural são as equações de equilíbrio. Para tal é necessário começar por estabelecer, em função dos deslocamentos nodais, os campos de deslocamentos, de deformações e de tensões no interior e na fronteira do elemento finito.

A determinação aproximada do campo de deslocamentos de cada elemento finito, a partir dos valores dos deslocamentos nodais, é conseguida recorrendo a funções de interpolação, designadas funções de forma. Assim, o vector das componentes do deslocamento, em qualquer ponto do interior do elemento, $\{U_e\}$, pode ser calculado através da resolução da equação:

$$\{U_e\} = [N]\{U_e^n\} \quad (2.1)$$

onde $[N]$ é a matriz das funções de forma N_i , e $\{U_e^n\}$ é o vector dos deslocamentos nodais no elemento e .

O vector das deformações $\{\varepsilon\}$, em qualquer ponto do elemento, pode ser obtido a partir dos deslocamentos dos pontos nodais, através de um operador linear $[L]$, independentemente dos deslocamentos, para a hipótese de deformações infinitesimais lineares:

$$\{\varepsilon\} = [L][N]\{U_e^n\} = [B]\{U_e^n\} \quad (2.2)$$

onde $[B]$ representa a matriz das deformações, que agrupa as derivadas das funções de forma relativamente às coordenadas globais.

Para determinar o estado de tensão, definido pelo vector $\{\sigma\}$, em qualquer ponto do elemento, recorre-se à relação constitutiva do material que o constitui e que, na sua forma genérica, pode ser definida por:

$$\{\sigma\} = [D] (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad (2.3)$$

em que $\{\sigma_0\}$ e $\{\varepsilon_0\}$ representam as tensões e as deformações iniciais e $[D]$ representa a matriz tensão-deformação do material. Esta matriz pode ser independente do estado de tensão e de deformação, para o caso simples dos materiais com comportamento elástico e linear, mas torna-se complexa para materiais que seguem leis constitutivas elastoplásticas, já que passa a variar com o nível de tensão.

Depois de definidos, em função dos deslocamentos nodais, os campos de deslocamentos, de deformações e de tensões, é possível definir as equações de equilíbrio do elemento.

Existem diferentes métodos para a formulação das equações que regem o comportamento de um sistema. No método dos elementos finitos, associado ao método dos deslocamentos, onde as incógnitas a determinar são os deslocamentos nodais de cada elemento, a determinação das equações de equilíbrio é realizada utilizando métodos variacionais, baseados no Princípio dos Trabalhos Virtuais.

De acordo com este princípio, para que um corpo esteja em equilíbrio é necessário que, para qualquer deslocamento virtual imposto, compatível com as suas ligações ao exterior, o trabalho interno de deformação seja igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores.

Sendo $\{f_e\}$ o vector das forças nodais concentradas, $\{t\}$ o vector das forças distribuídas aplicadas sobre o contorno do elemento S_e e $\{m\}$ o vector das forças mássicas aplicadas no volume do elemento V_e , a aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais conduz a que o equilíbrio de um elemento finito possa ser traduzido pela expressão:

$$\int_{V_e} [B]^T \{\sigma\} dV = \{q_e\} \quad (2.4)$$

onde o vector dos termos independentes do segundo membro equivale a todas as forças exteriores aplicadas ao elemento, ou seja, forças concentradas e forças nodais equivalentes às forças distribuídas no contorno e no volume do elemento:

$$\{q_e\} = \{f_e\} + \int_{S_e} [N]^T \{t\} dS + \int_{V_e} [N]^T \{m\} dV \quad (2.5)$$

Introduzindo na equação (2.4) as equações (2.2) e (2.3) obtém-se a expressão:

$$[K_e] \{U_e^n\} = \{F_e\} \quad (2.6)$$

em que:

$$[K_e] = \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV \quad (2.7)$$

representa a matriz de rigidez do elemento e:

$$\{F_e\} = \{q_e\} + \int_{V_e} [B]^T [D] \{\varepsilon_0\} dV - \int_{V_e} [B]^T \{\sigma_0\} dV \quad (2.8)$$

representa o vector de solicitação do elemento. O vector $\{F_e\}$ armazena as forças externas aplicadas, somadas com as forças nodais equivalentes aos estados de tensão e deformação iniciais.

Os integrais de volume e de superfície, subjacentes às definições das matrizes e vectores acima apresentados, são calculados através de técnicas numéricas, em que o integral de uma função é substituído pelo somatório dos produtos do valor da função, calculada nos pontos de Gauss.

2.2.1.3 Determinação das incógnitas do sistema

Concluída a definição das equações que traduzem o equilíbrio de cada elemento, segue-se a etapa que consiste na reprodução da totalidade do domínio. Esta operação passa pelo estabelecimento das ligações apropriadas entre os diversos elementos, para que fique garantida a necessária continuidade de deslocamentos. O processo envolve a criação de um sistema de equações lineares do tipo da relação (2.6), mas estendido a todo o sistema.

Para conseguir tal operação, é necessário numerar globalmente os pontos nodais de todos os elementos e proceder ao espalhamento das matrizes de rigidez e dos vectores de solicitação, bem como à soma das contribuições de cada elemento na posição correspondente aos respectivos pontos nodais.

A solução do referido sistema de equações, tendo em atenção as condições de fronteira definidas para cada caso, conduzirá à definição dos deslocamentos nodais. Estes serão utilizados para calcular as outras incógnitas do problema, nomeadamente os deslocamentos, as deformações e as tensões em qualquer ponto do domínio.

Nas situações em que ocorra perda de validade da lei de Hooke, provocada por exemplo pela elastoplasticidade do material, a matriz de rigidez deixa de ser constante, passando a ser dependente do nível de tensão, tornando-se impossível resolver directamente o sistema de equações. Nestes casos é necessário recorrer a um procedimento iterativo incremental, até que se obtenha uma solução que origine tensões e deformações que satisfaçam, simultaneamente, as equações de equilíbrio e as leis constitutivas adoptadas para descrever o comportamento do material.

2.2.1.4 Determinação dos deslocamentos, deformações e tensões

A fase final do método de elementos finitos consiste na determinação, em todo o domínio, dos deslocamentos, do estado de deformação e do estado de tensão, a partir dos deslocamentos nodais obtidos com a resolução do sistema de equações. É importante frisar que a utilização de modelos constitutivos que admitam plasticidade implica que o estado de tensão, correspondente a um

determinado campo deformacional, dependa não só deste, mas de toda a história de deformações a que o ponto de integração foi sujeito.

2.2.2 Tipos de elementos finitos

Cada elemento finito é constituído por nós, onde serão calculados deslocamentos, e por pontos de integração, também designados pontos de Gauss, onde serão calculadas as tensões.

Embora possam ser utilizados vários tipos de elementos finitos para simular um espaço bidimensional, o programa utilizado apenas permite a adopção de elementos triangulares, de seis ou quinze nós, aos quais correspondem três e doze pontos de integração, respectivamente, tal como mostra a Figura 2.1.

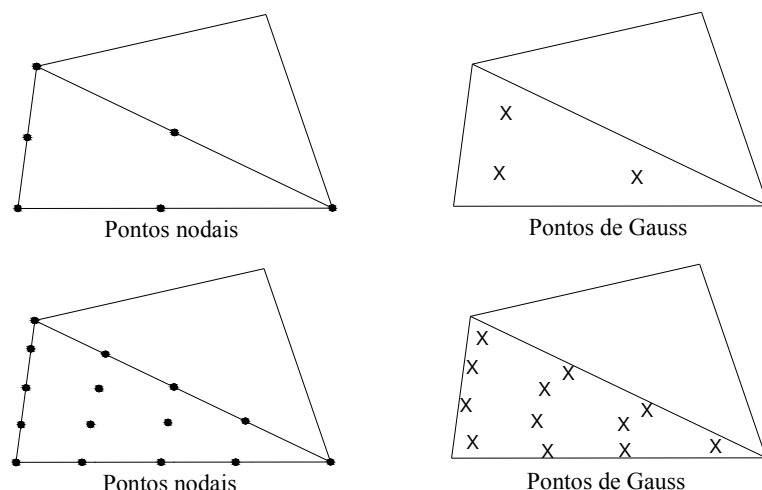


Figura 2.1 – Elementos finitos bidimensionais

Em concordância com estes elementos bidimensionais, são utilizados elementos unidimensionais que permitem simular o comportamento de vigas e paredes, tal como representados pela Figura 2.2. Nestes elementos, com três ou cinco nós, a que correspondem dois ou quatro pares de pontos de integração, é aplicada a teoria da viga de Mindlin. Esta teoria considera a deformabilidade dos elementos devido ao esforço axial, ao momento flector e também ao esforço transversal.

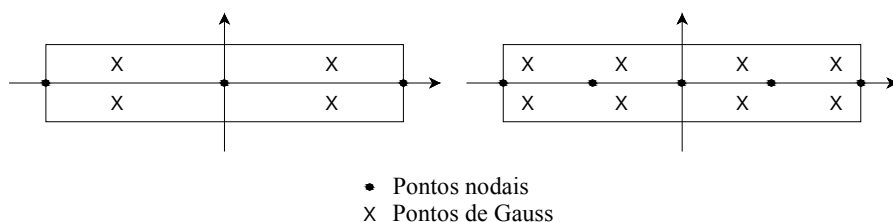


Figura 2.2 – Elementos finitos unidimensionais tipo viga

Para simulação da interacção entre os elementos estruturais e os elementos do solo podem ser utilizados elementos de junta.

Em correspondência com os elementos escolhidos para discretizar o solo, são seleccionados elementos de junta com três ou cinco pares de nós. Apesar de na Figura 2.3 estes elementos estarem representados com uma determinada espessura, na formulação dos elementos finitos de junta as coordenadas de cada par de nós são idênticas, sendo portanto nula a sua espessura.

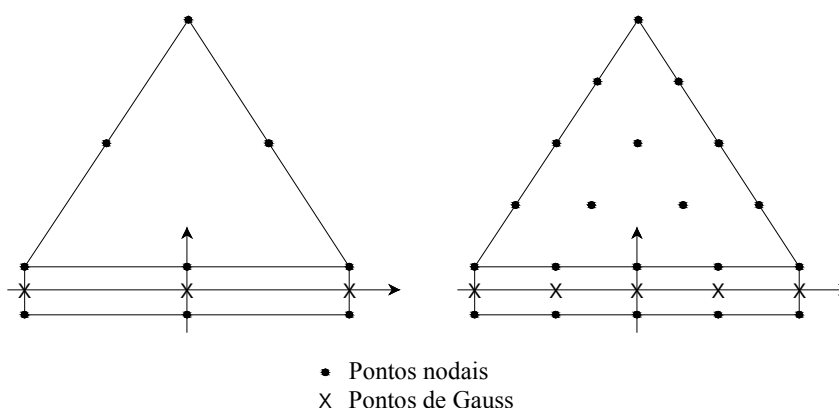


Figura 2.3 – Elementos de junta e sua ligação aos elementos do solo

Este tipo de elemento finito permite modelar, de forma bastante realista, a interacção entre a estrutura e o solo, já que permite a existência de deslocamentos tangenciais relativos entre os dois materiais, bem como considerar características de resistência próprias dessa zona de transição (Couto Marques, 1984).

O cálculo da matriz de rigidez, para elementos finitos do tipo junta, é feito através da integração de Newton-Cotes, sendo portanto os pontos de integração coincidentes com os nós do elemento.

Tal como mostra a Figura 2.4 o programa de cálculo permite ainda a utilização de elementos com rigidez axial e sem rigidez à flexão, permitindo simular membranas e geotêxteis, empregues no reforço de solos. Apesar de possuir rigidez axial, este elemento apenas admite tensões de tracção e nunca esforços de compressão. Este tipo de elementos finitos é também utilizado para simulação dos bolbos de selagem das ancoragens.

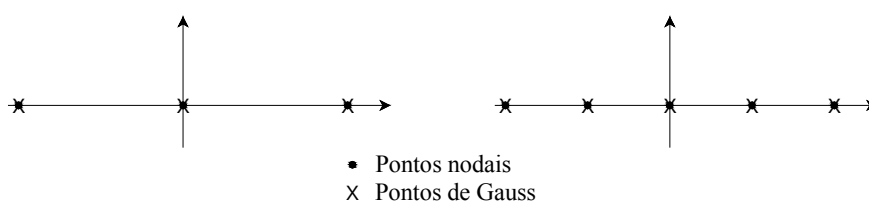


Figura 2.4 – Elementos finitos unidimensionais tipo membrana

2.2.3 Estado plano de deformação

Na criação de um modelo de cálculo que permita simular, com algum realismo, o funcionamento de uma estrutura de contenção ancorada, são efectuadas algumas simplificações. É frequente, neste tipo de estruturas, a consideração de um estado plano de deformação, permitindo a utilização de um modelo bidimensional, tornando-se a análise bastante mais simples e computacionalmente menos demorada.

A consideração de um estado plano de deformação pode ser efectuada mediante a verificação de determinadas condições, ilustradas na Figura 2.5 (Dias da Silva, 1995):

- a) o sistema é constituído por um corpo prismático gerado por translação de uma figura plana ao longo de um eixo x_3 , sendo essa figura perpendicular a este eixo;
- b) a dimensão do corpo segundo o eixo x_3 é muito superior às restantes dimensões;
- c) todas as acções apresentam componente segundo o eixo x_3 nula, actuando paralelamente ao plano definido pelos eixos x_1 e x_2 ;
- d) as acções não variam ao longo do eixo x_3 .

Nestas condições pode-se admitir que os deslocamentos de qualquer ponto segundo x_3 são nulos e que os deslocamentos segundo x_1 e x_2 não variam com x_3 . O estudo de um sistema deste tipo passa pela análise de um plano representativo, com uma largura unitária.

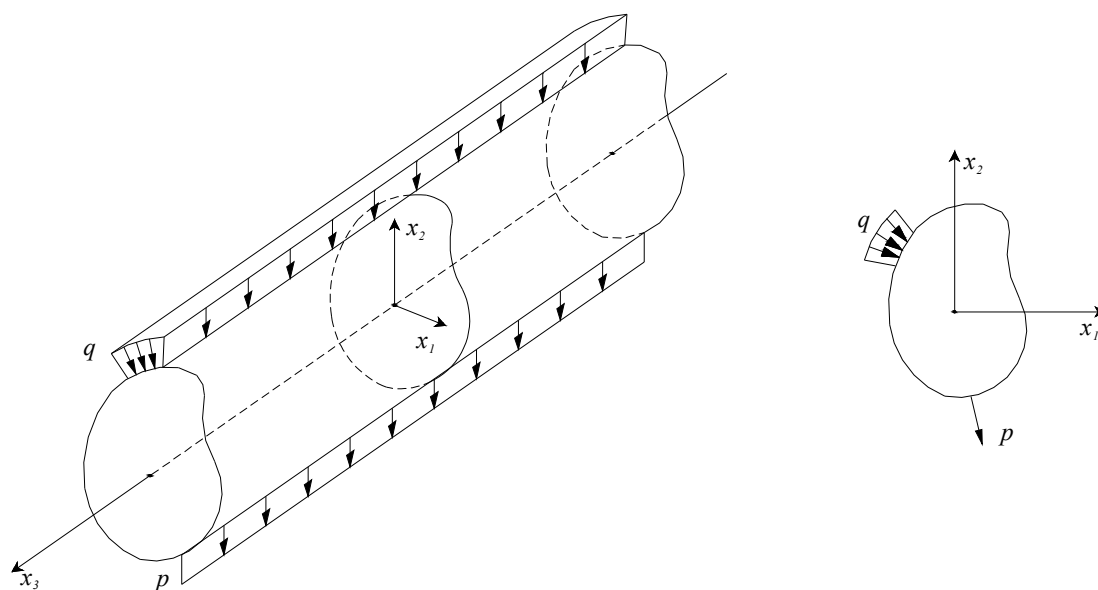


Figura 2.5 – Corpo sujeito a um estado plano de deformação

Ao simular uma estrutura de suporte de contenção ancorada, por intermédio de um modelo de estado plano de deformação, estão a ser efectuadas algumas aproximações que afastam o modelo da realidade.

Embora os erros resultantes dessa aproximação sejam em geral pequenos, importa saber que existem e em que medida influenciam os resultados obtidos.

O primeiro factor a ter em conta relaciona-se com o desenvolvimento longitudinal da estrutura de suporte. Na medida em que o desenvolvimento desta não é infinito, as condições de apoio nas extremidades originam acções e esforços segundo a direcção longitudinal, facto que inviabilizaria a aplicabilidade de um modelo de estado plano de deformação.

Por outro lado, a existência de apoios pontuais, materializados pelas ancoragens, induz uma variação das características mecânicas ao longo do desenvolvimento da obra. Neste tipo de estruturas, existe uma importante transferência de esforços, por efeito de arco, das zonas mais flexíveis para as zonas mais rígidas. Apesar de este efeito acontecer na direcção vertical e na direcção longitudinal, com um modelo de estado plano de deformação só a primeira destas consegue ser correctamente modelada. Este efeito é atenuado nos casos em que a deformabilidade dos apoios é elevada e também elevada a rigidez da cortina, já que nesta situação a variabilidade da rigidez longitudinal é pequena, sendo também pequena a transmissão de esforços por efeito de arco. Daqui se conclui que este efeito terá pouca importância quando se utilizam ancoragens pré-esforçadas associadas a cortinas constituídas por paredes moldadas espessas ou cortinas de estacas com vigas de distribuição muito rígidas.

2.3 Modelos constitutivos

Um dos aspectos fundamentais para a obtenção de bons resultados com a utilização de um modelo de elementos finitos consiste na correcta definição dos diversos modelos constitutivos. Existe actualmente uma miríade de alternativas, desde os mais simples, como o modelo linear elástico, até aos mais complexos, de que são exemplo os modelos de solos moles com fluência e percolação (Martins, 1993), (Prevost e Popescu, 1996).

A escolha do modelo constitutivo a utilizar nem sempre se encontra facilitada. Se por um lado é certo que um modelo mais recente e complexo tende a traduzir melhor as propriedades dos materiais, este necessitará de uma maior quantidade de parâmetros definidores, que nem sempre estarão disponíveis (Benz et al., 2003), (Yamamuro e Kaliakin, 2005).

De seguida apresentam-se os modelos constitutivos utilizados ao longo deste trabalho: o modelo de Mohr-Coulomb e modelo *hardening soil*.

2.3.1 Modelo de Mohr-Coulomb

Os solos têm um comportamento altamente não linear, quando sujeitos a uma determinada variação do seu estado de tensão. O modelo de Mohr-Coulomb pode ser considerado como uma primeira aproximação ao comportamento real de um solo.

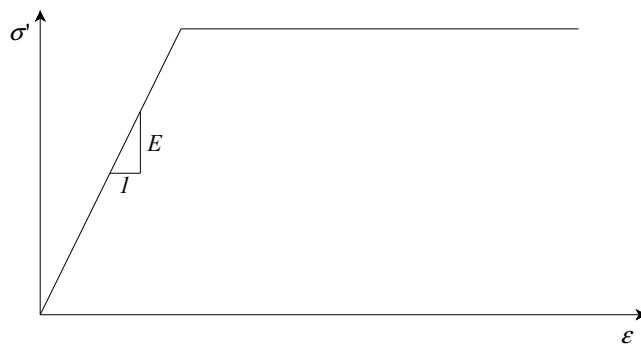


Figura 2.6 – Modelo elástico perfeitamente plástico

Tratando-se de um modelo elástico perfeitamente plástico, tal como se mostra na Figura 2.6, a sua função de cedência é fixa, independentemente da deformação plástica a que o solo está sujeito, podendo ser descrita pela equação:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (2.9)$$

em que τ_f e σ'_f representam a tensão tangencial e a tensão normal, na faceta onde ocorre a cedência. A Figura 2.7 representa a equação anterior, incluindo também as semicircunferências de Mohr correspondentes a um ponto que atingiu a cedência.

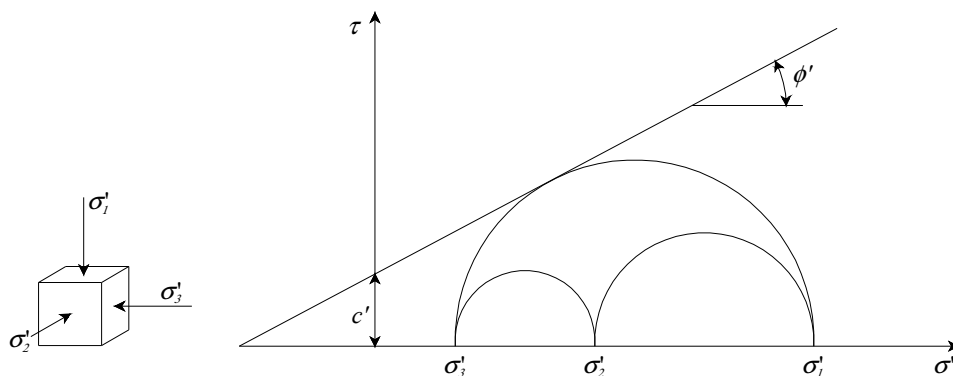


Figura 2.7 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb

As tensões normais e tangenciais na faceta onde ocorre a cedência podem ser determinadas em função das tensões principais máxima e mínima, tal como explicitado pelas expressões seguintes:

$$\tau_f = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} \cos \phi' \quad (2.10)$$

$$\sigma'_f = \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} - \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} \sin \phi' \quad (2.11)$$

Substituindo as equações anteriores na equação (2.9), e atendendo à possível permutação dos valores das tensões principais, obtém-se o critério de cedência em função das tensões principais:

$$|\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}| = \sin \phi' (\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f} + \frac{2c'}{\tan \phi'}) \quad (2.12)$$

Na Figura 2.8 representa-se a equação (2.12) no plano das tensões principais, considerando um ângulo de atrito efectivo (ϕ') de 30° e uma coesão efectiva (c') de 5 kPa. A região entre as duas rectas corresponde aos estados de tensão admissíveis.

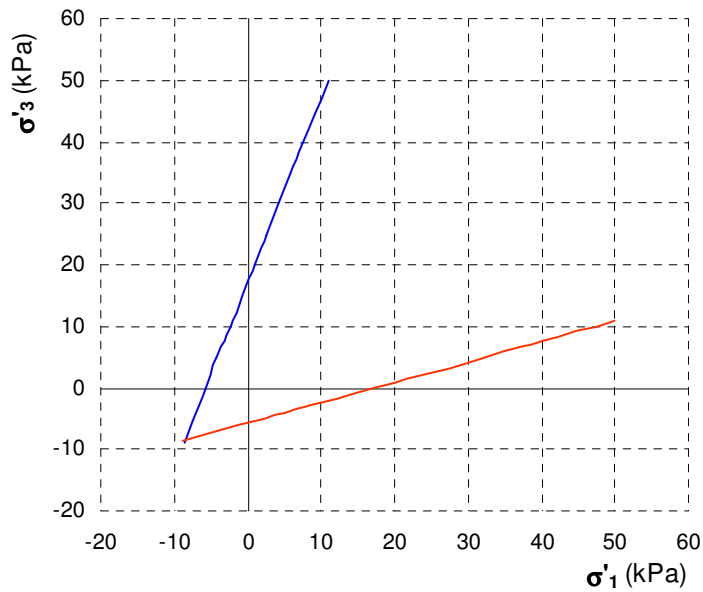


Figura 2.8 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb no plano das tensões principais

Na representação tridimensional, tendo em conta as possíveis permutações da ordem de grandeza das tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3), a superfície de cedência corresponde à intercepção de seis planos, tal como aquele definido pela equação (2.12), resultando uma pirâmide hexagonal irregular, com o vértice situado sobre o eixo das tensões hidrostáticas e a base perpendicular a esse mesmo eixo. A Figura 2.9

ilustra esse lugar geométrico, para o caso mais simples em que se despreza a existência de coesão, localizando-se o vértice da pirâmide sobre a origem dos eixos coordenados.

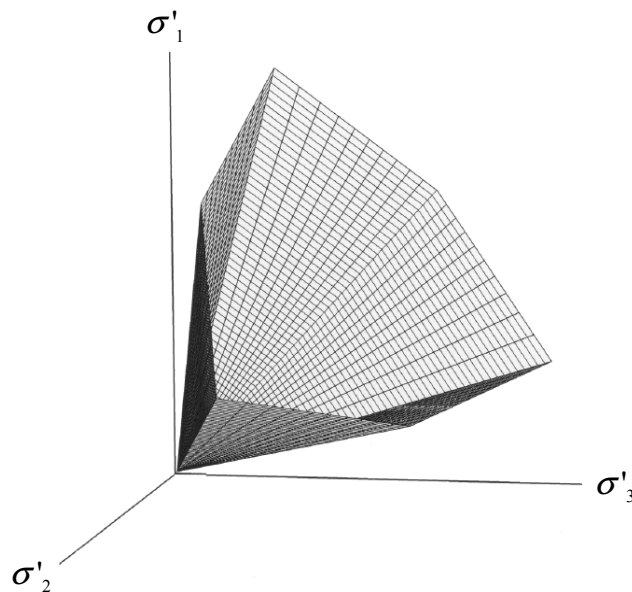


Figura 2.9 – Superfície de cedência de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais (com coesão nula)

(Brinkgreve et al., 2004)

Para a definição do comportamento resistente do solo, usando este modelo constitutivo, são necessários cinco parâmetros:

- o módulo de deformabilidade (ou de Young), E ;
- o coeficiente de Poisson, ν ;
- a coesão efectiva, c' ;
- o ângulo de atrito efectivo, ϕ' ;
- o ângulo de dilatância, ψ .

A grande vantagem desta lei constitutiva, em relação às demais, reside no facto de conseguir uma aproximação à realidade bastante razoável, usando parâmetros simples, com significado físico concreto, que são do conhecimento geral dos engenheiros e sobre os quais existe habitualmente bastante informação.

O *software* utilizado permite a adopção de parâmetros resistentes variáveis (linearmente) em profundidade, nomeadamente o módulo de deformabilidade e a coesão efectiva, possibilitando desta forma uma melhor aproximação das características dos materiais.

Nos solos onde existe coesão o modelo de Mohr-Coulomb permite a existência de tracções. Utilizando o programa PLAXIS, é possível através do comando *tension cut-off*, impedir que a tensão normal, em qualquer faceta, ultrapasse um valor de tracção, por defeito considerado igual a zero.

A escolha do valor do módulo de deformabilidade para utilização no modelo de Mohr-Coulomb deve ser conduzida com alguma prudência. Como se pode observar na Figura 2.10, este parâmetro varia com o nível de tensão, mas também com a trajectória de tensão.

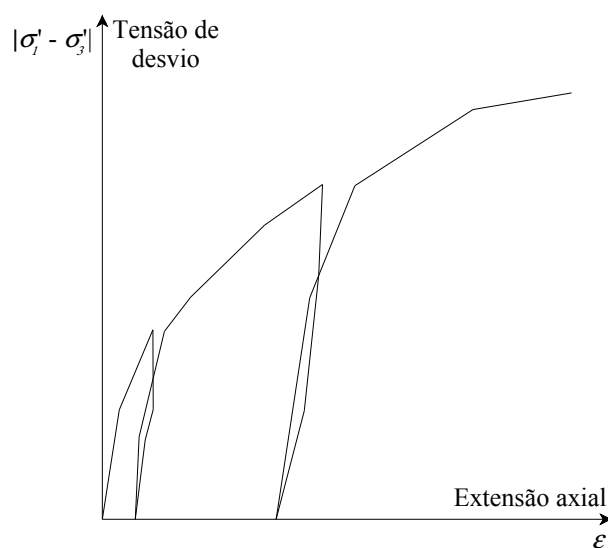


Figura 2.10 – Relação tensão-extensão típica de um ensaio triaxial

No caso das escavações suportadas, as trajectórias de tensão variam bastante em função da posição do elemento finito relativamente à cortina, pelo que se deverão considerar várias zonas com módulos de deformabilidade distintos.

2.3.2 Modelo *hardening soil*

Na grande maioria dos problemas geotécnicos, existe em regra razoável informação acerca dos parâmetros de resistência do maciço, mas pouca informação sobre a deformabilidade do mesmo. Esta situação resulta, em parte, da complexidade da relação tensão-deformação, bem como da variabilidade da rigidez do solo, em função da tensão de confinamento e da trajectória de tensões.

Pelas razões enumeradas, torna-se difícil estabelecer um valor da deformabilidade que possa ser utilizado numa lei constitutiva do tipo Mohr-Coulomb. Já o modelo *hardening soil* permite uma representação do comportamento do solo muito mais próxima da realidade, em especial no que respeita à simulação dos ciclos de descarga e recarga, impostos pelas sucessivas fases de escavação e aplicação de pré-esforço nas ancoragens.

O modelo *hardening soil* é um modelo elastoplástico, cuja superfície de cedência não é fixa no espaço das tensões principais, podendo expandir, ocorrendo durante essa expansão deformações plásticas irreversíveis.

Durante a expansão da superfície de cedência podem ocorrer dois tipos de endurecimento: o endurecimento por corte, utilizado para modelar as deformações plásticas causadas por um incremento das tensões de desvio e o endurecimento por compressão, que modela as deformações plásticas causadas por uma compressão primária num carregamento isotrópico.

Quando um provete de solo é submetido a uma tensão de desvio sofre uma diminuição de rigidez e simultaneamente uma deformação plástica irreversível. Durante um ensaio, a curva que relaciona a deformação axial (ε_1) com a tensão de desvio (q) pode ser razoavelmente aproximada por uma hipérbole. Esta relação, formulada inicialmente por Konder e Zelasko (1963), foi posteriormente introduzida no conhecido modelo hiperbólico por Duncan e Chang (1970). O modelo *hardening soil* consegue no entanto superar este último em três aspectos de grande importância (Brinkgreve et al., 2004):

- utiliza a teoria da plasticidade, em vez da teoria da elasticidade;
- inclui a dilatação do solo;
- introduz a superfície de cedência por compressão, que conduz a uma região elástica fechada.

De entre as principais características deste modelo constitutivo destacam-se:

- a capacidade de variação da rigidez do solo com a tensão de confinamento (através do parâmetro m);
- a consideração de deformações plásticas provocadas por incrementos de tensão de desvio (através do parâmetro E_{s0});
- a consideração de deformações plásticas devidas a incrementos de tensão isotrópica (através do parâmetro E_{oed});
- a possibilidade de utilização de valores diferentes da deformabilidade consoante se trate de uma trajectória de tensões de primeira carga ou de descarga-recarga (por intermédio dos factores E_{ur} e ν_{ur});

- a utilização da envolvente de rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (considerando os valores de c' , ϕ' e ψ).

Num ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial (ε_1) e a tensão de desvio (q), ilustrada pela Figura 2.11, pode ser descrita pela equação:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para } q < q_f \quad (2.13)$$

em que q_a representa a assíntota da hipérbole e q_f o valor máximo da tensão de desvio (tensão de rotura obtida no ensaio).

Derivando a equação (2.13) em ordem a ε_1 , obtém-se um valor para a rigidez tangente inicial E_{ti} igual a $2E_{50}$.

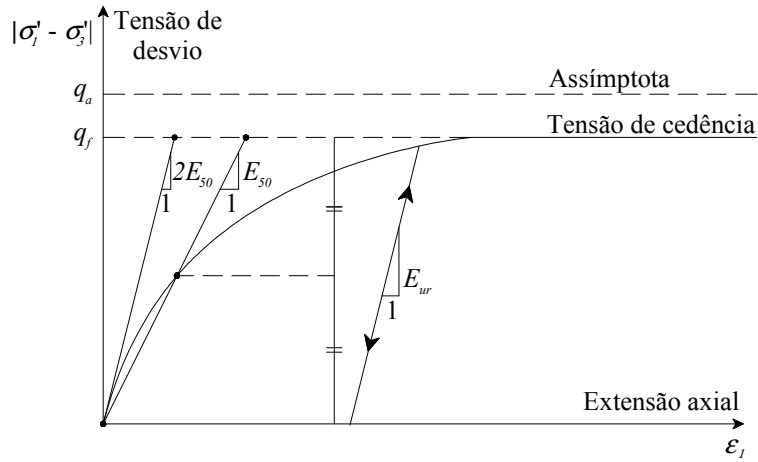


Figura 2.11 – Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado

O valor de q_f pode ser derivado a partir da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb:

$$q_f = (c' \cot \phi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.14)$$

Quando a tensão de desvio atinge o valor de q_f , o critério de ruptura é satisfeito e o escoamento perfeitamente plástico ocorre como descrito pelo critério de Mohr-Coulomb.

O quociente entre a tensão de desvio máxima, q_f , e a assíntota da hipérbole, q_a , determina o parâmetro R_f , que pode ser considerado igual a 0,9 quando não existirem dados do solo que o permitam determinar.

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \quad (2.15)$$

O valor de E_{50} , que consiste no módulo de deformabilidade secante para uma tensão de desvio correspondente a metade da tensão de desvio máxima, para uma determinada tensão efectiva de confinamento σ'_3 , pode ser calculado através da equação seguinte:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.16)$$

onde E_{50}^{ref} é o módulo de Young de referência em primeira carga, determinado com base numa tensão efectiva de confinamento p^{ref} , para a qual se utiliza usualmente o valor de 100 kPa.

É conveniente fazer notar que, na equação (2.16), o valor de σ'_3 é negativo para uma tensão de compressão.

O parâmetro m , que estabelece a dependência da deformabilidade com as tensões, poderá ser considerado igual a 1,0 para solos argilosos moles. Em numerosos estudos realizados em areias e siltes, o valor de m situa-se entre 0,5 e 1,0 (Von Soos, 1990). Parece no entanto importante que seja determinado, a partir de ensaios triaxiais, um valor para esta variável.

Para descrever a rigidez do solo de forma muito mais precisa do que o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo constitutivo *hardening soil* utiliza uma rigidez distinta, consoante se trate de uma trajectória de primeira carga ou uma trajectória de descarga ou recarga. Para este último caso a deformabilidade é calculada de forma muito semelhante à situação de primeira carga:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.17)$$

onde E_{ur}^{ref} é o módulo de Young de referência em descarga ou recarga, determinado com base numa tensão efectiva de confinamento p^{ref} , para a qual se utiliza usualmente o valor de 100 kPa.

Ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade, num modelo elastoplástico, de que é exemplo o *hardening soil*, não existe uma relação unívoca entre o módulo de deformabilidade triaxial E_{50} e o módulo de deformabilidade edométrico E_{oed} . Este último é determinado pela equação seguinte:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_1 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.18)$$

onde E_{oed}^{ref} é o módulo de Young edométrico de referência, determinado com base numa tensão efectiva de confinamento p^{ref} , tal como mostra a Figura 2.12. Note-se que se utiliza a tensão σ'_1 , na

medida em que se trata de um ensaio edométrico e esta é a tensão conhecida. Admite-se na equação valores positivos para as tensões de compressão.

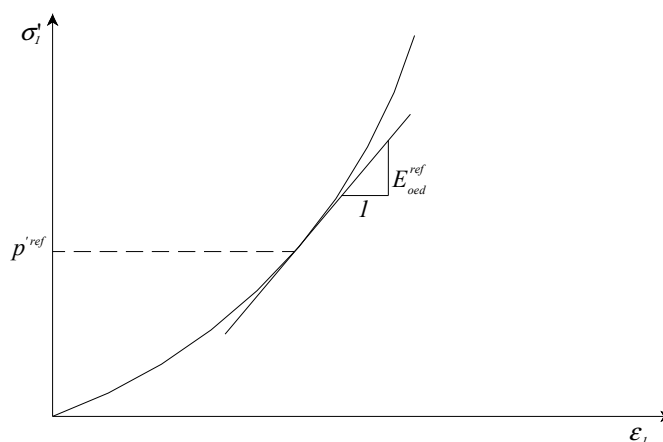


Figura 2.12 – Definição do módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed}^{ref}

2.3.2.1 Fecho da superfície de cedência

A forma da função de cedência plástica varia no espaço das tensões principais, à medida que ocorre o endurecimento dos materiais. Na Figura 2.13, estão representadas as sucessivas funções de cedência, que vão culminar no critério de cedência de Mohr-Coulomb, quando a tensão de desvio atinge o valor q_f . Para o caso particular em que o valor de m é considerado igual à unidade, as funções de cedência deixam de ser curvas e passam a ser rectas, já que a dependência da rigidez em relação à tensão de confinamento passa a ser linear.

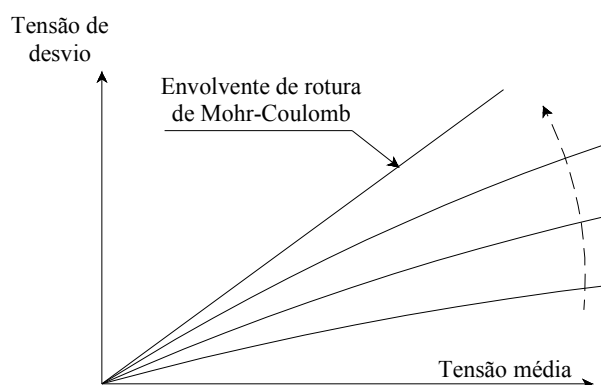


Figura 2.13 – Evolução da superfície de cedência com o endurecimento (adaptado de Schanz et al., 1999)

As superfícies de cedência representadas na Figura 2.13 são, no entanto, insuficientes para explicar a variação de volume que ocorre em ensaios de compressão isotrópica. Torna-se necessária a utilização de uma superfície de cedência adicional, que feche a região elástica na direcção do eixo da tensão isotrópica. Sem esta superfície de cedência, não seria possível a consideração de valores independentes

para os parâmetros E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} . De forma semelhante à deformabilidade triaxial, definida por E_{50}^{ref} , que controla a superfície de cedência por corte, o módulo de deformabilidade edométrico, definido por E_{oed}^{ref} , controla a envolvente de cedência por compressão.

A superfície de cedência de compressão é, no plano $p'-q$, definida por uma elipse, tal como representado na Figura 2.14. O seu comprimento no eixo p' vale p'_p e no eixo q vale $\alpha p'_p$. O valor p'_p corresponde à tensão de pré-consolidação e α é determinado a partir do valor de K_0 (coeficiente de impulso em repouso), (Brinkgreve et al., 2004).

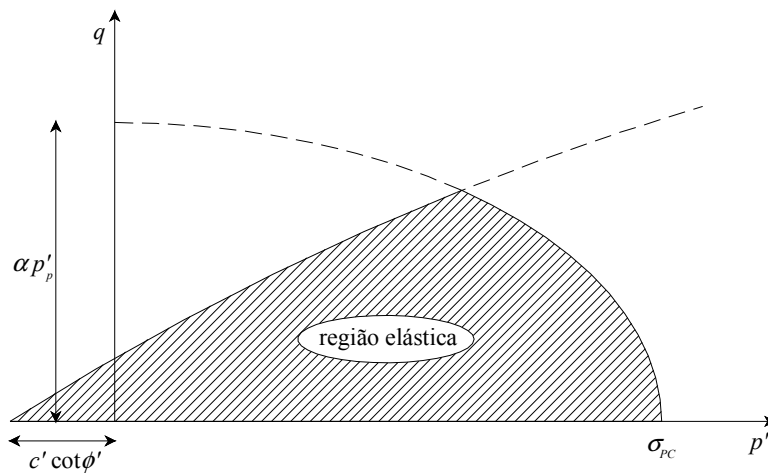


Figura 2.14 – Superfície de cedência do modelo *hardening soil* no plano $p'-q$ (Brinkgreve et al., 2004)

A Figura 2.15 representa a superfície de cedência do modelo *hardening soil* no espaço das tensões principais, para o caso particular em que a coesão é nula.

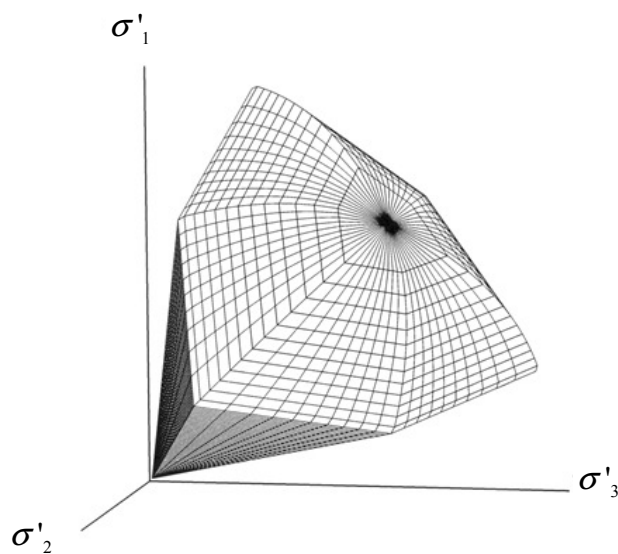


Figura 2.15 – Superfície de cedência do modelo *hardening soil* no espaço das tensões principais (com coesão nula) (Brinkgreve et al., 2004)

2.3.2.2 Obtenção de parâmetros

Um bom modelo de elementos finitos é aquele que tem a capacidade de representar diferentes situações, sem se afastar dos resultados observados previamente. Isto significa que, com o mesmo conjunto de parâmetros, o modelo deverá simular correctamente diferentes trajectórias triaxiais ou edométricas, obtendo-se resultados idênticos aos ensaios de laboratório.

O Quadro 2.1 apresenta, de forma compacta, os parâmetros necessários à completa definição de um modelo constitutivo do solo do tipo *hardening soil*. Alguns dos parâmetros são designados por parâmetros avançados já que, para a maioria das situações correntes, pode ser adoptado o valor definido por defeito (valores entre parêntesis no Quadro 2.1). Apenas devem ser utilizados valores alternativos quando existirem ensaios que o justifiquem.

Quadro 2.1 – Parâmetros do modelo *hardening soil*

Resistência	c'	Coesão efectiva	(kPa)
	ϕ'	Ângulo de atrito efectivo	(°)
	ψ	Ângulo de dilatância	(°)
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante de ensaios triaxiais drenados	(kPa)
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente de ensaios edométricos drenados	(kPa)
	m	Potência para a dependência tensional da rigidez	-
Avançados	E_{ur}^{ref}	Rigidez em descarga e recarga ($3E_{50}^{ref}$)	(kPa)
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga (0,2)	-
	p^{ref}	Tensão de referência para a rigidez (100 kPa)	(kPa)
	K_0	Coefficiente de impulso em repouso ($1 - \sin \phi'$)	-
	R_f	Quociente entre q_f e q_a (0,9)	-

A realização de ensaios edométricos permite determinar o valor do parâmetro E_{oed}^{ref} e ainda o grau de sobreconsolidação da amostra, indispensável para definir o estado de tensão inicial do maciço. Os restantes parâmetros podem ser determinados através de ensaios triaxiais. O parâmetro m pode ser estimado a partir de qualquer um dos dois ensaios anteriores, pressupondo que são realizados ensaios a níveis de confinamento diferentes.

2.4 Simulação de um ensaio triaxial drenado

Neste ponto será verificado o modo de funcionamento do modelo *hardening soil* no programa de cálculo PLAXIS. Com esse propósito foi criado um modelo que visa simular um ensaio triaxial.

O ensaio triaxial pode ser simulado através de um modelo axissimétrico com dimensões unitárias, representando um quarto da amostra. Estas dimensões, apesar de irrealistas, foram adoptadas para uma maior simplicidade. Além disso, a dimensão do modelo não tem influência nos resultados, desde que não seja contabilizado o peso do solo. A malha de elementos finitos, as propriedades do solo, as condições de fronteira e as cargas aplicadas encontram-se representadas na Figura 2.16. Na medida em que se pretende simular um ensaio triaxial drenado, as pressões neutras foram consideradas nulas em todas as fases do ensaio.

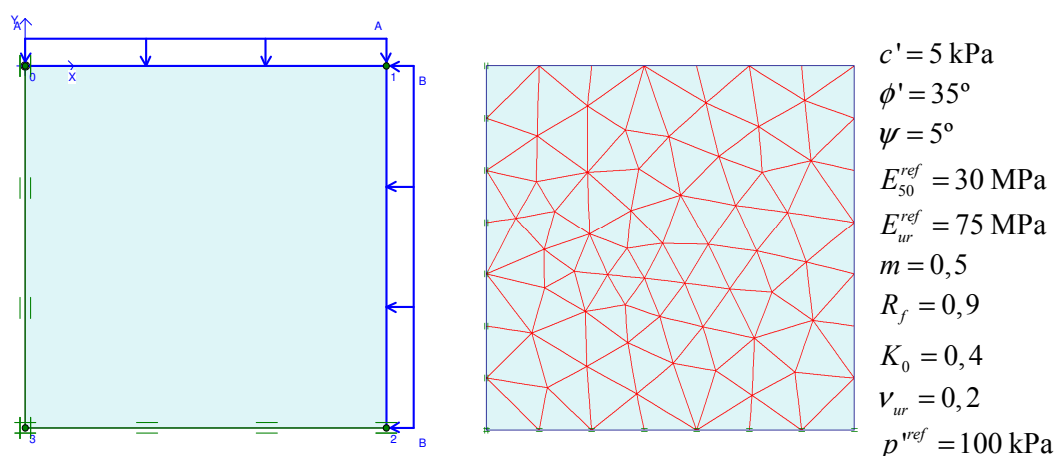


Figura 2.16 – Modelo de elementos finitos do ensaio triaxial

A primeira fase do ensaio consistiu em simular a consolidação a K_0 , tendo sido aplicada uma pressão vertical de 200 kPa e uma pressão horizontal de 80 kPa.

Concluída a consolidação, procedeu-se ao incremento da tensão vertical até 270 kPa. Realizou-se então um ciclo de descarga e recarga, tendo-se baixado a tensão vertical até ao valor de 250 kPa e procedendo à recarga até se atingir os 270 kPa. Por fim, levou-se a amostra até à rotura por aumento da tensão vertical.

Para análise dos resultados obtidos com a simulação numérica do ensaio triaxial é necessário determinar a curva teórica correspondente. Utilizando a expressão (2.14), e tendo em consideração que a tensão σ'_3 vale 80 kPa, obtém-se o valor máximo da tensão de desvio $q_f = 234$ kPa. Uma vez que se considerou $R_f = 0,9$ a assíntota da hipérbole será $q_a = 260$ kPa, tal como indicado pela expressão

(2.15). Relativamente à rigidez teórica, aplicando as expressões (2.16) e (2.17), onde se considerou $m=0,5$, obtém-se respectivamente $E_{50}=27,1$ MPa e $E_{ur}=67,6$ MPa.

Na Figura 2.17 representa-se a curva resultante da simulação numérica, sobreposta à solução teórica, definida pela expressão (2.13). Nesta figura pode observar-se que os resultados do cálculo numérico são praticamente coincidentes com a solução teórica, inclusive após se atingir a resistência máxima.

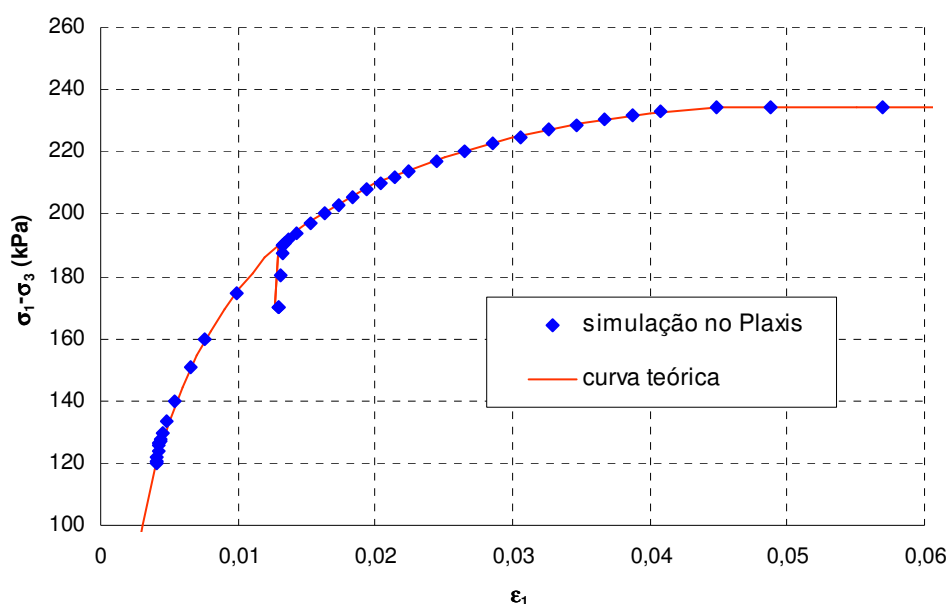


Figura 2.17 – Comparação da simulação numérica do ensaio triaxial com a solução teórica

A simulação de um ensaio triaxial através da aplicação de deslocamentos, ao invés de tensões, permitiu confirmar que o modelo *hardening soil* não contempla o amolecimento do solo após a mobilização da resistência máxima do solo.

2.5 Considerações finais

O presente capítulo foi iniciado com uma breve referência ao método dos elementos finitos e ao seu método de funcionamento. Foram apresentados os modelos constitutivos utilizados para modelar o solo, com especial atenção para o modelo *hardening soil*. Além da descrição das curvas tensão-deformação, foram apresentados os critérios de cedência de cada um dos modelos. Foram ainda expostos os vários parâmetros caracterizadores dos modelos constitutivos e mostrados os vários ensaios que permitem a sua determinação.

A modelação numérica de um ensaio triaxial permitiu aferir o modo de funcionamento do modelo constitutivo e do *software* utilizado.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ANCORADA

3. MODELAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ANCORADA

3.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se a aplicação do método de elementos finitos a uma escavação suportada por uma cortina ancorada, na qual se baseou o estudo paramétrico apresentado em detalhe no capítulo seguinte. Para referência posterior, será designado por modelo numérico #00A.

Com este exemplo pretende-se estudar em detalhe o comportamento da estrutura de suporte e do solo envolvente, em termos de esforços, tensões e deformações, ao longo das várias fases de construção.

3.2 Descrição do modelo numérico

O exemplo escolhido consiste numa escavação com 15,0 m de profundidade e 30,0 m de largura, conforme esquematizado na Figura 3.1. Considerou-se que o desenvolvimento longitudinal da obra é muito superior ao transversal, permitindo a utilização de um modelo em estado plano de deformação.

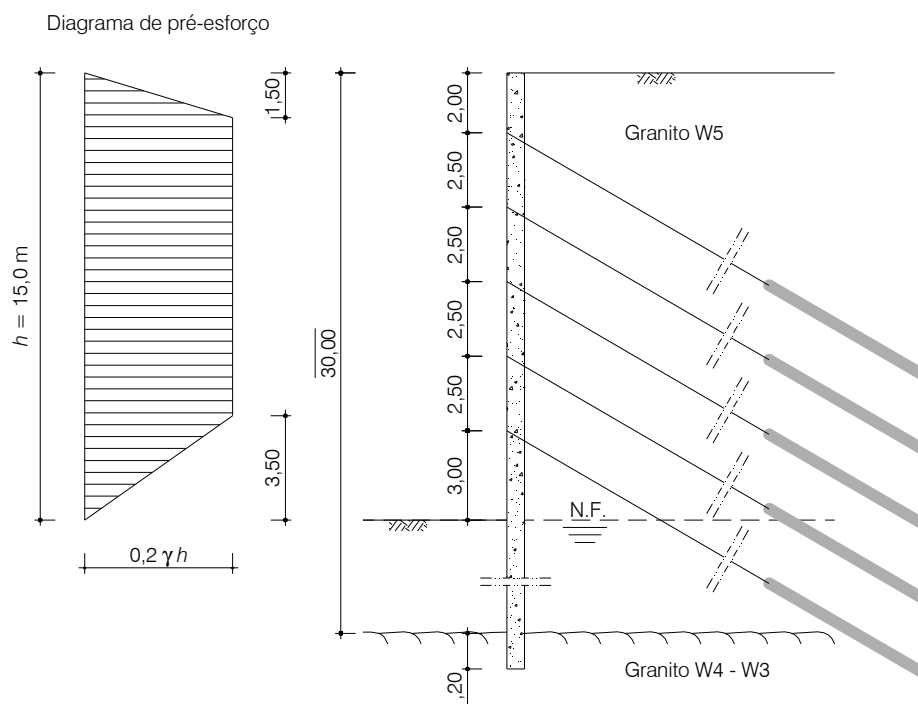


Figura 3.1 – Esquema simplificado do modelo numérico #00A

O perfil geológico-geotécnico considerado neste exemplo corresponde a um perfil de materiais graníticos semelhante ao encontrado na escavação realizada para a construção da Estação dos Aliados, integrada no projecto Metro do Porto (Sousa, 2002a).

Foi considerado um maciço com uma camada superficial com grau de alteração W5 (solo saprolítico), com 30,0 m de espessura. Esta unidade geológica é constituída por um solo residual arenoso, de grão médio a grosseiro, siltoso a silto-argiloso, micáceo e caulinzado, com fragmentos de quartzo. Apresenta-se em geral medianamente compacta a compacta. Tem coloração esbranquiçada a amarelada. Os valores de N_{SPT} variam entre 22 e 60 pancadas (Sousa, 2002a).

Subjacente a esta, considerou-se uma camada de material com uma resistência bastante superior, com grau de alteração W4 – W3. Este material apresenta grão médio, duas micas e encontra-se medianamente a muito alterado. O grau de fracturação, apesar de predominantemente se caracterizar por fracturas próximas (F4), varia muito, podendo vulgarmente ser de F5 (fracturas muito próximas), F3 (medianamente afastadas) e até mesmo F2 (fracturas afastadas). O RQD varia entre 0% e 85%, enquanto que para a percentagem de recuperação os valores encontrados variaram entre os 65% e os 100% (Sousa, 2002a).

O modelo constitutivo utilizado para representar o solo de menor resistência foi o modelo de *hardening soil*. Com o objectivo de simplificar a análise, foi utilizado para o maciço de fundação, composto pelo granito W4 – W3, o modelo de Mohr-Coulomb. Esta medida ajusta-se à situação porque a contribuição desta zona do maciço para o comportamento global da estrutura é diminuta e as tensões de corte mobilizadas são reduzidas, com excepção de alguns pontos próximos do pé da cortina.

O Quadro 3.1 resume as principais características adoptadas para o material com que foi simulada a camada superficial de solo saprolítico. Para a camada inferior, classificada como W4-W3, adoptaram-se as características indicadas no Quadro 3.2.

Foi considerada uma cortina com uma rigidez flexional de 540000 kNm² por metro de desenvolvimento de escavação. Admitindo que o betão possui um módulo de elasticidade de 30 GPa, este valor pode corresponder a uma parede moldada com 0,60 m de espessura ou uma cortina de estacas com 0,80 m de diâmetro afastadas de 1,10 m. Foram consideradas ancoragens espaçadas de 2,50 m na direcção vertical e de 3,00 m na direcção longitudinal.

Admitiu-se que a cortina é prolongada para além do fundo da escavação, atingindo o estrato mais resistente e penetrando neste 1,20 m, o que corresponde a duas vezes a espessura da parede moldada equivalente.

Com vista a simular a correcta interacção entre a estrutura de suporte e o maciço, foram colocados elementos de junta com resistência equivalente a dois terços da resistência do solo ao mesmo nível,

sendo este um valor habitualmente utilizado para caracterizar a interface entre o solo e uma superfície de betão armado.

Quadro 3.1 – Parâmetros do solo “W5 (solo saprolítico)” para o modelo *hardening soil*

Gerais	γ_{unsat}	Peso volúmico	19,5 kN/m ³
	γ_{sat}	Peso volúmico saturado	21,5 kN/m ³
Resistência	c'	Coesão efectiva	5 kPa
	ϕ'	Ângulo de atrito efectivo	35°
	ψ	Ângulo de dilatância	10°
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante de ensaios triaxiais drenados	20 MPa
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente de ensaios edométricos drenados	12 MPa
	m	Potência para a dependência tensional da rigidez	0,45
Avançados	E_{ur}^{ref}	Rigidez em descarga e recarga	60 MPa
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga	0,26
	p^{ref}	Tensão de referência para a rigidez	100 kPa
	K_0	Coefficiente de impulso em repouso	0,45
	R_f	Quociente entre q_f e q_a	0,9

Quadro 3.2 – Parâmetros do solo “W4-W3” para o modelo Mohr-Coulomb

Gerais	γ_{unsat}	Peso volúmico	23,0 kN/m ³
	γ_{sat}	Peso volúmico saturado	25,0 kN/m ³
Resistência	c'	Coesão efectiva	100 kPa
	ϕ'	Ângulo de atrito efectivo	38°
	ψ	Ângulo de dilatância	0°
Rigidez	E^{ref}	Módulo de deformabilidade (elástico)	700 MPa
Avançados	ν	Coefficiente de Poisson	0,2
	K_0	Coefficiente de impulso em repouso	0,384

Por forma a melhorar a distribuição de tensões na zona envolvente da extremidade da cortina, foram adicionados alguns elementos de junta, que se prolongam para além da cortina. Neste prolongamento não se considera nenhuma redução das características resistentes do solo. Este procedimento aumenta a flexibilidade da malha de elementos finitos e impede o aparecimento de tensões irrealistamente elevadas (Van Langen e Vermeer, 1991).

Para a introdução das ancoragens neste modelo de cálculo foi considerado, por simplificação, que não existem movimentos do bolbo de selagem da mesma. Desta forma, foram simuladas através da colocação de apoios elásticos no ponto onde se localiza a cabeça da ancoragem (Matos Fernandes, 1981). Estes apoios têm inclinação de 30° e rigidez correspondente a um cabo com 13 m de comprimento (distância entre a cabeça de ancoragem e o ponto médio do bolbo de selagem). Considerou-se que a cabeça de ancoragem está situada 0,50 m acima de cada nível de escavação.

O pré-esforço das ancoragens foi determinado com base no diagrama de pressões apresentado na Figura 3.1, resultando uma força de 507 kN por ancoragem. Uma vez que se considera que a secção transversal da armadura de pré-esforço necessária é 1 cm^2 por cada 100 kN de força aplicada, foi adoptada uma secção em aço com $6,00 \text{ cm}^2$ e 200 GPa de módulo de elasticidade.

Por uma questão de facilidade de cálculo, adoptou-se um valor de pré-esforço igual em todas as ancoragens. Esta consideração leva a que o diagrama de pré-esforço, representado na Figura 3.1 tenha a forma trapezoidal, já que a primeira e a última ancoragens possuem uma altura de influência superior às demais.

A Figura 3.2 representa a escavação e as condições fronteira consideradas.

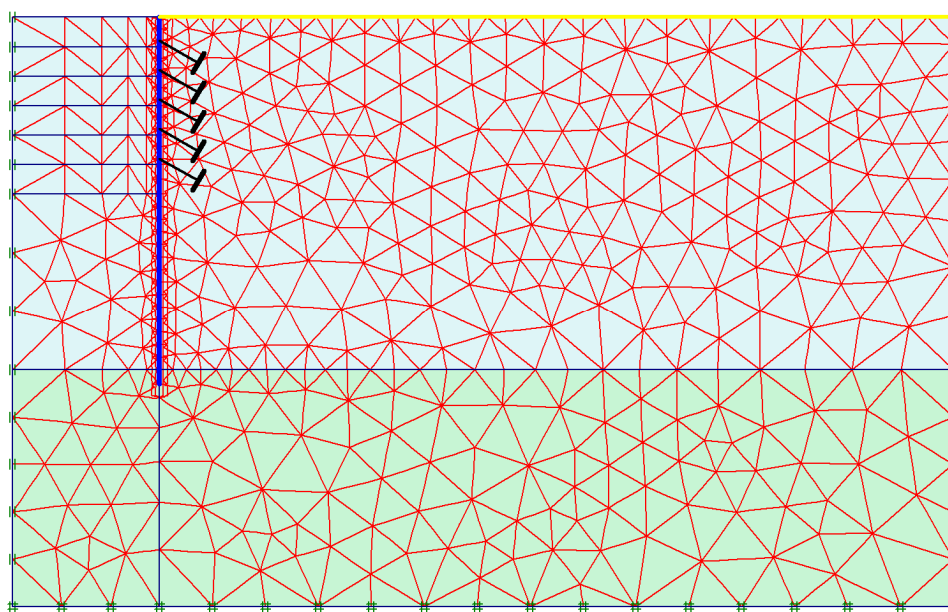


Figura 3.2 – Malha de elementos finitos e condições fronteira do modelo numérico #00A

O modelo de cálculo envolve apenas uma zona restrita, próxima da estrutura de suporte. Na medida em que esta é simétrica, apenas será necessário modelar uma das metades. Ao longo do eixo de simetria admite-se que apenas possam ocorrer deslocamentos verticais, impondo-se nesta fronteira deslocamentos horizontais nulos. Na extremidade oposta foi definida uma fronteira, suficientemente

afastada da cortina (75,0 m, que correspondem a cinco vezes a profundidade máxima da escavação), para a qual se admite que os deslocamentos horizontais são nulos. A uma profundidade de 45,0 m foi considerada uma fronteira rígida, correspondendo a uma zona do maciço com uma rigidez suficientemente alta, de tal forma que permita supor deslocamentos horizontais e verticais nulos (Wood, 2004).

A simulação do processo construtivo inicia-se com a construção da cortina. Na segunda fase é simulado o primeiro nível de escavação, até uma profundidade de 2,5 m. A terceira fase consiste na introdução de um apoio elástico a uma profundidade de 2,0 m, correspondente ao primeiro nível de ancoragens, e aplicação da força de pré-esforço. Seguem-se sucessivas fases de escavação e colocação de ancoragens pré-esforçadas, terminando na fase 12, quando se atingem os 15,0 m de profundidade.

É importante salientar que, por se tratar de uma simulação em estado plano de deformação, torna-se complicado simular o faseamento construtivo longitudinal da obra, razão pela qual este não foi explicitamente contemplado.

A Figura 3.3 apresenta em detalhe todo o faseamento construtivo deste exemplo numérico.

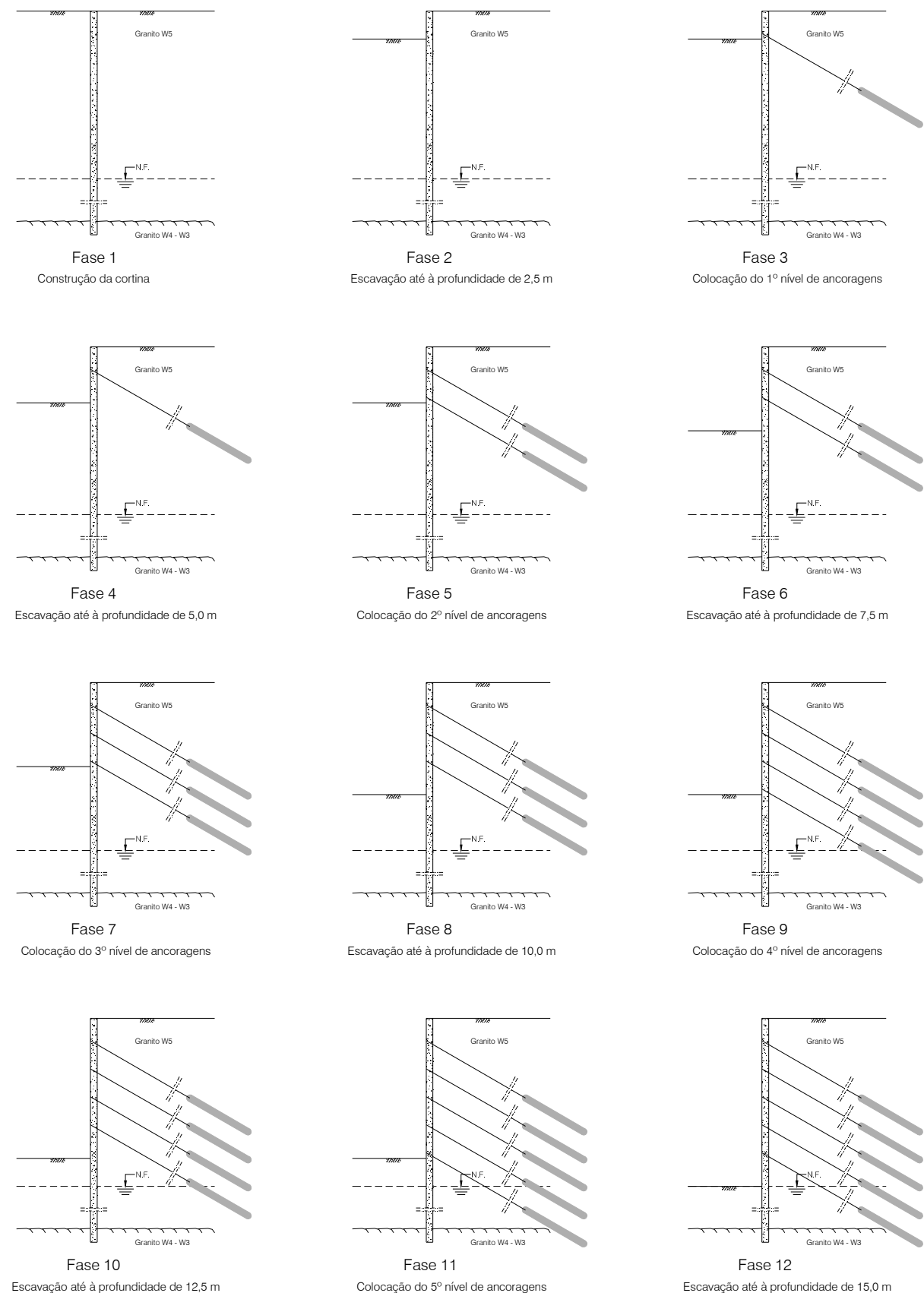


Figura 3.3 – Faseamento construtivo do cálculo #00A

3.3 Estado de tensão inicial

Na definição do estado de tensão inicial considerou-se que o nível freático se encontra posicionado a 15,0 m de profundidade, coincidente com o fundo da escavação, e que este não é afectado pelo processo de construção, mantendo-se inalterado até à conclusão da obra. Foi considerado, para a água, o peso volúmico de 10 kN/m^3 . Dada a natureza dos materiais implicados nesta análise, foi admitido que o processo de escavação decorre em condições drenadas, não sendo considerada qualquer variação da pressão na água dos poros.

O estado de tensão inicial do maciço é definido automaticamente pelo programa de cálculo, com base nos valores do peso volúmico e do coeficiente de impulso em repouso atribuídos ao solo.

Ao ser empregue o modelo *hardening soil*, o programa de cálculo permite a consideração de uma tensão de pré-consolidação ou de um determinado grau de sobreconsolidação. Neste caso concreto, foi admitida uma tensão de pré-consolidação de 100 kPa. Desta forma simples foi possível aproximar a história de carregamentos a que o maciço terá estado sujeito, e que se traduz, na sua essência, num aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso e dos módulos de deformabilidade nas zonas mais superficiais do maciço. É importante fazer notar que esta forma de proceder introduz um grau de sobreconsolidação que tende para infinito à superfície e que diminui em profundidade, aproximando-se da unidade, tal como indica a Figura 3.4.

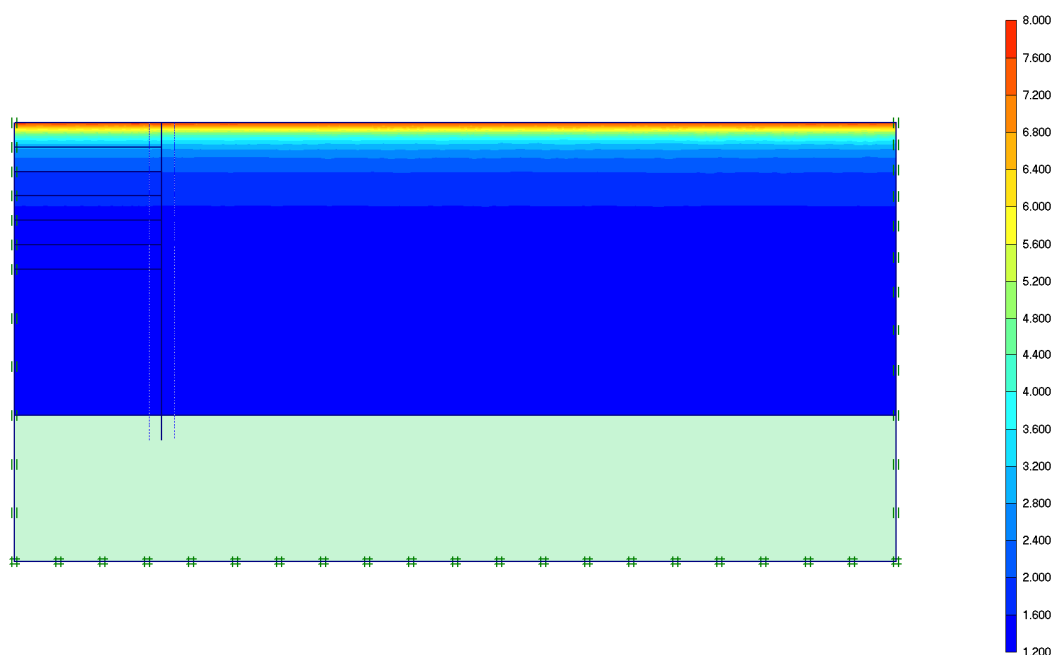


Figura 3.4 – Distribuição do grau de sobreconsolidação no maciço no cálculo #00A

3.4 Análise de resultados

3.4.1 Deslocamentos

A Figura 3.5 e a Figura 3.6 apresentam o panorama geral das deformações horizontais e verticais em redor da escavação, após a conclusão da sua construção.

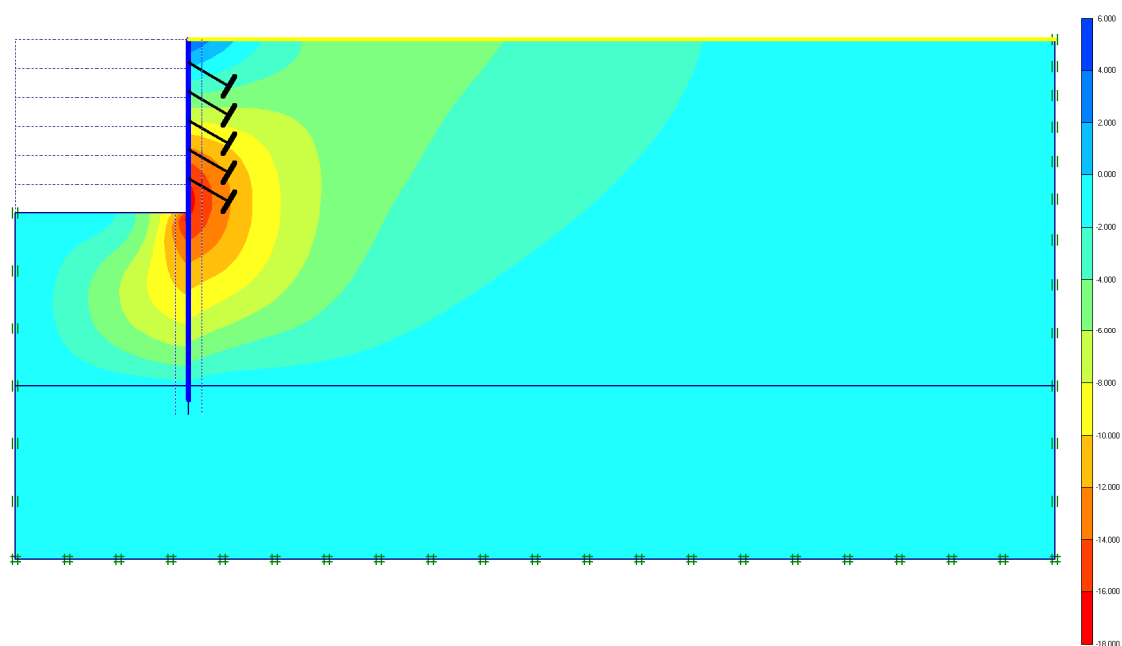


Figura 3.5 – Deformação horizontal no final da escavação, no cálculo #00A (escala em milímetros)

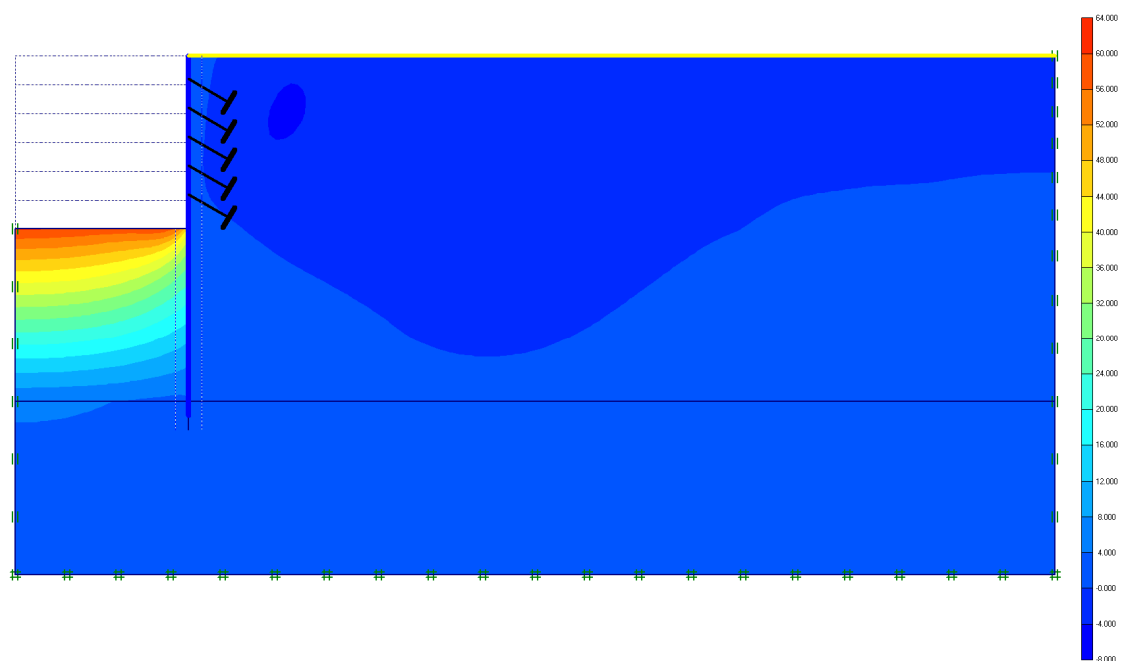


Figura 3.6 – Deformação vertical no final da escavação, no cálculo #00A (escala em milímetros)

As deformações horizontais máximas ocorrem próximo do fundo da escavação, mais precisamente a 13,8 m de profundidade, com o valor de 17 mm (0,11% da profundidade máxima da escavação).

É notório também o deslocamento contra o terreno da zona superior da cortina, evidenciado pela Figura 3.7. Este deslocamento, com o valor de 4 mm, resulta de dois factores. Por um lado, ao modelar as ancoragens considerando a selagem fixa, é eliminada uma parcela importante dos deslocamentos das mesmas, que ocorreria durante as fases de escavação, e que corresponderia ao movimento conjunto do maciço suportado em direcção à escavação. Por outro lado, a rigidez do solo junto da superfície é bastante inferior à do restante maciço, já que o modelo constitutivo considera a deformabilidade dependente da tensão de confinamento.

A excessiva rigidez das ancoragens e a maior deformabilidade da zona superficial do maciço, associadas à curvatura da cortina imposta pelos momentos flectores, tendem a originar deslocamentos do topo da cortina que ocorrem no sentido do maciço suportado.

Esta problemática voltará a ser analisada, quando se proceder ao estudo da escavação considerando a selagem móvel das ancoragens.

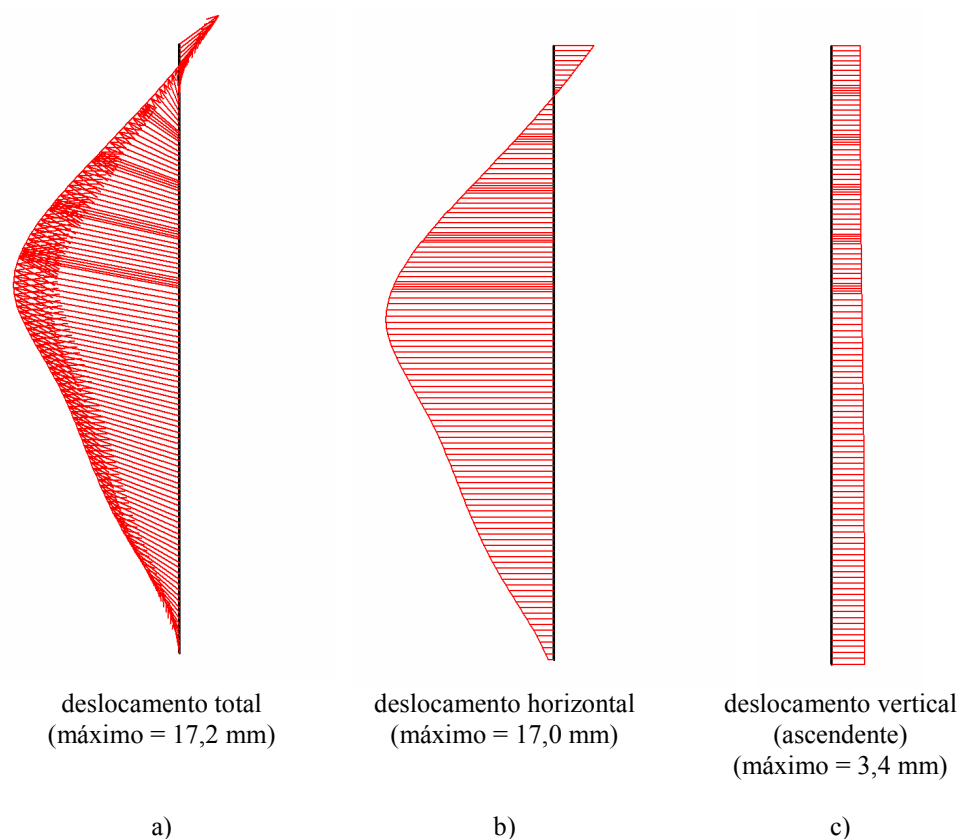


Figura 3.7 – Deslocamentos da cortina na fase final da escavação, no cálculo #00A: a) - deslocamento total; b) - deslocamento horizontal; c) - deslocamento vertical

Relativamente às deformações verticais, tal como esperado, prevalece o empolamento do fundo da escavação, apresentado na Figura 3.8. O grande alívio de tensão vertical resultante da escavação, acrescido do aumento da deformabilidade do maciço provocada pela diminuição da tensão média, permitem explicar os valores encontrados. Para este exemplo, o empolamento máximo ocorre no centro da escavação e atinge um máximo de 60 mm (0,4% da profundidade máxima da escavação). Junto à cortina, devido à mobilização de tensões tangenciais na interface entre esta e a massa de solo do interior da escavação, com movimento ascendente, o empolamento reduz-se para 42 mm.

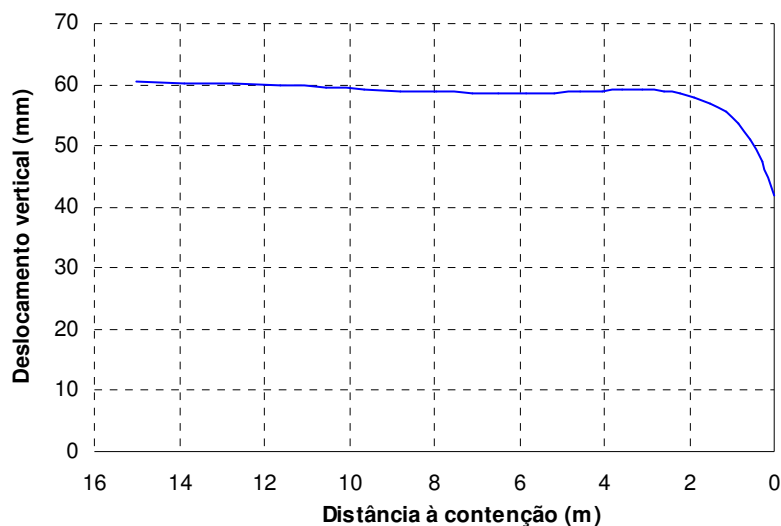


Figura 3.8 – Deslocamentos verticais do fundo da escavação, no cálculo #00A (fase final)

Além do empolamento do fundo da escavação, há a registar um ligeiro assentamento do maciço suportado, que toma à superfície o valor máximo de 3,7 mm. Devido ao deslocamento da cortina contra o maciço escavado e às forças verticais ascendentes que actuam na cortina, provocadas pelo empolamento da base de escavação, o perfil de deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado, representado na Figura 3.9, apresenta um deslocamento vertical máximo ascendente de 2,9 mm.

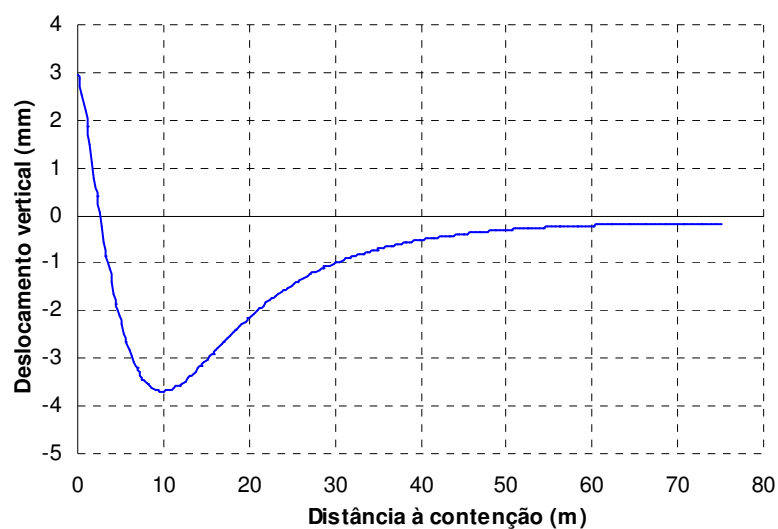


Figura 3.9 – Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado, no cálculo #00A (fase final)

Além da análise dos deslocamentos na fase final da escavação, é importante avaliar a sua evolução ao longo das sucessivas fases de escavação e pré-esforço.

Através da Figura 3.10 verifica-se que o deslocamento horizontal em direcção à escavação ocorre nas fases pares, correspondentes a fases de escavação. Nas fases ímpares, correspondentes à aplicação de pré-esforço, ocorre alguma recuperação dos deslocamentos até aí verificados. A Figura 3.11 separa as duas componentes do deslocamento (positiva nas fases de escavação e negativa nas fases de pré-esforço), que somadas reflectem a deformada final da estrutura de suporte.

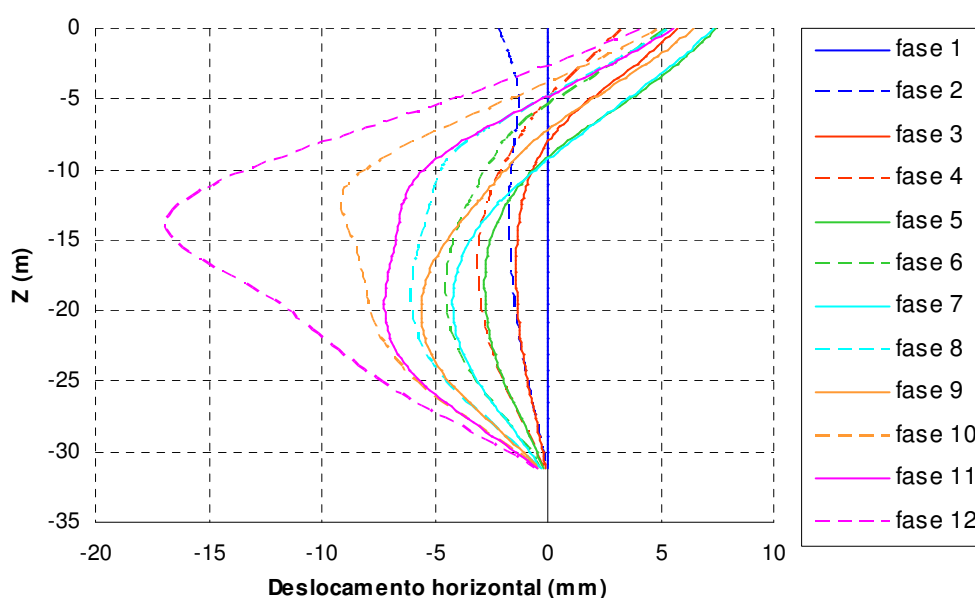


Figura 3.10 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases 1 a 12 do cálculo #00A

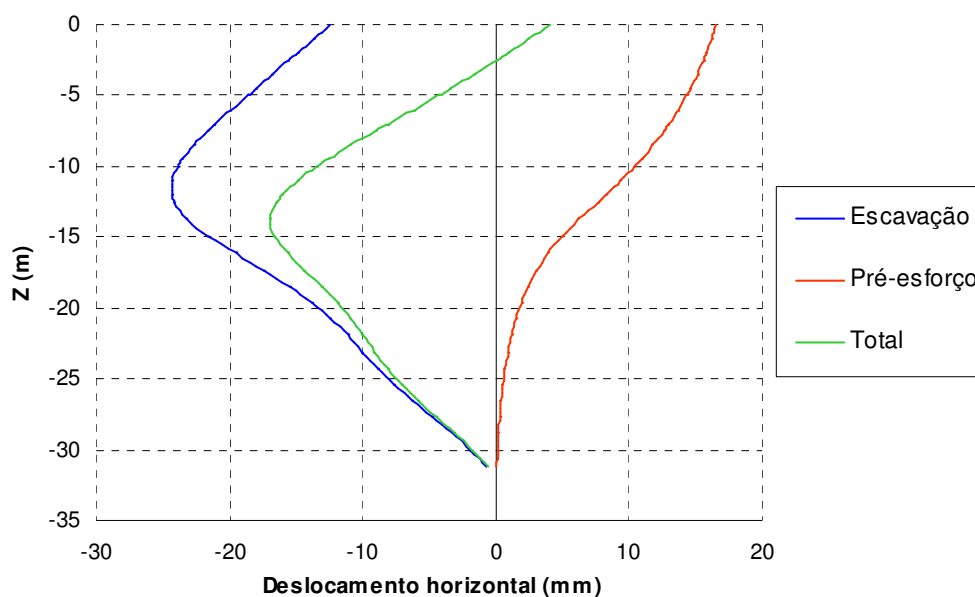


Figura 3.11 – Componentes dos deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação e pré-esforço, no cálculo #00A

A Figura 3.12 torna evidente o facto de o deslocamento incremental de cada fase de escavação ser crescente, o que significa que as fases finais têm uma contribuição superior para o deslocamento total da estrutura de suporte. Destaca-se, de sobremaneira, o facto de a última fase de escavação contribuir só por si com cerca de 34% da componente do deslocamento horizontal total associado às fases de escavação.

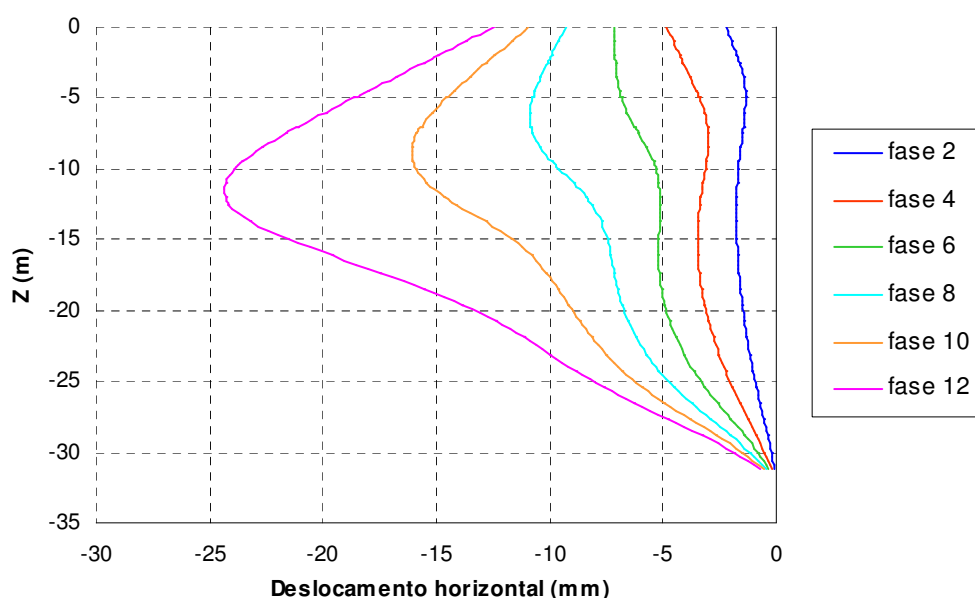


Figura 3.12 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação do cálculo #00A

Contrariamente ao que acontece com as fases de escavação, a Figura 3.13 mostra que o efeito das fases de pré-esforço vai diminuindo à medida que avança a execução da escavação, reforçando a ideia de que o pré-esforço é tanto mais eficiente quanto mais cedo for aplicado. De facto, a adopção de pré-esforços nas ancoragens é fundamental não só pelos movimentos que podem ser recuperados com a sua aplicação, mas também (fundamentalmente até) pela forma como esta condiciona favoravelmente o comportamento do sistema nas fases de escavação subsequentes (Matos Fernandes, 1990).

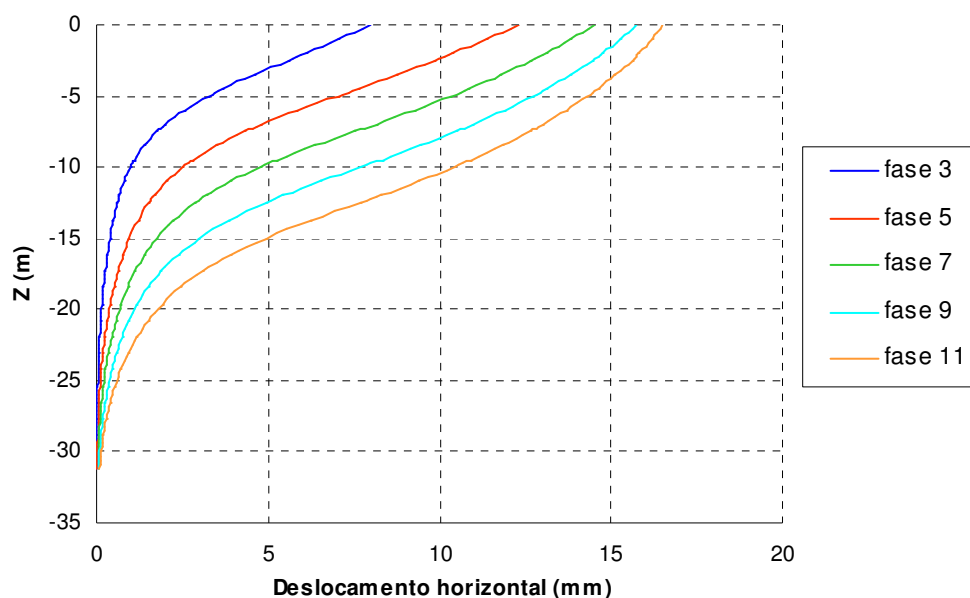


Figura 3.13 – Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de pré-esforço do cálculo #00A

3.4.2 Estado de tensão do maciço

O estado de tensão imposto pela execução da escavação consiste, fundamentalmente, na diminuição da tensão horizontal do maciço suportado e na grande diminuição da tensão vertical sob a zona escavada. A Figura 3.14 mostra os pontos de Gauss onde ocorreu plastificação devido à alteração do estado de tensão. Nota-se uma vasta zona envolvente da cortina onde ocorreu endurecimento por corte e apenas numa zona muito localizada, no fundo da escavação junto da estrutura de suporte, onde se atingiu a rotura determinada pelo critério de Mohr-Coulomb.

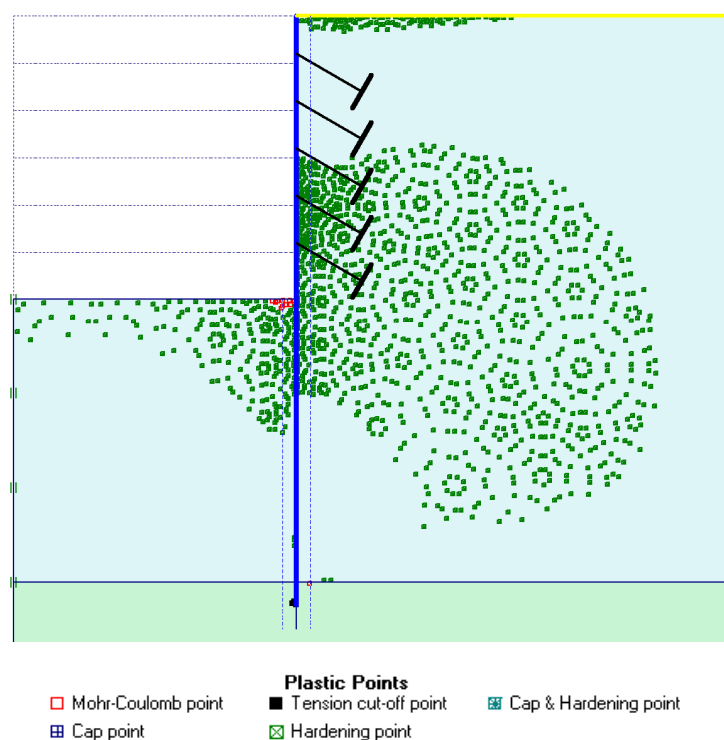


Figura 3.14 – Zonas do maciço onde ocorre plastificação no final da escavação, no cálculo #00A

O endurecimento da zona superior do maciço suportado é provocado pelo aumento da tensão horizontal efectiva, como resultado do deslocamento contra o terreno da zona superior da cortina, como comprova a Figura 3.15, que mostra as direcções principais das tensões efectivas.

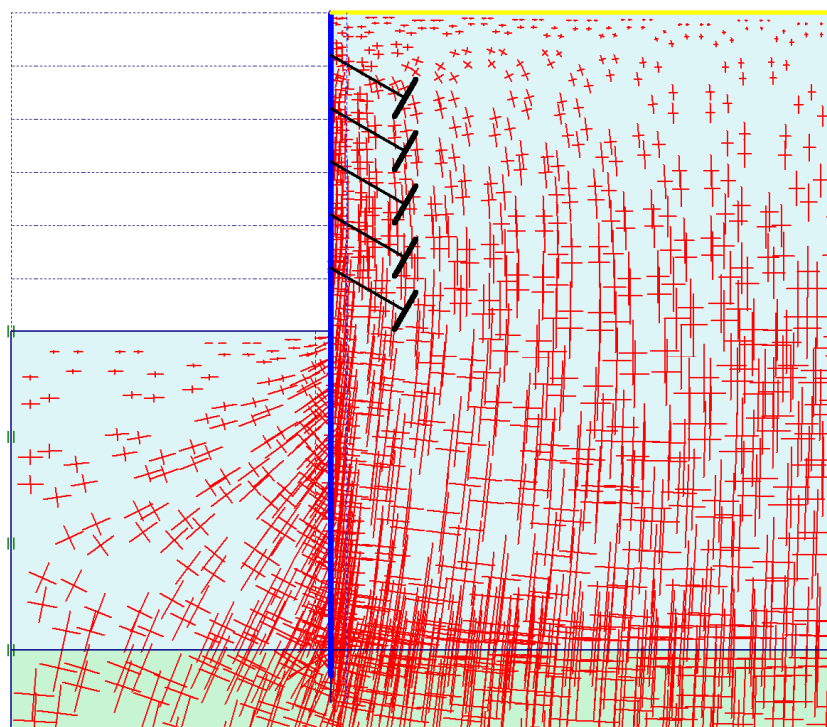


Figura 3.15 – Direcções principais das tensões efectivas no final da escavação, no cálculo #00A

A Figura 3.16 representa as tensões normais nas interfaces solo-cortina no final da escavação, bem como as tensões normais de repouso e activas teóricas na face posterior da cortina, e as tensões normais passivas teóricas na frente da cortina.

A determinação dos coeficientes de impulso activo e passivo foi realizada de acordo com as tabelas de Caquot-Kérisel (Matos Fernandes, 1995b). A existência de coesão efectiva obrigou à consideração do Teorema dos Estados Correspondentes e das expressões de L'Herminier-Absi (Terzaghi, 1943). Tanto no caso do estado limite activo como no estado limite passivo foi considerado que o atrito entre o solo e o paramento corresponde a dois terços do ângulo de atrito efectivo do solo.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 3.16, nas proximidades da superfície, as tensões horizontais a actuar sobre a cortina no final da escavação ultrapassam o estado de tensão de repouso. Para profundidades superiores a cerca de 5,5 m as pressões das terras suportadas situam-se entre o estado de tensão de repouso e o limite activo.

No lado da escavação ocorre fenómeno semelhante. Na zona próxima do fundo da escavação as tensões horizontais praticamente coincidem com as passivas teóricas, tornando-se bastante inferiores a estas para profundidades superiores a três metros abaixo do fundo da escavação.

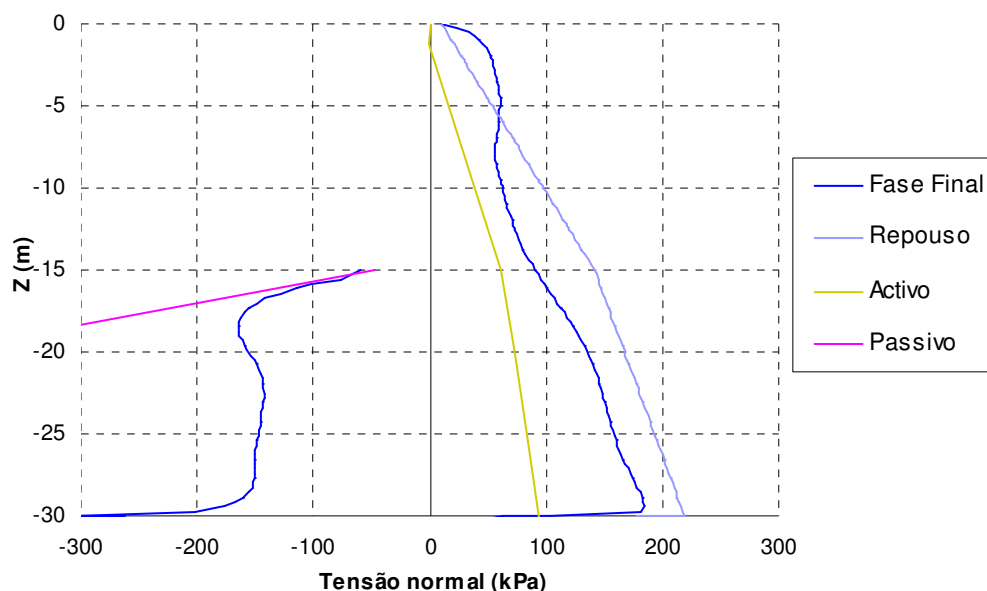


Figura 3.16 – Tensões normais na interface solo-paramento do lado activo e do lado passivo da cortina, no cálculo #00A

3.4.3 Pré-esforço

A Figura 3.17 apresenta a variação percentual do pré-esforço nos vários níveis de ancoragens, ao longo das sucessivas fases de execução da escavação, tendo como base o pré-esforço inicialmente aplicado.

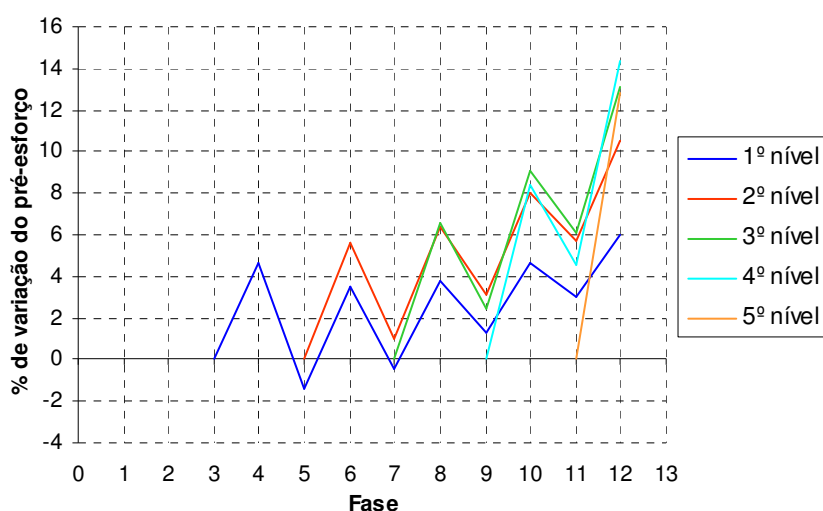


Figura 3.17 – Variação percentual de pré-esforço nas ancoragens, no cálculo #00A.

É bem evidente o aumento de pré-esforço nas fases de escavação e a sua diminuição nas fases de aplicação de pré-esforço de novas ancoragens, registando-se uma variação máxima positiva da ordem dos 14%, que ocorre no 4º nível de ancoragens.

As fases finais da escavação são as que maiores incrementos provocam nas forças das ancoragens já que, como se mostrou anteriormente, estas são as fases onde ocorrem maiores deslocamentos da cortina.

Como se observa na Figura 3.18, os diagramas das pressões aparentes das ancoragens sobre a cortina, correspondentes às fases inicial e final da escavação, são bastante semelhantes, sendo o segundo ligeiramente superior. Este facto resulta do processo construtivo, ampliado pela forma como foram modeladas as ancoragens. Ao considerar a inexistência de deslocamentos do bolbo de selagem, é introduzida rigidez adicional, que provoca o aumento de esforços nas ancoragens. O aumento registado neste exemplo corresponde a 11,4% do valor inicialmente instalado.

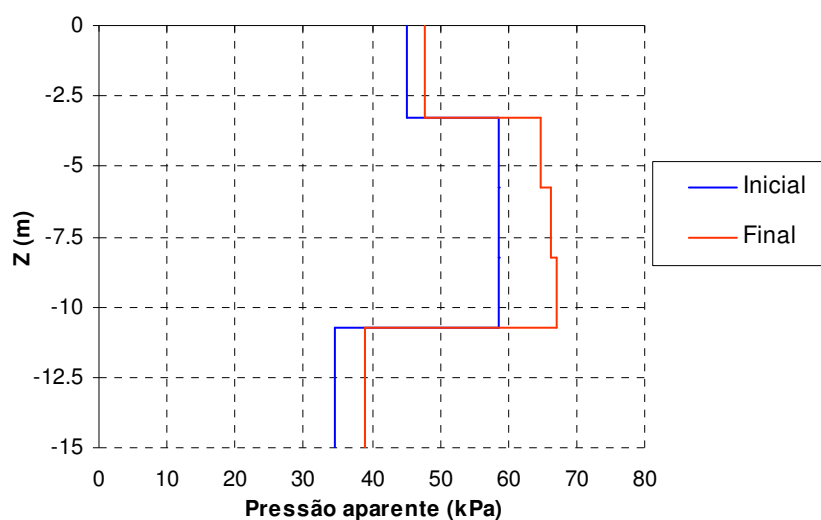


Figura 3.18 – Pressões aparentes das ancoragens sobre a cortina, no cálculo #00A

3.4.4 Momentos flectores

O perfil de momentos flectores é muito variável ao longo das fases de escavação, ocorrendo, em algumas secções, alternância do sinal do momento. Atendendo à Figura 3.19, onde se representam os momentos flectores ao longo das várias fases de construção da cortina, e à Figura 3.20, onde se representa a envolvente dos momentos, podem ser tecidos alguns comentários.

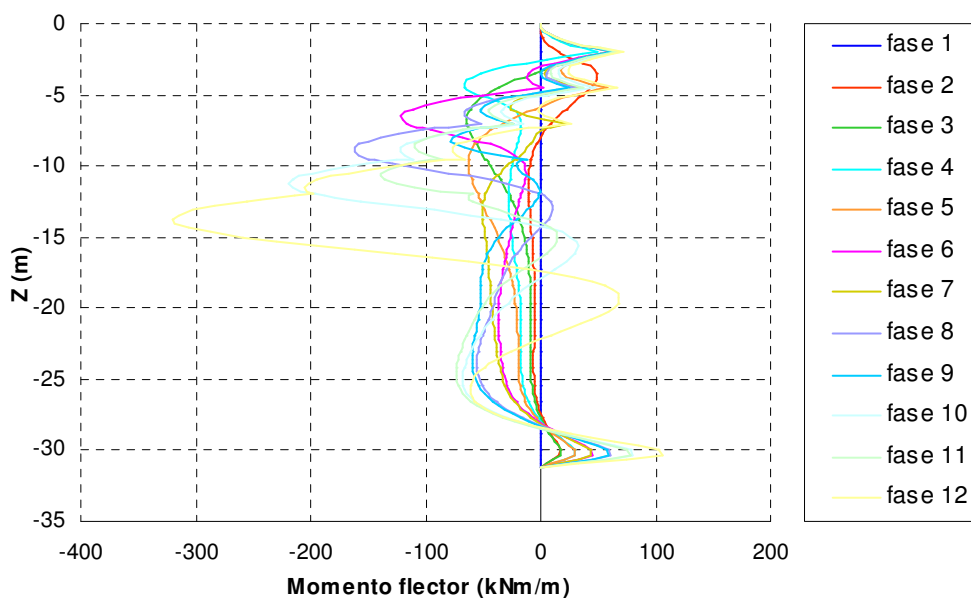


Figura 3.19 – Momentos flectores na cortina nas fases 1 a 12 do cálculo #00A

Verifica-se uma clara predominância dos momentos flectores positivos ao longo de grande parte da altura da cortina, os quais produzem tracções na face voltada para o interior da escavação. Com excepção da primeira fase de escavação, onde a cortina é autoportante e funciona em consola, o momento flector máximo, após cada fase de escavação, é positivo e ocorre abaixo do nível de ancoragens anteriormente colocado, muito próximo da base da escavação até então executada. O incremento de momento entre cada duas fases é crescente à medida que se processa a escavação, originando uma envolvente próxima da forma triangular.

Os momentos negativos ocorrem na zona superior da cortina, devido ao funcionamento inicial semelhante a uma consola, mas também abaixo do nível da escavação, traduzindo um certo grau de encastramento do pé da cortina.

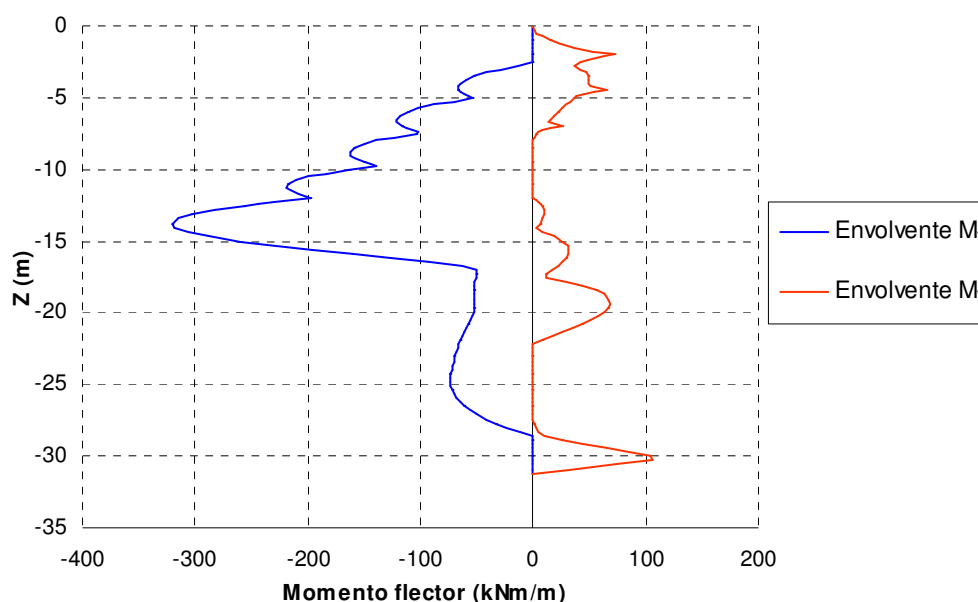


Figura 3.20 – Envolvente de momentos flectores na cortina, no cálculo #00A

A Figura 3.21, que ilustra os diagramas de momentos no final das fases 6 e 7 (escavação até aos 7,5 m de profundidade e pré-esforço do 3º nível de ancoragens, respectivamente), permite analisar o efeito da aplicação do pré-esforço. A introdução de um determinado nível de ancoragens, representado pela seta a preto, provoca uma translação do diagrama de momentos para o lado dos momentos negativos, diminuindo consideravelmente o momento máximo obtido imediatamente após a fase de escavação anterior.

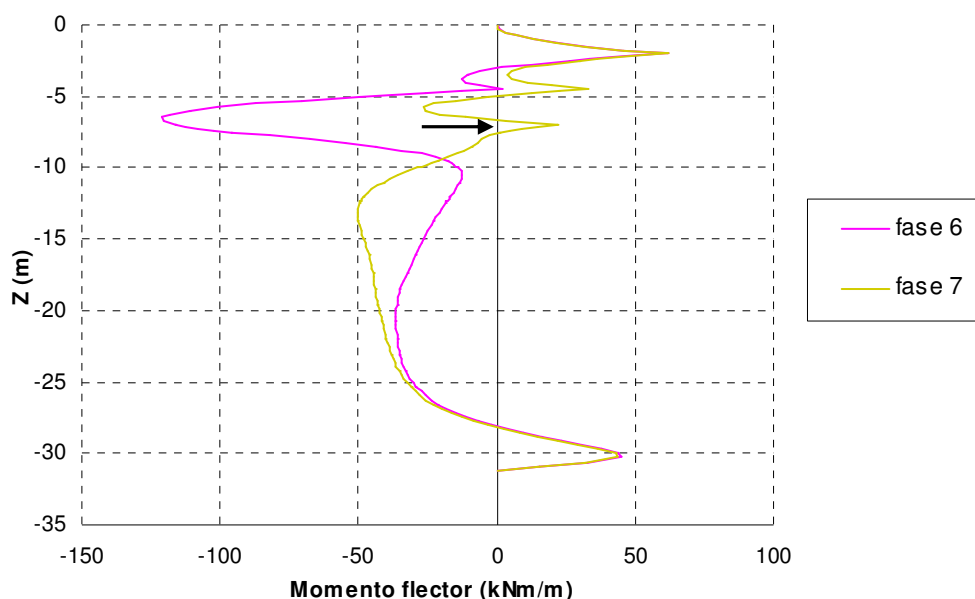


Figura 3.21 – Momentos flectores na cortina nas fases 6 e 7, no cálculo #00A

3.4.5 Refinamento da malha de elementos finitos

Com o objectivo de avaliar a sensibilidade do problema em estudo face ao refinamento da malha de elementos finitos, foram efectuados alguns testes sobre o exemplo numérico apresentado neste capítulo, designado por modelo #00A. Nos modelos #00B e #00C foi gerada uma malha de elementos finitos com grau de refinamento bastante superior ao modelo numérico inicial.

No Quadro 3.3, apresentam-se algumas características que permitem aferir o grau de refinamento da malha de elementos finitos, bem como alguns resultados que permitem ter uma noção do grau de precisão relativo de cada um dos modelos de cálculo. Os valores entre parêntesis correspondem às diferenças percentuais, quando comparados com o modelo #00C, que se pressupõe ser o mais rigoroso.

Analisando os resultados, verifica-se que as diferenças percentuais nos esforços e deslocamentos são desprezáveis. Apenas o deslocamento vertical da superfície, no modelo #00A, apresenta uma variação significativa. No entanto, o modelo #00B, consumindo um tempo de cálculo que não se considera excessivo, consegue uma precisão bastante elevada.

Atendendo a que o estudo paramétrico será realizado com um nível de refinamento semelhante ao do modelo #00B, não se prevê que este facto tenha uma influência considerável nos resultados e conclusões a extrair desta dissertação.

Quadro 3.3 – Análise do grau de refinamento dos modelos de elementos finitos #00A, #00B e #00C

Modelo	#00A	#00B	#00C
Elementos	873	1840	5891
Pontos nodais	7434	15360	47954
Pontos de Gauss	10476	22080	70692
Tamanho médio (m)	2,15	1,48	0,83
Tempo de cálculo (min)	3,1	5,7	35,0
δ_H máx cortina (mm)	16,96 (+1,07%)	16,77 (-0,06%)	16,78
δ_V máx superfície (mm)	3,96 (+12,18%)	3,53 (0%)	3,53
M máx final (kNm/m)	320,24 (+0,29%)	319,11 (-0,07%)	319,32
PE méd final (kN/anc)	564,51 (+0,05%)	564,20 (-0,01%)	564,23
PE máx final (kN/anc)	580,07 (+0,11%)	579,38 (-0,01%)	579,42

3.5 Simulação dos bolbos de selagem das ancoragens

Tal com referido anteriormente, a correcta simulação das ancoragens pré-esforçadas no modelo de cálculo não é de simples execução, apesar de existirem diferentes métodos que tentam aproximar o comportamento das mesmas. Tratando-se de elementos lineares que exercem uma acção concentrada, quer na cabeça da ancoragem, quer na selagem, envolvendo importantes efeitos tridimensionais, constituem uma dificuldade para a modelação em condições bidimensionais. A importância desta dificuldade é diferente consoante a zona de selagem possa ou não ser considerada fixa para as solicitações decorrentes da escavação (Santos Josefino et al., 2006).

O problema em questão é, com efeito, complexo mas em simultâneo extremamente interessante. Trata-se, por assim dizer, de dois tipos de estruturas, a cortina e as ancoragens, em que o segundo serve de apoio ao primeiro. No estudo de um deles, a cortina, pelo método dos elementos finitos, é necessário introduzir como um dado o comportamento do outro, as ancoragens, determinado experimentalmente. Não se trata apenas, portanto, de um caso de interacção solo-estrutura, mas também de um problema de interacção entre estruturas (Matos Fernandes, 1983)

No exemplo numérico anteriormente apresentado, foi considerada a selagem fixa das ancoragens, sendo estas simuladas pela introdução de apoios elásticos no ponto onde se localiza a cabeça da ancoragem.

Tal como foi referido, este procedimento acarreta um incremento de rigidez do modelo de cálculo. De facto, a simulação das ancoragens através da consideração de um apoio elástico começa, desde logo, a

introduzir rigidez adicional, ao não contabilizar as diferenças entre a rigidez teórica (correspondente à elasticidade do cabo) e a rigidez efectiva (obtida através de ensaios de carga das ancoragens). Numa tentativa de contornar este problema, foram considerados apoios elásticos com uma rigidez equivalente a um cabo de ancoragem com 13 m de comprimento, correspondentes ao comprimento livre somado com metade do comprimento de selagem das ancoragens (Matos Fernandes, 1983).

Verifica-se também que a rigidez efectiva de uma ancoragem varia com a força de tracção a que está sujeita, diminuindo com esta, seguindo uma trajectória que pode ser razoavelmente aproximada por uma lei hiperbólica.

A maior fonte de erro, ao considerar a simulação das ancoragens através da condição de apoios elásticos, consiste na mobilidade do bolbo de selagem. Dependendo da sua localização no maciço, o bolbo de selagem pode experimentar deslocamentos significativos durante as fases de escavação, implicando grandes incrementos no deslocamento horizontal da cortina e consequente variação da força nas ancoragens, afastando-as ainda mais do comportamento linear.

3.5.1 *Modelo de Cálculo*

Com o intuito de aproximar o modelo de elementos finitos da realidade e melhorar os resultados obtidos anteriormente, foi realizado um novo cálculo, designado por #00D. Aproveitando as múltiplas potencialidades do *software* utilizado, foram incluídas no modelo as ancoragens pré-esforçadas. A sua modelação é conseguida através da introdução de elementos lineares do tipo geossintético, que simulam o bolbo de selagem e que se ligam à malha de elementos finitos do solo. São introduzidos também elementos lineares do tipo cabo, cujas extremidades se ligam à cortina e às extremidades dos bolbos de selagem, sem se ligar com os elementos do solo. Tanto os elementos do bolbo de selagem, como os elementos do cabo apenas possuem rigidez axial de tracção.

A Figura 3.22 apresenta a malha de elementos finitos correspondente ao modelo numérico utilizado no cálculo #00D. As características dos materiais utilizados, as condições fronteira, a definição do estado de tensão inicial e o processo construtivo são iguais às do cálculo #00A e podem ser encontradas nos subcapítulos 3.2 e 3.3.

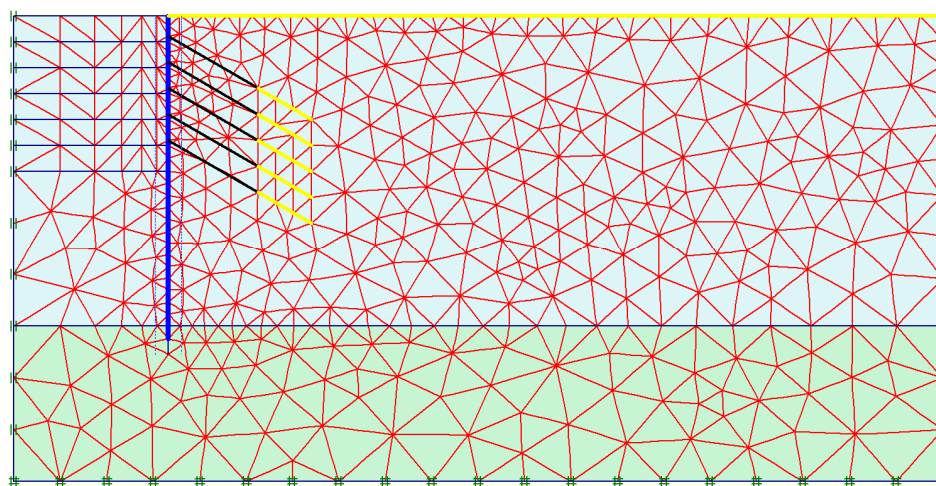


Figura 3.22 – Malha de elementos finitos do modelo #00D

3.5.2 Análise comparativa de resultados

Tendo em vista a análise dos deslocamentos horizontais da cortina no final da construção, a Figura 3.23 evidencia as diferenças entre o modelo #00A, onde as ancoragens foram simuladas através da introdução de apoios elásticos, e o modelo #00D, que introduziu no modelo de elementos finitos o bolbo de selagem e a armadura correspondente ao comprimento livre.

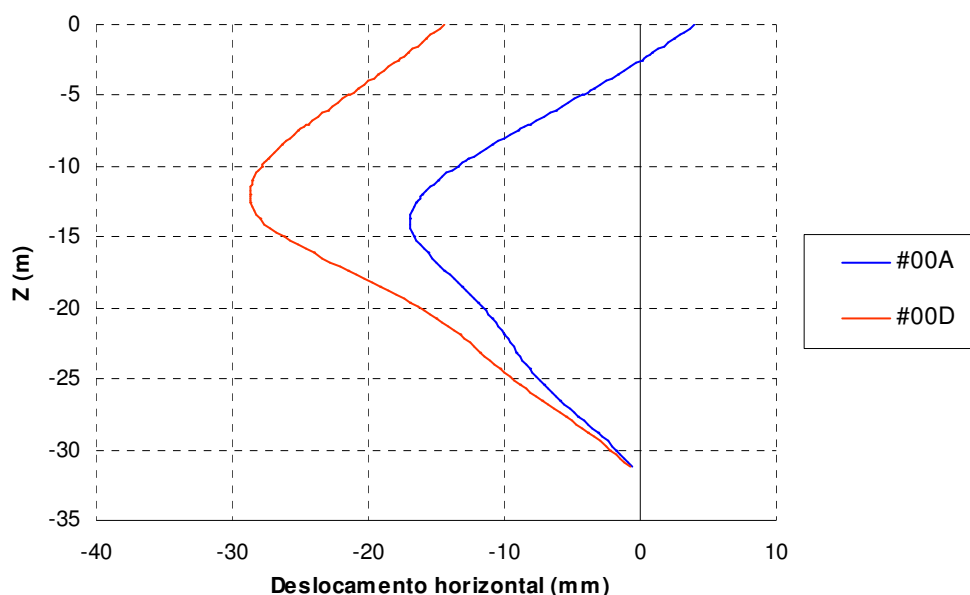


Figura 3.23 – Deslocamentos horizontais da cortina, nos cálculos #00A e #00D (fase final)

A deformação horizontal máxima aumentou cerca de 69%, passando de 17,0 mm para 28,7 mm, correspondendo esta última a aproximadamente 0,19% da profundidade máxima da escavação. Além do aumento da deformação máxima, é de destacar o incremento dos deslocamentos horizontais do topo

da cortina, que passa de um valor negativo, no cálculo #00A, para um valor francamente positivo no modelo #00D. Tentando sintetizar o efeito da inclusão dos bolbos de selagem no modelo de cálculo, pode-se afirmar que provocam uma rotação da cortina em torno do seu pé, aumentando os deslocamentos em direcção ao maciço escavado, de forma aproximadamente linear com a distância ao firme.

De forma idêntica ao que foi feito anteriormente descrito, os deslocamentos horizontais da cortina podem ser separados em duas componentes, correspondendo a primeira às fases de escavação, nas quais ocorrem deslocamentos positivos (no sentido da escavação) e a segunda às fases de aplicação de pré-esforço, onde ocorrem deslocamentos negativos.

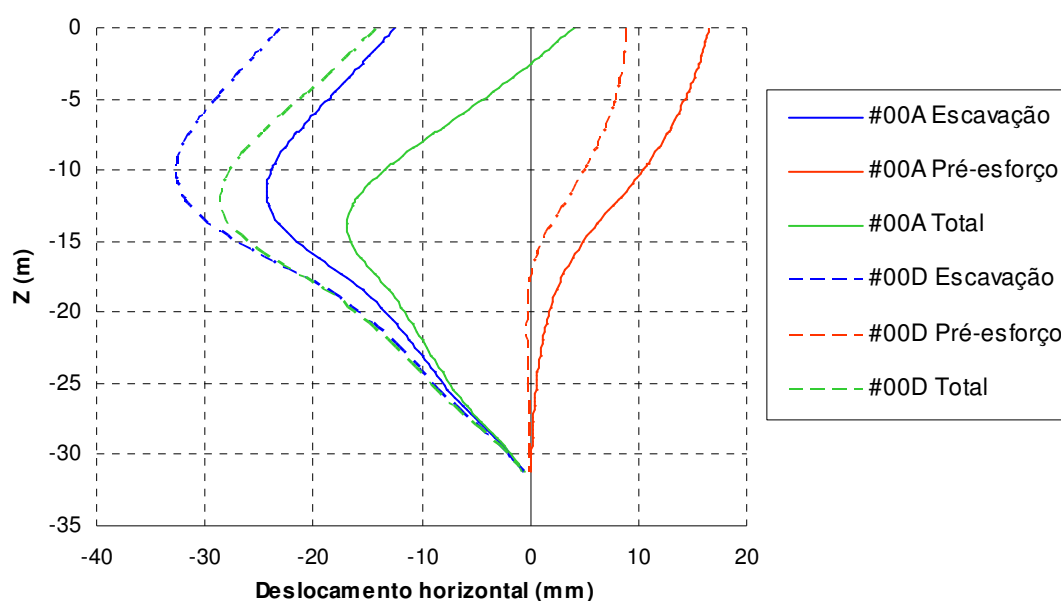


Figura 3.24 – Componentes dos deslocamentos horizontais da cortina, nos cálculos #00A e #00D (fase final)

Analisando a Figura 3.24, onde se apresenta a decomposição dos deslocamentos horizontais da cortina, nas fases de escavação e pré-esforço, para os modelos #00A e #00D, é possível tirar algumas conclusões acerca da forma como as ancoragens são introduzidas no modelo numérico.

Em primeira instância, a consideração das ancoragens e seu bolbo de selagem traduz-se numa redução da sua eficiência. Tal como ilustra a Figura 3.25, a introdução de um par de forças, e não apenas uma força externa na posição da cabeça de ancoragens, origina a compressão da região do maciço localizada entre a cortina e o bolbo de selagem, mas uma menor recuperação dos deslocamentos. De facto, o efeito da força concentrada aplicada na extremidade do bolbo de selagem tem efeitos significativos sobre os deslocamentos da cortina e do solo (Guerra et al., 2007). Para este caso

particular, a soma dos deslocamentos da cortina nas fases de pré-esforço foi reduzida para cerca de metade, quando comparada com o modelo #00A.

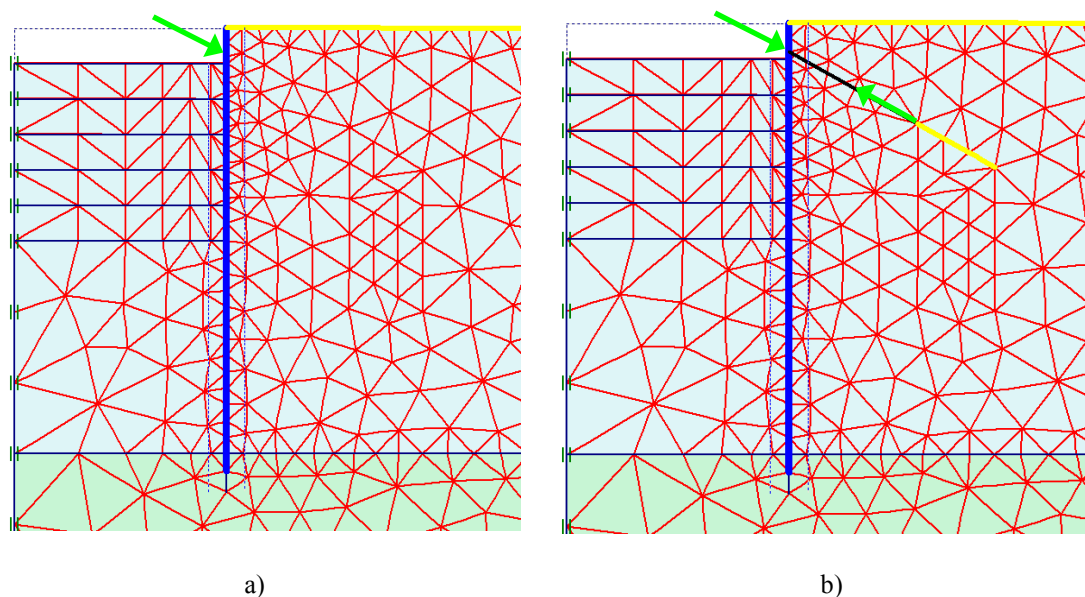


Figura 3.25 – Diferentes formas de aplicação de pré-esforço: a) aplicação de uma força nodal (modelo #00A);
b) colocação de um cabo em tensão, correspondendo à aplicação de duas forças nodais (modelo #00D)

Em segundo lugar, observa-se que os deslocamentos ocorridos durante as fases de escavação, definidos na Figura 3.24 pelas linhas de cor azul, são também mais acentuados, porque os bolbos de selagem das ancoragens se deslocam em conjunto com o maciço suportado em direcção à escavação. Destes movimentos resultam variações das forças de pré-esforço nas ancoragens inferiores àquelas obtidas no cálculo #00D.

Os deslocamentos da cortina e os deslocamentos ocorridos no interior do maciço suportado reflectem-se à superfície do terreno, registando-se no cálculo #00D, um acréscimo significativo dos mesmos, tal como mostra a Figura 3.26.

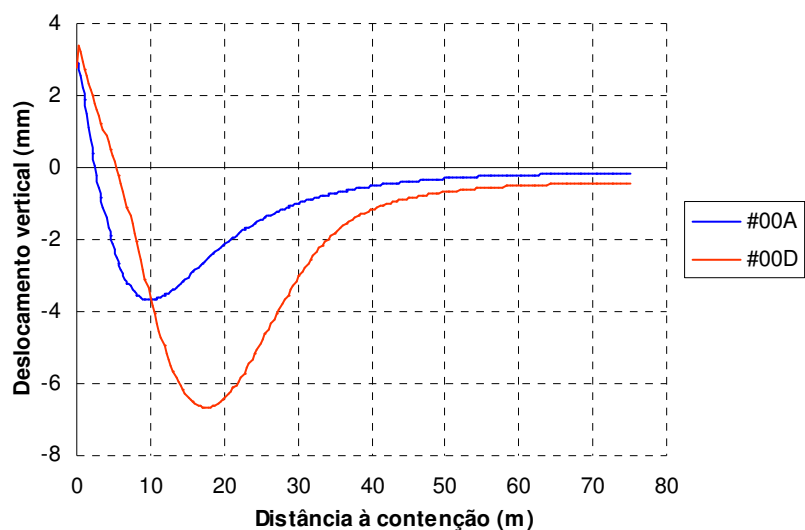


Figura 3.26 – Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado, nos cálculos #00A e #00D (fase final)

Comparativamente com o cálculo #00A, a Figura 3.27 mostra uma região onde ocorre endurecimento por corte bastante mais ampla. Este facto é compreensível na medida em que os deslocamentos são maiores e, conseqüentemente, são também mais pronunciados os alívios de tensão horizontal no maciço suportado.

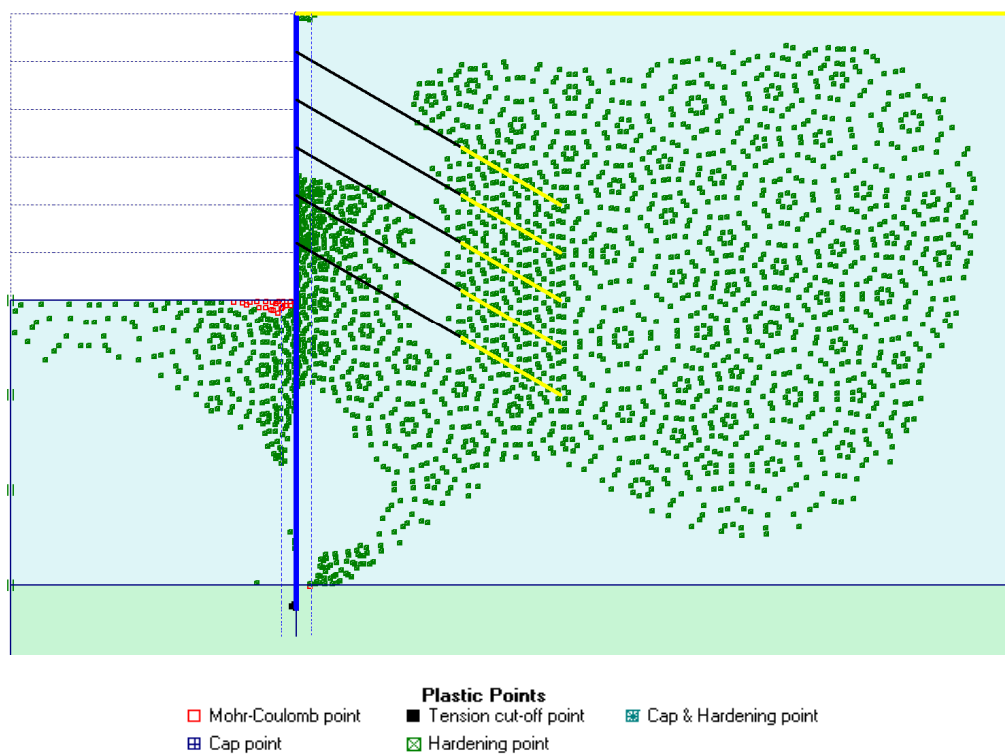


Figura 3.27 – Zonas do maciço onde ocorre plastificação no final da escavação, no cálculo #00D

Na zona superficial, junto à cortina, a zona sujeita a endurecimento torna-se mais pequena, já que neste local deixam de ocorrer deslocamentos negativos, passando a verificar-se um ligeiro alívio de tensões horizontais, em oposição ao acréscimo das mesmas, registado no cálculo #00A.

No fundo da escavação as diferenças entre os dois cálculos são muito reduzidas, notando-se um ligeiro aumento da zona sujeita ao endurecimento por corte e também dos pontos em cedência plástica.

O efeito das alterações da simulação das ancoragens, apesar de ser bastante importante em termos de deslocamentos, é relativamente pequeno no que respeita aos esforços em geral e aos momentos flectores na estrutura de suporte em particular.

Analisando a Figura 3.28 detecta-se um aumento do momento flector máximo positivo de cerca de 8%, passando de 320 kNm/m no cálculo #00A para 345 kNm/m no cálculo #00D.

A variação dos momentos flectores negativos é superior, cifrando-se em cerca de 25%, junto do pé da cortina. No entanto, na zona próxima do fundo da escavação o aumento de momentos flectores é próximo de 90%.

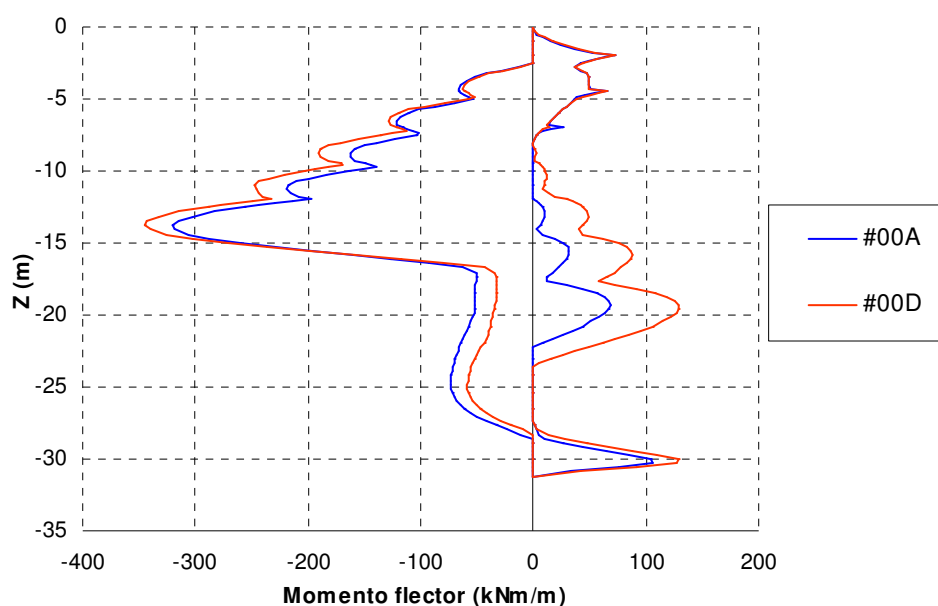


Figura 3.28 – Comparação da envolvente de momentos flectores na cortina, nos cálculos #00A e #00D

O incremento de momentos flectores provocado pela consideração da mobilidade do bolbo de selagem não é uma situação anormal e particular deste cálculo, já que foi registado em vários outros cálculos.

O aumento dos momentos flectores negativos é facilmente explicado, uma vez que o incremento dos deslocamentos horizontais da cortina origina um acréscimo das pressões de tipo passivo junto ao

fundo da escavação, verificando-se também uma redução do pré-esforço nas ancoragens. Existe, portanto, uma transferência de forças, do lado da escavação, das ancoragens para o solo, aumentando o momento de encastramento da cortina no solo.

Relativamente aos momentos flectores positivos máximos, a sua correcta interpretação é bastante mais complexa. Como se verá nos resultados do estudo paramétrico, o acréscimo de pré-esforço nas ancoragens tende a reduzir os momentos positivos máximos, existindo, no entanto, casos em que tal não acontece.

A influência do pré-esforço sobre os esforços da estrutura de suporte tem efeitos divergentes. Se por um lado parece verdade que quanto maior for o pré-esforço menor será a mobilidade da cortina, e portanto menor a sua curvatura e momentos flectores, por outro lado este incremento leva a redistribuições das pressões das terras, tanto do lado activo como do lado passivo, originando variações importantes nos momentos flectores, que podem contrariar e eventualmente superar o efeito anterior.

A Figura 3.29 apresenta os momentos obtidos numa fase intermédia da escavação, nos modelos #00A e #00D. Torna-se perceptível o incremento de momentos flectores (positivos e negativos), que ocorre quando se incluem os bolbos de selagem das ancoragens no modelo de cálculo.

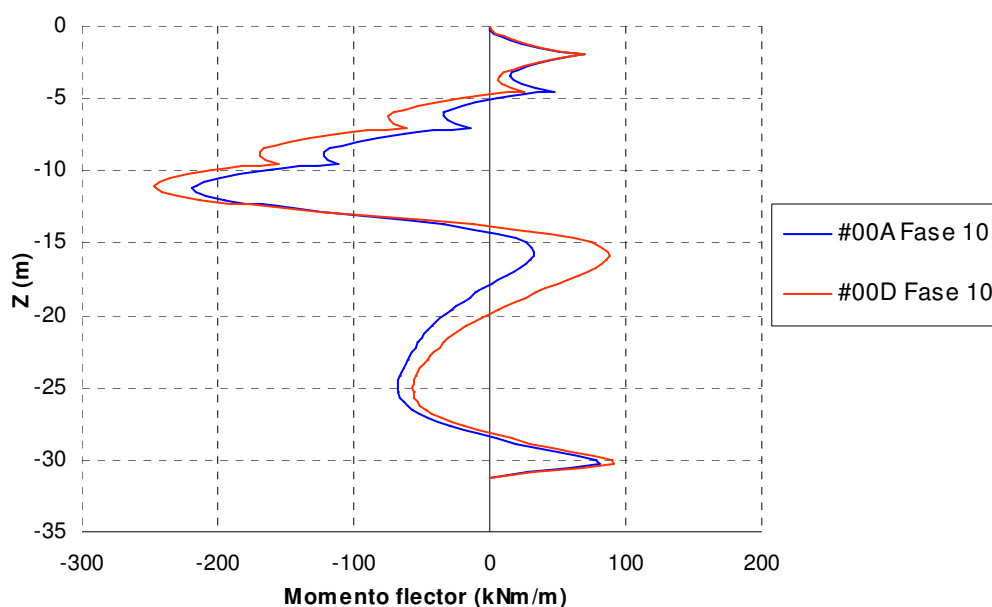


Figura 3.29 – Comparação de momentos flectores na cortina no final da fase 10 dos cálculos #00A e #00D

Analisando as tensões normais em ambas as faces da cortina, representadas na Figura 3.30, pode-se visualizar o claro aumento das pressões das terras do lado passivo do modelo #00D relativamente ao

#00A, em especial para profundidades entre 17,0 m e 25,0 m. Este incremento da tensão horizontal corresponde aos maiores deslocamentos horizontais verificados neste modelo. Ocorreu também uma diminuição das pressões de terras, no lado activo, na zona situada entre 1,0 m e 5,75 m de profundidade, registando-se, para profundidades superiores a 15,0 m, um aumento destas pressões, em consonância com o aumento das pressões do lado passivo da cortina. De facto, analisando a resultante de pressões de terras sobre a zona enterrada da cortina, representadas pela Figura 3.31, verifica-se que as diferenças entre os dois modelos citados são reduzidas.

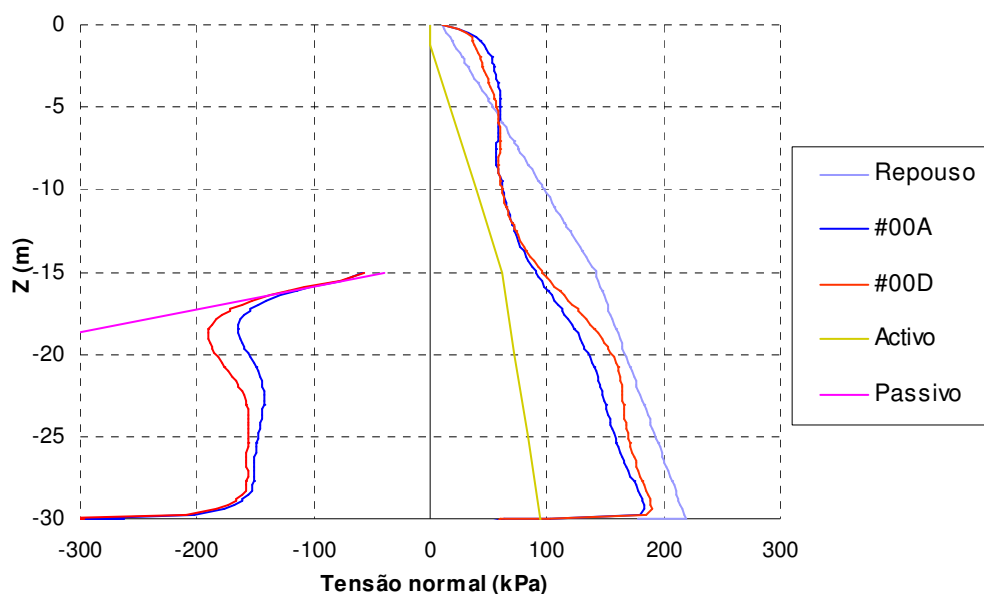


Figura 3.30 – Comparação das pressões das terras sobre a cortina, nos cálculos #00A e #00D

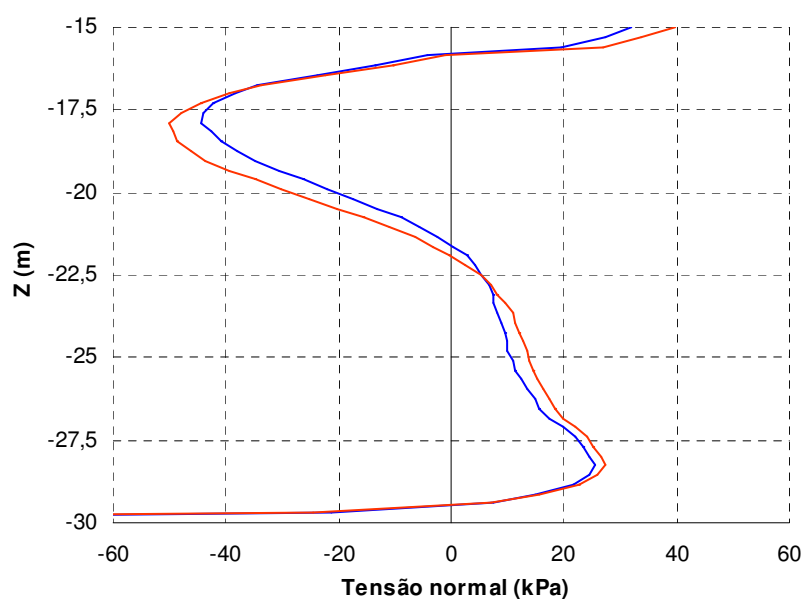


Figura 3.31 – Resultante de pressões das terras abaixo do fundo da escavação, nos cálculos #00A e #00D (fase final)

Tal como no exemplo numérico #00A, também no modelo #00D ocorrem variações do pré-esforço nas ancoragens ao longo de todo o processo de execução da obra, expressas na Figura 3.32. No cálculo #00D, o aumento da flexibilidade dos apoios, conseguido através da introdução dos bolbos de selagem das ancoragens, reflecte-se no valor do pré-esforço final registado em cada uma delas. As principais alterações são especialmente notórias nas ancoragens do nível superior onde se regista, no final da escavação, uma variação de pré-esforço negativa.

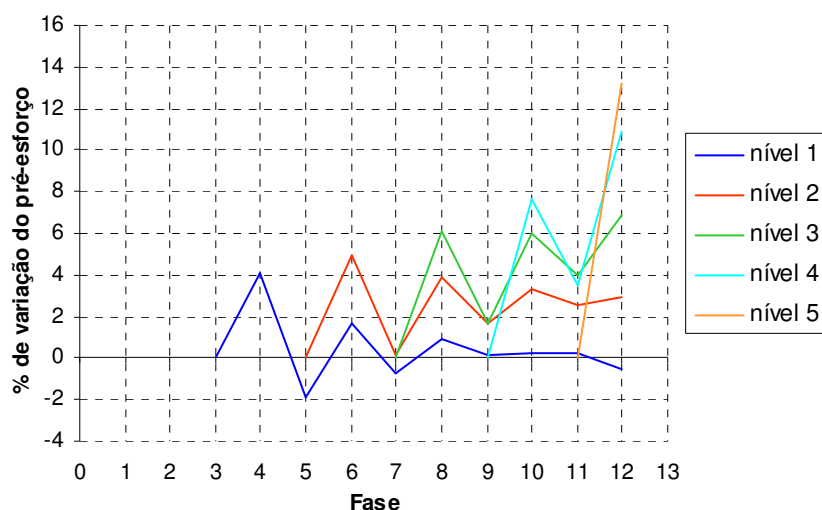


Figura 3.32 – Variação do pré-esforço nas ancoragens, no cálculo #00D

Como é evidente, simultaneamente com a redução das forças nas ancoragens ocorre uma diminuição das pressões aparentes, representadas na Figura 3.33, que neste caso concreto se cifra em 6,7% acima da pressão aparente inicial, contrastando com o valor de 11,4% obtido no cálculo #00A.

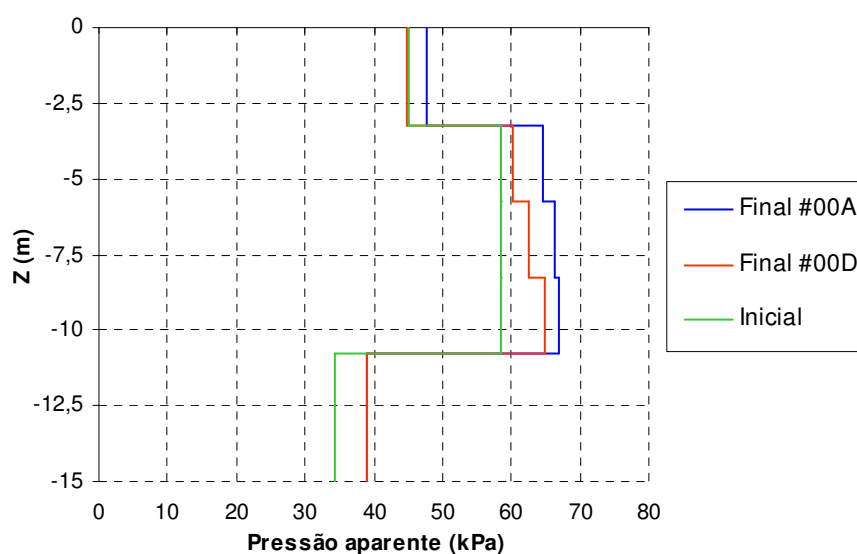


Figura 3.33 – Comparação das pressões aparentes sobre a cortina, nos cálculos #00A e #00D

3.5.3 Curva tracção-deslocamento das ancoragens

A correcta consideração das ancoragens no modelo de cálculo exige, para além da consideração dos movimentos do bolbo de selagem em conjunto com toda a massa de solo suportada, que a curva tracção-deslocamento resultante daqueles ensaios seja introduzida como um dado e não obtida como um resultado (Matos Fernandes, 1983).

Apesar de não ser exequível com o *software* utilizado introduzir uma curva tracção-deslocamento obtida através de ensaios, é possível estudar a curva resultante do modelo de cálculo, simulando o ensaio de uma ancoragem.

É importante esclarecer que não se pretende, com este cálculo, prever aquilo que seria o ensaio de uma ancoragem real, mas apenas verificar qual o efeito da consideração dos bolbos de selagem no modelo numérico e avaliar o grau de deformações plásticas ocorridas. Esta análise será conseguida através da comparação da rigidez efectiva com a rigidez teórica da ancoragem. Obviamente, seria de grande complexidade tentar prever o equilíbrio tridimensional de tensões e deformações em redor de um bolbo de selagem de uma ancoragem utilizando um modelo bidimensional (Cardoso, 1987).

Para simular o ensaio das ancoragens foi realizado o cálculo #00F, tendo por base o modelo #00D. Neste cálculo, a aplicação de carga nas ancoragens é realizada por patamares de 100 kN, até se atingir o valor de 600 kN (aproximadamente 20% superior ao pré-esforço final), após o que se permite a relaxação das ancoragens por forma a obter o pré-esforço pretendido de 507 kN.

Na Figura 3.34, apresenta-se a curva tracção-deslocamento correspondente ao primeiro nível de ancoragens do cálculo #00F. Na mesma figura, os deslocamentos teóricos correspondem à deformação elástica da zona livre do cabo de pré-esforço. Quando somados com os deslocamentos do nó de ligação entre o cabo e o bolbo de selagem (início do bolbo de selagem), permitem obter a curva tracção-deslocamento da ancoragem. Todos os valores apresentados correspondem a deslocamentos segundo a direcção do cabo, fazendo um ângulo de 30° com a direcção horizontal.

A rigidez secante obtida varia, ao longo do ensaio, entre 11,27 kN/mm e 11,21 kN/mm, valores muito próximos da rigidez teórica (12,00 kN/mm). A pequena variação registada evidencia a pequena expressão das deformações plásticas.

Nas ancoragens dos níveis inferiores, a rigidez secante obtida é ligeiramente superior, já que a rigidez do solo em redor dos bolbos de selagem é também mais elevada

Perante estes resultados, pode-se concluir que o aumento dos deslocamentos horizontais da cortina, obtidos quando se procede à modelação dos bolbos de selagem, se deve à força concentrada aplicada na sua extremidade, ao seu deslocamento em conjunto com a massa de solo suportada pela cortina e, em muito pequena medida, aos deslocamentos motivados pela cedência em relação ao solo envolvente, durante as fases em que existe incremento da força nas ancoragens.

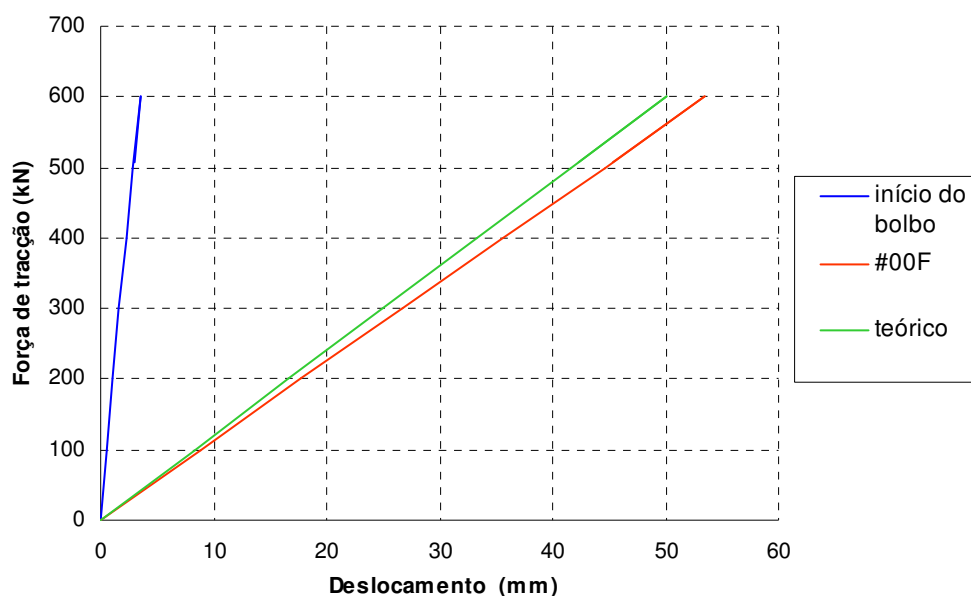


Figura 3.34 – Ensaio da ancoragem do nível superior no modelo #00F

O método de simulação das ancoragens pré-esforçadas que considera explicitamente o bolbo de selagem e a aplicação a este das forças de pré-esforço, fornece resultados de deslocamentos superiores aos demais. A aplicação destas forças parece ser, à partida, uma opção realista; no entanto, o facto de as forças reais serem concentradas e espaçadas levanta a dúvida de a sua representação bidimensional produzir efeito semelhante. Um passo para o esclarecimento de tal dúvida poderá ser a realização de análises tridimensionais modelando explicitamente o bolbo de selagem e aplicando-lhe as forças devidas ao maciço (Santos Josefino et al., 2006). Com efeito, cálculos tridimensionais mostram que a influência das forças aplicadas na extremidade dos bolbos de selagem é realista e que estas devem ser consideradas nos modelos de cálculo (Guerra et al. 2007).

3.5.4 Análise da posição dos bolbos de selagem

Na medida em que os esforços e deslocamentos são amplamente dependentes da mobilidade dos bolbos de selagem das ancoragens, faz sentido analisar a dependência dos primeiros face à posição dos segundos no maciço suportado.

Considerando constante a inclinação, a secção transversal e o pré-esforço das ancoragens, o aumento do seu comprimento origina dois efeitos contraditórios. Por um lado é diminuída a rigidez teórica, já que esta é inversamente proporcional ao comprimento livre da ancoragem e, por outro, é reduzida a mobilidade do bolbo de selagem, dado que este se irá localizar numa região onde os movimentos induzidos pela escavação serão inferiores.

Com o propósito de avaliar este efeito, foram criados dois novos modelos numéricos, designados #00I e #00J, tendo por base o modelo #00D, mas cujo comprimento livre das ancoragens foi alterado de 10,0 m para 7,5 m e 15,0 m respectivamente. O Quadro 3.4 sintetiza os principais resultados obtidos.

Quadro 3.4 – Resultados do estudo da posição dos bolbos de selagem

Modelo	#00I	#00D	#00J
Comprimento livre (m)	7,5	10,0	15,0
δ_H máx cortina (mm)	32,3	28,7	24,5
M máx final (kNm/m)	366	345	325
δ_H máx superfície (mm)	18,8	16,6	13,4
δ_V máx superfície (mm)	8,9	6,7	4,0
PE max final (kN/anc)	588	574	559
PE med final (kN/anc)	545	541	538

Analisando, em primeira instância, os deslocamentos horizontais da cortina, pode concluir-se que a posição dos bolbos de selagem das ancoragens tem influência considerável. Observando a Figura 3.35, torna-se evidente que no modelo #00I os bolbos de selagem estão localizados numa zona onde são bastante elevados os movimentos do maciço em direcção à escavação. Nesta situação, torna-se fácil aceitar que o efeito do aumento da rigidez do cabo, provocado pela diminuição do seu comprimento, seja ultrapassado pelo efeito da maior mobilidade do bolbo de selagem das ancoragens e da proximidade à cortina da força concentrada nele aplicada, resultando assim deslocamentos horizontais da cortina mais expressivos.

Relativamente ao esforço axial nas ancoragens, regista-se a sua diminuição com o aumento do comprimento livre das ancoragens. Essa diminuição ocorre no valor médio dos cinco níveis de ancoragens, mas também no valor máximo, invariavelmente registado no último nível de ancoragens, após a última fase de escavação.

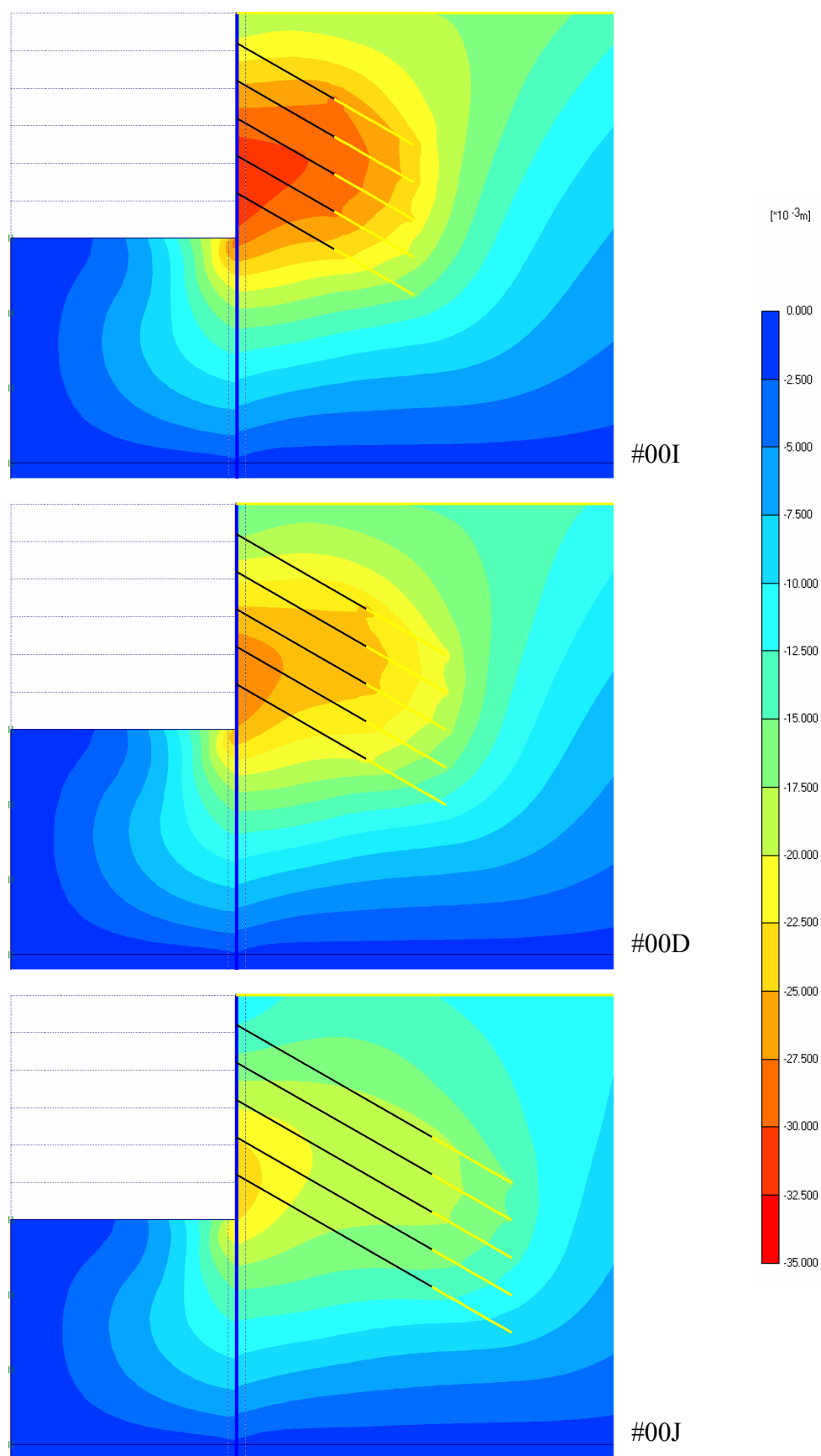


Figura 3.35 – Deslocamentos horizontais no final da escavação, nos cálculos #00I, #00D e #00J

A aparente contradição no facto de a utilização de ancoragens com maior comprimento livre permitir uma redução dos deslocamentos horizontais da cortina e, simultaneamente, dos esforços de tracção nas ancoragens, tem uma explicação evidente. Com o aumento do comprimento livre de uma ancoragem, o bolbo de selagem afasta-se da cunha de impulso activo, diminuindo o deslocamento desta em direcção à escavação e reduzindo o movimento da cortina. Sendo a rigidez teórica da ancoragem proporcional ao seu comprimento livre, a mobilização de um determinado aumento de pré-esforço exige maiores movimentos relativos entre a cortina e o bolbo de selagem, quando o comprimento livre da ancoragem é aumentado.

3.6 Considerações finais

O presente capítulo explora o funcionamento do *software* de elementos finitos nas suas múltiplas vertentes. Foi elaborado um modelo de cálculo que serviu de exemplo para a apresentação de vários conceitos e problemas relacionados com a correcta representação da realidade de uma escavação.

Foi avaliada a sensibilidade dos resultados em relação ao refinamento da malha de elementos finitos, verificando-se que os resultados são pouco dependentes deste factor. Ficou estabelecido um nível de refinamento suficiente para se obter bons resultados, com tempos de cálculo reduzidos.

Com este modelo e suas variantes, foi analisada a problemática associada à introdução das ancoragens pré-esforçadas no modelo de cálculo. A simulação das ancoragens através de apoios elásticos, colocados no ponto de ligação destas à cortina, mostrou-se insuficiente para caracterizar o comportamento da estrutura de suporte. A variante designada #00D permitiu demonstrar a importância fulcral de incluir a mobilidade dos bolbos de selagem no modelo numérico da escavação. Verificou-se que a correcta modelação dos mesmos aumenta a flexibilidade da estrutura de suporte, acarretando variações importantes nos esforços e deslocamentos da cortina e do maciço envolvente.

CAPÍTULO 4

ESTUDO PARAMÉTRICO

4. ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

Recorrendo ao enorme potencial do método dos elementos finitos, é possível avaliar, com bastante precisão e de forma quase instantânea, a influência da variação de um determinado parâmetro, ou de um conjunto de parâmetros, no comportamento global de uma estrutura, durante todo o processo da sua execução e vida útil. É sem dúvida uma ferramenta excepcional conducente à optimização, já que possibilita testar múltiplas soluções com um custo praticamente nulo e num intervalo de tempo muito reduzido, tal como mostra Bose et al. (1998). A consideração de uma análise determinística semelhante à efectuada por Saribas e Erbatur (1996) ou por Vieira (1997), embora mais intuitiva, é de complexa aplicação no caso de estruturas de suporte hiperstáticas.

No capítulo anterior foram exploradas e avaliadas as possibilidades de aplicação do método dos elementos finitos ao estudo das estruturas de suporte de escavações. Foram analisadas as tensões e deformações no maciço, mas também os deslocamentos e esforços na estrutura de suporte propriamente dita. Foi ainda estudada a forma mais conveniente para simulação das ancoragens pré-esforçadas.

Neste capítulo será efectuado um estudo paramétrico que pretende avaliar a resposta da estrutura a diferentes condições de geometria e resistência dos materiais (Guerra, 1999) e (Guerra, 2005), tentando estabelecer, para cada uma das variáveis em análise, leis de influência que permitam interpolar ou extrapolar resultados para outras situações. Pretende-se assim abranger uma vasta gama de possibilidades, sem no entanto resvalar para o campo meramente teórico, tentando, sempre que possível, idealizar situações que efectivamente possam ocorrer em obra.

Os resultados sobre os quais se centrará a atenção têm carácter eminentemente prático: momento flector máximo na cortina, esforço axial máximo nas ancoragens, deslocamento horizontal máximo da cortina e deslocamentos verticais e horizontais máximos da superfície do maciço suportado.

Antes de iniciar o estudo paramétrico propriamente dito, é conveniente tecer algumas considerações sobre o modelo de cálculo utilizado, visando definir e justificar algumas simplificações comuns a todos os cálculos efectuados.

4.2 Estrutura e estratégia adoptadas

4.2.1 Parâmetros estudados

Os esforços e deslocamentos que ocorrem numa escavação suportada são afectados por inúmeros factores. Tendo por base a escavação apresentada no capítulo anterior, designada por #00D, foram estudados os efeitos dos parâmetros com reconhecida influência no comportamento das estruturas de suporte de escavações. No Quadro 4.1 apresentam-se os vários parâmetros deste estudo, bem como os símbolos que os representam.

Quadro 4.1 – Parâmetros do estudo paramétrico

Parâmetro	Símbolo
Largura da escavação	B/h
Profundidade do firme	D/h
Índice de pré-esforço	ξ
Rigidez do sistema de suporte	ρ_s
Profundidade máxima da escavação	h
Rigidez do solo	$E_{50} / \gamma h$
Evolução da rigidez do solo em profundidade	m
Ângulo de atrito efectivo	ϕ'
Coesão efectiva	$c' / \gamma h$
Tensão de pré-consolidação	$\sigma_{PC} / \gamma h$
Coefficiente de impulso em repouso	K_0

A definição e a descrição detalhada de cada um dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico será feita em subcapítulo próprio. No entanto, convém desde já introduzir, de forma resumida, dois parâmetros cuja definição poderá não ser familiar ao leitor: o índice de pré-esforço e a rigidez do sistema de suporte.

4.2.1.1 Índice de pré-esforço

O índice de pré-esforço (ξ) mede, de forma adimensional, a força horizontal aplicada à cortina pela malha de ancoragens. Assim sendo, o valor da força de pré-esforço a aplicar em cada ancoragem, aquando da sua colocação em serviço, é definido pela equação:

$$PE = \frac{\xi \gamma h h_a l_a}{\cos \alpha} \quad (4.1)$$

onde ξ representa o índice de pré-esforço considerado, γ o peso volúmico do solo, h a profundidade máxima da escavação, h_a a altura de influência da ancoragem, l_a a largura de influência da ancoragem e α a inclinação das ancoragens em relação à horizontal.

4.2.1.2 Rigidez do sistema de suporte

A rigidez à flexão de uma estrutura é habitualmente definida por EI , que consiste no módulo de Young do material multiplicado pelo momento de inércia da sua secção transversal. No caso das estruturas de suporte, revela-se útil o conceito de flexibilidade, expresso pelo número de flexibilidade de Rowe, de acordo com a equação:

$$\rho = \frac{H_T^4}{EI} \quad (4.2)$$

em que H_T representa a altura total da cortina e que corresponde à altura escavada somada com a altura enterrada. Esta relação foi introduzida por Rowe (1952), aplicada a escavações com apenas um nível de apoios, localizado próximo da superfície. Trata-se de uma expressão com bastante significado quando aplicada a estruturas de suporte monoapoiadas, em especial quando construídas num maciço constituído por solos argilosos moles. Perde todavia algum interesse nas estruturas apoiadas em vários níveis de escoras ou ancoragens pré-esforçadas. Para estas faz mais sentido avaliar a rigidez do sistema de suporte tal como definida por Mana (1978):

$$\rho_s = \frac{EI}{h_M^4 \gamma} \quad (4.3)$$

em que h_M representa o espaçamento vertical máximo entre os apoios da cortina, considerando-se a base da escavação como um nível de apoio adicional e γ o peso volúmico do solo suportado. Esta definição da rigidez do sistema de suporte é semelhante àquela utilizada por Goldberg et al. (1976), tendo sido introduzido o parâmetro γ , que torna a expressão adimensional.

Foram encontradas na bibliografia outras formas de avaliar a rigidez da estrutura de suporte, nomeadamente através no número de flexibilidade em termos de deslocamentos, definido por Addenbrooke et al. (2000) mas que, não sendo adimensionais, não justifica a sua consideração neste trabalho.

4.2.2 Características comuns aos vários cálculos

4.2.2.1 Geometria e faseamento construtivo

O modelo de elementos finitos foi truncado lateralmente, a uma distância da cortina correspondente a cinco vezes a profundidade de escavação máxima. Do lado oposto, a truncatura foi efectuada no eixo de simetria da escavação, já que, em teoria, ao longo desse eixo apenas podem ocorrer deslocamentos verticais. Inferiormente, a truncatura foi efectuada admitindo que 15,0 m abaixo do tecto do firme não existem deslocamentos provocados pela escavação. Em todos os cálculos, o nível freático foi considerado coincidente com a base da escavação. A Figura 4.1 esquematiza a geometria considerada.

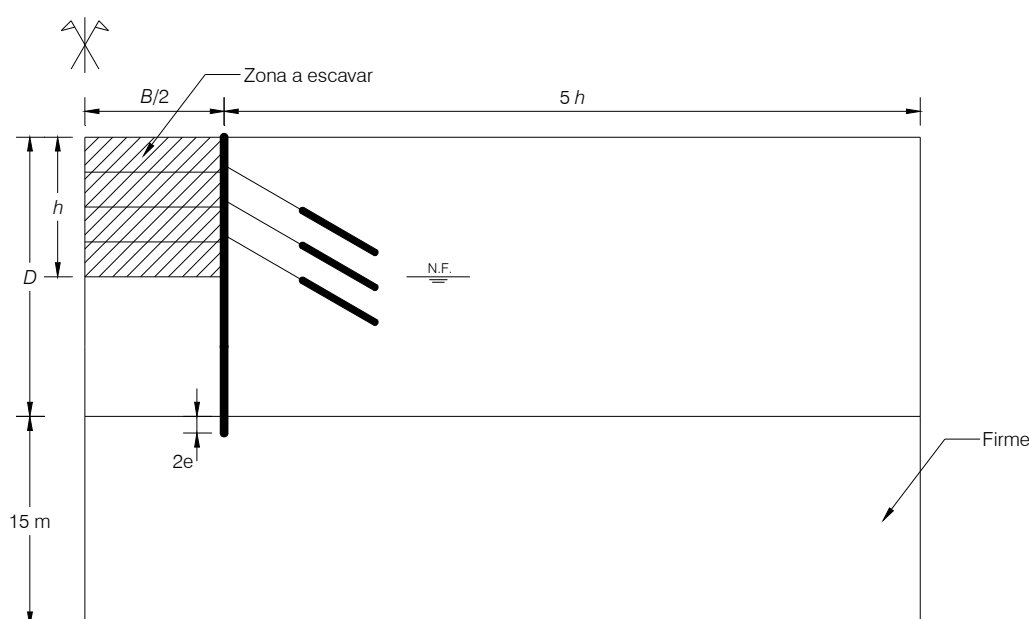


Figura 4.1 – Geometria da escavação

Uma vez que se admitiu que a profundidade do firme é igual ou inferior a duas vezes a profundidade máxima da escavação, adoptou-se como critério para definir o comprimento da cortina que esta é sempre levada até ao firme, penetrando nele uma altura correspondente a duas vezes a sua espessura.

Relativamente ao faseamento construtivo, admitiu-se em todos os cálculos do estudo paramétrico uma sequência construtiva idêntica à utilizada no exemplo numérico do capítulo anterior: a primeira fase corresponde à construção da cortina, à qual se seguem, alternadamente, sucessivas fases de escavação de 2,5 m de altura e fases de aplicação de pré-esforço, até se atingir a profundidade máxima da escavação. Em todos os cálculos as fases pares correspondem a fases de escavação e as fases ímpares a fases de aplicação de pré-esforço.

4.2.2.2 *Maciço suportado*

São utilizadas apenas duas camadas para descrever o maciço em redor da escavação. Embora possa parecer insuficiente, relembra-se que os modelos constitutivos adoptados permitem a variação das características mecânicas em profundidade, melhorando o ajuste entre o modelo numérico e a realidade. Na zona superior considerou-se uma camada com características de um solo residual do granito, cujas características de rigidez, resistência e estado de tensão inicial foram objecto do estudo paramétrico. Inferiormente foi considerada uma camada designada por firme, correspondente a um maciço granítico medianamente a muito alterado, cuja modelação foi realizada através do modelo de Mohr-Coulomb, com características idênticas àquelas consideradas no cálculo #00A, apresentado no capítulo anterior.

Apesar de terem sido estudados solos com diversas características de resistência e deformabilidade, em todos os modelos foram utilizados elementos de junta, permitindo considerar ao longo do contacto entre o solo e a cortina apenas $2/3$ da resistência do solo, modelando de forma mais realista a interface entre os dois materiais.

4.2.2.3 *Pré-esforço*

Em todos os cálculos foram consideradas ancoragens com uma inclinação de 30° e com comprimento livre variável em função da profundidade máxima de escavação, de tal forma que o bolbo de selagem se posicionasse fora da cunha activa. O comprimento do bolbo de selagem manteve-se constante com o valor de 6,0 m. Verificou-se, nos vários cálculos efectuados, que os deslocamentos relativos entre o bolbo de selagem e o maciço na sua envolvente são bastante reduzidos, razão pela qual não foi sentida necessidade de aumentar o comprimento de selagem das ancoragens, mesmo nas situações onde se aplica um valor elevado de pré-esforço nas ancoragem. O Quadro 4.2 resume os comprimentos adoptados. Apesar de se ter considerado a variação do comprimento livre das ancoragens consoante a profundidade máxima das escavações, admitiu-se que numa mesma escavação todas as ancoragens são idênticas.

O diagrama de pré-esforço utilizado nos vários cálculos difere do diagrama teórico (diagrama rectangular definido por Terzaghi e Peck (1967)) por questões meramente construtivas, uma vez que a área de influência das ancoragens do nível superior e inferior diferem das demais.

Na zona superior da escavação, é conveniente que a primeira ancoragem não se localize demasiado próximo da superfície. Nesta região, a rigidez do solo é relativamente pequena, devido ao reduzido

confinamento. A colocação de pré-esforço neste local poderia originar movimentos excessivos da cortina em direcção ao solo suportado.

Quadro 4.2 – Comprimentos dos cabos de pré-esforço

Profundidade máxima da escavação	Comprimento livre	Comprimento de selagem
10,0 m	6,5 m	6,0 m
12,5 m	8,0 m	6,0 m
15,0 m	10,0 m	6,0 m
17,5 m	11,5 m	6,0 m
20,0 m	13,5 m	6,0 m
22,5 m	15,0 m	6,0 m
25,0 m	16,5 m	6,0 m

Outro factor importante a ter em conta quando se estabelece o posicionamento das ancoragens é a localização dos bolbos de selagem. É conveniente que o primeiro nível de ancoragens não se situe demasiado próximo do coroamento da cortina, para que os bolbos de selagem se afastem de eventuais fundações de edifícios próximos.

Na zona inferior da escavação existem também diferenças entre o diagrama teórico e o diagrama utilizado. Para possibilitar uma maior semelhança entre os diagramas, seria necessária a colocação de um nível de ancoragens adicional, próximo da base da escavação. No entanto, a colocação de mais um nível de ancoragens não traria grande vantagem em termos práticos já que, nem a envolvente de momentos flectores, nem a envolvente de deslocamentos, seriam afectadas, razões suficientes para a sua exclusão do modelo de cálculo.

Decidiu-se adoptar para o espaçamento vertical das ancoragens 2,5 m. Sendo este um valor razoável, tem como grande vantagem o facto de acomodar facilmente as várias profundidades de escavação previstas no estudo paramétrico. Em concordância com o afastamento entre ancoragens, foram definidas fases de escavação com 2,5 m de desnível vertical. Na medida em que se admite que as cabeças das ancoragens serão colocadas 0,5 m acima de cada nível de escavação, o primeiro nível de ancoragens posiciona-se a uma profundidade de 2,0 m e o último fica colocado 3,0 m acima da base da escavação. Longitudinalmente foi adoptado, em todos os cálculos, um espaçamento entre ancoragens de 3,0 m.

As diferenças entre o diagrama utilizado e o diagrama de pré-esforço teórico variam em função da profundidade máxima da escavação, como se pode observar na Figura 4.2.

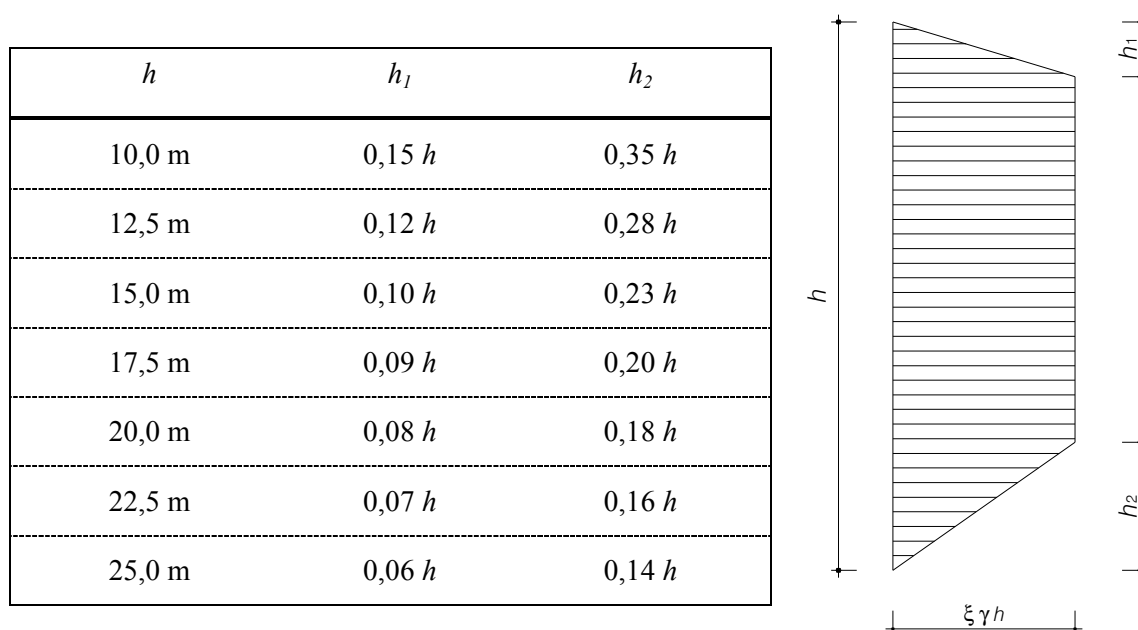


Figura 4.2 – Variação do diagrama de pré-esforço com a profundidade máxima da escavação

4.2.3 Justificação dos cálculos efectuados e sua designação

No estudo paramétrico efectuado foram realizados 220 cálculos. A designação de cada um dos cálculos é composta por três dígitos: o primeiro dígito corresponde à série; o segundo a um determinado parâmetro (subsérie) e o terceiro a uma determinada iteração do parâmetro em estudo dentro da subsérie.

Cada série corresponde a uma única escavação base e em cada subsérie é estudado apenas um determinado parâmetro, existindo no entanto quatro subséries para cada parâmetro. Em cada subsérie existe um número de cálculos variável entre quatro e oito.

O estudo foi iniciado pela definição de uma escavação base, designada por #000, e que constitui o ponto de partida da série #0**. A partir desta escavação foram feitos seis cálculos onde se variou a largura da escavação, conforme mostra o Quadro 4.3, constituindo estes a subsérie #00*.

Quadro 4.3 – Análise paramétrica da largura da escavação – subsérie #00*

Cálculo	B/h
#000	2,0
#001	1,4
#002	1,0
#003	0,8
#004	0,6
#005	0,5
#006	0,4

De forma semelhante ao que foi feito para a largura de escavação, foram definidas outras subséries para analisar os efeitos da variação da profundidade do firme, do índice de pré-esforço das ancoragens, da rigidez do sistema de suporte e da profundidade máxima de escavação, conforme mostra o Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Análise paramétrica – série #0**

Subsérie	Parâmetro estudado
#00*	Largura da escavação (B/h)
#01*	Profundidade do firme (D/h)
#02*	Índice de pré-esforço (ξ)
#03*	Rigidez do sistema de suporte (ρ_s)
#04*	Profundidade máxima da escavação (h)

No seu conjunto, estas cinco subséries constituem a série #0**. Além desta série, foram definidas outras duas séries (#1** e #2**), cujos cálculos base (#100 e #200) diferem do cálculo #000 em vários parâmetros, mas mantêm as propriedades do solo. Estas duas séries destinam-se a verificar a validade das curvas de influência extraídas de cada subsérie quando se tomam diferentes pontos de partida, em termos de geometria, pré-esforço e rigidez do sistema de suporte.

Foi ainda definida a série #3**, cujo cálculo base (#300) difere do cálculo #000 apenas nos parâmetros relativos à caracterização do solo. Esta série destina-se a validar as linhas de tendência obtidas em cada uma das subséries anteriores, mas desta feita utilizando um solo diferente. Pretende-se mostrar a validade das curvas referidas, independentemente das propriedades do solo em que é realizada a escavação.

A fase seguinte consistiu na definição de outras quatro séries (#4**, #5**, #6** e #7**), onde foi realizado o estudo paramétrico das propriedades do solo. Em cada uma destas séries foram definidas seis subséries, conforme apresentado no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Análise paramétrica – subséries do estudo paramétrico do solo

Subsérie	Parâmetro estudado
#*5*	Rigidez do solo ($E_{50} / \gamma h$)
#*6*	Evolução da rigidez em profundidade (m)
#*7*	Ângulo de atrito efectivo(ϕ')
#*8*	Coesão efectiva($c' / \gamma h$)
#*9*	Tensão de pré-consolidação ($\sigma_{PC} / \gamma h$)
#*A*	Coeficiente de impulso em repouso (K_0^{nc})

No Quadro 4.6 resumem-se as principais características das escavações base de cada uma das séries. Na coluna correspondente à rigidez do sistema de suporte indica-se, entre parêntesis, a espessura da parede moldada correspondente.

Quadro 4.6 – Análise paramétrica – escavações base

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50} / \gamma h$	m	$\phi'(^{\circ})$	$c' / \gamma h$	$\sigma_{PC} / \gamma h$	K_0^{nc}
000	15	333,3 (0,6 m)	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
100	10	98,8 (0,4 m)	0,25	1,0	1,6	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
200	20	333,3 (0,6 m)	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
300	15	333,3 (0,6 m)	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,01	0,20	0,485
400	15	333,3 (0,6 m)	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,30	0,426
500	15	333,3 (0,6 m)	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,001	0,20	0,485
600	25	790,1 (0,8 m)	0,25	1,0	1,6	50	0,45	33	0,04	0,10	0,455
700	20	333,3 (0,6 m)	0,15	0,6	1,3	50	0,60	31	0,08	0,10	0,485

No Anexo I apresentam-se vários quadros onde se definem as características da totalidade das escavações e os principais resultados obtidos em cada uma delas.

4.2.4 Procedimento de normalização de resultados

A análise dos resultados de uma determinada subsérie não é muito problemática, uma vez que entre os vários cálculos dessa subsérie apenas um parâmetro foi alterado. O mesmo não acontece quando se

consideram duas ou mais subséries de cálculos relativas ao mesmo parâmetro, pois neste caso, entre diferentes subséries, poderão existir diferenças numa grande quantidade de parâmetros.

A título de exemplo, a Figura 4.3 ilustra a dificuldade em extrair conclusões acerca da influência da profundidade máxima da escavação nos deslocamentos horizontais máximos da cortina, antes de se efectuar a normalização dos resultados.

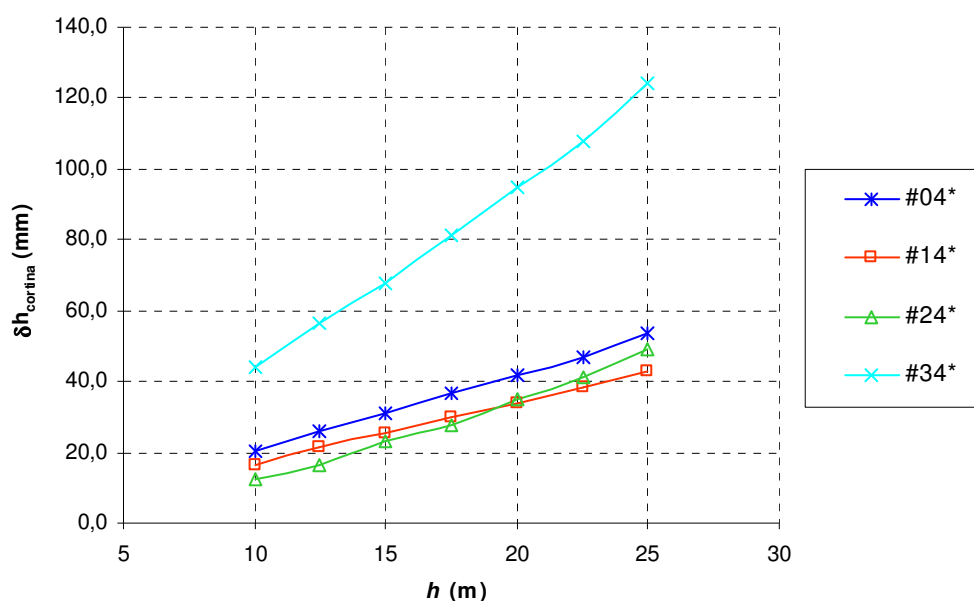


Figura 4.3 – Resultados antes da normalização

Por forma a melhorar a comparabilidade dos resultados das várias séries de cálculos, procedeu-se à sua normalização, definindo-se um valor de referência para a variável em estudo. Assim, o deslocamento horizontal máximo da cortina, obtido em cada cálculo, é dividido pelo deslocamento horizontal máximo, obtido na escavação de referência dessa subsérie. Trata-se, no fundo, de escalar verticalmente as curvas, para que todas elas se interceptem num ponto comum.

A Figura 4.4 exemplifica o processo de normalização partindo dos dados representados na Figura 4.3, tendo-se tomado como referência a profundidade de 15 m. Atente-se na alteração da escala vertical. Com esta alteração, deixa de ser possível obter do gráfico um valor absoluto do deslocamento horizontal máximo da cortina, mas pode-se verificar directamente a variação percentual desse mesmo deslocamento como consequência da variação da profundidade máxima da escavação. Neste exemplo, verifica-se que o aumento da profundidade máxima da escavação de 15 m para 25 m provoca um incremento de 70% a 110% do deslocamento horizontal máximo da cortina, consoante a subsérie em causa.

Após a normalização dos resultados, é possível definir, através do método dos mínimos quadrados, uma função que melhor aproxima os resultados das várias séries de cálculos, designada neste exemplo β_h . Esta função e outras semelhantes, referentes a cada um dos parâmetros estudados, serão utilizadas no decorrer do método de pré-dimensionamento proposto, apresentado no capítulo seguinte.

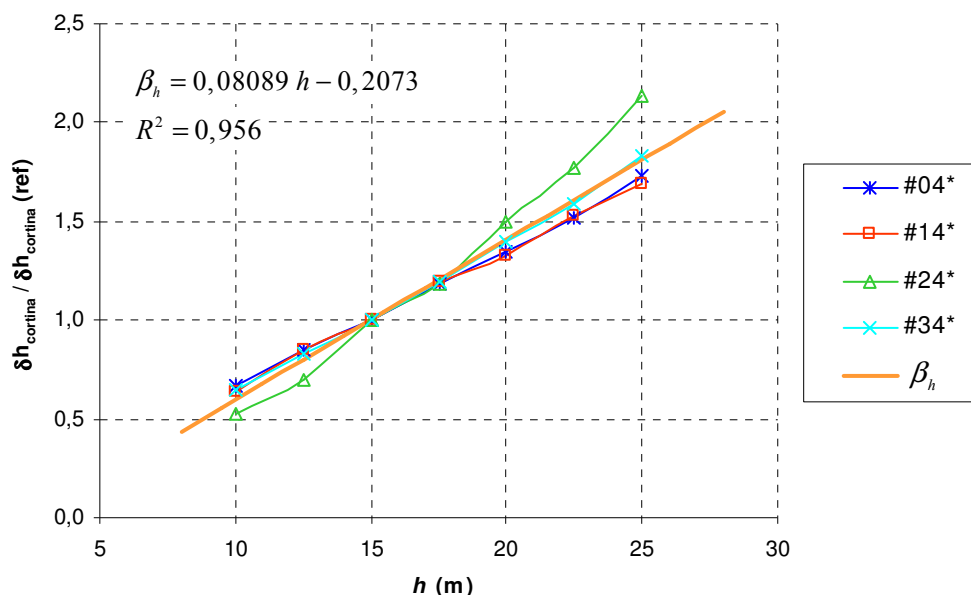


Figura 4.4 – Resultados após normalização

Este processo de normalização foi efectuado para todos os parâmetros do estudo paramétrico, relativamente aos deslocamentos horizontais máximos da cortina, mas também relativamente aos momentos flectores máximos.

4.3 Apresentação de resultados

4.3.1 Influência da largura da escavação

4.3.1.1 Introdução

A largura da escavação é uma medida de fácil determinação no caso de uma escavação simétrica, correspondendo ao afastamento entre as duas faces da escavação. Nos casos onde se verifique assimetria das profundidades de escavação, poder-se-á definir esta variável de tal forma que a relação entre a profundidade escavada e a largura seja idêntica para cada uma das faces da escavação.

Nas situações em que existe apenas uma face de escavação, a largura deve ser considerada o dobro da profundidade máxima de escavação, valor a partir do qual este parâmetro apresenta uma influência muito reduzida.

O estudo paramétrico da largura da escavação foi conduzido de forma adimensional, utilizando-se nos cálculos o seu quociente com a profundidade máxima da escavação. Considerou-se que, para escavações cuja relação B/h é superior a 2,0, este parâmetro deixa de ter influência nos resultados, crescendo a sua importância à medida que se vai estreitando a escavação. Este facto foi essencial para que se tenha adoptado uma escala de variação com maior detalhe nos valores mais reduzidos, até ao valor mínimo de 0,4.

O estudo paramétrico da largura da escavação é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.7, cujas principais características e resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.7 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da largura da escavação

Subsérie	Largura da escavação adimensionalizada, B/h						
	2,0	1,4	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4
#00*	#000	#001	#002	#003	#004	#005	#006
#10*	#101	#102	#100	#103	#104	#105	#106
#20*	#201	#202	#203	#204	#200	#205	#206
#30*	#300	#301	#302	#303	#304	#305	#306

4.3.1.2 Pressões de terras

As alterações introduzidas pela redução da largura da escavação consistem, fundamentalmente, num aumento do confinamento da zona próxima do fundo da escavação, possibilitando o aumento das pressões de terras do lado passivo, o que origina uma forte redistribuição dos esforços na zona enterrada da cortina.

Na Figura 4.5 apresentam-se as pressões de terras sobre a cortina, correspondentes aos cálculos #000 e #006. Os resultados dos restantes cálculos situam-se entre os valores destas duas situações extremas, no que respeita à largura da escavação. Para uma análise comparativa, na mesma figura estão representados os diagramas de pressões activas e passivas teóricas, bem como o diagrama de pressões em repouso.

Na zona localizada acima da base da escavação, que corresponde a profundidades inferiores a 15,0 m, verifica-se que as alterações nos diagramas de pressões de terras sobre o lado activo da cortina, provocadas pela redução da largura da escavação, são quase imperceptíveis.

Abaixo da base da escavação é bem notório o aumento das pressões de terras do lado passivo, quando se reduz a largura da escavação. Na medida em que as alterações de esforços na zona acima da base da escavação são bastante reduzidas, o aumento da pressão do lado passivo é contrabalançado por um aumento da pressão de terras do lado activo da cortina com ordem de grandeza semelhante.

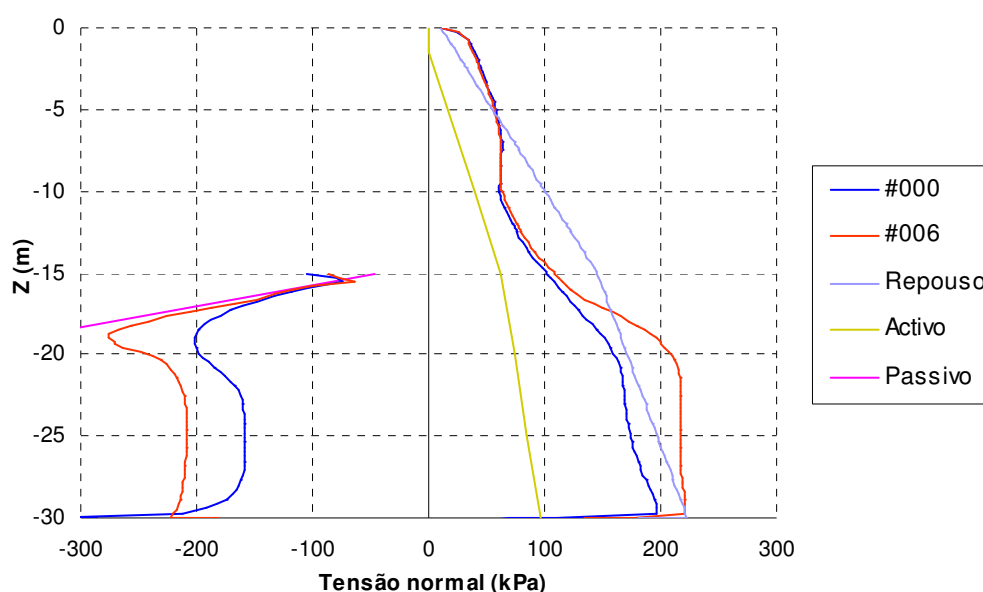


Figura 4.5 – Influência da largura da escavação nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.1.3 Deslocamentos

Como seria de esperar, face ao quadro descrito, o efeito da redução da largura da escavação nos deslocamentos horizontais da cortina é bastante notório. Verificou-se na figura anterior que a redução da largura da escavação origina um acréscimo de tensão horizontal abaixo da base da escavação, tanto do lado activo, como do lado passivo da estrutura de suporte. Este aumento de tensão horizontal origina um aumento do confinamento nessa zona do maciço, aumentando a sua rigidez e afastando-o da cedência.

Este fenómeno provoca uma diminuição apreciável dos movimentos da cortina em direcção à escavação, como se pode observar na Figura 4.6. Apesar de ocorrer uma substancial redução do valor máximo do deslocamento horizontal da cortina, os deslocamentos do topo da mesma apresentam uma baixa sensibilidade em relação às variações da largura da escavação. Esta ocorrência deve-se ao facto

de as alterações se verificarem essencialmente nas pressões de terras abaixo da base da escavação, sem grandes alterações de funcionamento na zona superior da estrutura de contenção.

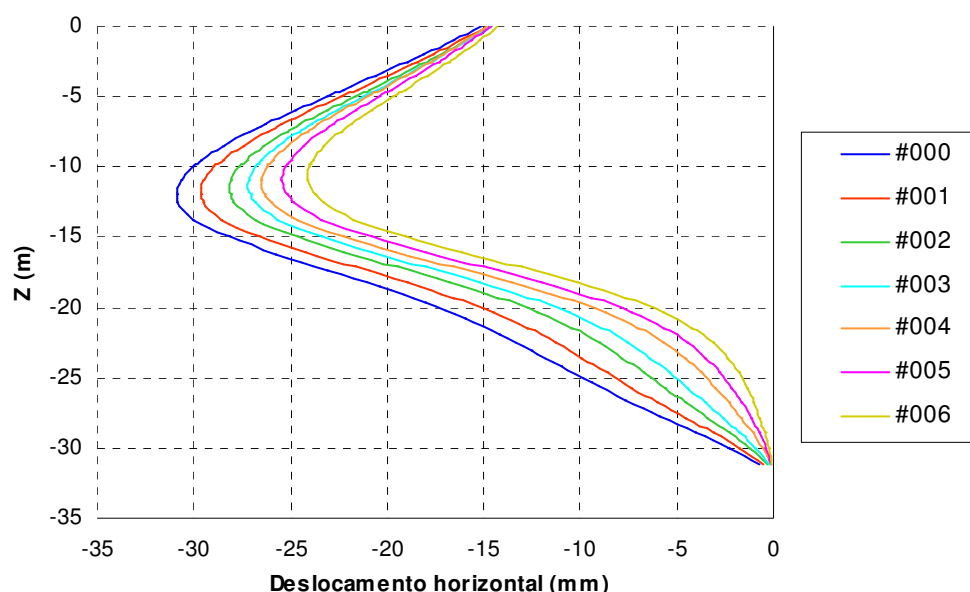


Figura 4.6 – Influência da largura da escavação sobre os movimentos horizontais da cortina

O valor máximo do deslocamento horizontal da cortina, nesta série de cálculos, surge no cálculo #000 (30,9 mm) e corresponde a 0,21% da profundidade máxima de escavação (15,0 m). Trata-se de um deslocamento bastante modesto, mas que está de acordo com a natureza do solo utilizado no modelo de cálculo.

Na Figura 4.7 estão representados os deslocamentos horizontais máximos da cortina obtidos nos vários cálculos efectuados para estudar a influência da largura da escavação, após a normalização para uma largura dupla da profundidade máxima da escavação, ilustrando-se também a curva β_B , a equação correspondente e o coeficiente de correlação R^2 . Verifica-se que este parâmetro afecta de forma semelhante os resultados das várias subséries, existindo no entanto alguma dispersão de resultados. Apesar disso, pode constatar-se que em todas as situações calculadas, a redução da largura da escavação actua favoravelmente na diminuição dos movimentos do maciço suportado.

A curva β_B corresponde à melhor aproximação aos resultados das várias subséries e fornece o valor do factor de influência da largura da escavação sobre os momentos flectores máximos da cortina, a utilizar no método de pré-dimensionamento desenvolvido neste trabalho e que será apresentado no capítulo seguinte.

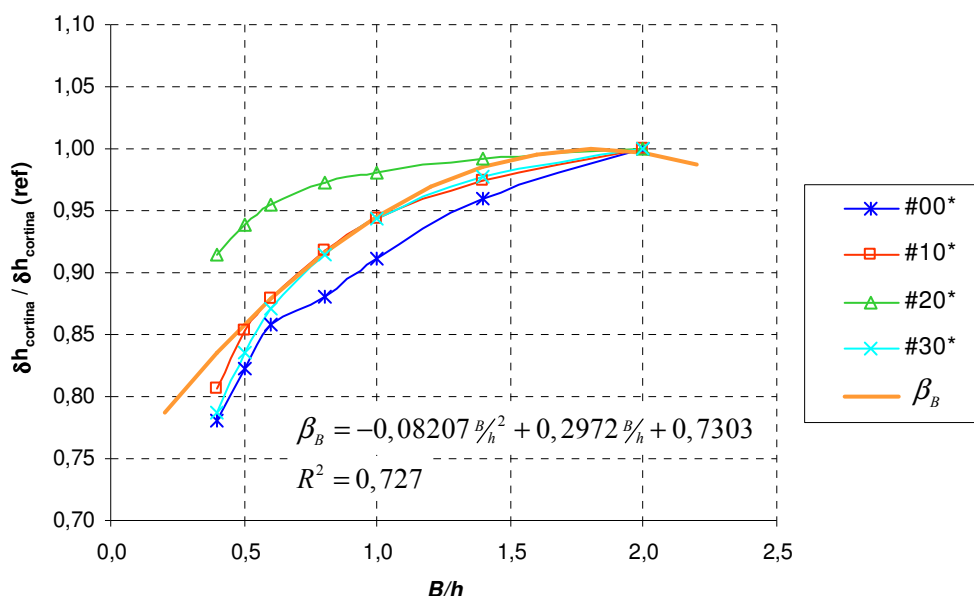


Figura 4.7 – Influência da largura da escavação sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

Analisando a Figura 4.7 em conjunto com o Quadro 4.6 pode-se concluir que o facto de a curva referente à subsérie #20* se afastar das demais deve-se às diferenças de rigidez relativa entre a estrutura de suporte e o solo. Note-se que nesta subsérie, cuja profundidade máxima da escavação é 20 m, foi adoptada uma rigidez do sistema de suporte equivalente a uma parede moldada com 0,60 m, enquanto nas subséries #00* e #30* se adoptou a mesma espessura para escavações com 15 m de profundidade e na subsérie #10*, com profundidade de 10 m, foi adoptada uma rigidez do sistema de contenção correspondente a 0,40 m.

4.3.1.4 Momentos flectores

Como se pode constatar na Figura 4.8, a influência da variação da largura da escavação sobre os momentos flectores máximos é bastante reduzida, tendo-se registado reduções de momento até 6% e aumentos até 4%, quando comparados com a situação de referência considerada, correspondente a escavações cuja largura é dupla da profundidade máxima. Apresenta-se na mesma figura a função α_B , que melhor aproxima os resultados das várias séries, bem como o coeficiente de correlação respectivo.

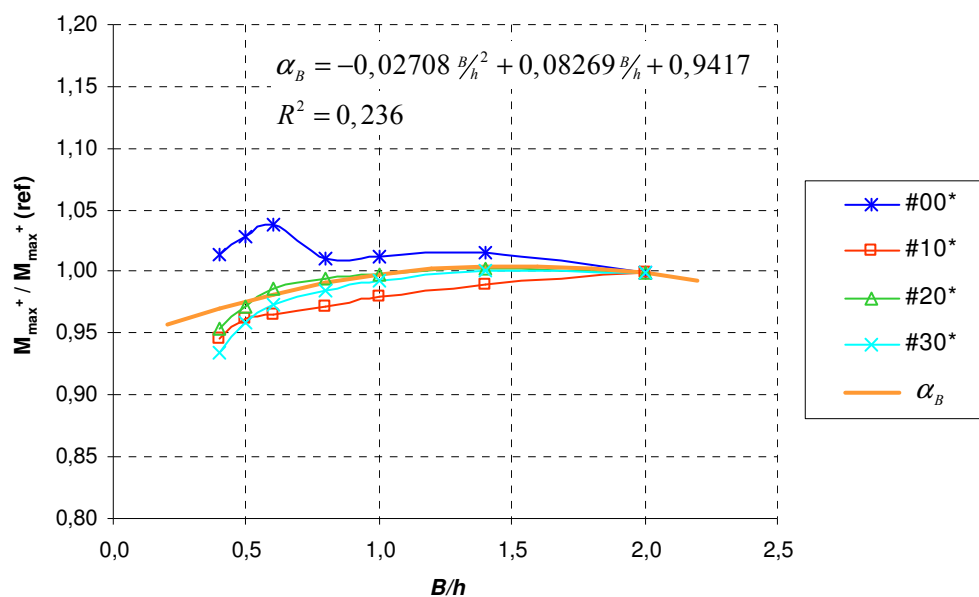


Figura 4.8 – Influência da largura da escavação sobre os momentos flectores máximos da cortina

A Figura 4.9 pode ajudar a esclarecer quais os motivos da evolução aparentemente anormal, que ocorre na subsérie #00*. Rapidamente se percebe que a dependência dos momentos flectores positivos (que provocam tracções do lado da escavação), em relação à largura da escavação, é muito pequena. A variação estranha assinalada na Figura 4.8 é devida às importantes variações dos momentos flectores negativos imediatamente abaixo do nível máximo da escavação, conjuntamente com as variações sentidas nas pressões de terras sobre a cortina.

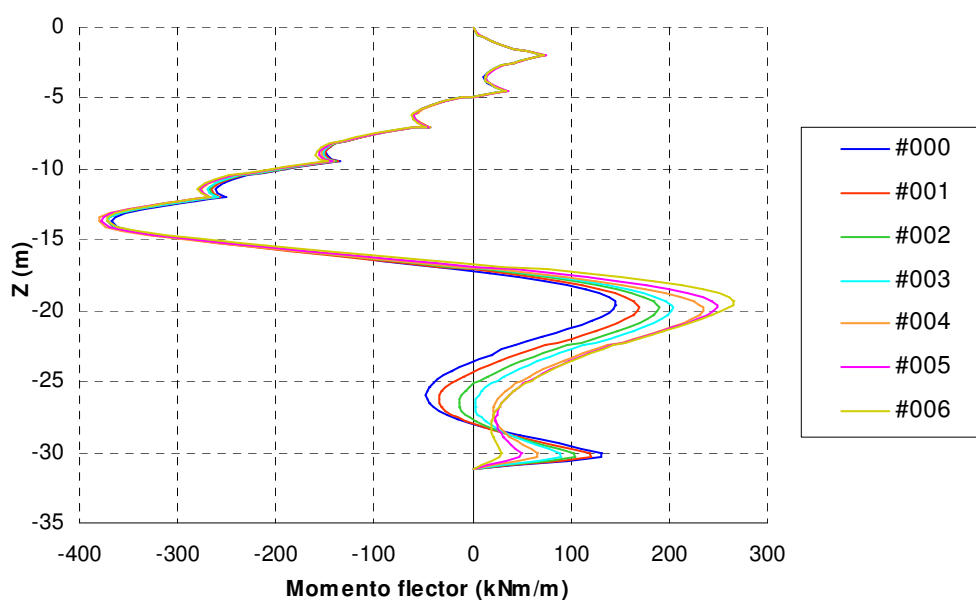


Figura 4.9 – Influência da largura da escavação sobre os momentos flectores da cortina

4.3.2 *Influência da profundidade do firme*

4.3.2.1 *Introdução*

Ao longo deste trabalho de investigação foi considerado um perfil geotécnico tipificado, constituído por apenas duas camadas de características distintas: a camada superior, necessariamente menos resistente, onde será instalada a cortina e a camada inferior, designada por firme, que serve de fundação à estrutura de suporte. Esta última possui resistência e rigidez contrastantes com a primeira.

A definição da posição do firme poderá ser efectuada através da análise do relatório geotécnico. Nos casos em que possam surgir dúvidas, deverá ser considerado o firme quando a rigidez de referência for aproximadamente cinco vezes superior à rigidez de referência do solo suportado pela contenção.

O estudo da influência da profundidade do firme foi desenvolvido tendo por base o exemplo numérico apresentado no capítulo anterior, agora designado por #000. Neste cálculo havia sido considerada, para profundidades superiores a 30,0 m, a existência de uma camada com características de resistência e rigidez bastante elevadas, correspondentes a um maciço composto maioritariamente por um granito medianamente a muito alterado.

Para a definição do comprimento total da cortina foi mantido o critério aplicado no capítulo anterior, tendo sido admitido que a mesma é prolongada abaixo do nível máximo da escavação, até penetrar no firme uma dimensão correspondente a duas vezes a sua espessura. A aplicação deste critério implica que, ao ser considerada uma menor profundidade para a ocorrência do firme, o comprimento total da cortina seja reduzido, com todas as consequências que daí advêm.

Para manter todas as características dos modelos de cálculo, com excepção da variável em estudo, a malha de elementos finitos foi truncada, em todos os cálculos, 15,0 m abaixo da profundidade a que surge o firme. A Figura 4.10 ilustra a malha de elementos finitos utilizada no cálculo #015.

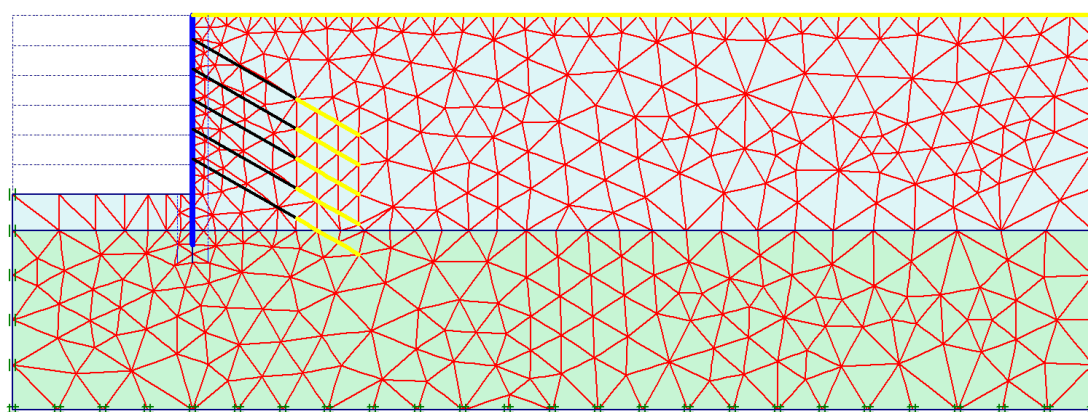


Figura 4.10 – Malha de elementos finitos do cálculo #015 (após conclusão da escavação)

O estudo paramétrico da profundidade a que se encontra o firme é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.8, cujas principais características e resultados se apresentam no Anexo I. Tal como aconteceu com o estudo paramétrico da largura da escavação, a profundidade do firme foi adimensionalizada relativamente à profundidade máxima da escavação.

Quadro 4.8 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da profundidade do firme

Subsérie	Profundidade do firme adimensionalizada, D/h							
	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
#01*	#000	#011	#012	#013	#014	#015	#016	#017
#11*	#111	#112	#100	#113	#114	#115	#116	#117
#21*	#211	#212	#213	#214	#200	#215	#216	#217
#31*	#300	#311	#312	#313	#314	#315	#316	#317

4.3.2.2 Pressões de terras

A variação da profundidade a que se localiza o firme e a consequente alteração do comprimento enterrado da cortina dificultam a comparabilidade entre os vários cálculos de uma determinada subsérie. Devido a este facto, na Figura 4.11 apenas se mostram as pressões sobre o lado activo da cortina. Verifica-se nesta figura que na zona superior da escavação, até próximo dos 7,0 m de profundidade, não se fazem sentir os efeitos da diferente profundidade a que se localiza o firme. Nas regiões mais profundas, verifica-se que o facto de o firme se localizar a menor distância da base da escavação origina pressões sobre a cortina bastante mais elevadas do que a situação de referência, correspondente ao cálculo #000.

As diferenças observadas devem-se em especial à pequena mobilidade da cortina, fruto da redução do seu comprimento total.

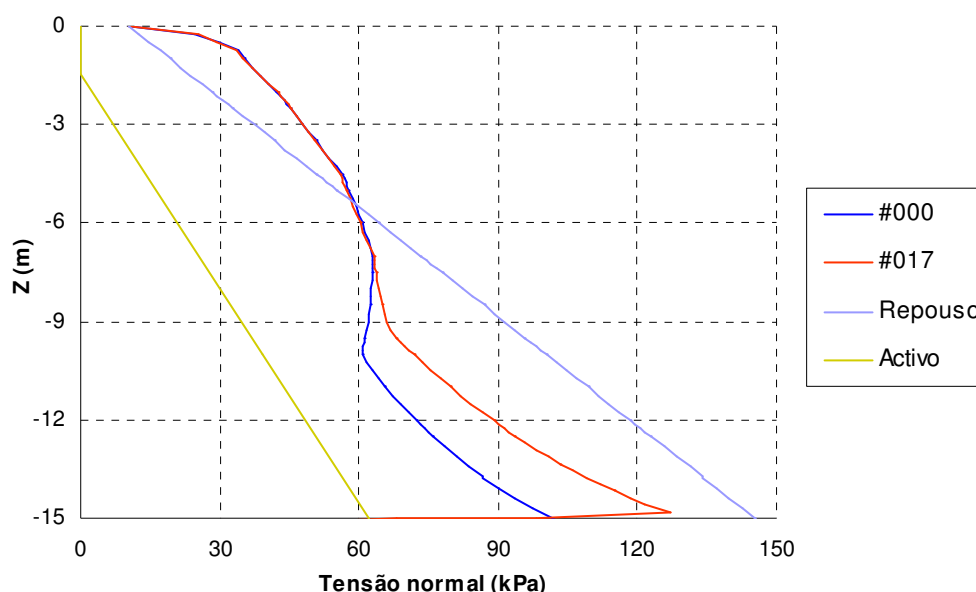


Figura 4.11 – Influência da profundidade do firme nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.2.3 Deslocamentos

Como previsto, o efeito da redução da profundidade do firme nos deslocamentos horizontais da cortina é bastante notório. Sendo o deslocamento do pé da cortina muito próximo de zero, devido à pequena deformabilidade do firme, a consideração deste numa posição mais próxima da superfície produz um efeito de escala, reduzindo de forma aproximadamente linear os movimentos horizontais da cortina em direcção à escavação. Este fenómeno é particularmente evidente na Figura 4.12, onde se destaca um certo paralelismo entre as curvas correspondentes aos vários cálculos desta subsérie.

Longe de ser único, o efeito de escala é apenas um dos responsáveis pela redução dos movimentos da cortina. Para isso contribui também o facto de os bolbos de selagem das ancoragens se localizarem mais próximos do firme, podendo mesmo atingir essa camada, de que é exemplo o cálculo #015, representado na Figura 4.10. Esta maior proximidade da camada de elevada rigidez origina a redução drástica da mobilidade dos bolbos de selagem das ancoragens e a sua tendência para se deslocar em direcção à escavação em conjunto com o maciço suportado, durante as fases de escavação.

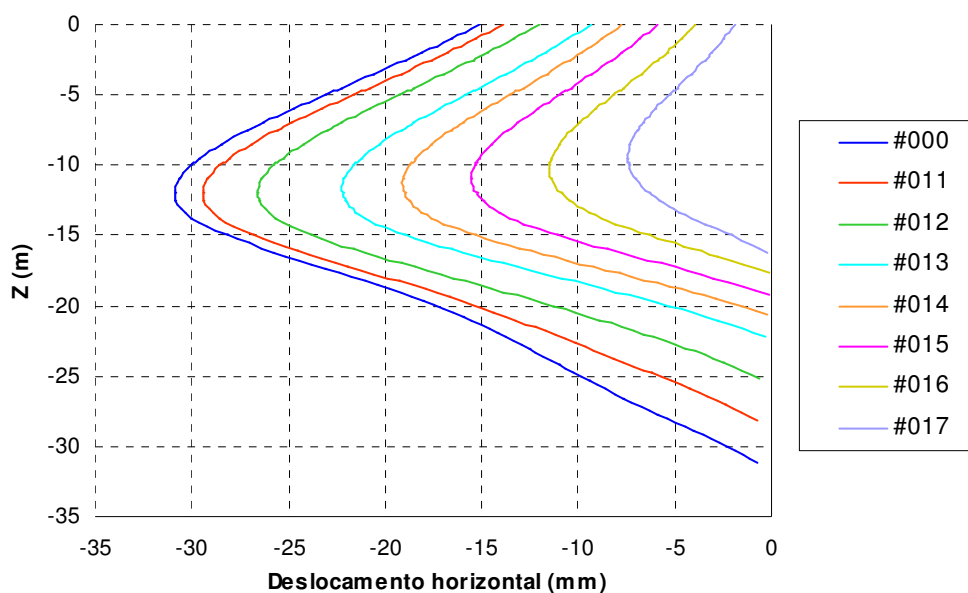


Figura 4.12 – Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais da cortina

Na Figura 4.13 está representada graficamente a influência da profundidade do firme sobre os deslocamentos horizontais máximos da cortina, quando comparados com a situação de referência, que se estabeleceu serem as escavações onde o firme se localiza a profundidade dupla da profundidade máxima da escavação.

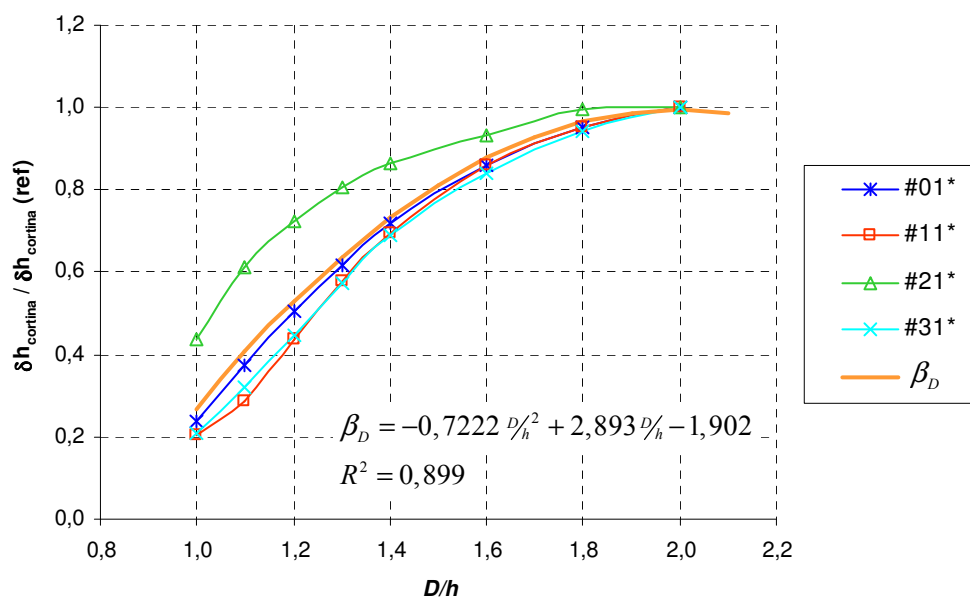


Figura 4.13 – Influência da profundidade do firme nos movimentos horizontais máximos da cortina

Conforme foi referido anteriormente, esta figura permite constatar que, para valores do quociente D/h entre 1,0 (firme coincidente com a base da escavação) e 1,4, a variação dos deslocamentos

máximos é aproximadamente linear. Para valores de D/h mais elevados, a influência deste parâmetro perde importância, tal como indicam as curvaturas dos gráficos.

Tal como aconteceu no estudo paramétrico da largura da escavação, é notório na Figura 4.13 que a subsérie #21* é de todas a menos sensível às variações da profundidade do firme. De forma similar à largura da escavação, a explicação para esta ocorrência reside no facto de nos cálculos desta subsérie se ter considerado uma rigidez relativa entre a estrutura de contenção e o solo inferior às restantes.

4.3.2.4 Momentos flectores

Numa primeira abordagem seria perfeitamente aceitável sugerir que o aumento de rigidez da estrutura de suporte, originado pela localização mais superficial do firme, de forma idêntica à que possibilita a redução dos deslocamentos, implicaria uma diminuição dos momentos flectores na cortina. Contudo, este problema é bastante mais complexo, não sendo simples apontar a forma de funcionamento, nem a forma como interagem o solo e a estrutura de contenção face a essa alteração das condições de apoio do pé da cortina.

Como se observa na Figura 4.14, a influência da variação da profundidade do firme entre os limites considerados implica grandes variações nos momentos flectores. Curiosamente, o aparecimento do firme a profundidades cada vez menores, não conduz a uma variação monótona do momento flector máximo. Para valores de D/h variando de 2,0 para 1,4, ocorre efectivamente um ligeiro aumento do momento flector máximo da cortina, mas a partir deste valor a redução da profundidade do firme origina valores de momento flector máximo inferiores.

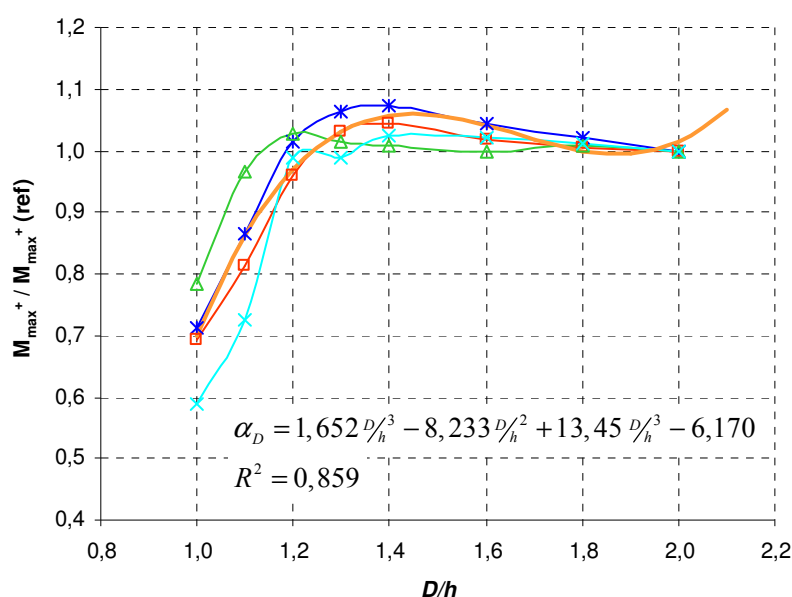


Figura 4.14 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores máximos da cortina

Com o objectivo de estudar, em detalhe, a variação dos momentos flectores, apresenta-se na Figura 4.15 as curvas de momentos flectores correspondentes ao final da escavação dos vários cálculos da subsérie #01*.

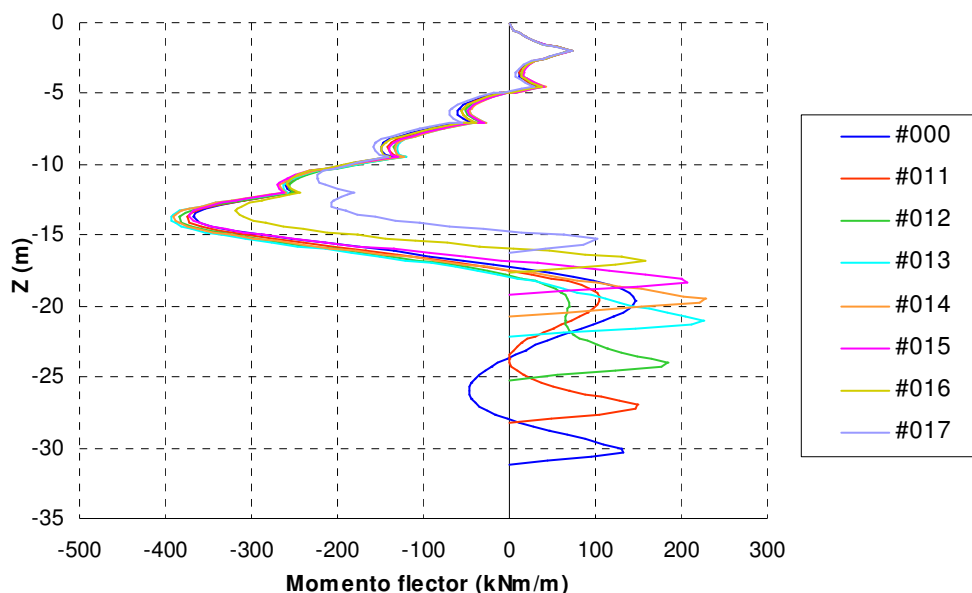


Figura 4.15 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina

Na Figura 4.16, estão representados os momentos flectores dos quatro últimos cálculos desta subsérie, permitindo analisar, pormenorizadamente, a evolução das situações em que o firme se encontra relativamente afastado da base da escavação. Nestes cálculos, a variação dos momentos flectores máximos é muito ligeira, registando-se variações máximas inferiores a 8%. Quanto aos momentos negativos, embora o diagrama se modifique bastante, a posição do primeiro ponto de derivada nula da curva de momentos, abaixo da profundidade máxima da escavação, varia muito pouco, situando-se próximo dos 19,5 m de profundidade.

No cálculo #013 o pé da cortina está localizado suficientemente próximo da base da escavação, para que o ponto de derivada nula da curva dos momentos se localize a profundidade superior, próximo dos 21m. Na medida em que o encastramento elástico, oferecido pelo solo abaixo da base de escavação, está localizado numa posição inferior, o vão que a cortina necessita de vencer, à custa da mobilização da rigidez à flexão, é maior, originando momentos flectores mais elevados. Nos cálculos #014 a #017, ilustrados na Figura 4.17, o facto de o encastramento elástico do pé da cortina se localizar a profundidades cada vez menores, origina momentos flectores cada vez mais reduzidos.

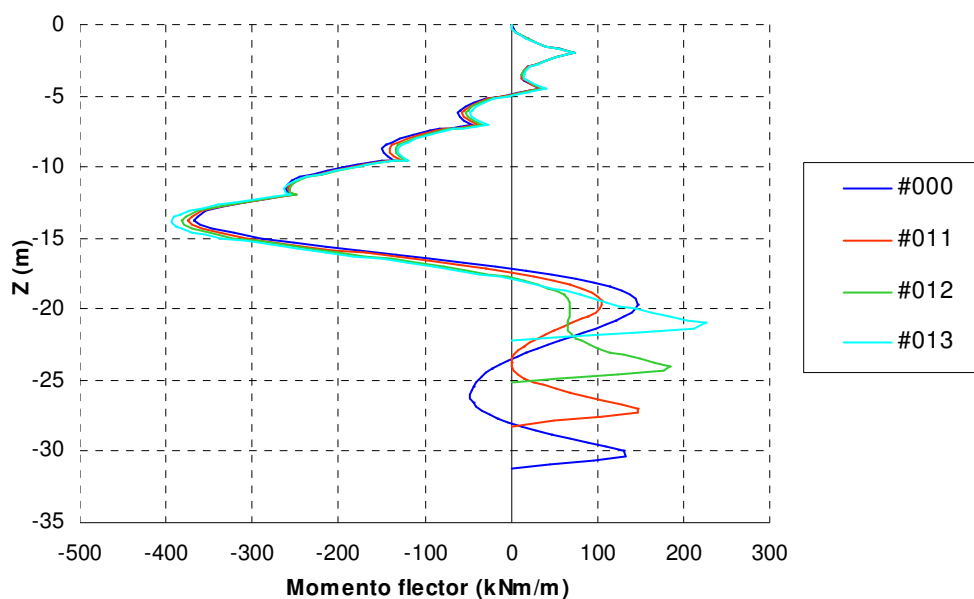


Figura 4.16 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina; cálculos #000 a #013

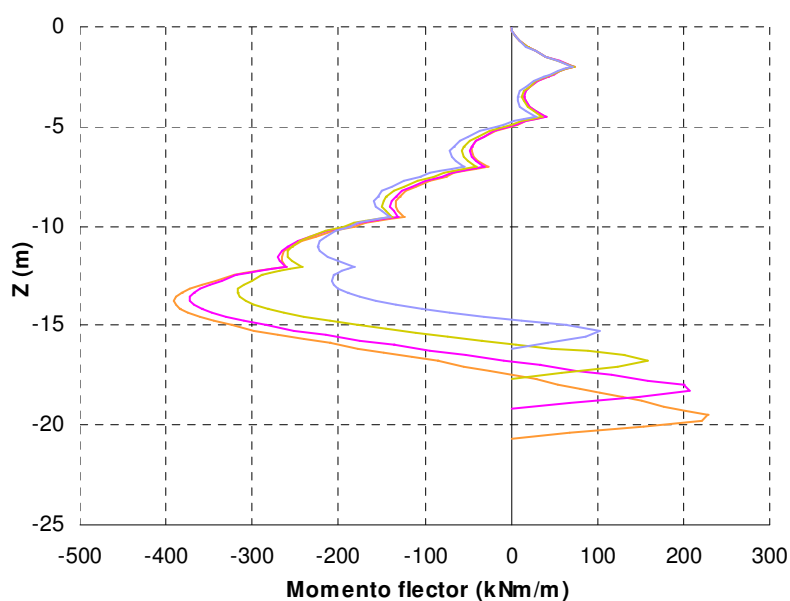


Figura 4.17 – Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina; cálculos #014 a #017

Uma forma interessante de perceber a influência da profundidade do firme é a análise da evolução dos momentos flectores ao longo do processo de escavação, uma vez que as fases intermédias podem ser vistas como escavações em que o firme se encontra a maior profundidade.

No cálculo #017 surge uma situação única nesta série de cálculos: o momento flector máximo ocorre após a penúltima fase de escavação e não após a conclusão de todo o processo de escavação. A análise cuidada da Figura 4.18 permite que rapidamente se encontre a explicação para este facto.

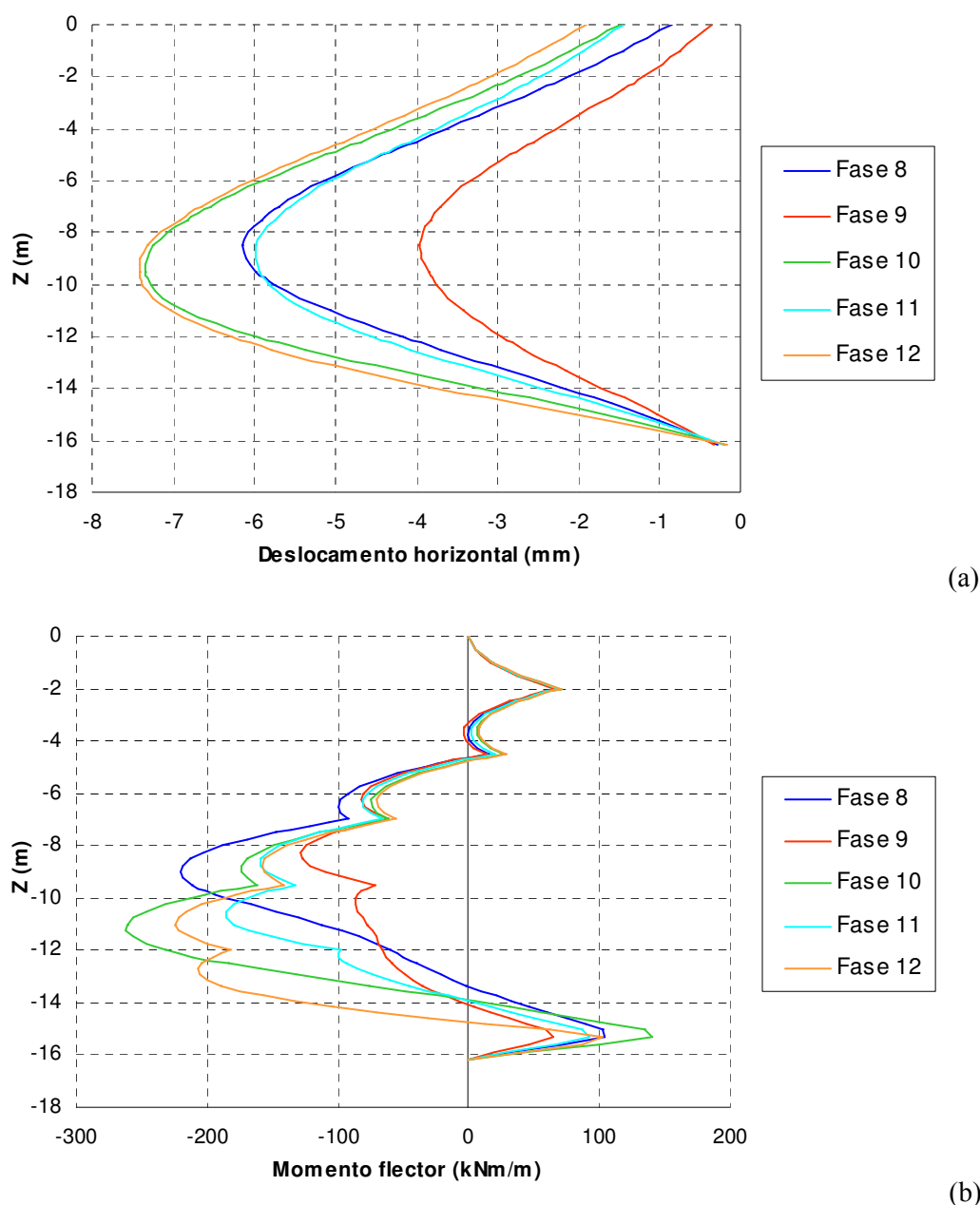


Figura 4.18 – Evolução do diagrama dos deslocamentos horizontais (a) e dos momentos flectores da cortina (b) durante as fases 8 a 12 do processo de execução do cálculo #017

Na generalidade dos casos o momento flector máximo numa estrutura de suporte ocorre após a última fase de escavação. Tal facto é provocado pelo aumento, em profundidade, da acção sobre a estrutura de contenção. No entanto, num caso como o que é apresentado no cálculo #017, o momento máximo pode ocorrer após uma fase de escavação que não a última. Finda a escavação do penúltimo nível, correspondente à fase 10, o tramo inferior da cortina está apoiado no quarto nível de ancoragens (à profundidade de 9,5 m) e no solo abaixo existente no interior da escavação, cuja profundidade nesse instante é de 12,5 m. Na medida em que a espessura do solo de resistência inferior é relativamente pequena, o apoio elástico do pé da cortina vai ser materializado, quase exclusivamente, pelo firme.

Após a fase 12, que corresponde à fase de escavação do último tramo, a cortina apoia-se no último nível de ancoragens pré-esforçadas e no firme, conseguindo uma redução do vão livre relativamente à fase 10. Desta forma, embora esteja sujeita a uma pressão de terras superior, vai estar submetida a um momento flector mais reduzido. A Figura 4.19 ilustra, de forma esquemática, as fases 10 e 12 do cálculo #017, decifrando o efeito da variação da profundidade do firme sobre o diagrama de momentos flectores na cortina.

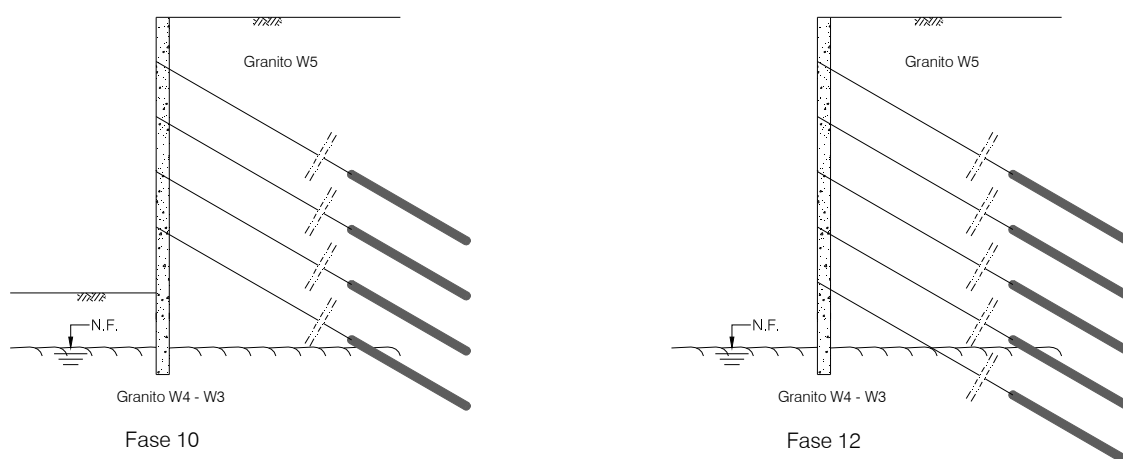


Figura 4.19 – Geometria da escavação nas fases 10 e 12 do cálculo #017

4.3.3 Influência do índice de pré-esforço do sistema de ancoragens

4.3.3.1 Introdução

O estudo da influência do índice de pré-esforço das ancoragens foi conduzido de forma adimensional, através do índice de pré-esforço.

É importante salientar que as variações do índice de pré-esforço implicam variações da armadura a colocar nos cabos de pré-esforço, e por conseguinte, da sua rigidez. A área da secção transversal da armadura de pré-esforço das ancoragens é definida pela equação:

$$A_p = \frac{T_{sd}}{f_{p0,1k}} \quad (4.4)$$

onde T_{sd} representa a tracção de cálculo da ancoragem e $f_{p0,1k}$ a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1%, correspondente ao aço utilizado, para a qual se considerou o valor de 1580 MPa (Eurocódigo 7 – Parte 1, 1994).

Para a determinação do valor da tracção de cálculo, considerou-se que a tracção admissível, correspondente ao valor do pré-esforço aplicado é acrescida de 20%, para contabilizar os incrementos de tensão que ocorrem durante as várias fases de escavação (Matos Fernandes, 1981). Admitiu-se um factor de segurança de 1,35, correspondente a ancoragens provisórias, de acordo com a equação:

$$T_{sd} = 1,35 T_a = 1,35 \times 1,2 \times PE \quad (4.5)$$

onde T_a representa a tracção admissível e PE o valor de pré-esforço aplicado nas ancoragens.

Resulta das duas equações anteriores que deverá ser utilizado 1 fio de 0,5'' (com 1 cm² de secção transversal) por cada 100 kN de pré-esforço aplicado nas ancoragens.

O estudo paramétrico do índice de pré-esforço é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.9, cujas principais características e resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.9 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do pré-esforço

Subsérie	Índice de pré-esforço, ξ				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
#02*	#021	#022	#000	#023	#024
#12*	#121	#122	#123	#100	#124
#22*	#221	#200	#222	#223	#224
#32*	#321	#322	#300	#323	#324

4.3.3.2 Pressões de terras

As alterações introduzidas pela variação do índice de pré-esforço aplicado nas ancoragens afectam, de forma muito significativa, o diagrama de pressões sobre o lado activo da estrutura de suporte. O aumento do pré-esforço nas ancoragens origina, como seria de esperar, um aumento considerável da reacção do solo suportado sobre a estrutura de suporte. Sobre o lado passivo, as modificações são muito ligeiras, quase imperceptíveis.

Na Figura 4.20 apresentam-se os diagramas de pressões de terras sobre a cortina correspondentes aos cálculos onde foram considerados os valores mínimo e máximo do índice de pré-esforço (cálculo #021 e cálculo #024, respectivamente) e ainda os resultados do cálculo base (#000). Na mesma figura estão representados os diagramas de pressões activas e passivas teóricas, bem como o diagrama de pressões em repouso, para comparação com os valores obtidos nos cálculos.

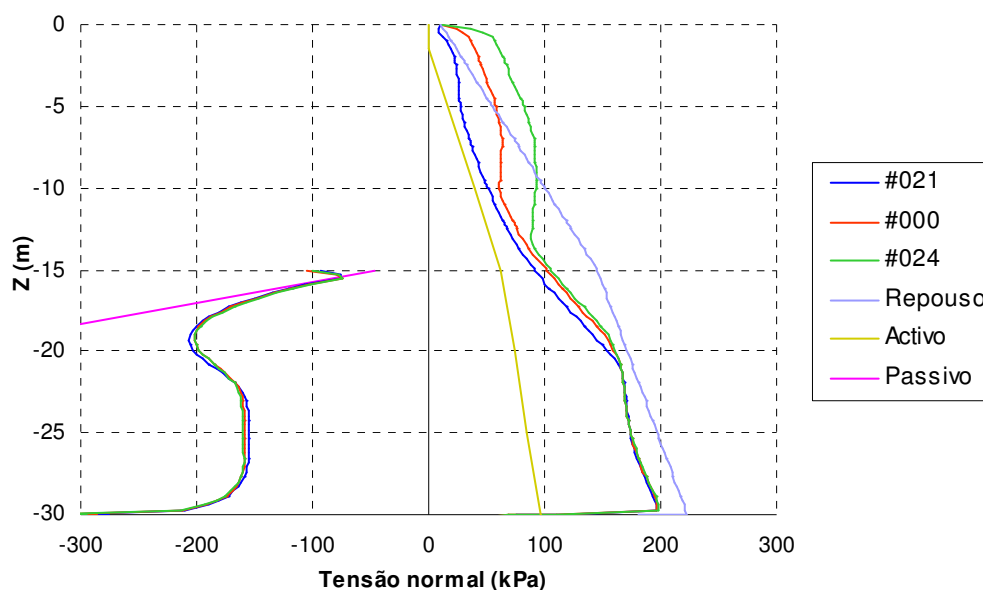


Figura 4.20 – Influência do índice de pré-esforço nas pressões de terras sobre a cortina

Fica clara a variação da pressão de terras sobre o lado activo da cortina, com especial incidência na zona acima da base da escavação. É de salientar o facto de, no cálculo #021, as tensões normais sobre a cortina serem sempre inferiores ao impulso em repouso e apenas ligeiramente superiores ao estado limite activo, numa vasta extensão. No que respeita ao cálculo onde foi considerado um índice de pré-esforço de 0,3, a pressão obtida do lado activo, no final do processo de escavação, excede expressivamente o impulso em repouso, para profundidades não superiores a 9,0 m. Na parte enterrada da cortina verifica-se que as alterações provocadas pela variação do índice de pré-esforço são bastante reduzidas, existindo apenas ligeiras diferenças do lado activo da contenção.

4.3.3.3 Deslocamentos

O pré-esforço das ancoragens é uma força interna, auto-equilibrada, cuja acção equivalente consiste num par de forças: uma das forças aplicada na cortina, mais precisamente na cabeça da ancoragem, dirigida para o bolbo de selagem; e outra aplicada no início do bolbo de selagem e dirigida para a cabeça de ancoragem. Muito embora o somatório das acções de pré-esforço seja nulo, com a sua aplicação é possível impor à estrutura de suporte deslocamentos horizontais, dirigidos para o interior do maciço suportado. Todavia, mais importante do que a recuperação de deslocamentos, o pré-esforço permite aumentar a rigidez do solo, entre a cortina e os bolbos de selagem das ancoragens, melhorando o seu comportamento nas fases de escavação subsequentes.

Como se podia antever, o efeito da variação do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais da cortina é bastante evidente. Através da Figura 4.21, pode verificar-se que, apesar do padrão dos

movimentos ser essencialmente o mesmo, a diminuição do índice de pré-esforço abaixo de 0,2 provoca incrementos de deslocamento horizontal muito significativos.

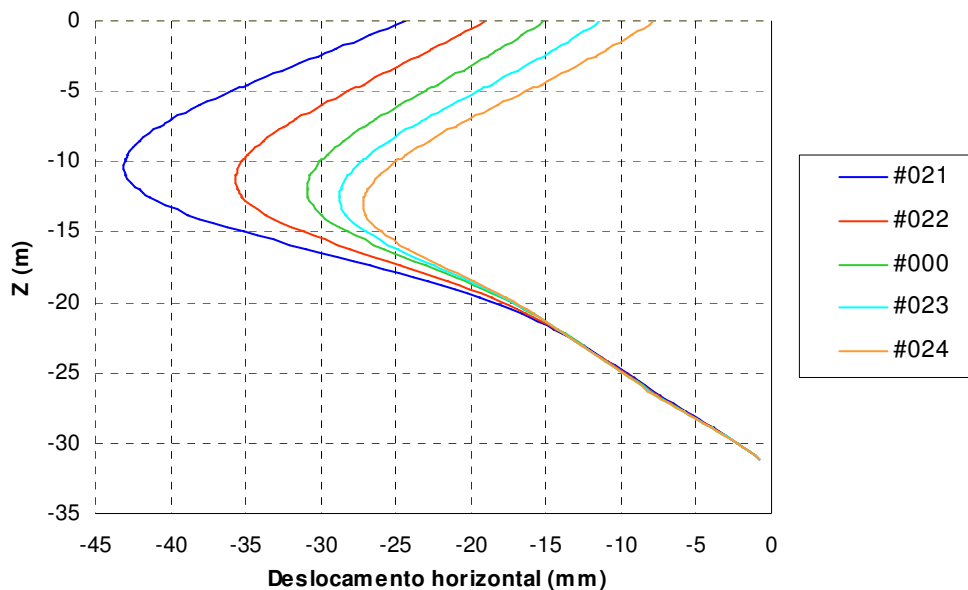


Figura 4.21 – Influência do índice de pré-esforço nos movimentos horizontais da cortina

Tomando como referência um índice de pré-esforço de 0,2, o seu aumento para 0,3 provoca uma diminuição de 8,7% no deslocamento horizontal máximo da cortina, enquanto a sua diminuição para 0,1 origina deslocamentos 35% superiores à situação de referência, na qual foi considerado um índice pré-esforço equivalente a 0,2. A análise da Figura 4.22 mostra que o pré-esforço é muito importante no controlo de deslocamentos, mas que o seu efeito se reduz para índices de pré-esforço sucessivamente mais elevados.

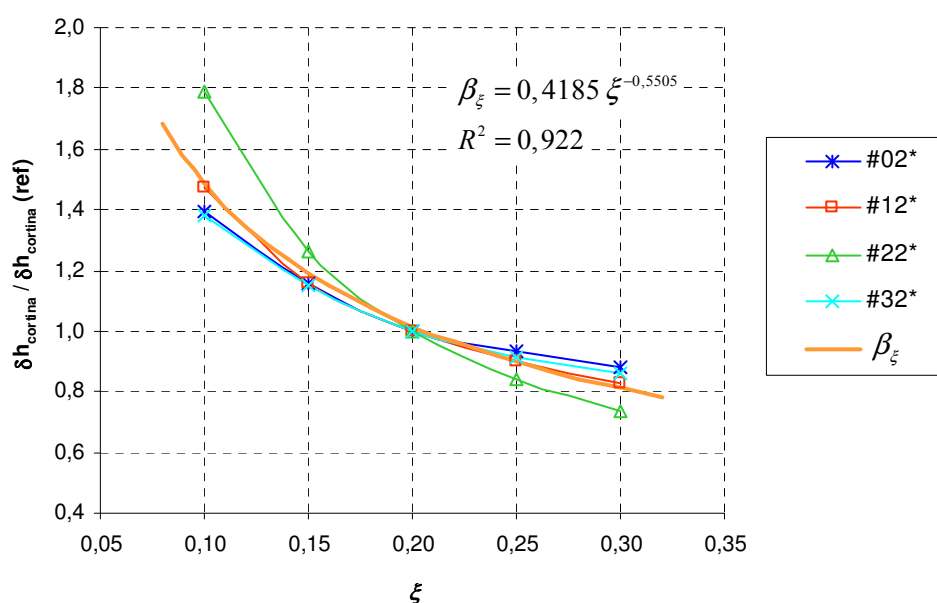


Figura 4.22 – Influência do índice de pré-esforço nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.3.4 Momentos flectores

Numa primeira análise seria plausível considerar que o aumento do índice de pré-esforço conduz a uma redução de momentos flectores positivos na cortina. No entanto, a realidade é bem mais complexa, como ilustra a Figura 4.23.

A evolução do momento flector máximo, em função do índice de pré-esforço, está longe de ser linear. Existe um valor do índice de pré-esforço, entre 0,2 e 0,25, no caso concreto das subséries de cálculos #02* e #12*, que otimiza a estrutura de suporte em termos de momentos flectores. Qualquer variação que afaste o pré-esforço deste nível implica o surgimento de momentos flectores mais elevados. Pode ainda verificar-se na Figura 4.23 que nas subséries #22* e #32* não foi atingido o valor do índice de pré-esforço que minimiza os momentos flectores na estrutura de contenção.

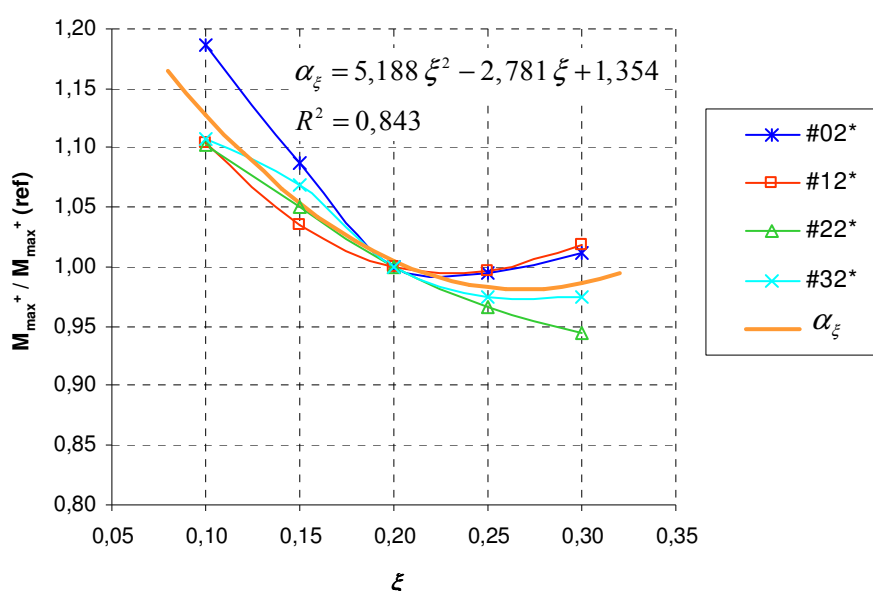


Figura 4.23 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores máximos da cortina

Com o objectivo de estudar em detalhe a variação dos momentos flectores, apresentam-se, na Figura 4.24, as curvas de momentos flectores, correspondentes à fase final da escavação, dos vários cálculos da subsérie #02*.

É bem evidente o efeito do aumento do pré-esforço nas ancoragens, acima da base de escavação, já que este obriga a uma translação do diagrama de momentos flectores para a direita, reduzindo os momentos positivos e aumentando os momentos negativos.

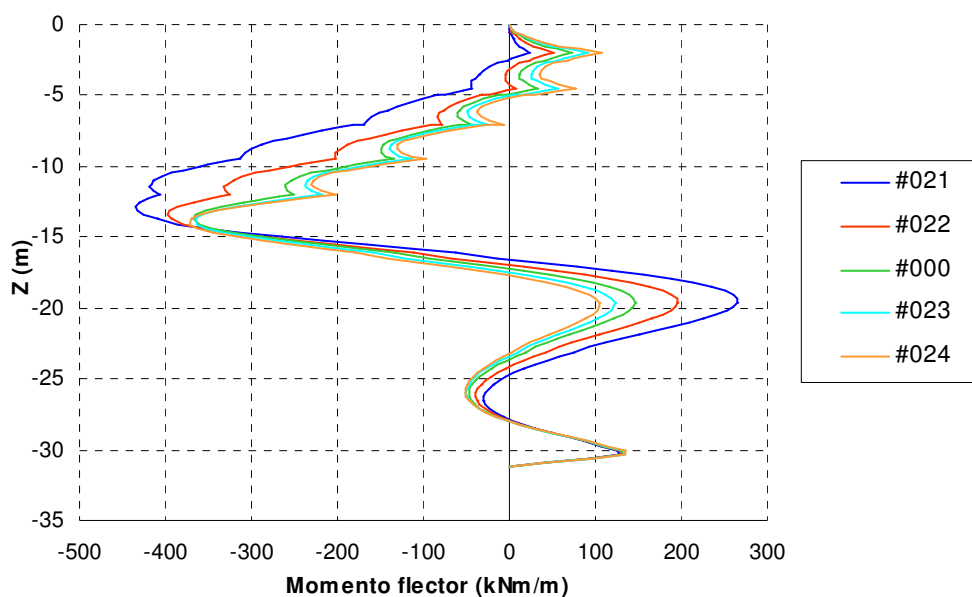


Figura 4.24 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina

Na Figura 4.25, estão representados os momentos flectores dos três últimos cálculos da subsérie #02*, permitindo analisar em detalhe a evolução das situações onde se aplicam pré-esforços elevados. As diferenças entre os momentos flectores máximos, obtidos nestes cálculos, são muito ligeiras. O seu crescimento, observado para valores do índice de pré-esforço superiores a 0,25, pode ser justificado não só pelo aumento da pressão do solo sobre o lado activo da estrutura de suporte, mas também pela redução do momento negativo de encastramento da cortina junto da base da escavação.

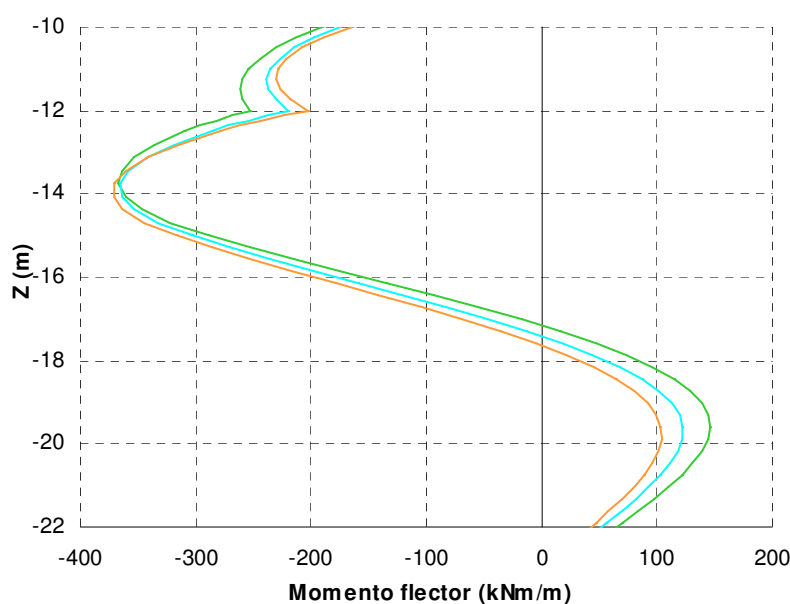


Figura 4.25 – Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina; cálculos #000, #023 e #024

4.3.4 Influência da rigidez do sistema de suporte

4.3.4.1 Introdução

Fazendo uso dos conceitos anteriormente expostos, o estudo paramétrico da rigidez da cortina sobre os seus deslocamentos e esforços foi analisado em função da rigidez do sistema de suporte, calculada de acordo com a equação (4.3). Nos cálculos efectuados, a variação da rigidez do sistema de contenção é introduzida através da alteração da espessura da cortina, sendo considerados constantes: o módulo de elasticidade do material constituinte da cortina ($E = 30 \text{ GPa}$); o espaçamento vertical máximo dos apoios; e o peso volúmico do solo suportado ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$). O espaçamento vertical máximo dos apoios corresponde, nos cálculos efectuados, à distância entre o último nível de ancoragens e a base da escavação e toma o valor de 3,0 m.

A gama de valores da rigidez do sistema de suporte foi determinada pela variação da espessura da parede, entre valores que se consideraram razoáveis e susceptíveis de serem utilizados em obras deste tipo. Nos vários cálculos, além da variação da espessura da cortina, foi alterado o seu comprimento total, já que foi adoptado como critério, idêntico para todos os cálculos, uma penetração da cortina no firme correspondente ao dobro da espessura da mesma.

O estudo paramétrico da rigidez do sistema de contenção é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.10, cujas principais características e resultados se apresentam no Anexo I. Entre parêntesis é indicada a espessura da parede moldada a que corresponde cada valor da rigidez do sistema de suporte.

Quadro 4.10 – Análise paramétrica da rigidez do sistema de suporte

Subsérie	Rigidez do sistema de suporte, ρ_s					
	41,7 (0,30 m)	98,8 (0,40 m)	192,9 (0,50 m)	333,3 (0,60 m)	790,1 (0,80 m)	1543,2 (1,00 m)
#03*	#031	#032	#033	#000	#034	#035
#13*	#131	#100	#132	#133	#134	#135
#23*	#231	#232	#233	#200	#234	#235
#33*	#331	#332	#333	#000	#334	#335

Ao longo deste trabalho, por várias vezes se associa a um determinado valor da rigidez do sistema de contenção uma espessura de parede moldada. No entanto, é possível fazer a mesma associação para

uma cortina de estacas. Igualando a rigidez por metro de desenvolvimento de ambos os tipos de estruturas de contenção é possível fazer a conversão de um para o outro, tal como indica a equação:

$$e = \sqrt[3]{\frac{3\pi D_e^4}{16 s}} \quad (4.6)$$

onde e representa a espessura da parede moldada, D_e o diâmetro das estacas e s o afastamento entre os seus eixos. Nos casos particulares em que se adoptam afastamentos entre eixos das estacas equivalentes a 1,5 vezes o seu diâmetro, a expressão (4.6) transforma-se em:

$$e = \sqrt[3]{\pi/8} D_e = 0,7323 D_e \quad (4.7)$$

4.3.4.2 Pressões de terras

As alterações introduzidas pela variação da rigidez da estrutura de suporte afectam, de forma significativa, os diagramas de pressões sobre a cortina, com especial incidência do lado activo da mesma. Em contrapartida, as alterações ocorridas do lado da escavação são muito ligeiras.

Na Figura 4.26 apresentam-se os diagramas de pressões mais representativos para a subsérie #03*. Além dos diagramas referentes ao cálculo que serve de referência (#000), representam-se as pressões obtidas nos dois cálculos onde foram considerados valores mínimo e máximo da rigidez: o cálculo #031, onde foi considerada a rigidez do sistema de suporte com o valor 41,7, correspondente a uma cortina com espessura de 0,30 m; e o cálculo #035 cuja rigidez do sistema de suporte é 1543,2, representando uma cortina com 1,00 m de espessura.

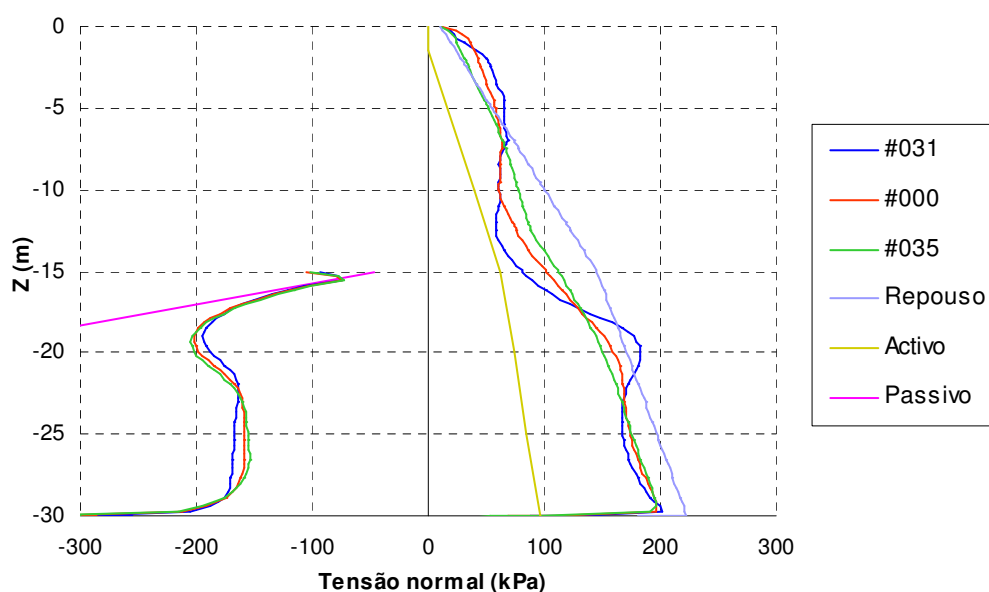


Figura 4.26 – Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina

É bem notório na Figura 4.26 que a diminuição da rigidez provoca a transferência de esforços, por efeito de arco, das zonas com maior mobilidade para as zonas com menor deslocamento, originando diagramas de pressões de terras sobre a cortina bastante irregulares. No caso do cálculo #031, a elevada flexibilidade da cortina permite inclusivamente que as pressões do lado activo se tornem superiores às pressões iniciais de repouso, quando a profundidade é cerca de 20,0 m.

O gráfico da Figura 4.27 mostra claramente que a utilização de uma estrutura de suporte com rigidez muito reduzida (cálculo #031), leva ao aparecimento de um diagrama de pressões do solo suportado não muito diferente do diagrama de pré-esforço.

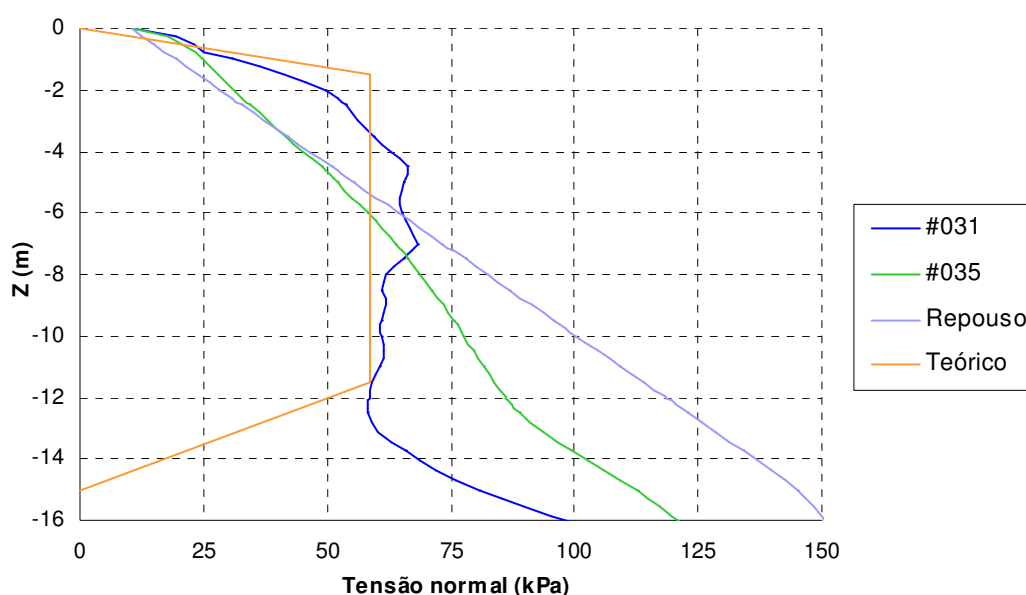


Figura 4.27 – Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina – pormenor dos cálculos #031 e #035

A utilização de uma estrutura mais rígida, de que é exemplo o cálculo #035, leva a que os movimentos horizontais da cortina sejam mais uniformes e portanto mais reduzida a redistribuição de esforços, das zonas do maciço com maior mobilidade para as zonas menos deformáveis, resultando um diagrama de pressões com uma forma aproximadamente triangular.

4.3.4.3 Deslocamentos

O aumento da rigidez do sistema de suporte conduz, invariavelmente, à redução dos deslocamentos horizontais máximos da cortina. Como expõe a Figura 4.28, as diferenças entre os vários cálculos da subsérie #03* apenas são significativas para profundidades superiores a cerca de 8,0 m.

Junto à superfície do maciço suportado os deslocamentos horizontais da cortina, obtidos nos vários cálculos, são bastante semelhantes, com excepção daqueles com a rigidez mais elevada (#034 e #035). Nestes últimos, verificam-se deslocamentos no coroamento da cortina 9,5% e 21% superiores ao cálculo de referência (#000), respectivamente. Este acréscimo na região superior resulta da elevada rigidez da cortina e da sua tendência para se mover como um corpo rígido, uniformizando os deslocamentos através da redução do deslocamento máximo e do aumento do deslocamento mínimo.

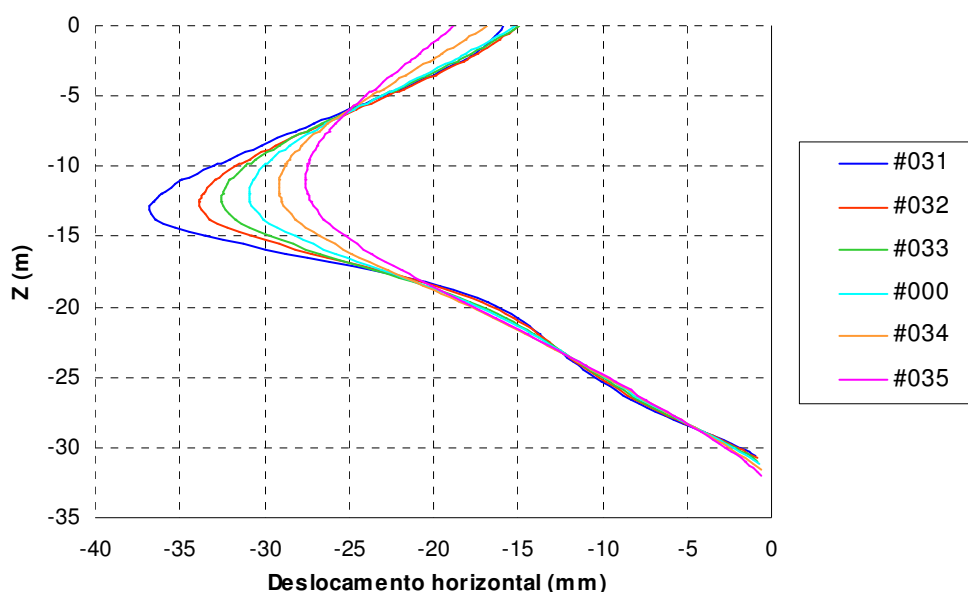


Figura 4.28 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais da cortina

A representação dos deslocamentos horizontais máximos da cortina como função da rigidez do sistema de suporte está ilustrada na Figura 4.29. É importante destacar o facto de o eixo horizontal, correspondente à rigidez do sistema de contenção, ser apresentado em escala logarítmica, já que a utilização de uma escala linear se revela inapropriada face à gama de valores envolvidos. A utilização desta escala tem ainda como vantagem o facto de se obter uma relação aproximadamente linear entre a rigidez do sistema de suporte e os deslocamentos horizontais da cortina. A análise desta figura deixa clara a ideia de que a rigidez do sistema de suporte é bastante importante no controlo de deslocamentos.

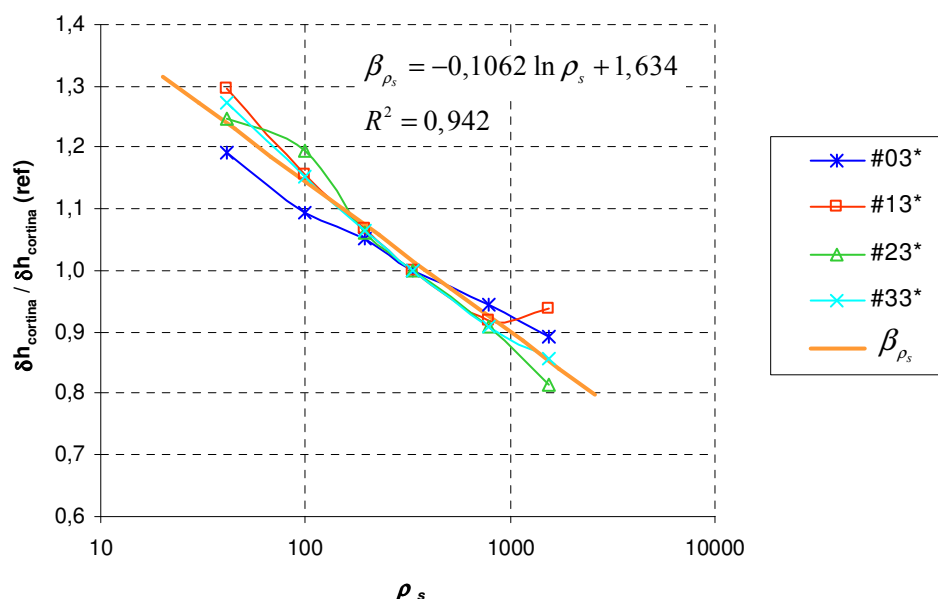


Figura 4.29 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.4.4 Momentos flectores

Um dos princípios fundamentais da teoria de estruturas é: a rigidez atrai os esforços. Esta regra de ouro significa que se for aumentada a rigidez de uma parte constituinte de qualquer estrutura hiperestática, criam-se condições para que ocorra a redistribuição de esforços das zonas restantes para a zona rigidificada.

Analisando a questão em apreço como um problema de interacção entre duas estruturas (a estrutura de suporte e o solo suportado), facilmente se compreende a razão pela qual ocorre um aumento dos momentos flectores, quando se utilizam cortinas com rigidez à flexão mais elevada.

A Figura 4.30 reflecte esta tendência, exibindo um crescimento muito acentuado do momento com a rigidez. A mesma figura expressa, de forma inequívoca, a forte correlação entre a rigidez do sistema de suporte e o momento flector máximo na cortina, já que os resultados correspondentes às várias subséries são praticamente coincidentes.

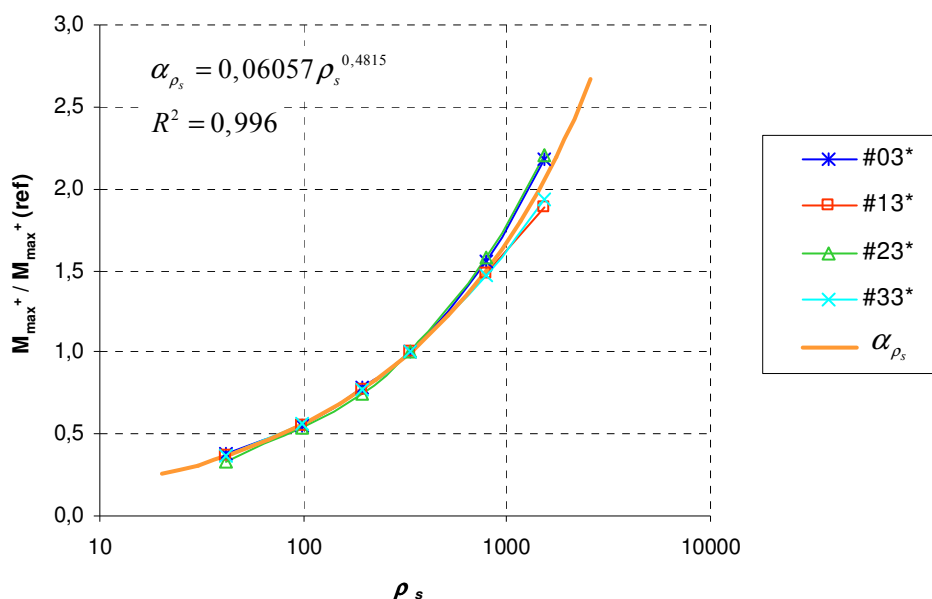


Figura 4.30 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores máximos da cortina

Uma análise cuidada da Figura 4.31 permite verificar que, além de alterações no valor máximo do momento flector da cortina, a variação de rigidez do sistema de suporte introduz alterações na forma do diagrama de momentos flectores. É curioso notar que no cálculo #035 a elevada rigidez da cortina determina que quase não se distingam, no diagrama de momentos flectores correspondente, os pontos onde se localizam as ancoragens, caracterizados por mínimos locais desse mesmo diagrama.

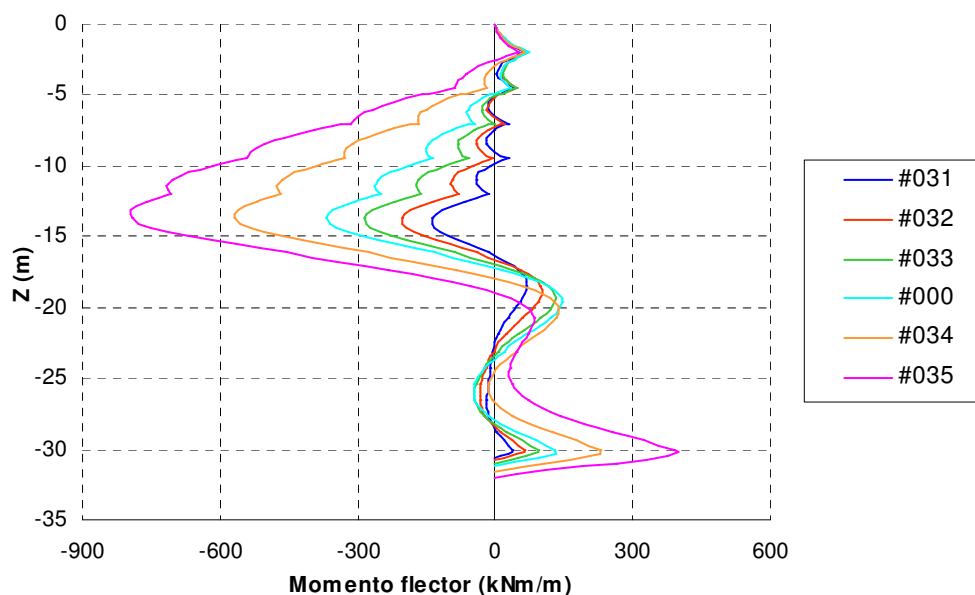


Figura 4.31 – Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores da cortina

As diferenças encontradas nos momentos flectores, junto do pé da cortina, devem-se ao critério adoptado para estabelecer o seu encastramento elástico na camada de elevada rigidez. Ao ser

considerada uma penetração nessa camada equivalente ao dobro da espessura da cortina, a utilização de cortinas mais espessas, além de aumentar a rigidez relativa da cortina em relação ao solo, melhora as condições de apoio desta no firme, possibilitando a ocorrência de momentos flectores negativos mais elevados.

4.3.5 Influência da profundidade máxima da escavação

4.3.5.1 Introdução

A determinação da profundidade máxima da escavação é em geral bastante simples, sendo usualmente um dos dados de que se dispõe quando se parte para o dimensionamento da contenção. Será no entanto necessário acautelar algumas situações particulares. A Figura 4.32, extracto de um projecto de uma contenção periférica ancorada, exemplifica dois aspectos que podem dificultar a determinação correcta da profundidade máxima de escavação.

Tendencialmente, a profundidade da escavação corresponde à diferença de cotas entre o topo da cortina e a plataforma de trabalho. No entanto, tal como se apresenta neste exemplo, pode surgir a necessidade de abrir caboucos para execução de sapatas ou maciços de encabeçamento das estacas que suportam a superestrutura, a uma distância relativamente pequena da cortina. Essa escavação adicional provoca uma diminuição do impulso passivo junto ao fundo da escavação, originando deslocamentos adicionais e, portanto, alguma redistribuição de esforços na cortina e ancoragens. De forma semelhante, junto à zona superior da cortina, a existência de taludes com inclinações elevadas acarreta um incremento dos impulsos do lado activo, correspondendo a um acréscimo da profundidade máxima da escavação. Em qualquer dos casos, a profundidade da escavação a considerar no cálculo deverá incluir a profundidade teórica, acrescida de uma percentagem da profundidade da sobreescavação nos caboucos e atender ao desnível vencido pelo talude. Essa percentagem é casuisticamente definida, em função da inclinação dos taludes, desníveis e proximidade à cortina.

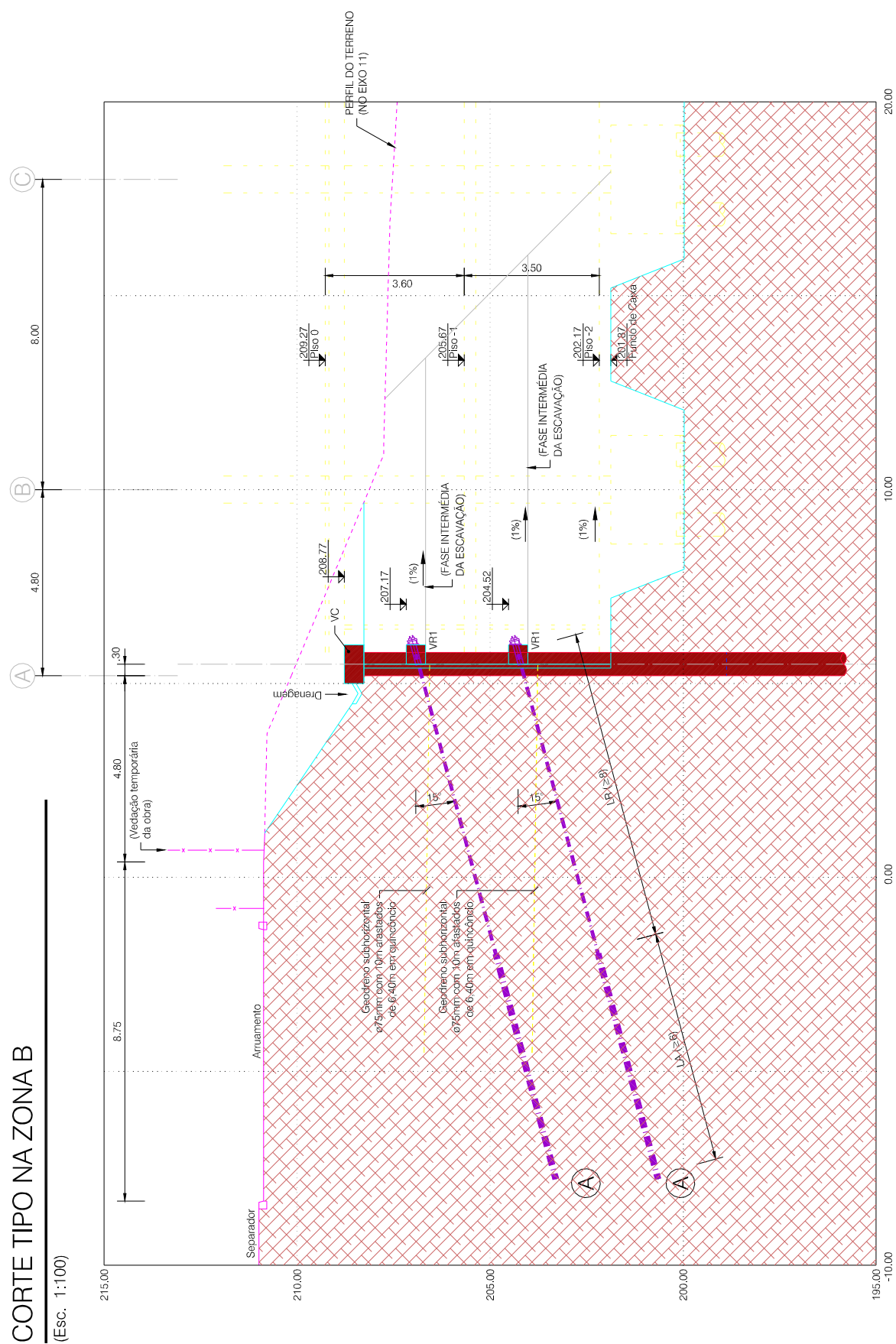


Figura 4.32 – Exemplo de contenção ancorada (Centro Comercial Sierra – S. J. Madeira)

O estudo da influência da profundidade máxima da escavação sobre os esforços e deslocamentos da cortina requer um cuidado adicional na criação dos modelos de elementos finitos, para que sejam tidos em conta os efeitos de escala.

Por forma a melhorar a comparabilidade entre os vários cálculos e a isolar a contribuição da variação da profundidade máxima da escavação de outros parâmetros importantes, surge a necessidade de adimensionalizar algumas variáveis.

A largura de escavação foi definida no modelo base (#000) equivalente a duas vezes a profundidade máxima da escavação. Esta relação foi mantida nos vários cálculos das subséries que agora se apresentam e que constituem o estudo paramétrico da profundidade máxima da escavação. De igual forma, o firme foi considerado, nos vários cálculos, a uma profundidade correspondente a duas vezes a profundidade máxima da escavação. A espessura da cortina foi mantida com o valor 0,60 m, uma vez que a rigidez do sistema de contenção não entra em linha de conta com a profundidade atingida pela escavação, mas sim com a distância máxima entre apoios, que foi mantida constante e igual a 3,0 m.

Na definição dos pré-esforços das ancoragens foi necessário considerar o efeito de escala, para manter o índice de pré-esforço equivalente a 0,2, o que implicou a consideração de incrementos da força aplicada nas ancoragens, linearmente crescentes com a profundidade máxima da escavação. A definição da armadura de pré-esforço com que foram dotadas as ancoragens seguiu as regras enunciadas no subcapítulo 4.3.3. Relativamente ao comprimento livre das ancoragens, havia sido considerado para cálculo #000, cuja profundidade máxima da escavação é 15,0 m, o valor de 10,0 m. Nos restantes cálculos do estudo paramétrico da profundidade máxima da escavação verificou-se que, caso fosse utilizado o comprimento livre de 10,0 m, os resultados dos cálculos onde se atingiam maiores profundidades seriam discrepantes dos demais, uma vez que os bolbos de selagem se localizavam muito próximos da cortina. Este posicionamento colocava os bolbos de selagem parcialmente dentro da cunha de impulso activo e, por conseguinte, originava deslocamentos horizontais da cortina demasiado extensos. Perante esta situação, o comprimento livre das ancoragens passou a ser definido proporcionalmente à profundidade máxima da escavação, mais precisamente igual a dois terços desta.

O comprimento dos bolbos de selagem manteve-se inalterado com o valor de 6,0 m. A razão da adopção deste valor constante, para os vários cálculos da série, deriva da relação entre o esforço das ancoragens e a rigidez do solo, na envolvente do bolbo de selagem. Apesar do aumento do valor do pré-esforço das ancoragens ser proporcional à profundidade máxima atingida pela escavação, ocorre também uma melhoria das características resistentes do solo, em redor do bolbo de selagem. De facto,

uma vez que se adoptou um comprimento livre das ancoragens crescente com a profundidade máxima da escavação, os bolbos de selagem localizam-se numa região mais profunda e portanto mais resistente. Foi admitido que estes dois efeitos contraditórios se anulavam mutuamente, não se afigurando necessária a utilização de bolbos de selagem com comprimentos variáveis em função da profundidade máxima da escavação. Um aspecto que ajuda a validar estas considerações é o facto de não se terem verificado deslocamentos significativos dos bolbos de selagem, nas escavações onde se atingiu maior profundidade.

Ao ser estabelecida a dimensão do modelo de elementos finitos, foi também necessário atender aos efeitos de escala. Nos vários cálculos, a malha de elementos finitos foi truncada a uma distância da cortina correspondente a cinco vezes a profundidade máxima da escavação. A espessura do firme foi mantida, nos vários cálculos, com o valor constante de 15,0 m. De igual forma, a penetração da cortina nesta camada de elevada resistência foi considerada constante, com valor igual ao dobro da espessura equivalente da cortina.

Também na definição das propriedades do solo foi necessário considerar os efeitos de escala, dado que algumas delas foram introduzidas de forma adimensional, nomeadamente a rigidez do solo, a coesão efectiva e a tensão de pré-consolidação. Na medida em que estas propriedades foram também objecto do estudo paramétrico, a sua apresentação detalhada é remetida para os subcapítulos seguintes. Não deixa contudo de ser importante referir que o seu valor foi sempre considerado proporcional à profundidade máxima da escavação, para que esse parâmetro adimensionalizado fosse constante.

O estudo paramétrico da profundidade máxima da escavação é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.11, cujas principais características e resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.11 – Análise paramétrica da profundidade máxima da escavação

Subsérie	Profundidade máxima da escavação, h						
	10 m	12,5 m	15 m	17,5 m	20 m	22,5 m	25 m
#04*	#041	#042	#000	#043	#044	#045	#046
#14*	#100	#141	#142	#143	#144	#145	#146
#24*	#241	#242	#243	#244	#200	#245	#246
#34*	#341	#342	#000	#343	#344	#345	#346

4.3.5.2 Pressões de terras

Tendo em conta que em cada cálculo destas subséries, a profundidade máxima da escavação é diferente dos demais, a comparação entre as pressões sobre a cortina é bastante difícil. Na medida em que se considerou o nível freático coincidente com o fundo da escavação, o estado de tensão inicial e os impulsos activo e passivo teóricos diferem entre os vários cálculos. Por estes motivos, a análise das pressões de terras cingiu-se ao troço localizado acima da base de escavação, tal como representado na Figura 4.33.

Um aspecto que se destaca nesta figura é a forma distinta dos diagramas de pressões. No caso das escavações menos profundas, o efeito de arco no solo tem pouca importância, sendo estes praticamente triangulares. Nas escavações mais profundas as redistribuições de esforços assumem grande importância, aproximando o diagrama de pressões da forma parabólico-rectangular, semelhante ao diagrama de pré-esforço das ancoragens. Refira-se a este propósito que no cálculo #046, onde se atingiu 25 m de profundidade, a pressão média entre 10 e 20 metros de profundidade era próximo de 103 kPa, sendo a tensão normal definida pelo diagrama de pré-esforço 97,5 kPa.

Analisando a figura de forma global, observa-se que, para uma determinada escavação, existe uma tendência para que o impulso aumente em profundidade. Verifica-se também que, para um determinado nível de escavação, a pressão de terras é crescente em função da profundidade máxima atingida pela escavação.

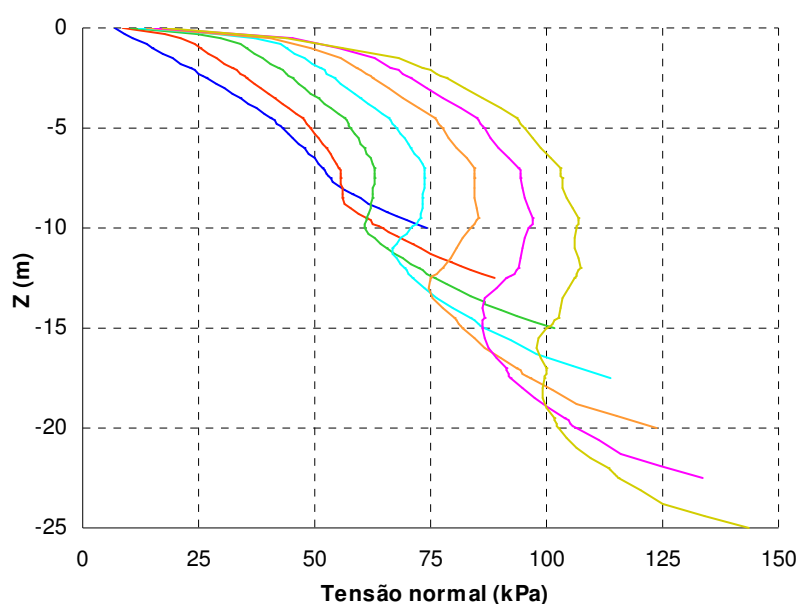


Figura 4.33 – Influência da profundidade máxima da escavação nas pressões de terras sobre da cortina

4.3.5.3 Deslocamentos

As alterações da profundidade máxima da escavação, introduzidas nesta série de cálculos, provocam variações de grande importância nos deslocamentos horizontais da cortina.

Como se pode observar na Figura 4.34, a forma dos diagramas correspondentes aos vários cálculos é semelhante, ficando evidenciado o efeito de escala como a principal causa da variação dos deslocamentos horizontais da cortina. O aumento dos deslocamentos com a profundidade máxima da escavação não é, no entanto, uniforme em toda a altura da cortina. Os movimentos horizontais do topo da cortina sofrem um acréscimo, à medida que aumenta a profundidade máxima da escavação, proporcionalmente mais reduzido do que a zona próxima do fundo da escavação, onde são registados os deslocamentos horizontais máximos. Este fenómeno deve-se ao facto de ter sido considerado o pré-esforço das ancoragens proporcional à profundidade máxima da escavação. A aplicação de pré-esforços mais elevados obriga ao acentuar da curvatura da cortina, conseguindo-se em certa medida limitar os deslocamentos horizontais da zona superior da mesma.

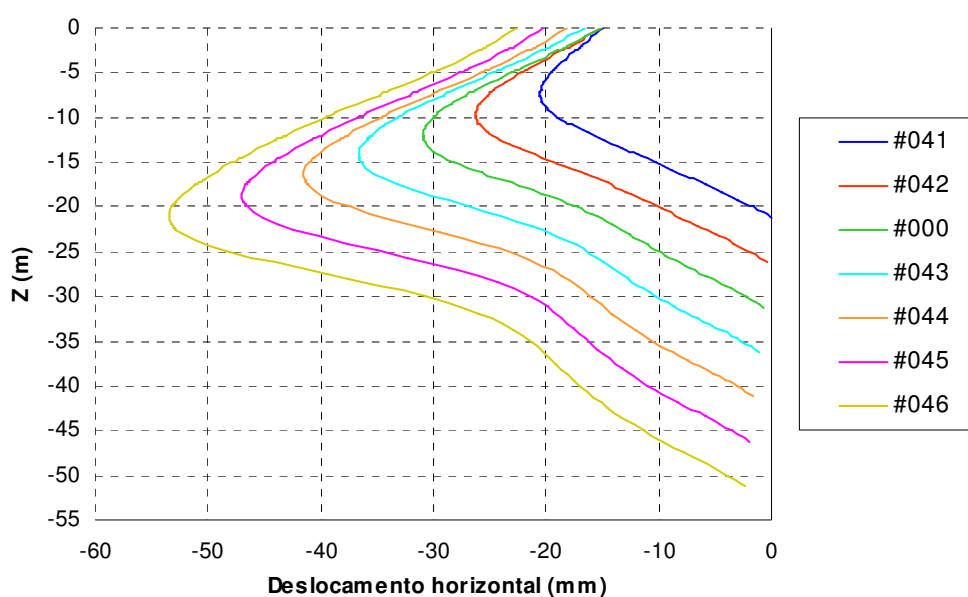


Figura 4.34 – Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais da cortina

A análise da Figura 4.35 torna clara a ideia de que a profundidade máxima da escavação é extremamente importante no que diz respeito aos deslocamentos horizontais da cortina. Em termos relativos refira-se que, tomando como base a escavação com 15 m de profundidade máxima, o aumento da profundidade de escavação para 17,5 m (correspondente a mais de 16,7% de escavação) origina um incremento dos deslocamentos horizontais máximos próximo de 19%.

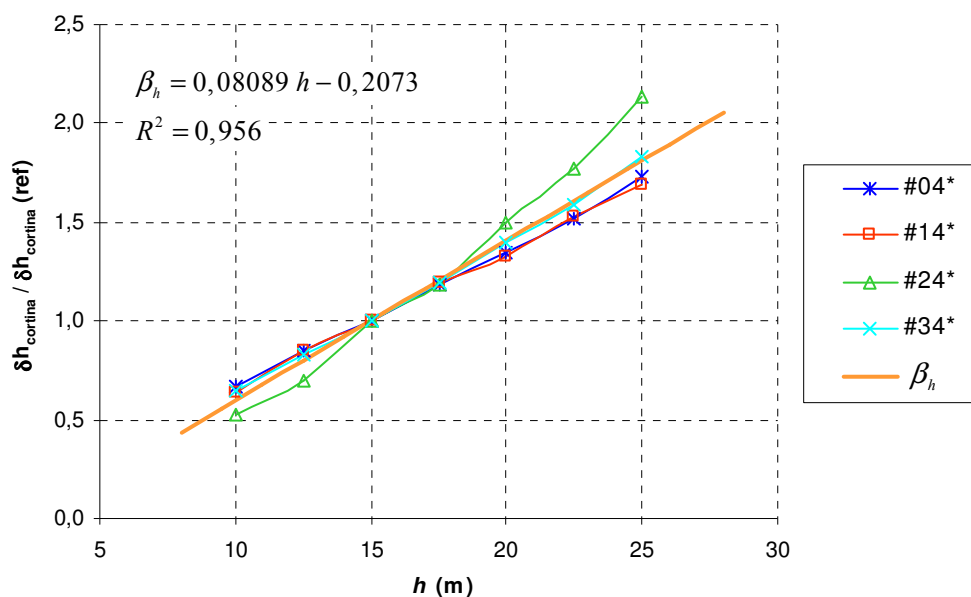


Figura 4.35 – Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.5.4 Momentos flectores

É consensual que os momentos flectores máximos da cortina aumentam quando se faz aumentar a profundidade máxima da escavação. Na Figura 4.36, observa-se que entre estes dois parâmetros existe uma relação aproximadamente linear, embora com alguma dispersão de resultados.

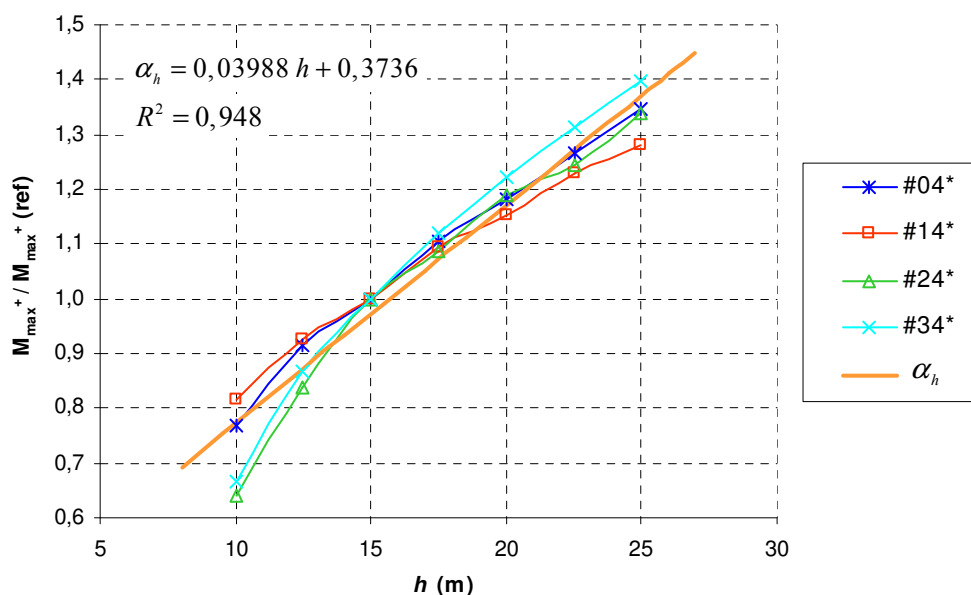


Figura 4.36 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores máximos da cortina

Apesar da variação aproximadamente linear do momento flector máximo, verificada na figura anterior, as alterações na forma dos diagramas de momentos são bastante complexas. Com efeito, é possível

verificar, analisando a Figura 4.37 e a Figura 4.38, que as escavações de pequena profundidade máxima originam diagramas de momentos cuja zona de momentos flectores positivos é aproximadamente triangular. A adopção de escavações mais profundas introduz várias modificações nos diagramas: por um lado, o aumento da pressão do solo sobre a cortina origina momentos flectores positivos mais elevados; por outro lado, o incremento de pré-esforço conduz ao aparecimento de momentos negativos mais elevados junto do topo da cortina.

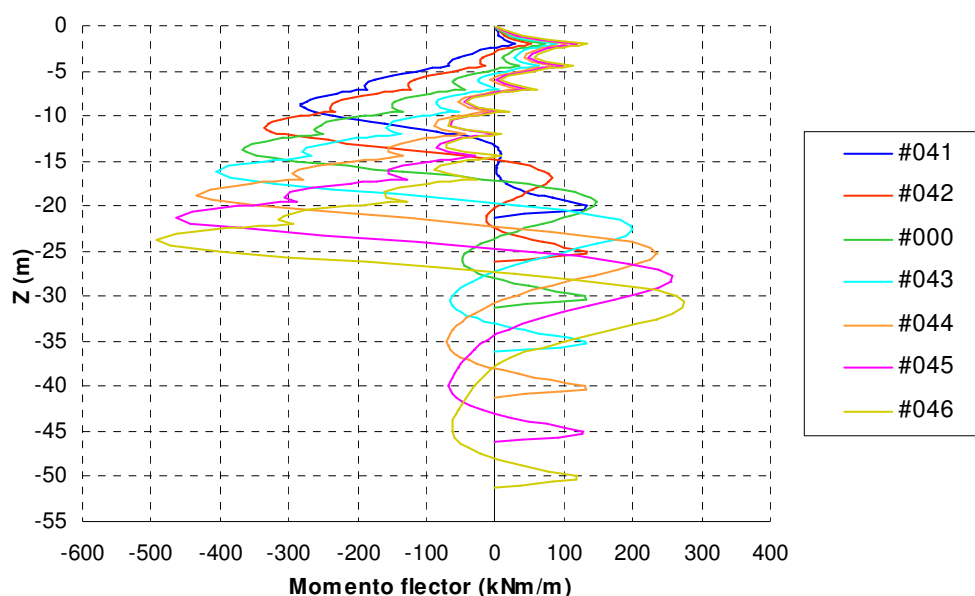


Figura 4.37 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina

A Figura 4.38 mostra que o pré-esforço adoptado é suficiente para impedir, até à profundidade de 20 m, o aparecimento de momentos flectores positivos demasiado elevados, o mesmo não acontecendo para maiores profundidades

Apesar de ser evidente que a colocação de pré-esforços mais elevados junto do fundo da escavação é benéfica em termos de momentos flectores, tal não é em geral necessário, uma vez que estes momentos não são, de forma nenhuma, demasiado elevados para a espessura da cortina em causa. Mesmo na situação mais crítica, no cálculo #046, o momento flector positivo máximo, com o valor de 591 kNm/m, corresponde a um momento reduzido de 0,11, que não se considera ser excessivo para uma estrutura deste tipo.

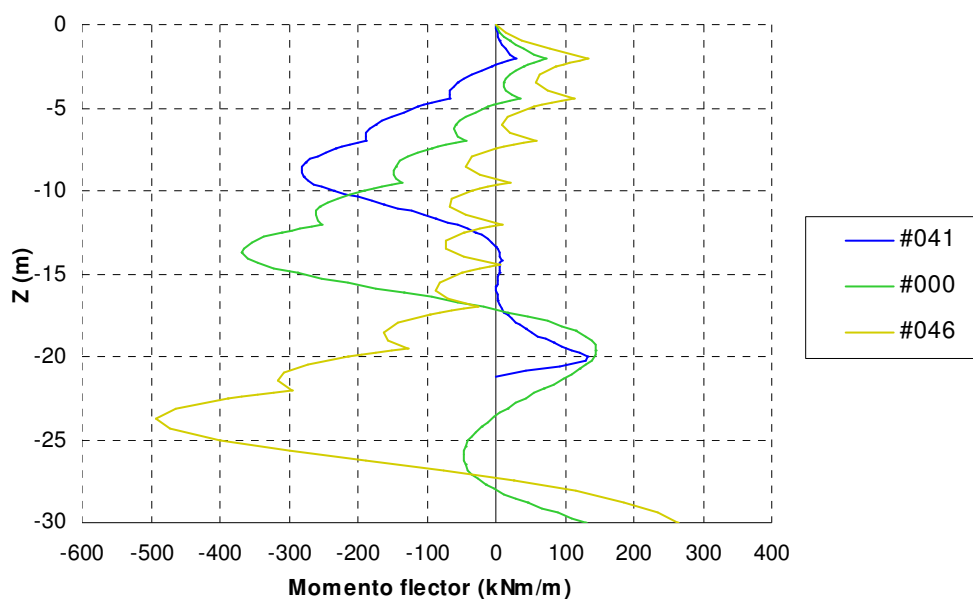


Figura 4.38 – Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina; detalhe dos cálculos #041, #000 e #046

4.3.6 Influência da deformabilidade do solo

4.3.6.1 Introdução

A deformabilidade do solo é introduzida no modelo de cálculo através do parâmetro E_{50}^{ref} , que corresponde ao módulo de deformabilidade secante, obtido em ensaios triaxiais drenados, para uma tensão de desvio correspondente a metade da tensão de desvio máxima e para uma tensão de confinamento de referência de 100 kPa.

A utilização do modelo hiperbólico, para modelar o comportamento do solo, implica a variação da sua deformabilidade, expressa através de E_{50} , em função do nível de deformação e distorção, mas também da tensão de confinamento e, em menor grau, com os parâmetros resistentes do solo, por meio da equação (2.16) que agora se repete:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (4.8)$$

Nesta expressão E_{50}^{ref} corresponde ao módulo de Young de referência em primeira carga, determinado com base numa tensão de confinamento p^{ref} , para a qual se utiliza usualmente o valor de 100 kPa. Os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito efectivos) têm influência muito ligeira,

apenas se tornando preponderantes nas situações em que a tensão de confinamento é bastante reduzida, ou seja, próximo da superfície do terreno.

A tensão efectiva de confinamento σ'_3 , que corresponde, na maioria dos casos, à tensão efectiva horizontal, pode ser calculada através da expressão:

$$\sigma'_3 = \sigma'_h = K_0 (\gamma z - u_0) \quad (4.9)$$

onde K_0 representa o coeficiente de impulso em repouso do solo, γ o peso volúmico do solo, z a profundidade e u_0 a pressão de água nos poros. A utilização do coeficiente de impulso em repouso deve-se ao facto de se pretender determinar a rigidez do solo antes da execução da escavação.

O parâmetro m , que controla a evolução da rigidez em função da tensão de confinamento, foi objecto de um estudo paramétrico independente da deformabilidade de referência do solo, e será apresentado no subcapítulo seguinte.

De forma muito semelhante a outros parâmetros, a deformabilidade do solo foi adimensionalizada, através da sua divisão pelo peso volúmico do solo e pela profundidade máxima da escavação.

O estudo da influência da deformabilidade do solo também interferiu com E_{oed}^{ref} , considerado igual a E_{50}^{ref} , e com E_{ur}^{ref} , admitido equivalente a $3E_{50}^{ref}$.

O estudo paramétrico da deformabilidade do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.12, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.12 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da deformabilidade do solo

Subsérie	Deformabilidade do solo adimensionalizada, $E_{50} / \gamma h$				
	80	65	50	35	20
#45*	#451	#400	#452	#453	#454
#55*	#551	#552	#553	#500	#554
#65*	#651	#652	#600	#653	#654
#75*	#751	#752	#753	#700	#754

4.3.6.2 Pressões de terras

As alterações introduzidas pela variação da rigidez do solo afectam, de forma significativa, os diagramas de pressões sobre o lado activo da cortina. Pelo contrário, do lado passivo, as alterações são muito ligeiras, quase imperceptíveis.

Na Figura 4.39 apresentam-se os diagramas de pressões mais representativos da subsérie de cálculos #45*. Além do diagrama de pressões activas teóricas, passivas teóricas e de repouso, representam-se os diagramas de pressões dos cálculos onde foram considerados valores mínimo e máximo da rigidez do solo; o cálculo #451 onde foi considerada a rigidez adimensionalizada de 80, correspondente a um solo com $E_{50}^{ref} = 24 \text{ MPa}$; e o cálculo #454 cuja rigidez do solo adimensionalizada é 20, uma vez que foi considerado um solo com $E_{50}^{ref} = 6 \text{ MPa}$.

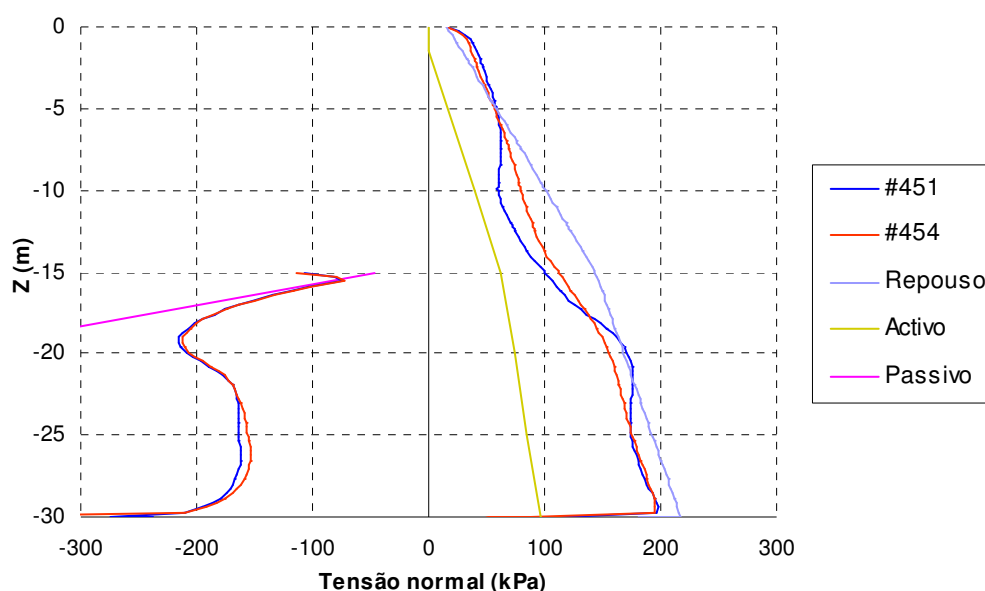


Figura 4.39 – Influência da deformabilidade do solo nas pressões de terras sobre a cortina

A diminuição da rigidez do solo origina a transferência de esforços do solo para a estrutura de suporte, reduzindo o efeito de arco, originando um aumento das pressões de terras sobre a zona escavada da cortina. Este efeito é particularmente notório nas proximidades da base da escavação, zona onde tipicamente se obtêm os deslocamentos horizontais máximos.

A evolução apresentada na Figura 4.39 é bastante semelhante àquela presente na Figura 4.26, onde são representados os efeitos da variação da rigidez da estrutura de suporte nas pressões de terras que actuam na cortina. Este facto não é de todo invulgar, na medida em que o comportamento de uma estrutura de contenção é influenciado pela rigidez do solo e pela rigidez da cortina mas, mais

importante do que isso, a mobilização da resistência do solo depende da rigidez relativa entre o solo e a contenção.

4.3.6.3 Deslocamentos

É concluinte que o aumento da rigidez do solo conduz, invariavelmente, à redução dos deslocamentos horizontais máximos da cortina. Como expõe a Figura 4.40, apesar de se obter um padrão de deslocamentos horizontais da cortina idêntico nos vários cálculos, o seu valor absoluto é bastante díspar.

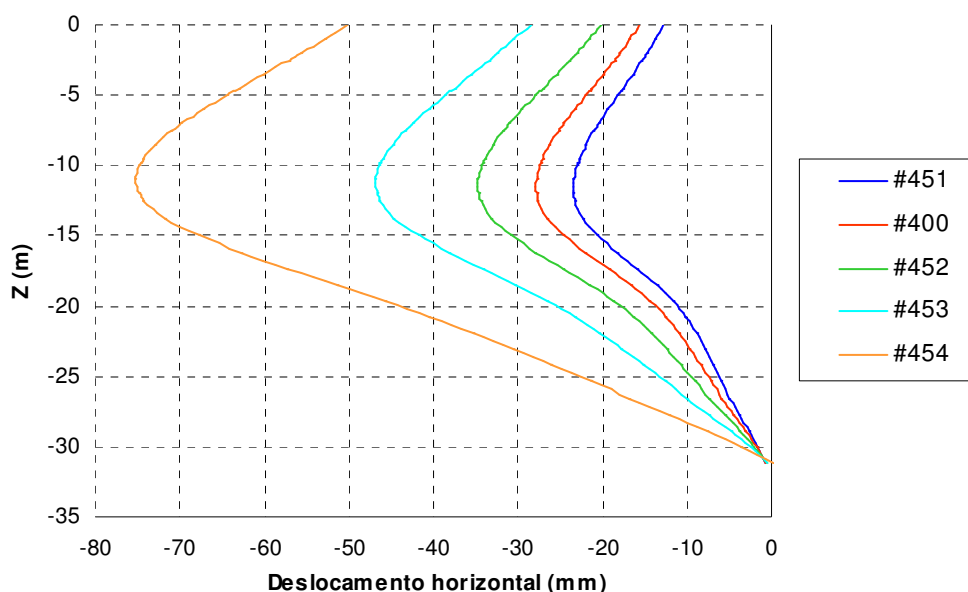


Figura 4.40 – Influência da deformabilidade do solo nos movimentos horizontais da cortina

Em termos de valores de deslocamentos horizontais máximos da cortina, representados na Figura 4.41, verifica-se uma grande homogeneidade entre as várias subséries calculadas, em especial para valores de rigidez mais elevados. Esta figura torna evidente a importância da correcta definição da rigidez do solo onde é executada a escavação, uma vez que pequenas variações deste parâmetro implicam variações consideráveis nos deslocamentos.

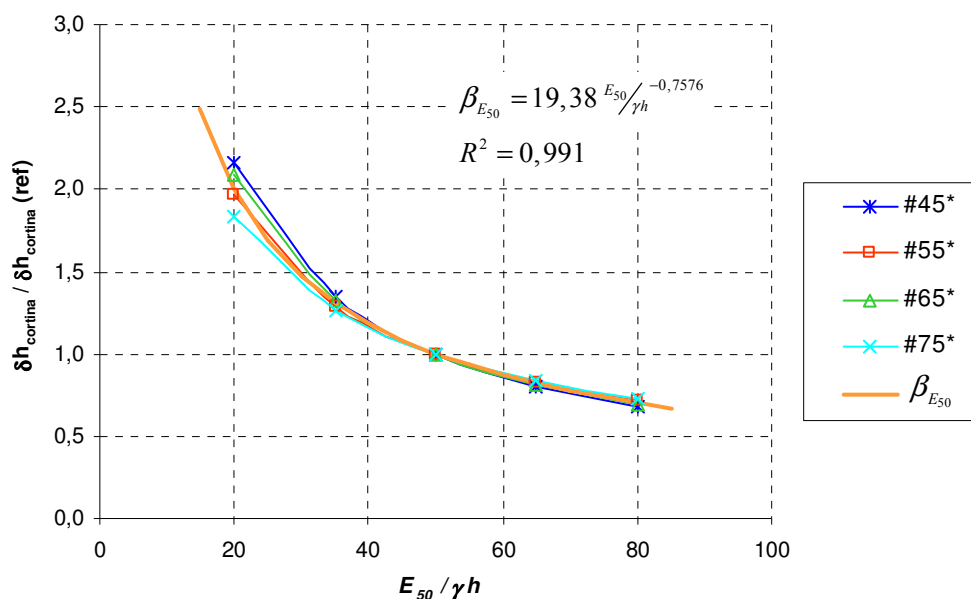


Figura 4.41 – Influência da deformabilidade do solo nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.6.4 Momentos flectores

A alteração da rigidez do solo onde é executada a escavação implica grandes alterações no diagrama de momentos flectores a que a cortina está sujeita. Este fenómeno é facilmente compreensível quando se considera o solo suportado, não apenas como uma carga, mas como parte da estrutura resistente. Assim, ao incrementar a rigidez de parte da estrutura (o solo) os esforços transferem-se para essa parte e reduzem-se nos restantes elementos, que neste caso são a cortina e as respectivas ancoragens.

A Figura 4.42 ilustra o parágrafo anterior, denotando-se uma significativa redução dos momentos flectores máximos que solicitam a cortina, quando se consideram solos suportados com rigidez elevada. Em termos de homogeneidade dos resultados, apenas a subsérie #55* se distancia das demais. Esta ocorrência deve-se, provavelmente, ao facto de nesta subsérie se ter considerado um solo que apresenta simultaneamente um ângulo de atrito efectivo e uma coesão efectiva relativamente reduzidos.

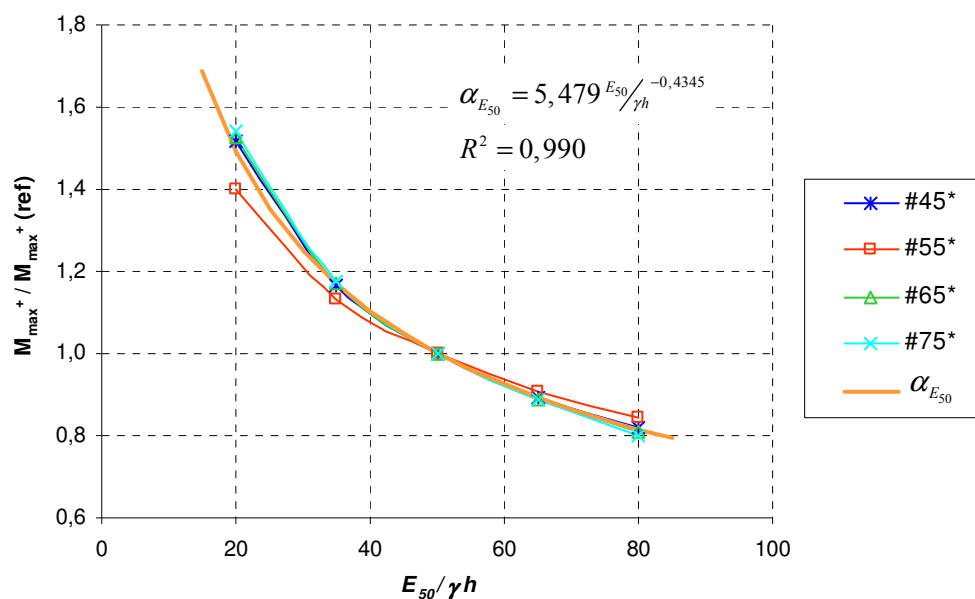


Figura 4.42 – Influência da deformabilidade do solo nos momentos flectores máximos da cortina

Analisando a evolução do diagrama de momentos flectores ao longo da cortina, com o auxílio da Figura 4.43, podem ser retiradas algumas conclusões interessantes. Verifica-se que as alterações da rigidez do solo afectam sobretudo os momentos flectores positivos, originando valores máximos a profundidades ligeiramente acima da base da escavação. São também notórias as mudanças ocorridas junto do pé da cortina. Uma vez que apenas se considerou a variação da rigidez do solo suportado, mantendo-se as características do firme, a redução da rigidez do primeiro gera uma transferência de esforços que origina elevados momentos flectores de encastramento do pé da cortina.

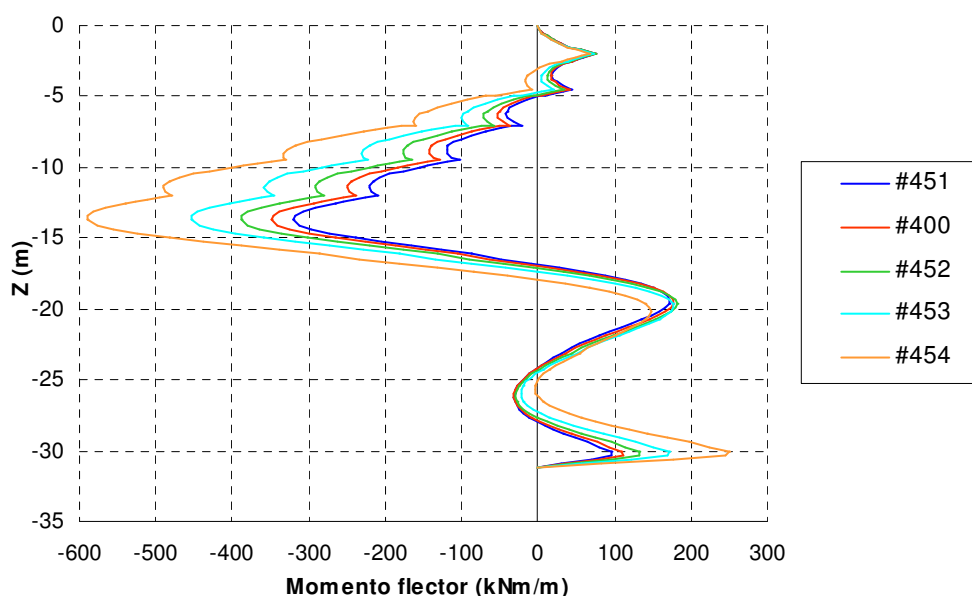


Figura 4.43 – Influência da deformabilidade do solo nos momentos flectores da cortina

4.3.7 Influência da evolução da rigidez em profundidade

4.3.7.1 Introdução

A utilização de um modelo hiperbólico para descrever o comportamento do solo implica não só a definição de um valor da rigidez de referência (E_{50}^{ref}), como também a definição de um expoente que determina a evolução da rigidez em profundidade (m), tal como explicitado pela equação (4.8).

Como exemplo do efeito da variável m , a Figura 4.44 exhibe a evolução da rigidez do solo em profundidade considerada nos vários cálculos da subsérie #46*. Nesta figura é explicitada a influência do parâmetro m e a forma como a sua modificação permite o ajuste da rigidez teórica ao perfil de rigidez resultante da campanha de prospecção geotécnica. De uma forma simplificada, pode afirmar-se que a variação do valor de m produz uma rotação do perfil de rigidez do solo em torno do valor de referência. A quebra, presente nas várias curvas da Figura 4.44, localizada a 15 m de profundidade, coincide com a posição do nível freático, já que este afecta a evolução das tensões efectivas em profundidade.

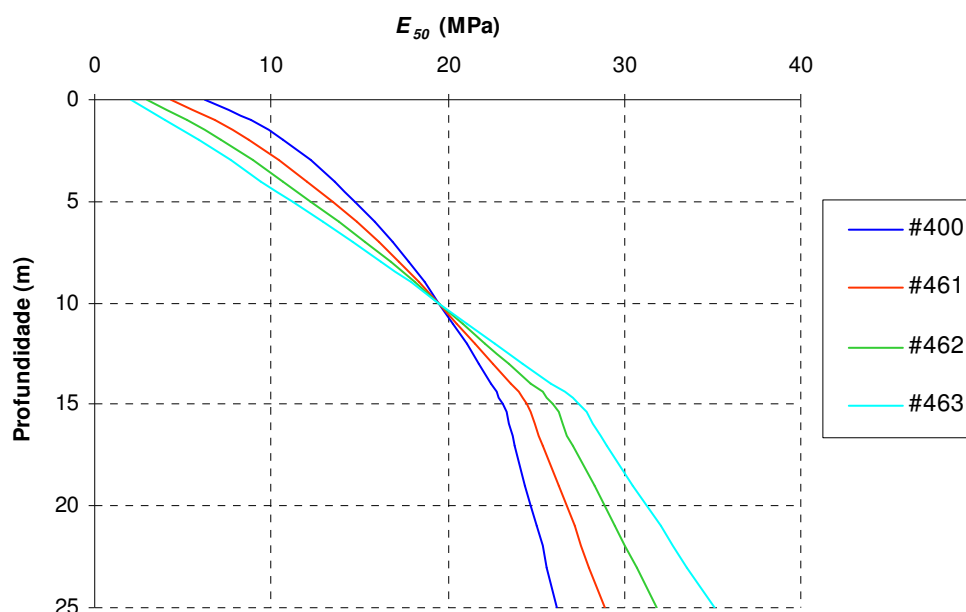


Figura 4.44 – Evolução da deformabilidade do solo em profundidade em função do parâmetro m

O estudo paramétrico da evolução da rigidez do solo em profundidade é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.13, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.13 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da deformabilidade do solo em profundidade

Subsérie	Evolução da deformabilidade do solo em profundidade, m			
	0,45	0,60	0,75	0,90
#46*	#400	#461	#462	#463
#56*	#561	#500	#562	#563
#66*	#600	#661	#662	#663
#76*	#761	#700	#762	#763

4.3.7.2 Pressões de terras

Apesar das significativas alterações que a variável m introduz na rigidez do solo ao longo do perfil da escavação, os seus efeitos sobre as pressões de terra que actuam sobre a cortina são muito reduzidos, como mostra a Figura 4.45. Nesta figura representam-se as pressões de terras dos cálculos #400 e #463, onde foram considerados os valores mínimo e máximo do valor de m . Por forma a facilitar a análise das pressões, foram também representados os diagramas de impulso em repouso e activo teórico, do lado do solo suportado, e passivo teórico do lado da escavação.

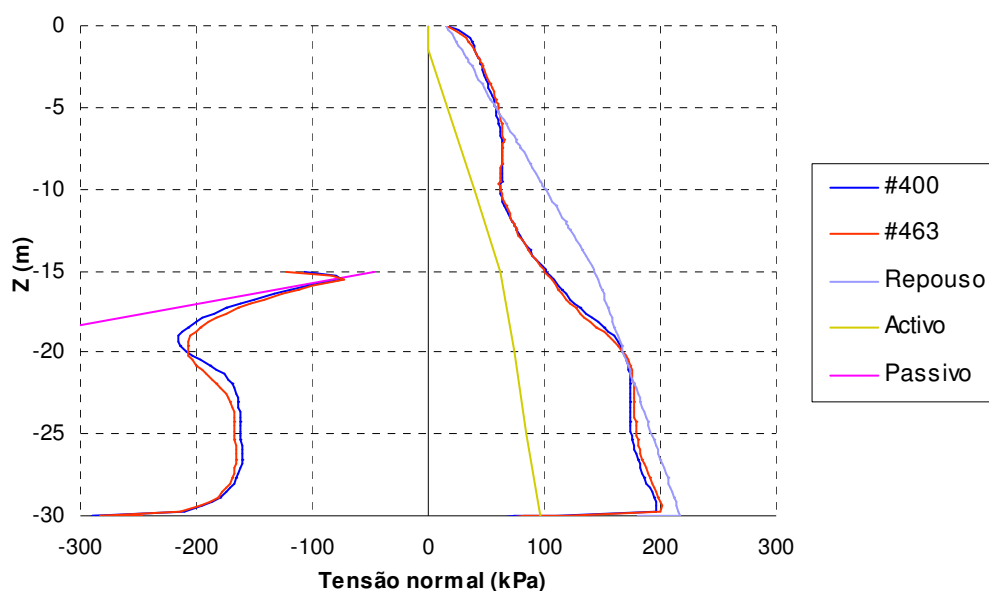


Figura 4.45 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.7.3 Deslocamentos

Tal como acontece com as pressões de terras sobre a cortina, a influência da variação da rigidez em profundidade é muito reduzida, como comprova a Figura 4.46, verificando-se apenas uma ligeira variação na zona próxima do fundo da escavação.

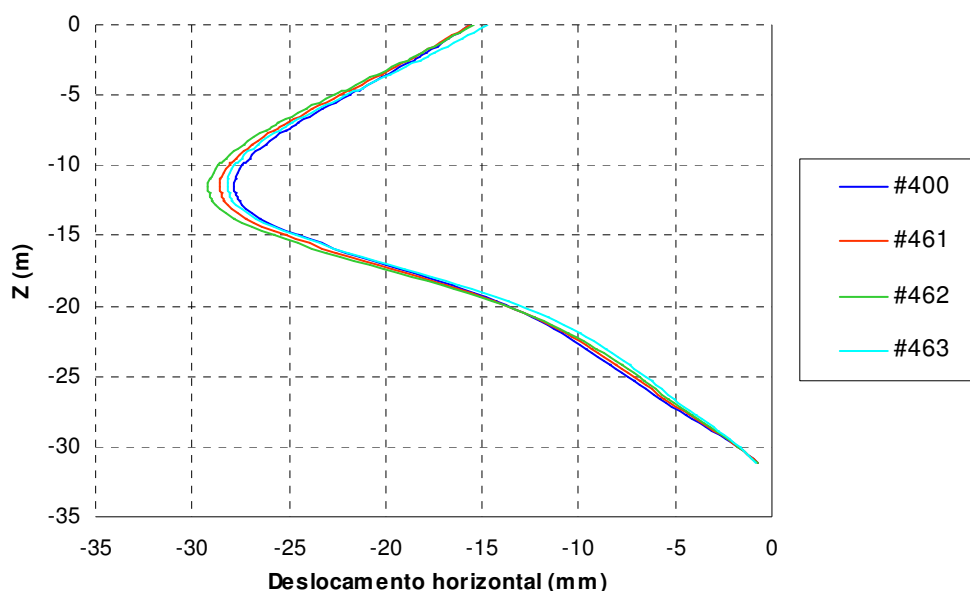


Figura 4.46 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos movimentos horizontais da cortina

Analisando os deslocamentos máximos das várias subséries de cálculos onde foi estudada a influência da variação da rigidez do solo em profundidade, com o auxílio da Figura 4.47, conclui-se que a importância deste parâmetro é muito reduzida, verificando-se inclusivamente efeitos contraditórios nas diferentes subséries. No caso da subsérie #66*, onde foram consideradas escavações com profundidade máxima de 25 m, o efeito do aumento do parâmetro m é contrário aos demais. Este fenómeno é facilmente explicável quando se consideram as curvas presentes Figura 4.44. Atendendo a que o valor de referência da rigidez (E_{50}^{ref}) corresponde a uma tensão de confinamento de 100 kPa, atingida a uma profundidade próxima dos 10 m, um aumento do parâmetro m implica uma redução da rigidez do solo acima dessa profundidade e um aumento da rigidez para profundidades superiores. Desta forma, quando a profundidade máxima da escavação é elevada, a contribuição da zona com tensões de confinamento superiores a 100 kPa torna-se maior, originando uma tendência de variação contrária àquela verificada em escavações onde a profundidade é mais pequena.

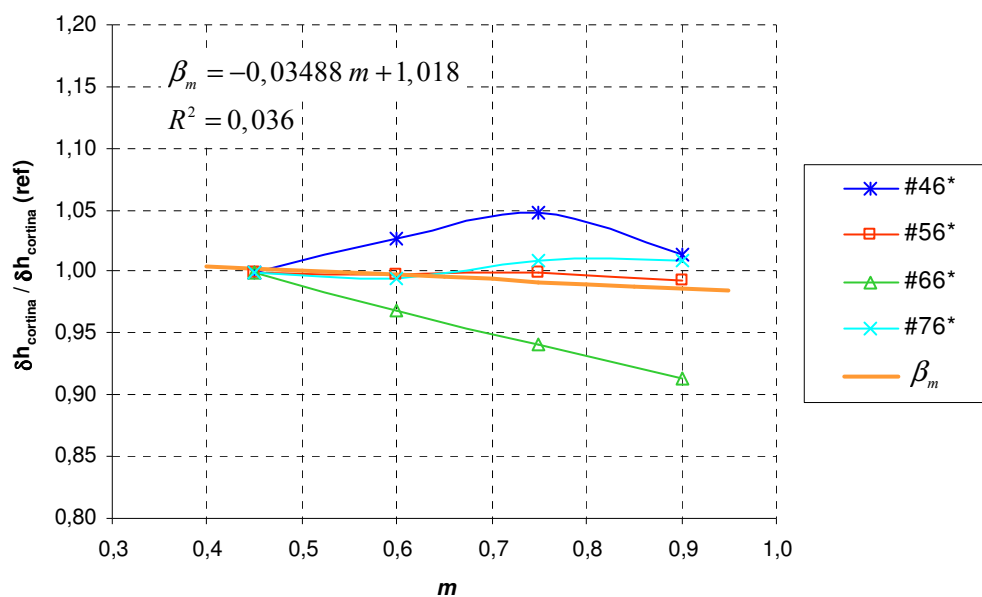


Figura 4.47 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.7.4 Momentos flectores

A evolução do momento flector máximo na cortina em função do parâmetro m é muito semelhante àquela que ocorre com os deslocamentos. A Figura 4.48 mostra que a influência deste parâmetro é muito pequena, registando-se o mesmo comportamento divergente analisado anteriormente, face a diferentes profundidades máximas de escavação.

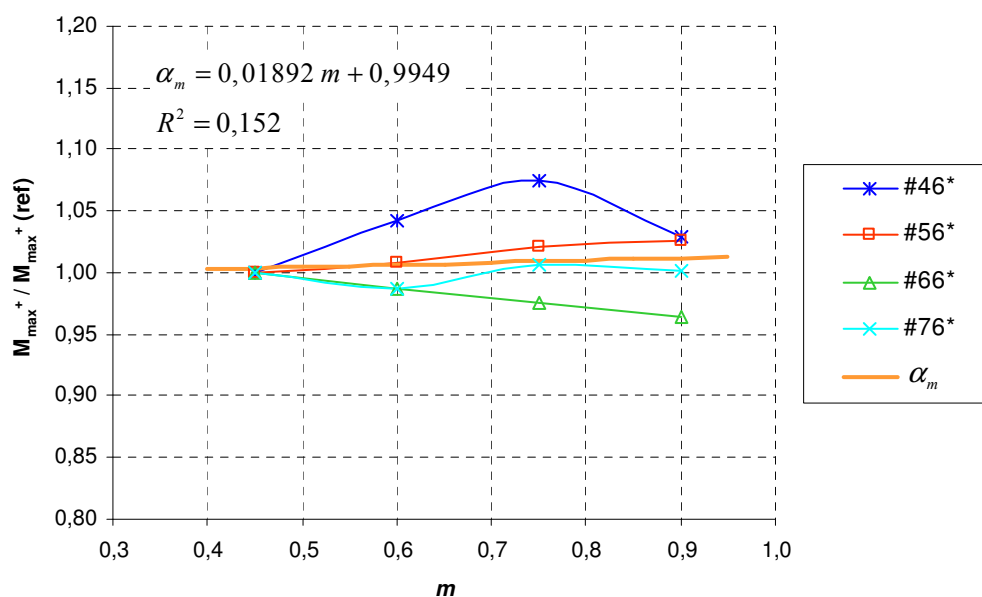


Figura 4.48 – Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina

4.3.8 Influência do ângulo de atrito efectivo do solo

4.3.8.1 Introdução

Sendo uma das principais características de resistência dos solos, a inclusão do ângulo de atrito efectivo do solo neste estudo paramétrico encontra-se automaticamente justificada.

Apesar de habitualmente se considerar o estado de tensão inicial dependente do ângulo de atrito efectivo (Matos Fernandes, 1995a) uma vez que dele depende o coeficiente de impulso em repouso, definido pela equação:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.10)$$

optou-se por analisar o estado de tensão inicial em rubrica própria. Desta forma, em cada uma das subséries foram tomados diversos valores para o ângulo de atrito efectivo, mantendo-se o coeficiente de impulso em repouso com valor constante.

Em todos os cálculos foi considerado um valor da dilatância dependente do ângulo de atrito efectivo, determinado pela equação:

$$\psi = \max(\phi' - 30^\circ; 0^\circ) \quad (4.11)$$

O estudo paramétrico do ângulo de atrito efectivo do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.14, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.14 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do ângulo de atrito efectivo do solo

Subsérie	Ângulo de atrito efectivo, ϕ'					
	29°	31°	33°	35°	37°	39°
#47*	#471	#472	#473	#400	#474	#475
#57*	#571	#500	#572	#573	#574	#575
#67*	#671	#672	#600	#673	#674	#675
#77*	#771	#700	#772	#773	#774	#775

4.3.8.2 Pressões de terras

A Figura 4.49 apresenta a influência da variação do ângulo de atrito efectivo nas pressões de terras sobre a cortina, nos cálculos mais representativos da subsérie #47*. De acordo com o referido

anteriormente, o estado de tensão inicial é idêntico para os vários cálculos. O mesmo não ocorre com os impulsos activo e passivo teóricos que, como se sabe, variam em função das características resistentes do solo. Na mesma figura representam-se os diagramas activo e passivo teóricos correspondentes aos solos utilizados nos cálculos #471 e #475.

Relativamente aos resultados obtidos com a simulação numérica da escavação, verifica-se que a influência da variação do ângulo de atrito efectivo ocorre primordialmente ao nível do impulso passivo, na zona próxima da base da escavação. Na Figura 4.49 é notório o crescimento das pressões do solo em frente da cortina, aproximando-se, em ambos os cálculos representados, das pressões passivas teóricas. Relativamente ao lado do solo suportado, registam-se apenas pequenas alterações para profundidades inferiores à profundidade máxima da escavação.

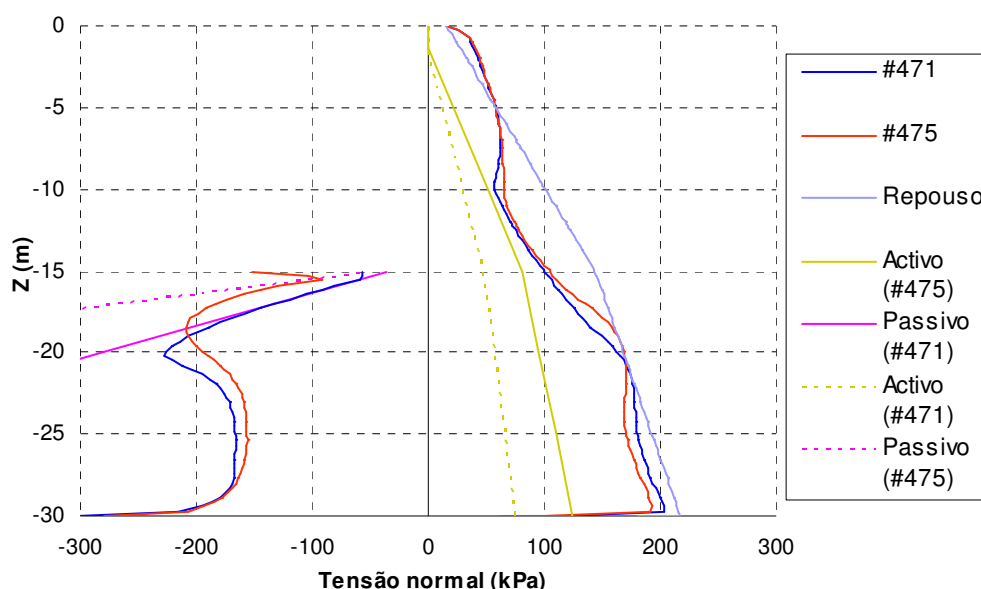


Figura 4.49 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.8.3 Deslocamentos

O aumento do ângulo de atrito efectivo do solo origina uma redução apreciável dos deslocamentos horizontais da cortina. Apesar das ligeiras alterações verificadas nas pressões de solo sobre o lado activo da estrutura de suporte, a subida da reacção do solo do lado passivo para mais próximo da superfície contribui de forma decisiva para um melhoramento das condições de apoio horizontal da cortina, tal como se pode verificar na Figura 4.50, onde se representam os deslocamentos horizontais correspondentes aos vários cálculos da subsérie #47*.

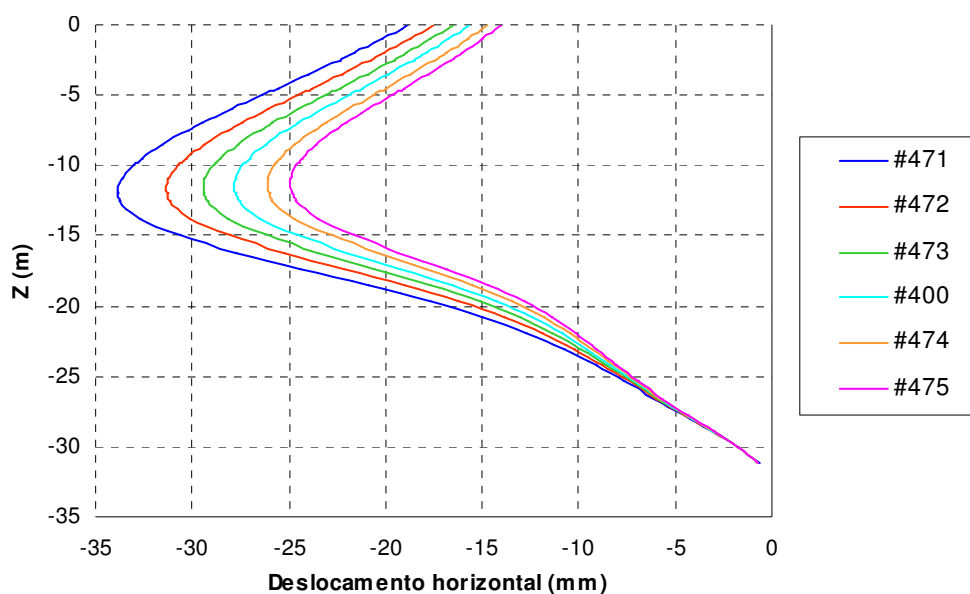


Figura 4.50 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os movimentos horizontais da cortina

Os efeitos referidos anteriormente podem ser alargados às restantes subséries, embora em diferente grau. A Figura 4.51 ilustra alguma disparidade entre os resultados das diferentes séries, mantendo-se, no entanto, a tendência de redução dos movimentos horizontais da cortina à medida que aumenta o ângulo de atrito efectivo do solo.

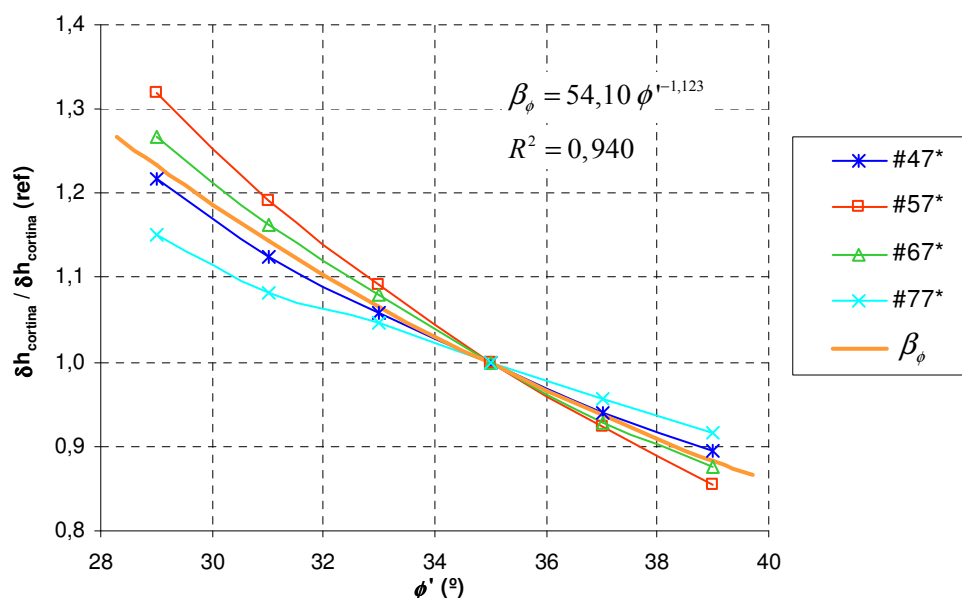


Figura 4.51 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.8.4 Momentos flectores

A tendência de diminuição evidenciada nos deslocamentos horizontais da cortina também se verifica, com menor dispersão, na Figura 4.52, onde se representam os momentos flectores máximos dos vários cálculos que integram o estudo paramétrico do ângulo de atrito efectivo do solo.

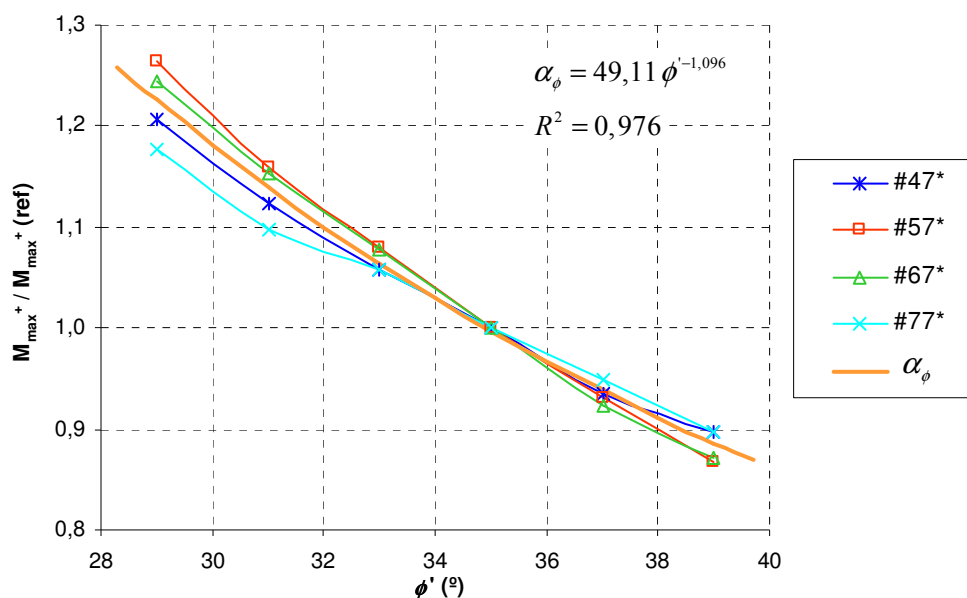


Figura 4.52 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina

Na Figura 4.53 verifica-se que as alterações efectuadas no ângulo de atrito efectivo do solo se manifestam, na subsérie #47*, principalmente para profundidades abaixo dos 10 m, ou seja, apenas 5 m acima da profundidade máxima da escavação. Além da redução do momento flector máximo positivo, o aumento do ângulo de atrito efectivo do solo conduz também a valores de momento flector negativo menos elevados. Este efeito está de acordo com o diagrama de pressões apresentado na Figura 4.49, onde se apurou que no caso de se considerar um ângulo de atrito efectivo mais elevado, o apoio elástico proporcionado pelo solo, do lado passivo, é posicionado mais próximo da base da escavação, diminuindo o vão vencido através da mobilização da resistência flexional da cortina.

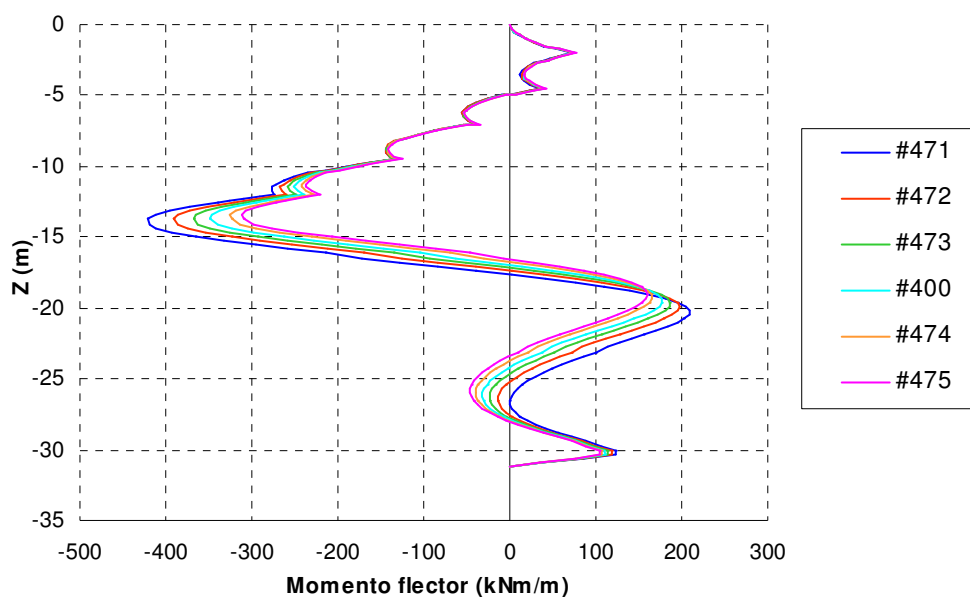


Figura 4.53 – Influência do ângulo de atrito efectivo do solo sobre os momentos flectores da cortina

4.3.9 Influência da coesão efectiva do solo

4.3.9.1 Introdução

Muito embora os solos residuais do granito tenham uma granulometria extensa, com uma percentagem de finos relativamente reduzida, que em geral os permite classificar como solos granulares, a sua origem proporciona-lhes características que não se deixam adivinhar através de uma análise granulométrica. Nestes solos a cimentação tem um papel muito importante, contribuindo para que apresentem, em maior ou menor grau, coesão efectiva.

Tal como sucedeu com outras variáveis, o estudo paramétrico da coesão efectiva do solo foi conduzido de forma adimensional, tendo esta sido dividida pelo peso volúmico do solo suportado e pela profundidade máxima da escavação.

De forma semelhante ao que foi efectuado com o ângulo de atrito efectivo do solo, não foram consideradas, em concomitância, variações do coeficiente de impulso em repouso.

O estudo paramétrico referente à coesão efectiva do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.15, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I. Refira-se que foi utilizado como valor mínimo para a coesão efectiva adimensionalizada 0,001, uma vez que o *software* utilizado obriga a que esta variável seja definida com valor superior a zero.

Quadro 4.15 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da coesão efectiva do solo

Subsérie	Coesão efectiva adimensionalizada, $c'/\gamma h$				
	0,001	0,02	0,04	0,06	0,08
#48*	#481	#400	#482	#483	#484
#58*	#500	#581	#582	#583	#584
#68*	#681	#600	#682	#683	#684
#78*	#781	#782	#783	#784	#700

4.3.9.2 Pressões de terras

Na Figura 4.54 representa-se a influência da variação da coesão efectiva do solo nas pressões de terras sobre a cortina, nos cálculos mais representativos da subsérie #48*. De acordo com o referido anteriormente, o estado de tensão inicial é idêntico para os vários cálculos. O mesmo não acontece com as pressões limite activas e passivas que, como é do conhecimento geral, são função das características resistentes do solo. Na mesma figura estão representados os diagramas activo e passivo teóricos correspondentes aos solos utilizados nos cálculos #481 e #484, cuja coesão efectiva vale 0,3 kPa e 24 kPa, respectivamente.

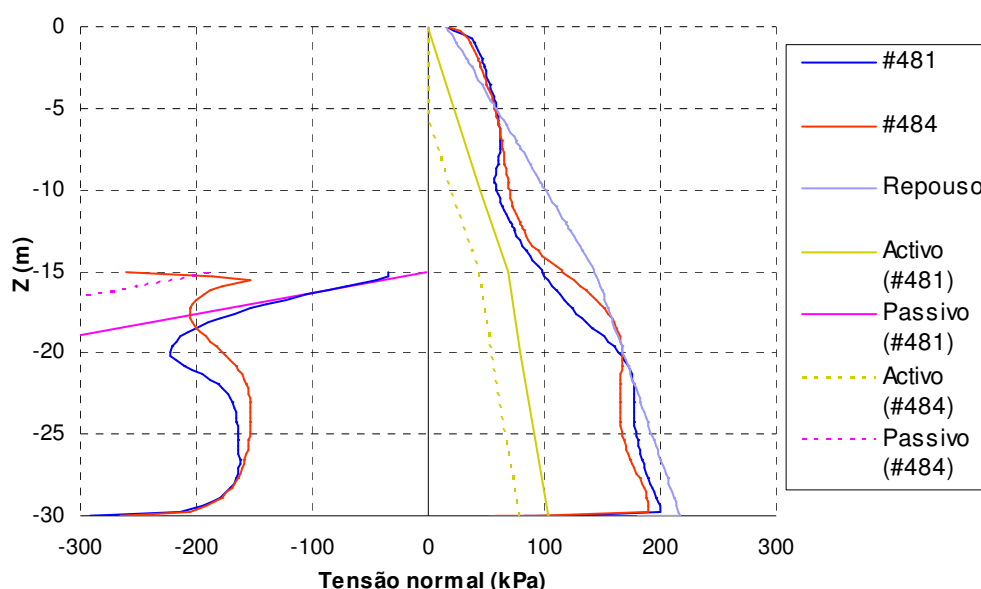


Figura 4.54 – Influência da coesão efectiva do solo nas pressões de terras sobre a cortina

Relativamente aos resultados obtidos com a simulação numérica da escavação, verifica-se que a influência da variação da coesão efectiva ocorre primordialmente ao nível das pressões passivas, na zona próxima da base da escavação. O aumento da coesão efectiva do solo incrementa, de forma muito

pronunciada, as pressões limite passivas que podem ser mobilizadas na parte enterrada da cortina. Como se pode observar na Figura 4.54, no cálculo #484 as pressões de terras do lado passivo, próximo da base da escavação, são muito superiores àqueles mobilizados no cálculo #481, onde se considerou um valor da coesão efectiva do solo bastante reduzido. Esta subida da reacção passiva do solo para mais próximo da base origina grandes reduções de deslocamentos e momentos flectores.

As alterações verificadas do lado activo da cortina, quando se procedeu à simulação da escavação com valores mais elevados da coesão efectiva, consistem num aumento apreciável das pressões de terras, para profundidades superiores a 10 m. Este aumento resulta, principalmente, da menor mobilidade da estrutura de suporte, reduzindo-se desta forma a redistribuição de esforços no maciço de solo suportado.

4.3.9.3 Deslocamentos

As alterações introduzidas pela variação da coesão efectiva do solo nos diagramas de pressões sobre a contenção deixam adivinhar o seu efeito sobre os deslocamentos, ilustrados pela Figura 4.55, nela figurando os deslocamentos horizontais da cortina nos vários cálculos da subsérie #48*.

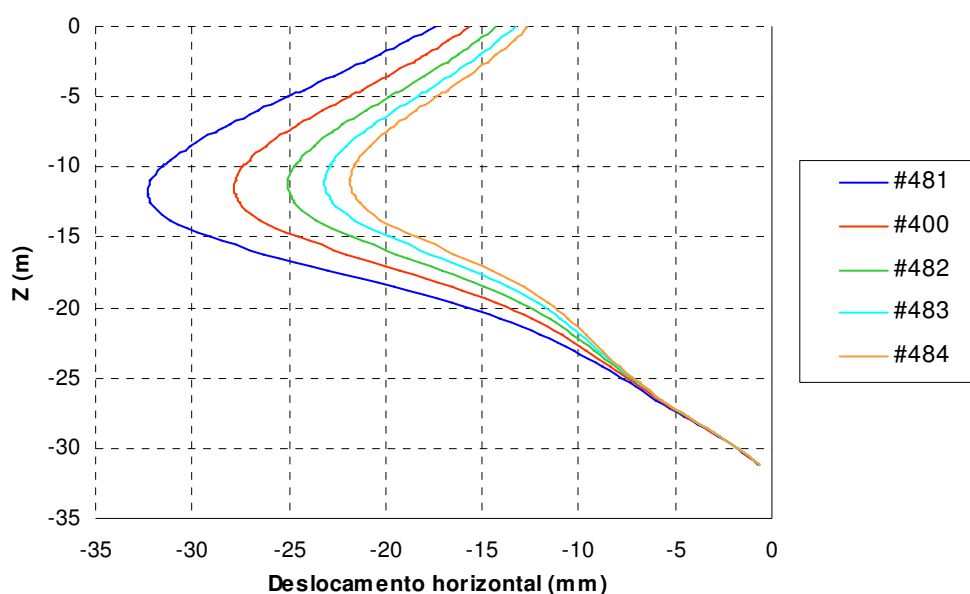


Figura 4.55 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os movimentos horizontais da cortina

Verifica-se que apesar não serem muito diferentes as pressões sobre o lado activo da estrutura de suporte, as alterações substanciais verificadas do lado da escavação são decisivas para o controlo de deslocamentos. O aumento de resistência do solo, associado ao aumento da coesão efectiva, origina

uma subida, para mais próximo da base escavação, da reacção passiva. Este facto permite um apoio horizontal da cortina bastante mais eficiente, condicionando todo o perfil de deslocamentos.

Na Figura 4.56 apresentam-se os deslocamentos horizontais máximos da cortina, obtidos nos vários cálculos efectuados para estudar a influência da coesão efectiva do solo. Conclui-se que este parâmetro afecta de forma semelhante os resultados das várias subséries, proporcionando, à medida que é incrementado, uma franca redução dos deslocamentos horizontais da cortina. Verifica-se que este efeito é atenuado para valores de coesão efectiva mais elevados, sem no entanto se atingir uma assíntota horizontal, embora o sugira a curva β_c .

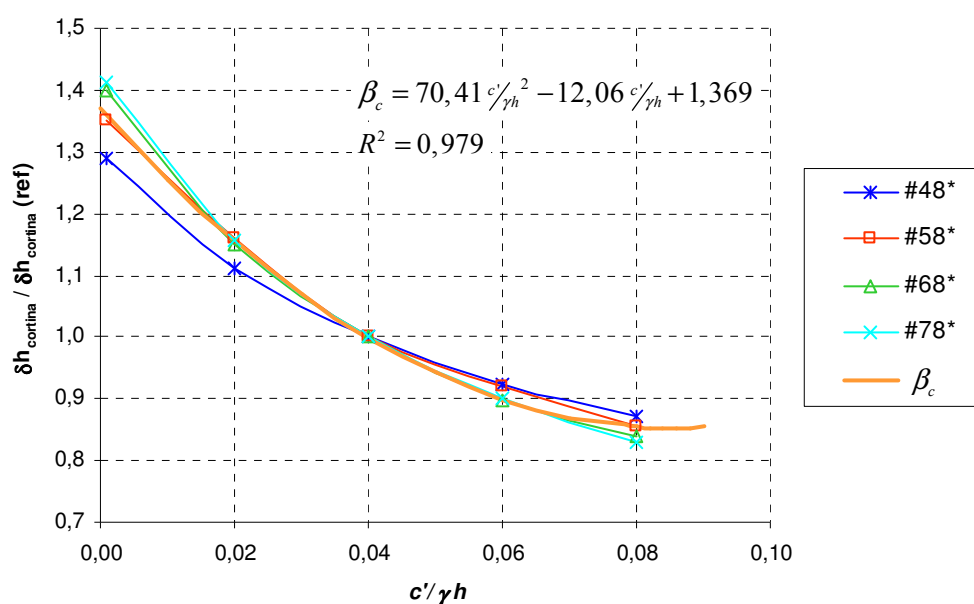


Figura 4.56 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.9.4 Momentos flectores

A Figura 4.57 mostra que a evolução dos momentos flectores máximos na cortina com a coesão efectiva do solo não difere, de forma significativa, daquela verificada com os deslocamentos horizontais máximos da mesma, notando-se ainda uma boa concordância entre os resultados das várias subséries.

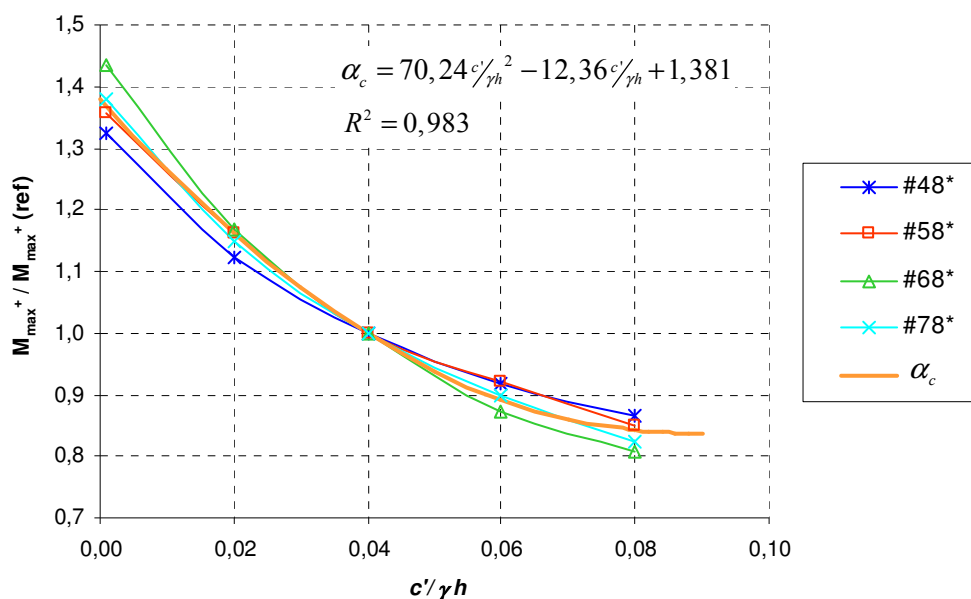


Figura 4.57 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina

A Figura 4.58 permite analisar em pormenor os diagramas de momentos flectores, na fase final da escavação, correspondentes aos cálculos da subsérie #48*. Verifica-se que até profundidades próximas de dois terços da profundidade máxima da escavação, a variação da coesão efectiva não produz alterações significativas. Para maiores profundidades, no entanto, as alterações são substanciais.

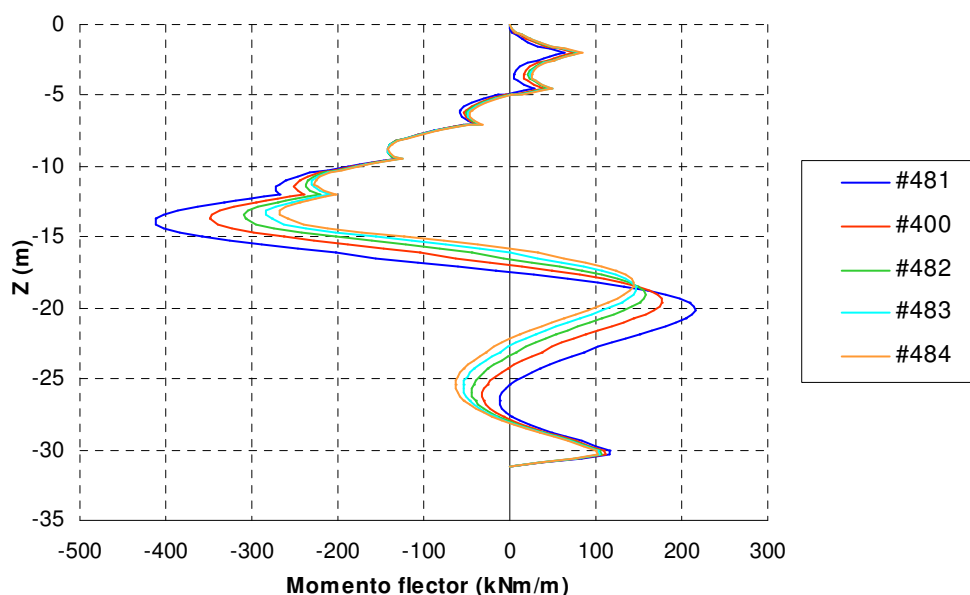


Figura 4.58 – Influência da coesão efectiva do solo sobre os momentos flectores da cortina

Em concordância com os resultados anteriores, a posição do ponto de momentos máximo negativo, localizado imediatamente abaixo da base da escavação, varia com a coesão efectiva do solo. A diminuição da coesão efectiva do solo origina o aumento da profundidade deste ponto, que

corresponde à localização do encastramento elástico da estrutura de suporte no terreno de fundação. Desta forma aumenta o vão que a cortina necessita de vencer, originando maiores momentos flectores. Este efeito, muito semelhante ao que ocorre quando se varia o ângulo de atrito efectivo do solo, resulta do aumento da capacidade resistente do solo, promovendo a migração de esforços da estrutura de suporte para o solo.

4.3.10 Influência da tensão de pré-consolidação

4.3.10.1 Introdução

Além do estabelecimento da rigidez secante de referência para um nível de tensão de 50% (E_{50}^{ref}) e da evolução da rigidez em profundidade (m), o modelo constitutivo utilizado possibilita ainda outra forma de fazer variar o perfil de rigidez em profundidade. Aquando da definição do estado de tensão inicial, é possível considerar a existência de uma tensão de pré-consolidação (σ_{PC}), ou a imposição de um determinado grau de sobreconsolidação. Este procedimento torna-se bastante útil nos solos residuais, onde se verifica a cimentação dos materiais constituintes.

Com efeito, os ensaios edométricos de compressão isotrópica, realizados sobre amostras indeformadas, permitem definir com razoável homogeneidade as tendências do comportamento deformacional destes solos. As curvas obtidas apresentam duas zonas típicas, às quais correspondem distintos valores de índices de compressibilidade, correspondendo às condições de solo com a estrutura natural (cimentação interparticular) preservada ou desestruturada (as ligações cimentadas foram gradualmente quebradas por compressão da matriz floculada). A primeira região corresponde a um estado estável conceptualmente semelhante à região sobreconsolidada dos solos transportados, enquanto a segunda, embora aparentemente semelhante ao comportamento normalmente consolidado destes últimos solos, é, de facto, uma zona de transição e compressibilidade mais elevada do que a de um material remoldado granulometricamente equivalente (Viana da Fonseca, 1996).

A consideração, no programa de cálculo, da tensão de pré-consolidação origina uma alteração na rigidez através da variação da tensão horizontal, que passa a ser calculada pela expressão:

$$\sigma'_{h_0} = K_0 (\gamma z - u_0) + \sigma_{PC} \left(K_0 - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} \right) \quad (4.12)$$

Das expressões (4.8) e (4.12) resulta:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \left(K_0 (\gamma z - u_0) + \sigma_{PC} \left(K_0 - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \right) \right) \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (4.13)$$

A Figura 4.59 ilustra o efeito da tensão de pré-consolidação no perfil de rigidez do solo. A aplicação desta tensão conduz ao aumento da rigidez ao longo de todo o perfil, mas muito em especial na região mais superficial do maciço. Para este perfil foram considerados os parâmetros indicados na figura e o nível freático posicionado a 15 m de profundidade.

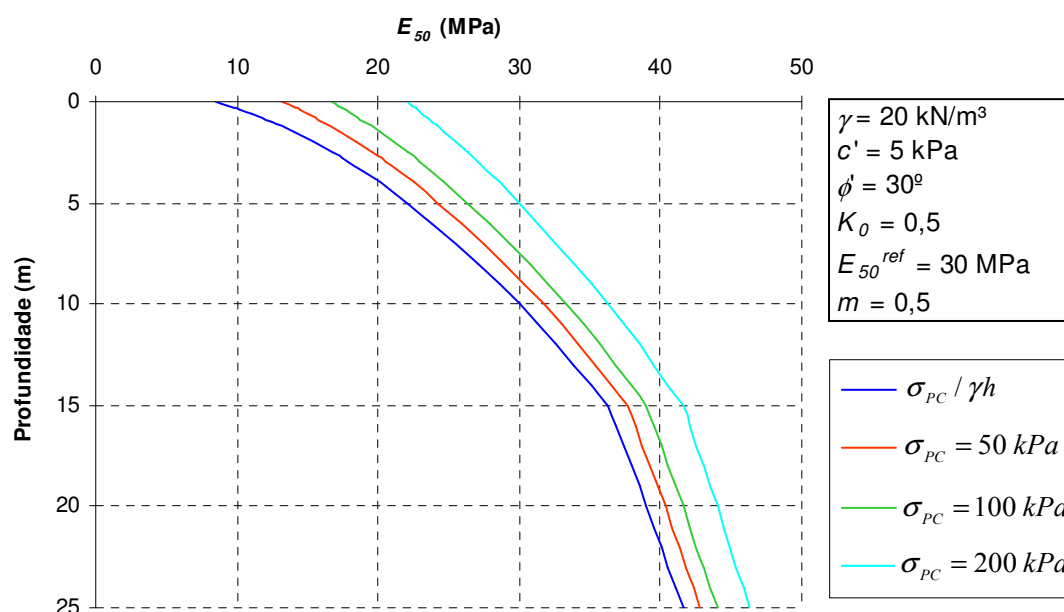


Figura 4.59 – Influência da tensão de pré-consolidação na rigidez do solo

O estudo paramétrico da tensão de pré-consolidação é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.16, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.16 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico da tensão de pré-consolidação

Subsérie	Tensão de pré-consolidação adimensionalizada, $\sigma_{PC} / \gamma h$				
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4
#49*	#491	#492	#493	#400	#494
#59*	#591	#592	#500	#593	#594
#69*	#691	#600	#692	#693	#694
#79*	#791	#700	#792	#793	#794

4.3.10.2 Pressões de terras

A Figura 4.60 ilustra a dependência das pressões de terras sobre a cortina em relação à tensão de pré-consolidação a que o maciço já esteve sujeito. Nela são representadas as curvas referentes à fase final das escavações #491 e #494, mas também, para servir como termo de comparação, os diagramas de pressões de repouso e ainda os diagramas activo e passivo teóricos, sendo estes últimos comuns às duas escavações analisadas.

Apesar das grandes diferenças nos diagramas de repouso dos dois cálculos, os diagramas de pressões no final da escavação são muito semelhantes. Acima da base da escavação os dois diagramas são quase coincidentes, com excepção dos dois primeiros metros. Abaixo da base da escavação, nota-se que a aplicação da tensão de pré-consolidação origina incrementos semelhantes das pressões sobre o lado activo e o lado passivo da cortina.

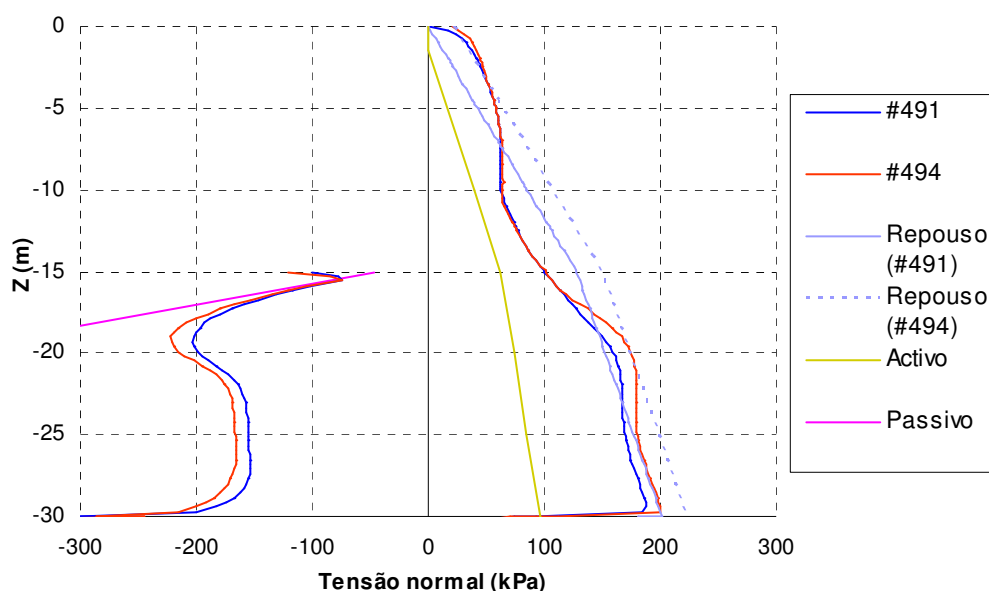


Figura 4.60 – Influência da tensão de pré-consolidação nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.10.3 Deslocamentos

Em relação aos deslocamentos horizontais da cortina, a influência da tensão de pré-consolidação manifesta-se de duas formas antagónicas: por um lado induz incrementos da rigidez do solo, o que permitiria reduzir os deslocamentos do maciço; por outro, a consideração da tensão de pré-consolidação implica a existência de valores mais elevados da tensão horizontal efectiva de repouso, o que obriga a uma maior movimentação da cortina. A Figura 4.61 evidencia que estes dois efeitos contraditórios praticamente se anulam, de tal forma que a influência da tensão de

pré-consolidação sobre os valores dos deslocamentos horizontais máximos da cortina é próxima de zero, sendo além disso algo dispar entre as várias subséries de cálculos.

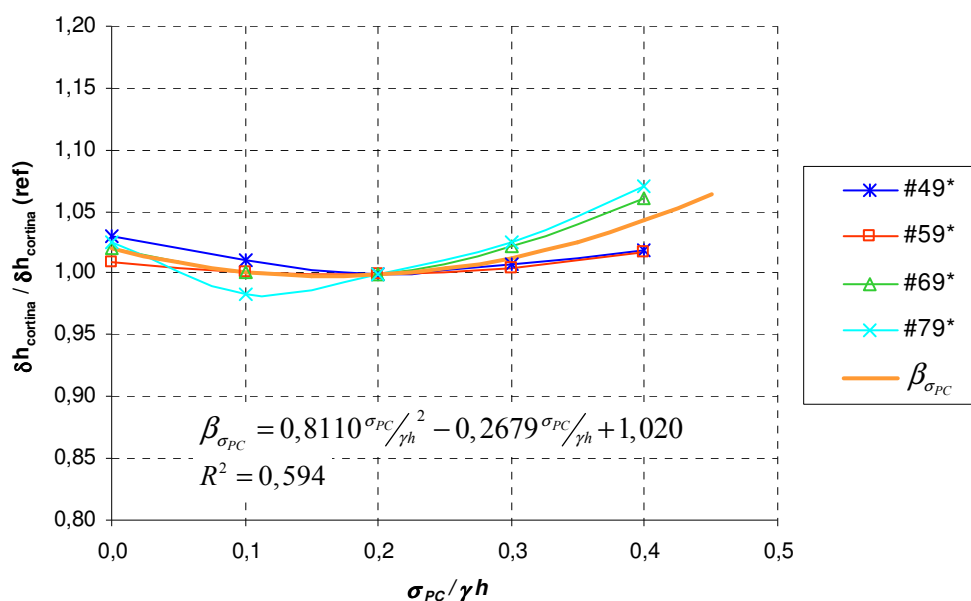


Figura 4.61 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

Analisando a Figura 4.62, verifica-se que apesar da tensão de pré-consolidação não ter influência directa sobre os deslocamentos máximos da cortina, condiciona de forma significativa o perfil de deslocamentos. Na região superior do maciço, o aumento da tensão de pré-consolidação conduz a aumentos do deslocamento horizontal, motivados pelo acréscimo de tensão horizontal existente antes de se iniciar a escavação.

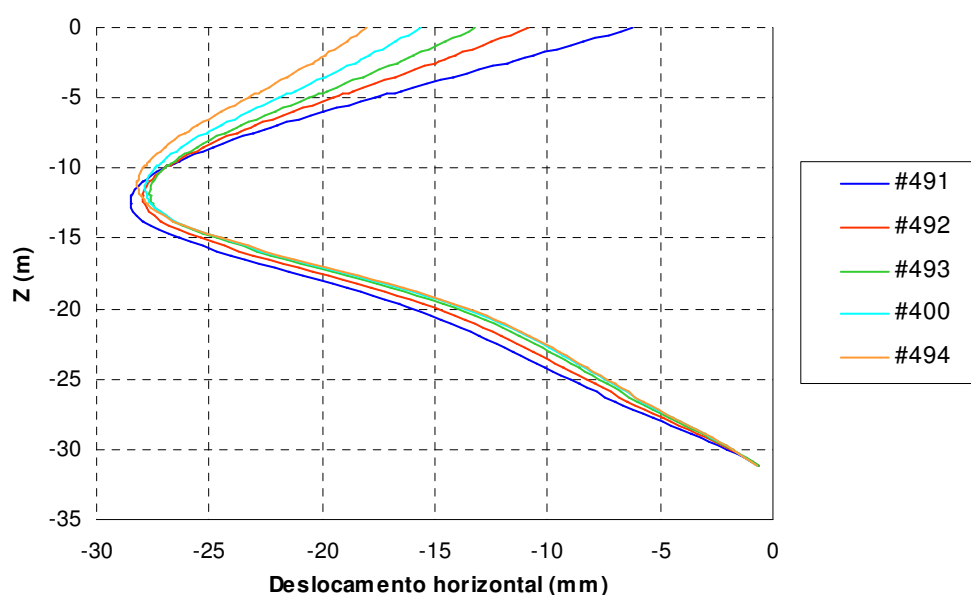


Figura 4.62 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os movimentos horizontais da cortina

4.3.10.4 Momentos flectores

Embora de forma comedida, observa-se na Figura 4.63 que os momentos flectores máximos na cortina apresentam alguma dependência face à tensão de pré-consolidação do maciço, reduzindo-se à medida que esta aumenta. Esta tendência é evidenciada de forma semelhante nas várias subséries, com especial incidência na subsérie #49*.

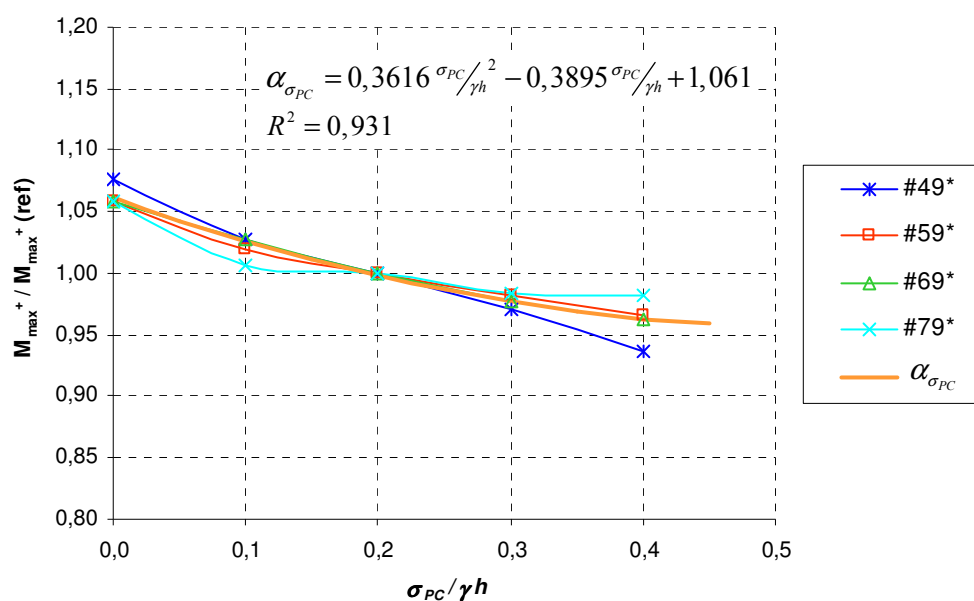


Figura 4.63 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os momentos flectores máximos da cortina

A Figura 4.64 permite analisar o efeito da tensão de pré-consolidação sobre os diagramas de momentos flectores dos vários cálculos da subsérie #49*. Torna-se claro que os incrementos da tensão de pré-consolidação mantêm praticamente inalterada a forma destes diagramas, provocando uma ligeira translação para o lado direito da figura, que corresponde a uma diminuição dos momentos positivos e consequente aumento dos momentos negativos.

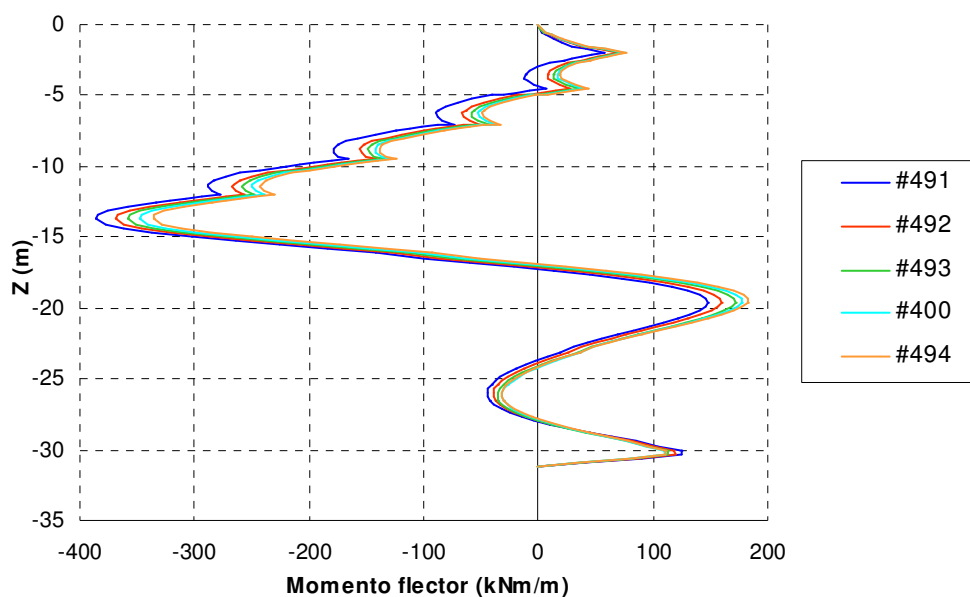


Figura 4.64 – Influência da tensão de pré-consolidação sobre os momentos flectores da cortina

4.3.11 Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo

4.3.11.1 Introdução

A inclusão do coeficiente de impulso em repouso do solo, K_0 , neste estudo paramétrico é essencial. Sendo este o parâmetro que define as tensões horizontais no maciço antes de se iniciar qualquer trabalho de escavação, facilmente se compreendem as razões da necessidade da sua análise detalhada. Além do reconhecido efeito sobre o estado de tensão inicial, o coeficiente de impulso em repouso afecta a rigidez do solo, uma vez que faz variar a tensão de confinamento, que por sua vez é utilizada para calcular a rigidez do solo em cada ponto.

Recorde-se que, apesar de se definir em cada cálculo um valor constante para o coeficiente de impulso em repouso, a introdução de uma tensão de pré-consolidação altera o estado de tensão inicial, originando valores de K_0 crescentes consoante a proximidade à superfície do maciço onde será efectuada a escavação.

O estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.17, cujos principais resultados se apresentam no Anexo I.

Quadro 4.17 – Subséries e cálculos do estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo

Subsérie	Coeficiente de impulso em repouso, K_0							
	0,40	0,426	0,45	0,455	0,485	0,50	0,55	0,60
#4A*	#4A1	#400	#4A2	-	-	#4A3	#4A4	#4A5
#5A*	#5A1	-	#5A2	-	#500	#5A3	#5A4	#5A5
#6A*	#6A1	-	#6A2	#600	-	#6A3	#6A4	#6A5
#7A*	#7A1	-	#7A2	-	#700	#7A3	#7A4	#7A5

4.3.11.2 Pressões de terras

Na Figura 4.65 representam-se os diagramas de pressões sobre a cortina referentes à fase final das escavações #4A1 e #4A5, os diagramas de pressões em repouso referentes às mesmas escavações e ainda os diagramas activo e passivo teóricos, sendo os dois últimos comuns às duas escavações analisadas.

Apesar da disparidade entre os diagramas de impulso em repouso nas duas escavações representadas na figura, os movimentos do maciço durante as várias fases de execução da estrutura de suporte fazem com que, no final da escavação, as pressões de terras do lado activo sejam semelhantes, na região acima da base da escavação. Obviamente que abaixo do nível máximo da escavação, onde os deslocamentos horizontais são já bastante reduzidos, as diferenças entre os dois cálculos tornam-se mais evidentes.

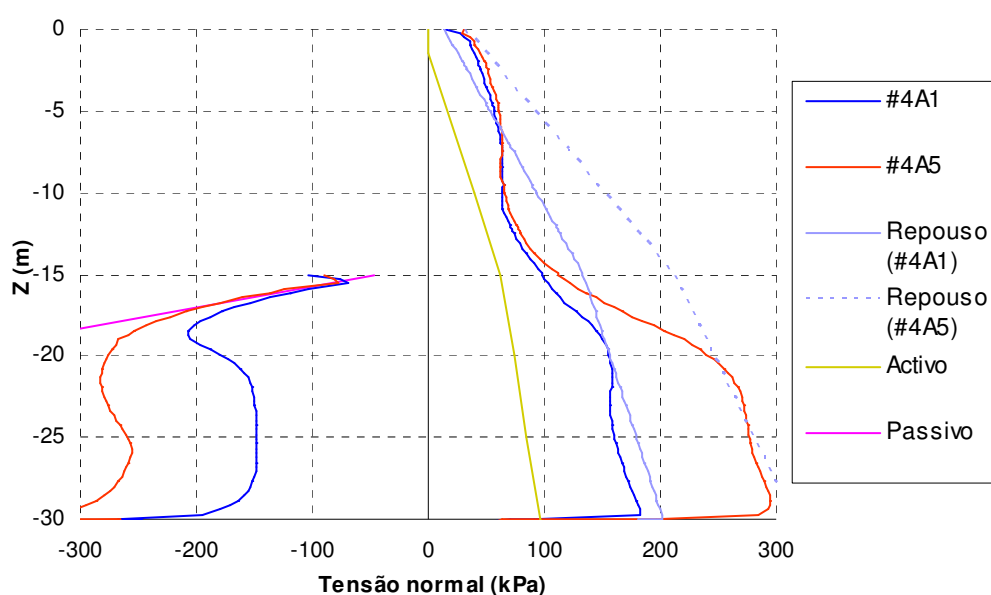


Figura 4.65 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.11.3 Deslocamentos

Tal como indicia a análise das pressões de terras sobre a cortina, o incremento do coeficiente de impulso em repouso e consequente incremento da tensão horizontal inicial, origina aumentos pronunciados nos deslocamentos horizontais da cortina, como se encontra evidenciado pela Figura 4.66. Na mesma figura mostra-se ainda que para valores elevados do coeficiente de impulso em repouso, o deslocamento horizontal da cortina tende a estabilizar, ocorrendo inclusive uma redução do mesmo. Esta redução é muito provavelmente motivada pelo aumento do confinamento do solo na parte enterrada da cortina.

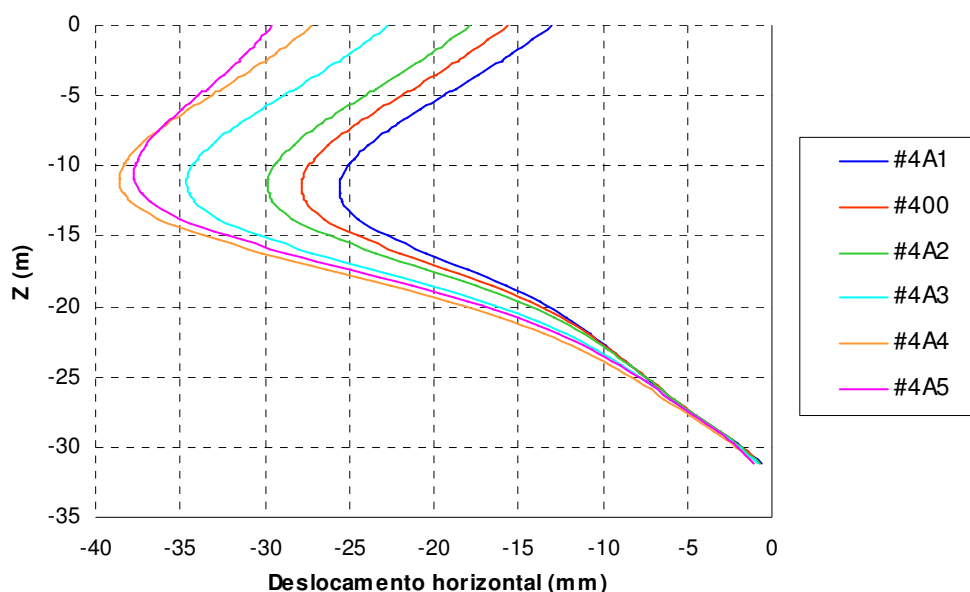


Figura 4.66 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os movimentos horizontais da cortina

A Figura 4.67 mostra que este efeito se estende às restantes subséries, embora em menor grau. Aparentemente existe um limite da capacidade do coeficiente de impulso em repouso influenciar os deslocamentos da cortina. Verifica-se a existência de uma relação aproximadamente linear entre este parâmetro e os deslocamentos horizontais da cortina, que se atenua para valores de K_0 superiores a 0,55.

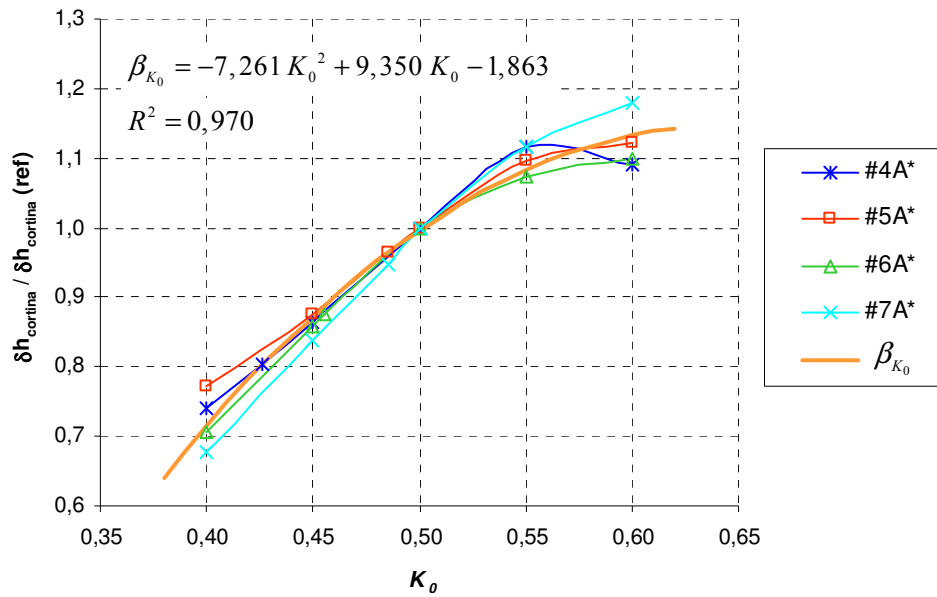


Figura 4.67 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.11.4 Momentos flectores

De forma idêntica ao que sucede com os deslocamentos horizontais da cortina, embora com menor amplitude, a Figura 4.68 sugere uma relação aproximadamente linear entre o coeficiente de impulso em repouso e os momentos flectores, para valores de K_0 entre 0,4 e 0,5. Para valores de K_0 superiores a este intervalo, a influência deste parâmetro é menos clara, registando-se alguma dispersão nos resultados obtidos.

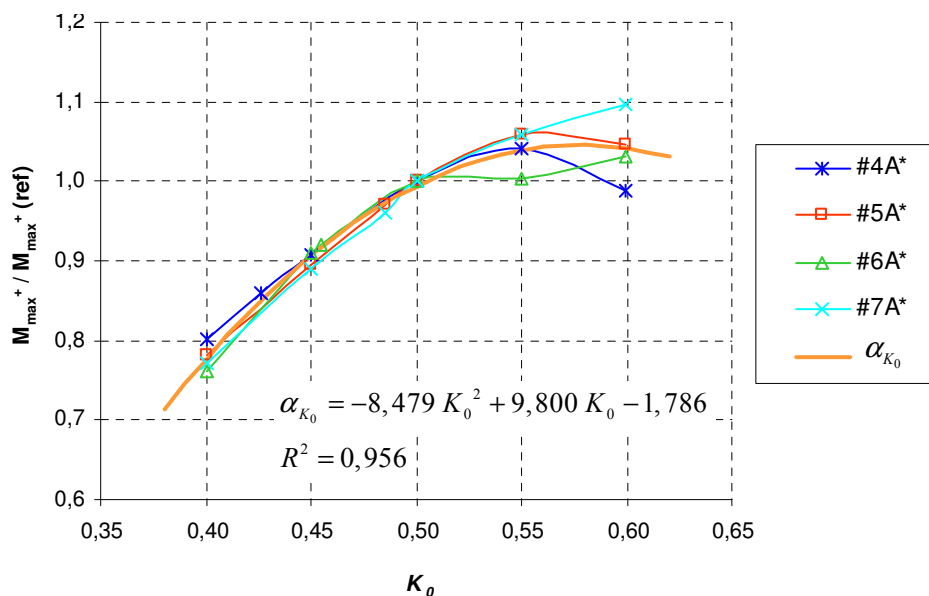


Figura 4.68 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os momentos flectores máximos da cortina

Observando a Figura 4.69, onde se representam os diagramas de momentos flectores obtidos nos cálculos da subsérie #4A*, verifica-se que os diagramas praticamente se sobrepõem para profundidades não superiores a cerca de metade da profundidade máxima de escavação. Para profundidades superiores, existem grandes diferenças entre as curvas dos vários cálculos. O aumento do coeficiente de impulso em repouso provoca incrementos do momento flector positivo, mas também do momento flector negativo.

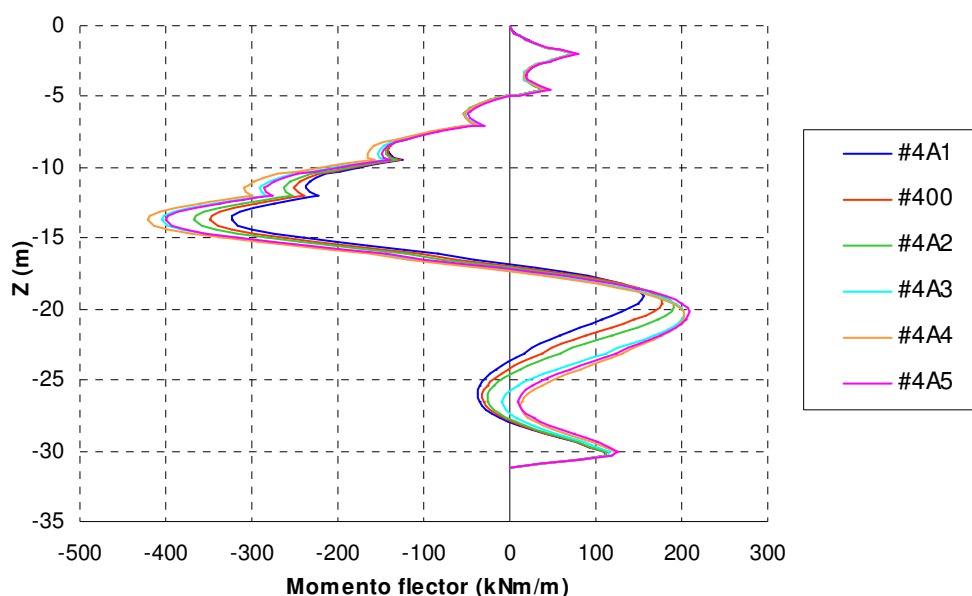


Figura 4.69 – Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo sobre os momentos flectores da cortina

4.3.12 Análise global de deslocamentos

Aquando do estudo paramétrico das diferentes variáveis, além dos esforços e deslocamentos da cortina, foram calculados os deslocamentos da superfície do maciço suportado. Tendo sido observada uma certa correlação entre os deslocamentos da cortina e os deslocamentos do maciço, optou-se por não se analisar directamente os efeitos dos vários parâmetros sobre estes últimos.

Na Figura 4.70, onde se relacionam os deslocamentos horizontais máximos da superfície do maciço com os deslocamentos horizontais máximos da cortina, verifica-se que, no conjunto dos vários cálculos, os primeiros são aproximadamente metade dos segundos. Apesar de se terem efectuados cálculos baseados numa extensa gama de parâmetros, os resultados apresentam uma consistência significativa. Na mesma figura foram incluídas três linhas que enquadram os pontos nela representados.

A linha a traço interrompido (*a*) descreve o valor médio da correlação entre as duas variáveis. Esta linha corresponde à melhor aproximação linear ao conjunto dos pontos representados, tendo sido utilizado o método dos mínimos quadrados para a sua determinação, admitindo que a ordenada na origem tem valor nulo. Esta recta é definida pela expressão:

$$\delta h_{Superfície}^{max} = 0,59 \delta h_{Cortina}^{max} \quad (4.14)$$

a que corresponde o coeficiente de correlação 0,92.

As linhas a traço contínuo limitam o intervalo de variação da grande maioria dos valores e correspondem a uma variação de 35% em torno da relação média entre os dois tipos de deslocamentos.

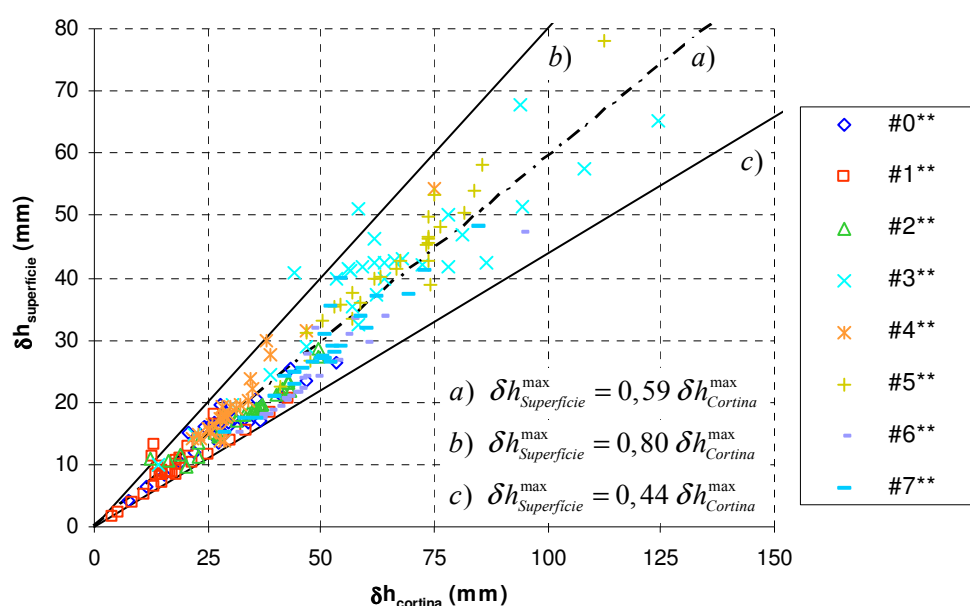


Figura 4.70 – Deslocamentos horizontais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina

Na Figura 4.71 apresenta-se a relação entre os deslocamentos verticais máximos da superfície do maciço suportado e os deslocamentos horizontais máximos da cortina, representando-se, tal como na figura anterior, três linhas que permitem enquadrar os valores indicados.

Neste caso particular, o método dos mínimos quadrados foi aplicado sem obrigar a que a recta tivesse ordenada nula na origem, uma vez que esta condicionante obrigaria a alguma distanciação aos resultados obtidos.

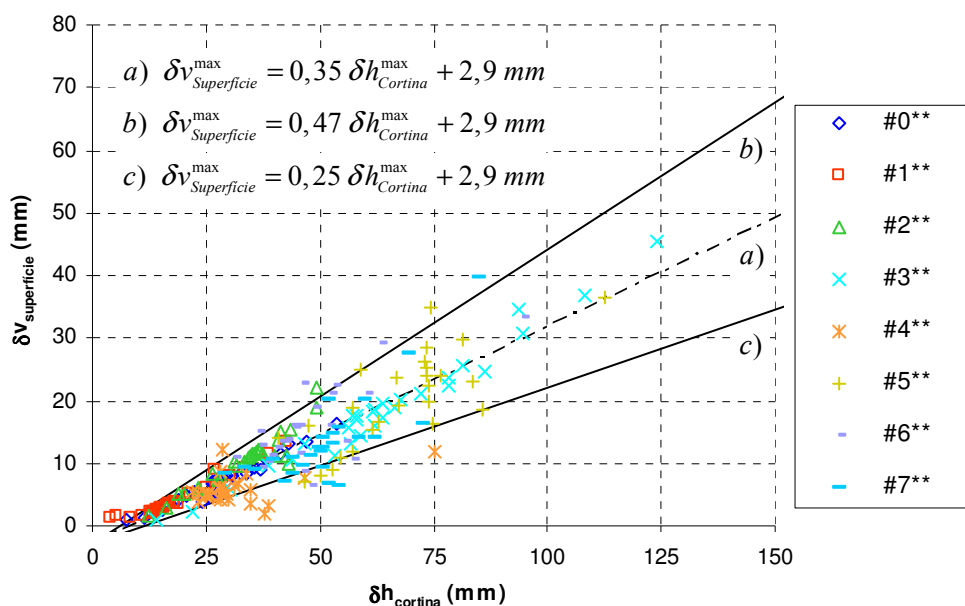


Figura 4.71 – Deslocamentos verticais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina

O facto das rectas não interceptarem a origem dos eixos coordenados prende-se com a existência de movimentos verticais da cortina. Estes movimentos, em geral ascendentes, são provocados pelo empolamento do solo no interior da escavação e originam a diminuição dos assentamentos verificados à superfície do maciço suportado, com especial incidência na zona mais próxima da cortina. Não sendo esta uma situação habitualmente verificada em obra, será uma insuficiência do modelo de cálculo utilizado para modelar a escavação.

Recomenda-se que se efectue uma translação dos resultados para eliminar da equação a parte dimensional, resultando:

$$\delta v_{Superficie}^{max} = 0,35 \delta h_{Cortina}^{max} \quad (4.15)$$

A existência de boas correlações entre os deslocamentos máximos à superfície e os deslocamentos horizontais máximos da cortina permite que se utilize, em situações de pré-dimensionamento, as equações (4.14) e (4.15) para os estimar.

4.3.13 Variação de pré-esforço nas ancoragens

É do conhecimento geral que o valor de pré-esforço nas ancoragens sofre alterações durante as várias fases da construção de uma estrutura de contenção ancorada. Com efeito, durante as fases de escavação, regista-se a ocorrência de aumentos do pré-esforço nas ancoragens colocadas até então. Por

outro lado, nas fases de aplicação de pré-esforço num determinado nível de ancoragens, verificam-se reduções do pré-esforço nas ancoragens dos níveis anteriormente colocados, em especial nas do nível mais próximo. Apesar de se tratar de uma variação alternada, ocorrem em geral aumentos do valor do pré-esforço, sendo frequentemente o último nível de ancoragens o mais solicitado.

Na Figura 4.72 apresenta-se um histograma onde se indica a variação percentual do pré-esforço correspondente ao total dos 220 cálculos efectuados. Note-se que apenas é indicado, para cada cálculo, o valor correspondente à ancoragem mais esforçada.

Como se pode observar, os valores mais frequentes correspondem a incrementos de 10% a 16% em relação ao pré-esforço inicial. É importante referir que os valores mais elevados se registam nas escavações em que se considerou um valor inicial de pré-esforço muito reduzido, ou quando a deformabilidade da estrutura de contenção ou do solo suportado são muito elevadas. Estas situações apenas têm interesse académico, para mostrar tendências de variação, uma vez que apresentam deslocamentos demasiado elevados para que a sua execução seja viável.

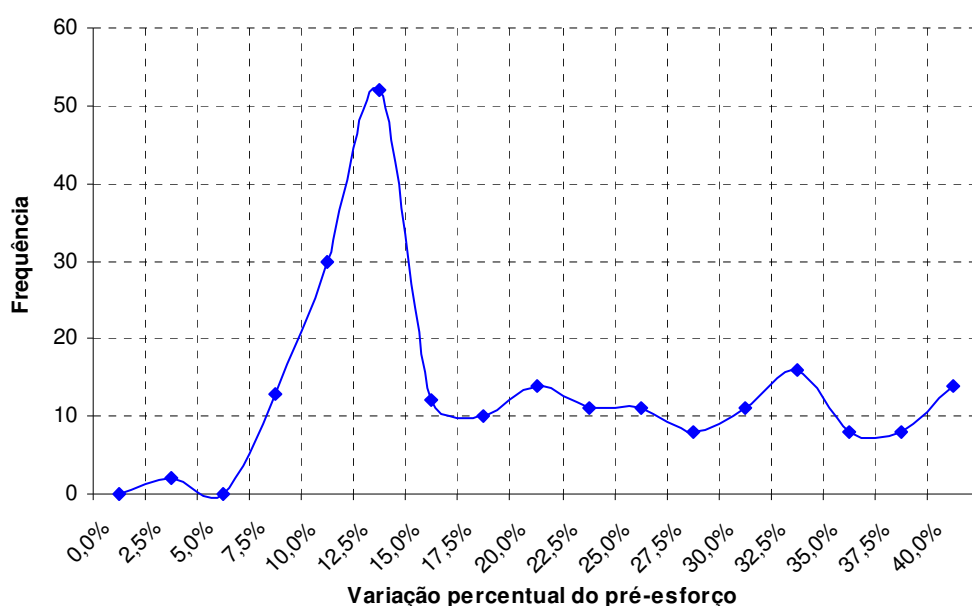


Figura 4.72 – Histograma de variação relativa do pré-esforço ao longo da construção (amostra: 220 escavações)

4.4 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o estudo paramétrico sobre algumas das variáveis que regem o comportamento das estruturas ancoradas para suporte de escavações. Foi analisada a influência de cada um dos parâmetros sobre os esforços e deslocamentos da estrutura de suporte.

Este estudo permitiu criar uma base de dados sobre a qual se estabeleceu o método de pré-dimensionamento, que será devidamente formulado no capítulo seguinte. Foi também possível, analisando os efeitos de cada um dos parâmetros estudados, melhorar a percepção sobre o modo de funcionamento das cortinas ancoradas e a sua interacção com o maciço suportado.

CAPÍTULO 5

MÉTODO PROPOSTO

5. MÉTODO PROPOSTO

5.1 Introdução

Nos capítulos anteriores foi estudado o funcionamento das cortinas ancoradas, nas suas múltiplas vertentes, sem nunca perder de vista o grande objectivo que este trabalho encerra: o desenvolvimento de um método expedito que permita, numa fase de pré-dimensionamento, prever os esforços e deslocamentos máximos da estrutura de suporte e do maciço envolvente. Além da análise detalhada de uma escavação exemplificativa, efectuada no Capítulo 3, foi estudada no Capítulo 4 a importância de um vasto conjunto de variáveis, por intermédio de um extenso estudo paramétrico. Tratou-se, na prática, de uma análise variacional de algumas características das escavações suportadas e que constitui a base do método de pré-dimensionamento aqui apresentado.

Apesar da reconhecida importância da influência conjunta das diversas variáveis, foi efectuada uma análise isolada de cada uma delas. Esta abordagem possibilitou um estudo mais abrangente, evitando um número exagerado de cálculos.

5.2 Formulação matemática do método proposto

Para tornar claro ao Leitor o *modus faciendi* do método de previsão de esforços e deslocamentos desenvolvido, faz-se aqui a apresentação da sua formulação.

O problema em apreço consiste em prever, de forma expedita, o valor das funções deslocamento horizontal máximo da cortina e momento flector máximo da cortina, sabendo o valor de onze variáveis de que dependem essas funções, sem ser necessário recorrer ao seu cálculo através do método dos elementos finitos.

Matematicamente, este problema consiste em determinar o valor de uma função desconhecida, sabendo o valor das variáveis de que depende essa função. Para se poder explicar o procedimento adoptado utilizando uma representação gráfica tridimensional, considerou-se o caso de uma função qualquer Z , dependente de duas variáveis x e y .

A título de exemplo, representa-se na Figura 5.1 a função $Z(x; y)$ cuja equação analítica é:

$$Z(x; y) = (x^2 - 2x + 3) (\log(y - 9) + 0,3) + 0,2x + 4 \quad (5.1)$$

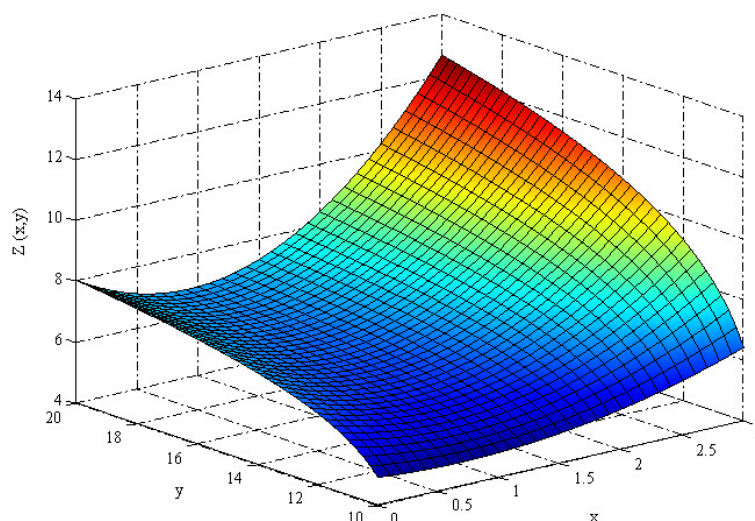


Figura 5.1 – Representação tridimensional da função $Z(x; y)$

Embora no caso das escavações não seja possível determinar analiticamente as funções deslocamento horizontal máximo da cortina e do momento flector máximo da cortina, é possível, mediante o cálculo por elementos finitos, determinar o valor dessas funções para uma qualquer combinação dos parâmetros de que ela depende.

Após a determinação do valor da função numa malha de pontos, tal como ilustra a Figura 5.2 para o caso da função $Z(x; y)$, torna-se possível, através de interpolações múltiplas, sem necessidade de efectuar o cálculo através do método dos elementos finitos da escavação, estimar o valor da função para qualquer valor dos parâmetros x e y dentro de um determinado intervalo.

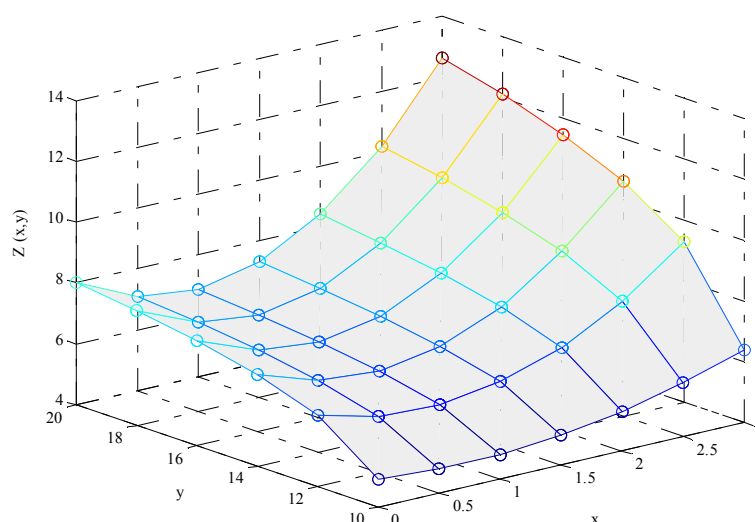


Figura 5.2 – Representação tridimensional da função $Z(x; y)$ por interpolação entre os pontos calculados

No caso da função $Z(x; y)$, que apenas depende de duas variáveis, considerando 7 valores para x e 6 valores para y , tal como mostra a Figura 5.2, seria necessário efectuar 42 cálculos (7×6). Uma vez que o momento flector máximo e o deslocamento horizontal máximo da cortina foram estudados como função de 11 variáveis, para as quais foram considerados em média seis valores distintos, o número de cálculos aumentaria para mais de trezentos milhões ($6^{11} = 362\,797\,056$). Actualmente, com os meios de processamento disponíveis é inviável proceder a esta quantidade de cálculos. Numa tentativa de aligeirar o processo de cálculo, sem descurar o rigor, foi equacionada outra abordagem ao problema, tendo-se desenvolvido um método alternativo, que possibilitou reduzir o número total de cálculos para 220.

O ponto de partida consistiu em definir algumas escavações base. A definição das escavações base não foi sujeita a regras específicas, apenas se tentou que se distribuíssem por todo o domínio estudado.

A Figura 5.3 ilustra o procedimento da escolha das escavações base referentes à função $Z(x; y)$. A escavação base 1 é representada pelo quadrado a verde e a escavação base 2 pelo quadrado a lilás, às quais correspondem aos seguintes pontos coordenados:

Escavação base 1: ($x = 1$; $y = 12$)

Escavação base 2: ($x = 2,5$; $y = 16$)

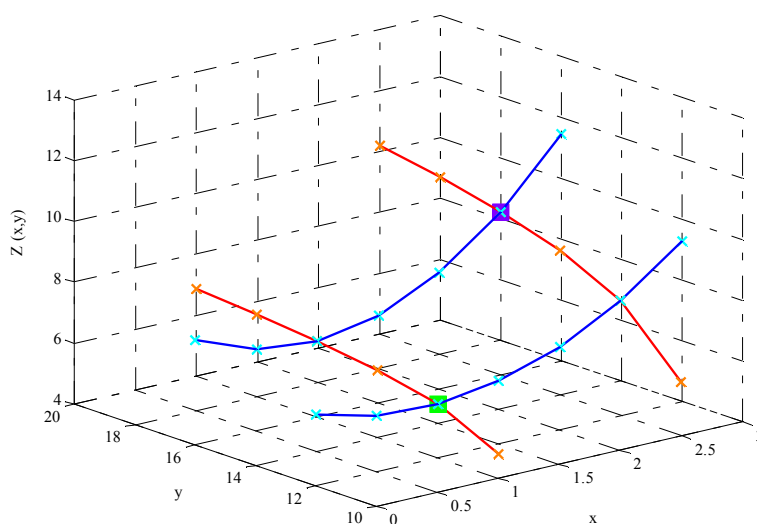


Figura 5.3 – Escavações base e análises unidimensionais

Partindo de cada uma das escavações base, procedeu-se ao cálculo da função, considerando para x , todos os valores do conjunto $\{0,0; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0\}$, resultando os pontos representados na Figura 5.3 pelas cruzes azuis.

Utilizando o método dos mínimos quadrados, estes pontos podem ser aproximados por duas curvas que traduzem a influência do parâmetro x . Para a função exemplificativa $Z(x,y)$, definida pela equação (5.1), as curvas representadas na Figura 5.3 pelas linhas azuis correspondem a:

$$f_{y=12}(x) = 0,7771x^2 - 1,354x + 6,331 \quad (5.2)$$

e

$$f_{y=16}(x) = 1,145x^2 - 2,090x + 7,435 \quad (5.3)$$

Sobrepondo as curvas, tal como mostra a Figura 5.4a e procedendo à sua normalização relativamente a um qualquer ponto do domínio (Figura 5.4b), pode determinar-se uma curva de influência média normalizada da variável x , definida neste caso pela equação:

$$f_{med}(x) = 0,1450x^2 - 0,2639x + 1,064 \quad (5.4)$$

Pode observar-se na Figura 5.4b que as curvas representadas são bastante semelhantes, embora não sejam coincidentes. O facto de não serem coincidentes significa que a função $Z(x,y)$ possui termos independentes da variável x , somados aritmeticamente aos termos dependentes de x .

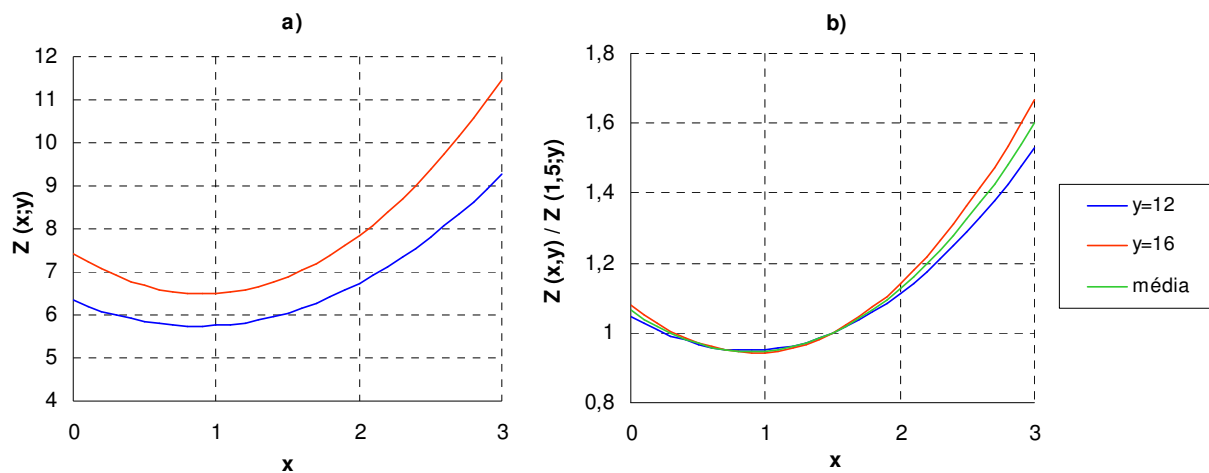


Figura 5.4 – Análise paramétrica da variável x

Procedendo de forma idêntica para a variável y , que se considerou poder assumir qualquer valor do conjunto $\{10; 12; 14; 16; 18; 20\}$, calcularam-se os pontos representados a laranja sobre a Figura 5.3.

A curva de influência média normalizada da variável y , é dada pela equação:

$$g_{med}(y) = 0,5763 \log(y - 9) + 1 \quad (5.5)$$

Depois de determinadas as curvas de influência média normalizadas para cada variável, torna-se possível prever o valor da função $Z(x; y)$ para qualquer ponto dentro do domínio da variação de cada uma das variáveis x e y . Apesar de ser possível fazer previsões para valores fora do intervalo de variação das variáveis, tal procedimento deve ser evitado, uma vez que pode levar a imprecisões apreciáveis.

Note-se que, com esta variante, apenas foi necessário efectuar 22 cálculos, tal como se pode verificar na Figura 5.3, em alternativa aos 42 cálculos necessários para se proceder à interpolação habitualmente realizada.

O processo de cálculo da função $Z'(x; y)$ que pretende prever o valor de $Z(x; y)$ para qualquer par de abcissas $(x; y)$, consiste no produto de um escalar α pelas duas funções que traduzem a influência média de cada uma das variáveis, tal como define a equação:

$$Z'(x; y) = \alpha f_{med}(x) g_{med}(y) \quad (5.6)$$

Partindo de um ponto $(a; b)$, onde se conhece o valor da função, o valor de $Z'(x; y)$ é dado pela equação:

$$Z'(x; y) = Z(a; b) \frac{f_{med}(x) g_{med}(y)}{f_{med}(a) g_{med}(b)} \quad (5.7)$$

Esta equação traduz a utilização de um ponto conhecido da função $Z(x; y)$ para escalar verticalmente $Z'(x; y)$, através do factor α , fazendo-as coincidir nesse ponto conhecido. Tomando em consideração as equações (5.6) e (5.7), determina-se o valor de α :

$$\alpha = \frac{Z(a; b)}{f_{med}(a) g_{med}(b)} \quad (5.8)$$

A equação (5.7) pode ser reescrita sob a forma:

$$Z'(x; y) = Z(a; b) c(x) c(y) \quad (5.9)$$

em que $c(x)$ corresponde a $f_{med}(x)/f_{med}(a)$ e $c(y)$ corresponde a $g_{med}(y)/g_{med}(b)$.

A utilização da equação (5.9) explica, de forma mais clara, o procedimento de cálculo adoptado no método de pré-dimensionamento proposto. Mostra como se pode utilizar um valor conhecido da função $Z(a; b)$ para obter uma previsão para um outro ponto, através da sua multiplicação pelos factores correctivos $c(x)$ e $c(y)$, correspondentes a cada uma das variáveis intervenientes na função.

No método proposto são utilizadas equações muito idênticas a esta, mas utilizando onze factores correctivos, correspondentes às onze variáveis estudadas.

A Figura 5.5 mostra a sobreposição da função $Z(x; y)$, definida pela superfície colorida e a função $Z'(x; y)$, definida pela grelha de cor preta. Para definir a função $Z'(x; y)$ obrigou-se a que as duas funções fossem coincidentes no ponto de abcissas (2,5;16), que corresponde à escavação base 2, representada na figura pelo quadrado de cor lilás, obtendo-se para parâmetro α o valor de 4,75. Em algumas regiões da Figura 5.5, a grelha representativa da função $Z'(x; y)$ não está visível, uma vez que fica encoberta pela superfície colorida representativa da função $Z(x; y)$.

Apesar da grande semelhança entre as funções $Z'(x; y)$ e $Z(x; y)$, existem diferenças entre elas. Na Figura 5.6 ilustra-se a diferença percentual entre as duas funções, representando-se as isolinhas de erro percentual afastadas de 1%. Analisando a figura, é possível verificar que no ponto correspondente à escavação base 2 as funções são coincidentes, por imposição do método usado para definir $Z'(x; y)$.

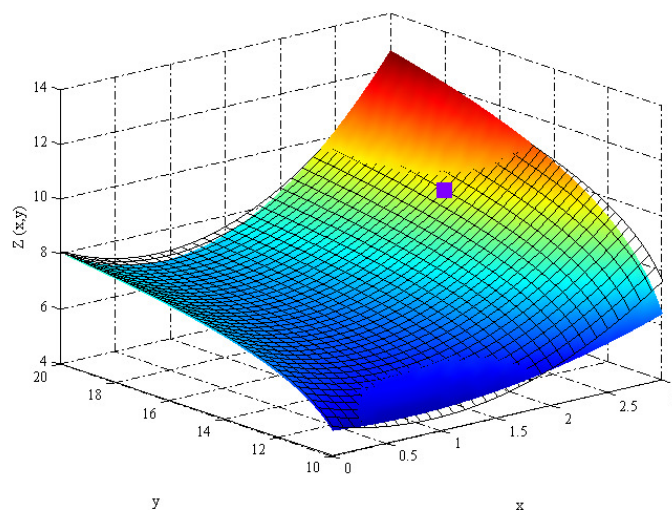


Figura 5.5 – Função $Z(x; y)$, função $Z'(x; y)$ e escavação base 2

Uma importante conclusão a retirar da Figura 5.6 é o facto de o erro percentual ser tendencialmente mais elevado quanto maior é o afastamento relativamente ao ponto onde foram feitas coincidir as duas funções. Faz todo o sentido que assim seja, uma vez que são funções distintas, embora possuam forma semelhante. No caso em apreço, a função $Z'(x; y)$ é claramente ineficaz para prever o valor da função $Z(x; y)$ quando a variável y se aproxima do limite inferior do seu intervalo de variação, sendo necessário para tal escalar a função $Z'(x; y)$ utilizando um outro ponto, mais próximo do ponto onde se pretende fazer a previsão.

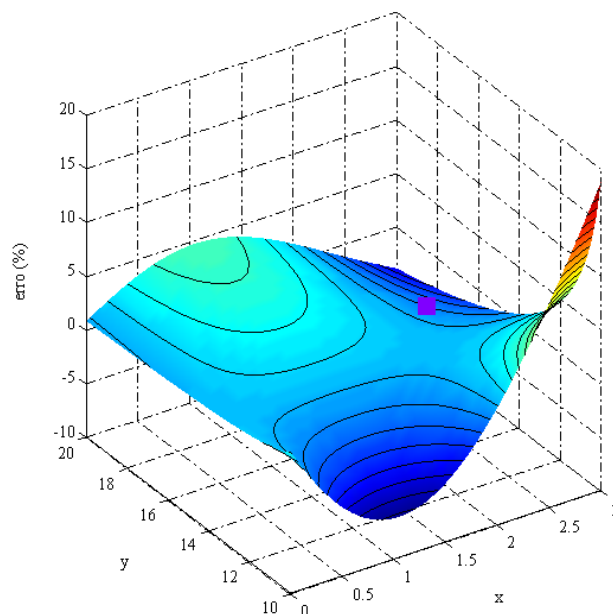


Figura 5.6 – Diferenças percentuais entre $Z(x,y)$ e $Z'(x,y)$

Todo o procedimento descrito relativamente à função $Z(x,y)$ foi aplicado ao estudo das funções deslocamento horizontal máximo e momento flector máximo da cortina. Para tal foram realizadas análises isoladas de cada variável partindo, de quatro escavações base distintas, existindo no total oito escavações base.

5.3 Procedimento para aplicação do método proposto

Em termos de utilização, o método desenvolvido é extremamente simples, tal como pretendido, consistindo somente nos quatro itens seguidamente explicados.

- Definição da **escavação objectivo**, ou seja, a escavação que se pretende efectuar. Com base na informação disponível, define-se o conjunto de parâmetros caracterizadores do maciço, não só em termos de resistência e deformabilidade, mas também em termos de estado de tensão inicial; é ainda necessário definir a geometria, rigidez e pré-esforço da estrutura de suporte da escavação.
- Seleccção, de entre todas as escavações calculadas, presentes no Anexo 1, da **escavação de referência**. Esta escavação deverá ser a que mais se aproxima da escavação objectivo, tendo em atenção as características do maciço e da estrutura de contenção. No capítulo seguinte, aquando da apresentação dos exemplos de aplicação, é indicada uma metodologia que pode ajudar a seleccionar a melhor escavação de referência.

- Cálculo, para cada uma das variáveis base, dos factores correctivos que permitem escalar os resultados da escavação de referência, utilizando para isso as curvas de influência pré-definidas.
- Multiplicação dos factores correctivos pelos resultados obtidos na escavação de referência, para obter uma previsão do momento flector máximo e do deslocamento horizontal máximo da mesma.

Por forma a avaliar a consistência dos resultados, poder-se-á refazer a previsão dos resultados partindo de duas ou mais escavações de referência, cujas características não difiram em demasia das características da escavação a construir. Refira-se, a este propósito, que existem parâmetros cuja influência é preponderante relativamente aos demais, como se verá adiante.

Quando se refere que a escolha da escavação de referência deverá ser a mais próxima possível da escavação a construir, pretende-se que o conjunto dos factores correctivos seja o mais possível próximo da unidade.

5.4 Definição da escavação objectivo

O primeiro passo para a aplicação do método de previsão, consiste na caracterização do solo onde será construída a cortina. Por forma a comparar a cortina a construir com as cortinas estudadas neste trabalho, e desta forma conseguir prever esforços e deslocamentos máximos, torna-se necessário que o solo seja caracterizado pelo mesmo conjunto de parâmetros.

Muito embora alguns dos parâmetros sejam de fácil determinação, existem outros difíceis de indicar com a precisão desejável. Tomando como exemplo os parâmetros de rigidez do solo, a sua determinação com alguma aproximação exigiria a realização de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, com ciclos de descarga e recarga, realizados com diferentes tensões efectivas de confinamento e com instrumentação local das deformações da amostra. Facilmente se compreenderá que este tipo de ensaios, necessariamente dispendioso, tanto em termos económicos como em tempo de execução, dificilmente estará disponível numa fase de pré-dimensionamento da solução de contenção da escavação, altura em que o método aqui desenvolvido poderá apresentar a sua máxima utilidade.

Uma forma de contornar este problema, nos casos em que não existe mais informação, passa pela estimativa de um perfil de rigidez do solo, através de ensaios simples, como por exemplo o SPT ou o CPT (Sousa, 2002b). A definição dos parâmetros relativos à rigidez do solo pode então ser efectuada,

de tal forma que o perfil de rigidez em profundidade se aproxime daquele estimado através dos ensaios *in situ* mais correntes.

5.5 Previsão de momentos flectores

Terminada a caracterização do perfil geotécnico local e definidas a geometria e a rigidez da estrutura de suporte, é possível aplicar o método aqui desenvolvido e obter uma previsão do momento flector máximo para o qual deverá ser dimensionada a armadura passiva da contenção. Este momento poderá ser determinado através da expressão:

$$M_{\max} = M_{\text{ref}} \, cm_h \, cm_B \, cm_D \, cm_{\xi} \, cm_{\rho_s} \, cm_{E_{50}} \, cm_m \, cm_{\phi} \, cm_c \, cm_{K_0} \, cm_{\sigma_{PC}} \quad (5.10)$$

que consiste na multiplicação do momento flector máximo obtido na escavação de referência, pelos factores correctivos relativos às diferentes variáveis envolvidas no problema.

Os factores correctivos dos momentos flectores são obtidos através do quociente entre os factores de influência da escavação objectivo e da escavação de referência, de acordo com a expressão:

$$cm_i = \frac{\alpha_i(\text{escavação objectivo})}{\alpha_i(\text{escavação de referência})} \quad (5.11)$$

onde a variável i representa um parâmetro genérico e α_i o factor de influência de momentos flectores relativo ao parâmetro i . É importante referir que nos casos em que um qualquer parâmetro seja idêntico na escavação objectivo e na escavação de referência, não é necessário proceder ao cálculo do factor correctivo correspondente, uma vez que os factores de influência serão também idênticos, sendo portanto unitário o seu quociente.

O Quadro 4.9 contém uma resenha das equações que permitem calcular os diversos factores de influência nos momentos flectores, tal como indicadas no capítulo anterior. No mesmo quadro incluem-se informações acerca do intervalo de variação de cada uma das variáveis e dos respectivos factores de influência.

Visando a aplicação deste método, é fundamental saber quais os parâmetros com maior importância, ou seja, aqueles que de forma mais consistente conseguem fazer variar o momento flector máximo na escavação.

A definição da importância da cada parâmetro foi efectuada em função do intervalo de variação do factor de influência. Este intervalo foi definido pelos valores extremos encontrados no estudo

paramétrico e não pelo resultado obtido com a equação que define o factor de influência, indicada no Quadro 4.9. O quociente entre o limite superior e o limite inferior deste intervalo é inscrito entre parêntesis na última coluna do Quadro 4.9. Partindo desta classificação numérica foi elaborada uma escala algébrica, de A a D, que poderá simplificar a leitura do quadro. Refira-se a este propósito que o valor mínimo teórico seria 1, correspondendo a uma variável cuja influência no momento flector máximo seria nula.

Quadro 5.1 – Factores de influência nos momentos flectores máximos da cortina

Factor de influência	Equação	Intervalo de variação da variável	Intervalo de variação do factor de influência	Grau de importância
α_{ρ_s} rigidez do sistema	$0,06057 \rho_s^{0,4815}$	40 a 1500	0,333 a 2,210	A (6,64)
α_h prof. escavação	$0,03988 h + 0,3736$	10m a 25m	0,641 a 1,398	B (2,18)
α_D prof. firme	$1,652 D/h^3 - 8,233 D/h^2 + 13,45 D/h - 6,170$	1,0 a 2,0	0,523 a 1,073	B (2,05)
$\alpha_{E_{50}}$ rigidez do solo	$5,479 E_{50}/\gamma h^{-0,4345}$	20 a 80	0,800 a 1,543	B (1,93)
α_c coesão	$70,24 c/\gamma h^2 - 12,36 c/\gamma h + 1,381$	0,00 a 0,08	0,808 a 1,436	B (1,78)
α_ϕ ângulo de atrito	$49,11 \phi^{-1,096}$	29 a 39	0,867 a 1,265	C (1,46)
α_{K_0} coef. imp. repouso	$-8,479 K_0^2 + 9,800 K_0 - 1,786$	0,4 a 0,6	0,762 a 1,096	C (1,44)
α_ξ índice pré-esforço	$5,188 \xi^2 - 2,781 \xi + 1,354$	0,1 a 0,3	0,945 a 1,186	D (1,26)
$\alpha_{\sigma_{PC}}$ tens. pré-consolid	$0,3616 \sigma_{PC}/\gamma h^2 - 0,3895 \sigma_{PC}/\gamma h + 1,061$	0,0 a 0,4	0,937 a 1,077	D (1,15)
α_m var. rigid. prof.	$0,01892 m + 0,9949 \approx 1$	0,45 a 0,90	0,964 a 1,075	D (1,12)
α_B largura escavação	$-0,02708 B/h^2 + 0,08269 B/h + 0,9417$	0,4 a 2,0	0,934 a 1,037	D (1,11)

O factor de influência α_m , relativo à evolução da rigidez do solo em profundidade, tem uma variação muito reduzida (entre 1,003 e 1,012), podendo ser considerado unitário.

5.6 Previsão de deslocamentos

5.6.1 Deslocamentos horizontais da cortina

A previsão dos deslocamentos horizontais máximos da cortina é realizada de forma muito semelhante àquela utilizada para os momentos flectores máximos, utilizando a expressão:

$$\delta h_{cortina} = \delta h_{cortina}^{ref} cd_h cd_B cd_D cd_\xi cd_{\rho_s} cd_{E_{50}} cd_m cd_\phi cd_c cd_{K_0} cd_{\sigma_{PC}} \quad (5.12)$$

que consiste na multiplicação do deslocamento horizontal máximo da cortina, obtido na escavação de referência, pelos diversos factores correctivos relativos às diferentes variáveis consideradas.

Tal como no caso dos momentos flectores, os factores correctivos de deslocamentos são obtidos através do quociente entre os factores de influência da escavação objectivo e da escavação de referência, de acordo com a expressão:

$$cd_i = \frac{\beta_i(\text{escavação objectivo})}{\beta_i(\text{escavação de referência})} \quad (5.13)$$

onde variável i representa um parâmetro genérico e β_i o factor de influência de deslocamentos relativo ao parâmetro i .

O Quadro 5.2 resume as equações dos factores de influência de deslocamentos. No mesmo quadro incluem-se informações acerca dos intervalos de variação de cada uma das variáveis e dos respectivos factores de influência.

Na última coluna do quadro é apresentada uma classificação do grau de importância de cada parâmetro, ou seja, da sua capacidade de influenciar os deslocamentos horizontais máximos da cortina. A definição da importância de cada parâmetro foi efectuada em função do intervalo de variação do factor de influência, tal como aconteceu no caso dos momentos flectores máximos.

Conforme acontece com α_m , também β_m apresenta variação muito pouco significativa (entre 0,987 e 1,018), podendo ser considerado unitário.

Quadro 5.2 – Factores de influência nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

Factor de influência	Equação	Intervalo de variação da variável	Intervalo de variação do factor de influência	Grau de importância
β_D prof. firme	$-0,7222 \frac{D}{h}^2 + 2,893 \frac{D}{h} - 1,902$	1,0 a 2,0	0,152 a 1,000	A (6,58)
β_h prof. escavação	$0,08089 h - 0,2073$	10m a 25m	0,528 a 2,131	B (4,04)
$\beta_{E_{50}}$ rigidez do solo	$19,38 \frac{E_{50}}{\gamma h}^{-0,7576}$	20 a 80	0,675 a 2,166	B (3,21)
β_{ξ} índice pré-esforço	$0,4185 \xi^{-0,5505}$	0,1 a 0,3	0,736 a 1,791	B (2,43)
β_{K_0} coef. imp. repouso	$-7,261 K_0^2 + 9,350 K_0 - 1,863$	0,4 a 0,6	0,676 a 1,181	C (1,75)
β_c coesão	$70,41 \frac{c}{\gamma h}^2 - 12,06 \frac{c}{\gamma h} + 1,369$	0,00 a 0,08	0,830 a 1,414	C (1,70)
β_{ρ_s} rigidez do sistema	$-0,1062 \ln \rho_s + 1,634$	40 a 1500	0,813 a 1,295	C (1,59)
β_{ϕ} ângulo de atrito	$54,10 \phi'^{-1,123}$	29 a 39	0,856 a 1,319	C (1,54)
β_B largura escavação	$-0,08207 \frac{B}{h}^2 + 0,2972 \frac{B}{h} + 0,7303$	0,4 a 2,0	0,781 a 1,000	D (1,28)
β_m var. rigid. prof.	$-0,03488 m + 1,018 \approx 1$	0,45 a 0,90	0,913 a 1,048	D (1,15)
$\beta_{\sigma_{PC}}$ tens. pré-consolid	$0,8110 \frac{\sigma_{PC}}{\gamma h}^2 - 0,2679 \frac{\sigma_{PC}}{\gamma h} + 1,020$	0,0 a 0,4	0,983 a 1,070	D (1,09)

5.6.2 Deslocamentos da superfície do maciço suportado

Para quantificar os deslocamentos da superfície do terreno, propõe-se a adopção de algumas simplificações. Muito embora fosse possível aplicar um procedimento idêntico ao utilizado na determinação dos deslocamentos horizontais da cortina, entendeu-se que tal não seria necessário.

No capítulo anterior foi realizada uma análise global de deslocamentos, onde se verificou a interdependência entre os deslocamentos horizontais máximos da estrutura de suporte e os deslocamentos horizontal e vertical máximos da superfície do maciço suportado.

Tendo em conta a forte correlação encontrada entre o deslocamento horizontal máximo da cortina e o deslocamento horizontal máximo da superfície do terreno, este último pode ser determinado pela equação:

$$\delta h_{Superfície}^{max} = 0,59 \delta h_{Cortina}^{max} \quad (5.14)$$

De forma idêntica, a previsão dos deslocamentos verticais máximos da superfície do maciço suportado pode ser efectuada mediante a utilização da expressão:

$$\delta v_{Superfície}^{max} = 0,35 \delta h_{Cortina}^{max} \quad (5.15)$$

5.7 Variação de pré-esforço nas ancoragens

Na medida em que a variação de pré-esforço ao longo do processo de escavação se encontra restringida a um intervalo relativamente estreito, a previsão do pré-esforço máximo das ancoragens pode ser realizada, com algumas precauções, assumindo para a escavação objectivo a mesma percentagem de variação obtida na escavação de referência.

5.8 Automatização do método proposto

Durante a apresentação do método proposto para pré-dimensionamento de cortinas ancoradas, foi sugerida a equação (5.10) para fazer a previsão dos momentos flectores máximos na cortina e a equação (5.12) para fazer a previsão dos deslocamentos horizontais máximos da mesma. Encontrando-se explicitadas no Quadro 4.9 e no Quadro 5.2 todas as equações necessárias para determinar os factores correctivos, este método é facilmente programável numa folha de cálculo. Desta forma, após escolher a escavação de referência e indicar as características da escavação objectivo, a folha de cálculo automaticamente efectua a previsão dos momentos flectores e deslocamentos horizontais máximos da cortina, podendo ainda estimar os deslocamentos máximos da superfície do maciço suportado, bem como o pré-esforço máximo das ancoragens.

No decorrer dos numerosos testes realizados com o intuito de aferir a aplicabilidade do método proposto, surgiu uma possibilidade para efectuar previsões que tiram partido da automatização, através da utilização de uma folha de cálculo.

A escavação de referência a seleccionar deve ser aquela em que o produto dos factores correctivos se aproxime o mais possível da unidade, podendo, em certos casos, haver duas ou mais escavações de referência susceptíveis de serem adoptadas. Foi então levantada a hipótese de efectuar previsões utilizando não apenas uma escavação de referência, mas várias em simultâneo. Assim, foi adicionada à folha de cálculo a possibilidade de fazer previsões partindo de várias escavações de referência simultaneamente (por exemplo a partir das oito escavações base das séries de cálculos), determinando-se o valor médio das várias previsões.

Esta forma de proceder tem a grande vantagem de ignorar perturbações locais das funções momento máximo e deslocamento horizontal máximo da cortina, resultando previsões bastante satisfatórias. Tem ainda como vantagem o facto de permitir ultrapassar as dificuldades que podem surgir na escolha da escavação de referência, já que dispensa essa escolha. Como desvantagem, destaca-se o facto de se estar a aproximar as funções a partir de escavações que serão em geral bastante diferentes da escavação objectivo, transformando aquilo que era um método intuitivo num processo matemático que não requer intervenção por parte do utilizador, distanciando-o do modo de funcionamento da cortina e do efeito de cada variável.

5.9 Validação dos cálculos efectuados

O procedimento automático de previsão descrito no subcapítulo anterior teve uma importância fundamental na validação dos resultados obtidos em todos os cálculos efectuados e na determinação da precisão das previsões.

Considerando como escavações de referência as escavações base de cada série de cálculos, foi utilizado o método proposto para prever os resultados de cada cálculo individualmente.

No Anexo II apresentam-se os quadros onde se comparam os resultados obtidos com o método dos elementos finitos e o método proposto. Nos mesmos quadros é indicada a diferença percentual entre os dois métodos citados.

A diferença entre o valor previsto e o valor calculado foi determinada tendo por base o valor obtido através do cálculo pelo método dos elementos finitos, de acordo com a equação:

$$dif = \frac{vp - vc}{vc} \quad (5.16)$$

onde vp corresponde ao valor previsto e vc corresponde ao valor calculado.

O Quadro 5.3 apresenta os valores máximos e mínimos da discrepância entre a previsão efectuada e o valor obtido através do cálculo da escavação pelo método dos elementos finitos. A ocorrência de valores mínimos negativos deve-se ao facto de o valor previsto poder ser inferior ao valor calculado. No mesmo quadro apresenta-se a média das diferenças obtidas, calculada a partir do valor absoluto das mesmas. Os valores entre parêntesis indicam o cálculo onde o valor em questão foi obtido.

Apesar de se terem registado diferenças máximas absolutas de 18,9% e 40,0%, os valores médios são significativamente mais reduzidos, tomando os valores de 2,6% e 6,4% para o momento flector

máximo e para o deslocamento horizontal máximo, respectivamente. Estes últimos ajudam a compreender o grau de precisão envolvido.

Quadro 5.3 – Diferenças percentuais entre a previsão e o cálculo pelo método dos elementos finitos

	máximo	mínimo	média
$M_{\max}$	18,9% (#241)	-14,5% (#217)	2,6%
$\delta h_{\text{cortina}}$	40,0% (#116)	-31,1% (#217)	6,4%

Por fim, importa chamar a atenção para o facto de se conseguir efectuar previsões dos momentos flectores máximos com um grau de confiança bastante mais elevado do que no caso dos deslocamentos horizontais máximos da cortina.

5.10 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o método de pré-dimensionamento proposto. A explicação da sua formulação foi conseguida tomando como exemplo um problema tridimensional, permitindo desta forma a sua representação espacial.

Foram fornecidas indicações para proceder à parametrização da geometria da escavação e também das características mecânicas do maciço terroso, com ênfase especial na definição da rigidez do mesmo. Foram ainda apresentados gráficos e equações que mostram o grau de influência de cada uma das variáveis estudadas e que permitem prever esforços e deslocamentos.

Foi ainda aplicado o método desenvolvido na verificação dos cálculos efectuados e na determinação do grau de confiança com que se podem efectuar previsões.

As margens de erro obtidas através do processo de validação dos cálculos efectuados são reconfortantes. Embora se trate de um processo de verificação interna, que permitiu detectar alguns erros de transcrição de resultados, auspicia bons resultados na aplicação deste método a estudos de pré-dimensionamento de obras reais.

CAPÍTULO 6

EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

6. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

6.1 Introdução

No capítulo anterior foi apresentada uma metodologia para previsão do momento flector máximo e dos deslocamentos horizontais máximos da cortina, efectuando ainda uma aproximação aos deslocamentos da superfície do maciço suportado.

Por forma a esclarecer eventuais dúvidas quanto à forma de aplicação deste método, foram elaborados alguns exemplos de aplicação.

O primeiro exemplo é muito simples e meramente teórico, tendo como finalidade exemplificar o processo de determinação dos factores de influência e o cálculo dos factores correctivos.

O segundo, ligeiramente mais complexo que o seu antecessor, esclarece o processo de selecção da escavação de referência.

No terceiro exemplo pretende-se simular um caso real, onde se torna necessário atender a uma vasta gama de parâmetros definidores da escavação, determinando factores correctivos para cada um deles.

6.2 Exemplo de aplicação 1

6.2.1 Definição da escavação

Suponha-se que se pretende efectuar uma escavação ancorada, doravante designada #Exemplo 1, para a execução das caves de um edifício, ilustrada pela Figura 6.1. Tal como mostra o Quadro 6.1, esta escavação será em tudo semelhante à escavação definida no cálculo #482, apenas diferindo no que concerne à espessura da parede moldada utilizada para suporte da escavação: no cálculo #482 foi considerada a rigidez correspondente a uma parede moldada com 0,60 m de espessura, enquanto que no #Exemplo 1 se pretende uma parede moldada com 0,50 m de espessura.

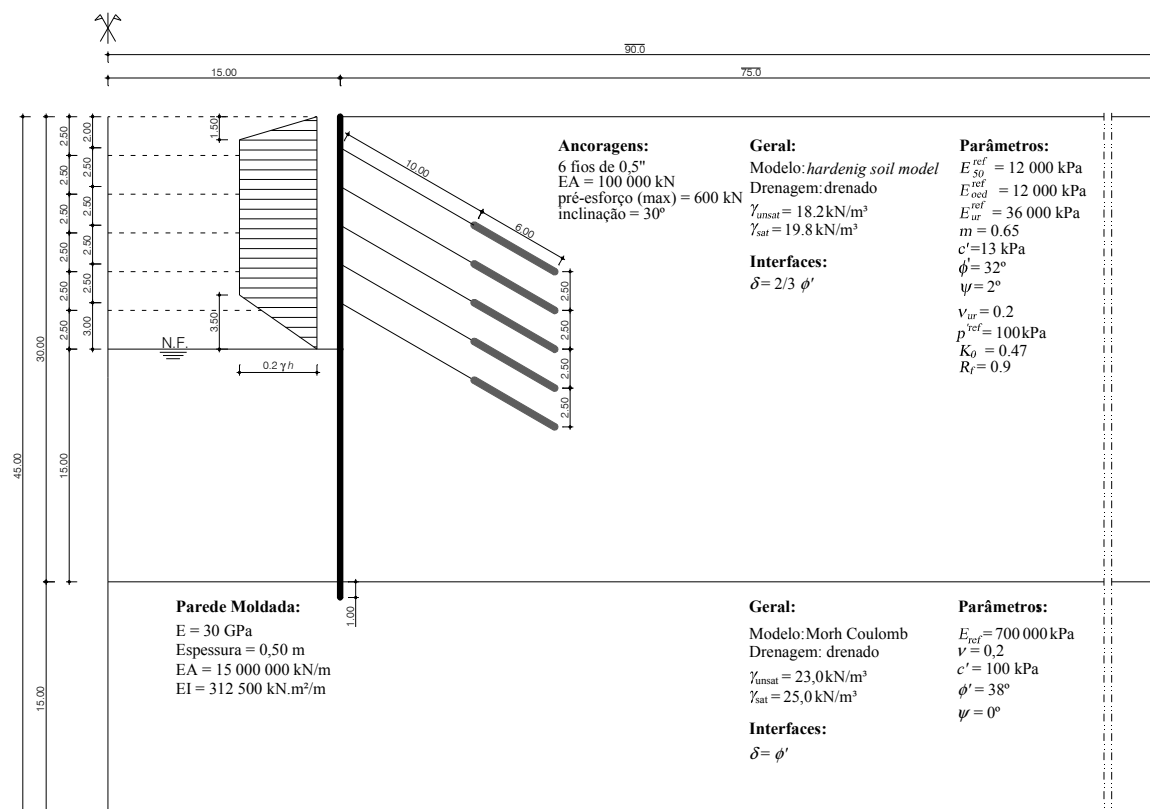


Figura 6.1 – Características da escavação #Exemplo 1

Quadro 6.1 – Parâmetros definidores das escavações #Exemplo 1 e #482

Parâmetro	Símbolo	#Exemplo 1	#482
Profundidade da escavação	h (m)	15,0	15,0
Rigidez do sistema de suporte	ρ_s	193 (0,50 m)	333 (0,60 m)
Índice de pré-esforço	ξ	0,20	0,20
Largura da escavação	B/h	2,0	2,0
Profundidade do estrato firme	D/h	2,0	2,0
Rigidez do solo	$E_{50} / \gamma h$	65	65
Evolução da rigidez do solo em profundidade	m	0,45	0,45
Ângulo de atrito efectivo	$\phi' (^\circ)$	35	35
Coesão efectiva	$c' / \gamma h$	0,04	0,04
Tensão de pré-consolidação	$\sigma_{PC} / \gamma h$	0,30	0,30
Coeficiente de impulso em repouso	K_0^{nc}	0,426	0,426

6.2.2 Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos

Neste exemplo simples, a escolha da escavação de referência encontra-se facilitada. A escavação que mais se adequa é a correspondente ao cálculo #482, já que apenas difere quanto à rigidez do sistema de suporte.

Após definidas a escavação de referência e a escavação objectivo, é necessário calcular os factores correctivos. Neste caso concreto, com excepção dos factores correctivos correspondentes à rigidez do sistema de suporte, todos os factores são unitários.

Através da Figura 4.30, ou da respectiva equação, apresentada no Quadro 5.1, é possível determinar os coeficientes α_{ps} para a escavação objectivo (#Exemplo 1) e para a escavação de referência (#482), que valem respectivamente 0,763 e 0,993. O quociente destes dois valores fornece o factor correctivo do momento flector máximo, cujo valor é 0,768. Este factor correctivo indica que o momento flector máximo na escavação #Exemplo 1 corresponderá a cerca de 77% do momento flector máximo obtido no cálculo #482, ou seja a 238 kNm/m.

Procedendo de forma idêntica para o deslocamento horizontal máximo, determinam-se através da Figura 4.29, ou da equação apresentada no Quadro 5.2, os coeficientes β_{ps} , que valem 1,075 e 1,017. O quociente destes dois valores fornece o factor correctivo do deslocamento horizontal máximo da cortina no sentido da escavação, cujo valor é 1,057. Este valor mostra que a diminuição da rigidez da estrutura de suporte origina um incremento de deformação horizontal da ordem dos 5,7%, passando este a ser 26,5 mm.

Realizando o cálculo da escavação através do método dos elementos finitos foram obtidos os valores 239 kNm/m e 26,0 mm. Uma análise comparativa com os valores obtidos pelo método de pré-dimensionamento mostra uma proximidade clara. As ténues diferenças entre a previsão e o cálculo foram de apenas 0,4% e 1,9% relativamente ao momento e deslocamento máximos, respectivamente.

6.3 Exemplo de aplicação 2

6.3.1 Definição da escavação

Este segundo exemplo utiliza como ponto de partida o cálculo #Exemplo 1, tendo-se modificado apenas a profundidade a que se localiza o estrato firme, conforme indicado na Figura 6.2.

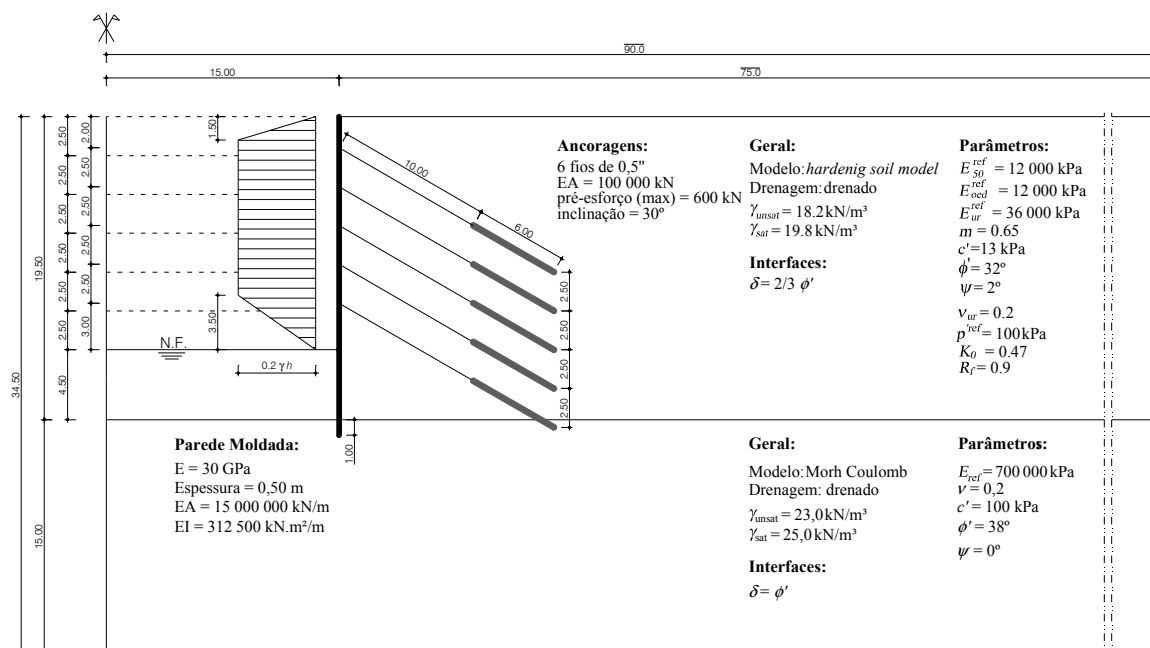


Figura 6.2 – Características da escavação #Exemplo 2

6.3.2 Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos

Neste segundo exemplo a selecção da escavação de referência não pode ser realizada de modo imediato, tal como aconteceu com o exemplo de aplicação anterior. A escolha da escavação de referência deve ser efectuada de tal forma que esta seja o mais próxima possível da escavação objectivo. É imperioso ter em linha de conta os Quadros 5.1 e 5.2, onde é feito um escalonamento do grau de importância dos vários factores caracterizadores das escavação, e o Quadro 4.6, onde figuram as escavações base que deram origem às várias séries de cálculos.

Para selecção da escavação de referência do #Exemplo 2, seguiu-se a escala de importância relativa ao momento flector máximo, apresentada no Quadro 5.1. Embora possa não ser único, este processo de selecção tem como grande vantagem o facto de ser objectivo.

Os parágrafos seguintes descrevem o procedimento utilizado. No Quadro 6.2 indicam-se a negrito os valores que determinaram a exclusão das séries de cálculos correspondentes.

- Rigidez do sistema de suporte. Excluiu-se a série #6**, uma vez que o seu valor base para a rigidez do sistema de suporte é 790,1. As séries #4**, #5** e #7** foram também excluídas, já que nelas apenas são realizadas variações nos parâmetros do maciço suportado, não sendo possível ajustar a rigidez do sistema de suporte. Restam as séries #0**, #1**, #2** e #3**.

- Profundidade máxima da escavação. Foram preteridas as séries #1** e #2**. Restam as séries #0** e #3**.
- Profundidade do estrato firme. Não é possível ajuizar sobre as séries restantes, uma vez que ambas partem de um valor da profundidade do estrato firme idêntico ao #Exemplo 2.
- Rigidez do solo. A escolha recaiu sobre a série #0**.
- De entre os vários cálculos da série #0** a selecção recaiu sobre o cálculo #033, por ter rigidez do sistema suporte (parâmetro mais influente) igual ao #Exemplo 2, cujo valor é 192,9.

Quadro 6.2 – #Exemplo 2 – Selecção da escavação de referência

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#Exemplo 2	15	192,9	0,20	2,0	1,3	65	0,45	35	0,04	0,30	0,426
#000	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1,0	1,6	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#300	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,01	0,20	0,485
#400	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,30	0,426
#500	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,001	0,20	0,485
#600	25	790,1	0,25	1,0	1,6	50	0,45	33	0,04	0,10	0,455
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	50	0,60	31	0,08	0,10	0,485
#033	15	192,9	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#243	15	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#482	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,04	0,30	0,426

Este procedimento de escolha da escavação de referência pode ser feito, considerando o escalonamento do grau de importância de cada variável relativamente ao deslocamento horizontal máximo da cortina, de acordo com o Quadro 5.2, tal como indicam os itens seguintes. Os valores que determinaram a exclusão das séries de cálculos que lhes correspondem são apresentados no Quadro 6.2 sobre um fundo cinzento.

- Profundidade do estrato firme. Foram seleccionadas as séries #2** e #7**, rejeitando-se as restantes.

- Profundidade máxima da escavação. Sendo que ambas as séries ainda disponíveis partem do mesmo valor para este parâmetro, a escolha incidiu sobre a série #2**, pois a série #7** não permite ajustar a profundidade máxima da escavação.
- De entre os vários cálculos da série #2** optou-se pelo cálculo #243, porque a sua profundidade máxima de escavação é 15 m.

A escavação #482 pode também ser utilizada no papel de escavação base, por apenas diferir do #Exemplo 2 no que respeita à rigidez do sistema suporte e na profundidade a que se localiza o estrato firme.

No Quadro 6.3 apresentam-se os factores correctivos relativos aos vários parâmetros em estudo. Atendendo a que a previsão pode ser realizada tomando como referência uma de três escavações, no quadro citado são representados três conjuntos de factores correctivos, correspondentes a cada escavação de referência. Na última linha deste quadro está patente o produto dos factores correctivos.

Quadro 6.3 – Factores correctivos para o #Exemplo 2

	#033		#243		#482	
	<i>cm</i>	<i>cd</i>	<i>cm</i>	<i>cd</i>	<i>cm</i>	<i>cd</i>
<i>h</i> (m)	1	1	1	1	1	1
ρ_s	1	1	$\frac{0,763}{0,993} = 0,768$	$\frac{1,075}{1,017} = 1,057$	$\frac{0,763}{0,993} = 0,768$	$\frac{1,075}{1,017} = 1,057$
ξ	1	1	$\frac{1,005}{1,054} = 0,954$	$\frac{1,015}{1,189} = 0,854$	1	1
<i>B</i> / <i>h</i>	1	1	$\frac{0,999}{0,982} = 1,018$	$\frac{0,996}{0,879} = 1,133$	1	1
<i>D</i> / <i>h</i>	$\frac{1,031}{1,014} = 1,016$	$\frac{0,638}{0,995} = 0,641$	1	1	$\frac{1,031}{1,014} = 1,016$	$\frac{0,638}{0,995} = 0,641$
$E_{50} / \gamma h$	1	1	1	1	1	1
$\phi' (^{\circ})$	1	1	1	1	1	1
$c' / \gamma h$	$\frac{0,999}{1,162} = 0,860$	$\frac{0,999}{1,156} = 0,864$	$\frac{0,999}{1,162} = 0,860$	$\frac{0,999}{1,156} = 0,864$	1	1
$\sigma_{PC} / \gamma h$	$\frac{0,977}{0,969} = 1,008$	$\frac{1,013}{1,026} = 0,987$	$\frac{0,977}{0,969} = 1,008$	$\frac{1,013}{1,026} = 0,987$	1	1
K_0^{nc}	$\frac{0,850}{0,907} = 0,937$	$\frac{0,802}{0,874} = 0,918$	$\frac{0,850}{0,907} = 0,937$	$\frac{0,802}{0,874} = 0,918$	1	1
Produto	0,825	0,502	0,606	0,801	0,780	0,678

6.3.3 Análise comparativa de resultados

Após o cálculo dos factores correctivos, pode-se efectuar uma previsão, resultando daí os valores inscritos no Quadro 6.4. Além dos valores das previsões, efectuadas utilizando cada uma das escavações de referência designadas, apresenta-se neste quadro a quantificação da previsão efectuada de forma automática, que tem como referência as oito escavações base, conforme descrito no Capítulo 5. São ainda indicados os desvios entre a previsão e o cálculo efectuado através do método dos elementos finitos. Os desvios negativos indicam que a previsão é inferior ao cálculo.

Uma análise preliminar permite perceber que os resultados são bastante satisfatórios. O valor absoluto máximo dos desvios é inferior a 8% tanto nos momentos flectores máximos como nos deslocamentos horizontais máximos da cortina.

Seguindo a escala de importância relativa ao momento flector máximo foi escolhido o cálculo #033. A escala de importância relativa aos deslocamentos máximos determinou a escolha do cálculo #243. No entanto, contrariamente ao esperado, a previsão de momentos flectores máximos baseada no cálculo #243 é mais precisa do que aquela baseada no cálculo #033. No que concerne aos deslocamentos verificou-se que, com ambos os cálculos, se obtêm desvios similares, embora de sinal contrário.

Quadro 6.4 – Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 2

	$M_{\max}$ (kNm/m)	desvio	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	desvio
#033	236	-6,7%	16,3	-6,9%
#243	244	-3,6%	18,6	6,3%
#482	242	-4,3%	17,0	-2,9%
Automático	234	-7,5%	17,6	0,6%
Cálculo	253	-	17,5	-

A escolha do cálculo #482 resulta de previsões bastante precisas. O processo automático, estabelecido a partir das oito escavações base, consegue também obter bons resultados, embora com um erro superior aos restantes, no que respeita ao momento flector.

Estes resultados tiram importância ao processo de selecção da escavação, reiterando a capacidade do método desenvolvido na previsão de esforços e deslocamentos.

6.4 Exemplo de aplicação 3

6.4.1 Definição da escavação

Admita-se que se pretende construir uma escavação ancorada, designada #Exemplo 3, com profundidade máxima de 16,8 m e 30 m de largura. Admita-se que existe facilidade em dispor de um equipamento capaz de executar estacas com 0,60 m, 0,80 m ou 1,00 m de diâmetro.

O Quadro 6.5 sintetiza um conjunto de parâmetros geotécnicos hipotéticos do local onde seria realizada a escavação. Considere-se que foram realizados vários furos de sondagem, nos quais se identificou o maciço rochoso (estrato firme) a uma profundidade média de 21,3 m. O nível freático estará posicionado ligeiramente abaixo da base da escavação.

Quadro 6.5 – Parâmetros do solo para o #Exemplo 3

Gerais	γ_{unsat}	Peso volúmico	18,2 kN/m ³
	γ_{sat}	Peso volúmico saturado	19,8 kN/m ³
Resistência	c'	Coesão efectiva	13 kPa
	ϕ'	Ângulo de atrito efectivo	32 °
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante de ensaios triaxiais drenados	12 MPa
	m	Potência para a dependência tensional da rigidez	0,65

Para a completa definição do modelo constitutivo do solo são necessários mais alguns dados, para os quais se pode adoptar os valores de referência, tal como descritos no Quadro 6.6, justificando-se, entre parêntesis, a escolha dos valores referidos. Na falta de dados acerca do estado de sobreconsolidação dos materiais, considere-se que estes são normalmente consolidados.

Quadro 6.6 – Parâmetros do solo adicionais para o #Exemplo 3

Parâmetros estimados	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente de ensaios edométricos drenados ($= E_{50}^{ref}$)	12 MPa
	E_{ur}^{ref}	Rigidez em descarga e recarga ($= 3E_{50}^{ref}$)	36 MPa
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga ($= 0,2$)	0,2
	p_{ref}	Tensão de referência para a rigidez ($= 100$ kPa)	100 kPa
	K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso quando $OCR = 1$ ($= 1 - \sin \phi'$)	0,47
	R_f	Quociente entre q_f e q_a ($= 0,9$)	0,9

A Figura 6.3 ilustra a geometria da escavação que se pretende efectuar, contendo além disso informações sobre o vasto conjunto de dados que lhe são inerentes.

O método de pré-dimensionamento aqui proposto é um método iterativo e necessita de um ponto de partida. Para tal, pode-se considerar, em primeira instância, que a cortina é constituída por estacas com 0,80 m de diâmetro, afastadas de 1,20 m. Tomando como referência cinco níveis de ancoragens, obtém-se um afastamento vertical entre elas de 2,80 m. Admitindo que o módulo de elasticidade do betão é 30 GPa, o valor obtido para a rigidez do sistema suporte corresponde a:

$$\rho_s = \frac{EI}{h_M^4 \gamma} = \frac{30000000 \times \pi \times 0,8^4 / 64 / 1,2}{3,0^4 \times 18,2} = 341,0 \quad (6.1)$$

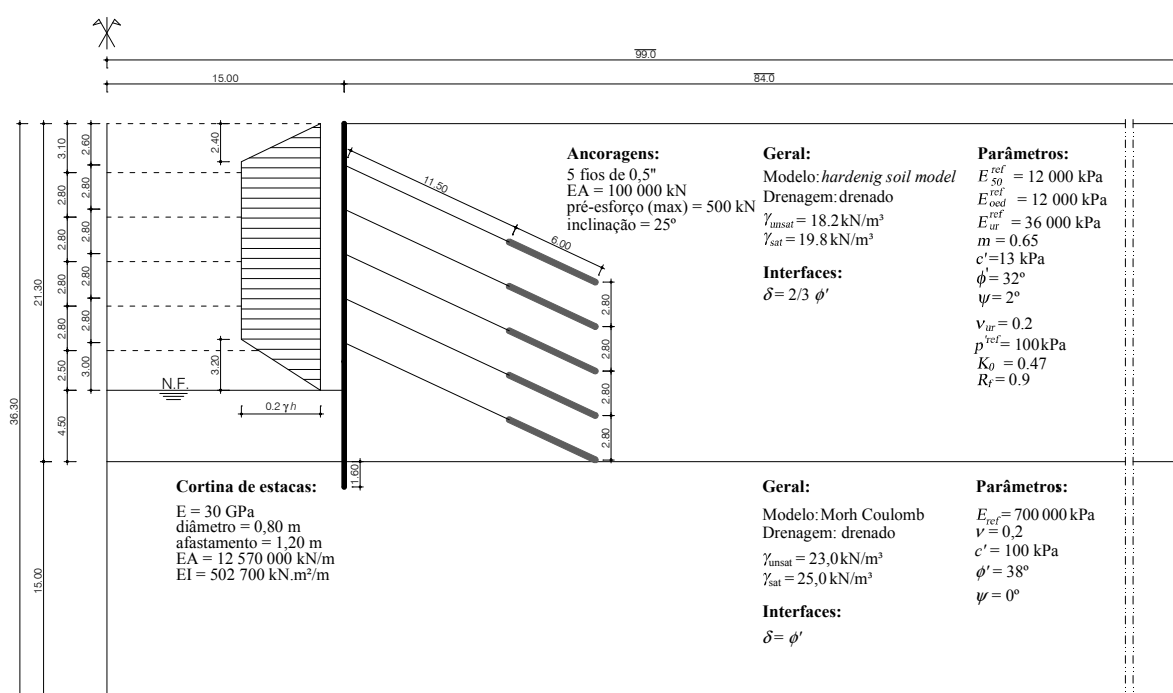


Figura 6.3 – Características da escavação #Exemplo 3

Como ponto de partida poderá ser considerado um índice de pré-esforço de 0,2. Usando ancoragens com espaçamento longitudinal de 2,40 m (duplo do afastamento das estacas) e inclinação de 25°, deverá ser aplicada uma força de pré-esforço de 453 kN:

$$PE = 0,2 \times 18,2 \times 16,80 \times 2,40 \times 2,80 / \cos(25^\circ) = 453 \text{ kN} / \text{ancoragem} \quad (6.2)$$

6.4.2 Aplicação do método para previsão de esforços e deslocamentos

Tal como no exemplo anterior, o processo de selecção da escavação de referência para o #Exemplo 3, seguiu a escala de importância relativa ao momento flector máximo, apresentada no Quadro 5.1.

Os parágrafos seguintes descrevem o procedimento utilizado. No Quadro 6.7 indicam-se a negrito os valores que determinaram a exclusão das séries de cálculos correspondentes.

- Rigidez do sistema suporte. Excluíram-se as séries #1** e #6**.
- Profundidade máxima da escavação. Foram preteridas as séries #2** e #7**. Restam as séries #0**, #3**, #4** e #5**.
- Profundidade do estrato firme. Não é possível ajuizar acerca das séries restantes, uma vez que todas possuem a mesma relação D/h .
- Rigidez do solo. Excluíram-se as séries #0** e #4**.
- Das duas séries restantes #3** e #5**, é adoptada a série #3**, já que permite ajustar o parâmetro D/h , cuja importância é consideravelmente superior aos parâmetros susceptíveis de serem ajustados com a utilização da série de cálculos #5**.
- De entre os vários cálculos desta série #3**, o que mais se aproxima da escavação objectivo é o cálculo #314, cuja relação D/h toma o valor de 1,3, bastante próximo do valor pretendido, que é 1,278.

Quadro 6.7 – #Exemplo 3 – Selecção da escavação de referência

Cálculo	h	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ'	$c'/\gamma h$	$\sigma_{pc}/\gamma h$	K_0
	(m)							(°)			
#Exemplo 3	16,8	341,0	0,20	1,786	1,268	39,2	0,65	32	0,043	0,0	0,470
#000	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1,0	1,6	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#300	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,01	0,20	0,485
#400	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,30	0,426
#500	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,001	0,20	0,485
#600	25	790,1	0,25	1,0	1,6	50	0,45	33	0,04	0,10	0,455
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	50	0,60	31	0,08	0,10	0,485
#314	15	333,3	0,20	2,0	1,3	35	0,60	31	0,01	0,20	0,485

No Quadro 6.8 resumem-se as características das duas escavações e apresentam-se os factores correctivos utilizados para prever os momentos flectores e os deslocamentos.

Quadro 6.8 – Resumo das escavações e factores de influência

#Exemplo 3	#314	Factor correctivo do momento flector máximo	Factor correctivo do deslocamento máximo
$h = 16,8 \text{ m}$	$h = 15, \text{ m}$	$cm_h = 1,044/0,972=1,074$	$cd_h = 1,152/1,006=1,145$
$\rho_s = 341$	$\rho_s = 333,3$	$cm_{\rho_s} = 1,004/0,993=1,011$	$cd_{\rho_s} = 1,015/1,017=0,998$
$\xi = 0,2$	$\xi = 0,2$	$cm_{\xi} = 1,000$	$cd_{\xi} = 1,000$
$\frac{B}{h} = \frac{30}{16,8} = 1,786$	$\frac{B}{h} = 2,0$	$cm_B = 1,003/0,999=1,004$	$cd_B = 0,999/0,996=1,003$
$\frac{D}{h} = \frac{21,3}{16,8} = 1,268$	$\frac{D}{h} = 1,3$	$cm_D = 1,015/1,031=0,985$	$cd_D = 0,605/0,638=0,948$
$\frac{E_{50}^{ref}}{\gamma h} = \frac{12000}{18,2 \times 16,8} = 39,2$	$\frac{E_{50}^{ref}}{\gamma h} = 35$	$cm_{E_{50}} = 1,112/1,169=0,951$	$cd_{E_{50}} = 1,202/1,311=0,917$
$\phi = 32^\circ$	$\phi = 31^\circ$	$cm_{\phi} = 1,100/1,139=0,966$	$cd_{\phi} = 1,104/1,144=0,965$
$\frac{c'}{\gamma h} = \frac{13}{18,2 \times 16,8} = 0,043$	$\frac{c'}{\gamma h} = 0,01$	$cm_c = 0,982/1,264=0,777$	$cd_c = 0,984/1,255=0,783$
$\frac{\sigma_{CP}}{\gamma h} = 0$	$\frac{\sigma_{PC}}{\gamma h} = 0,2$	$cm_{\sigma_{PC}} = 1,061/0,998=1,064$	$cd_{\sigma_{PC}} = 1,020/0,999=1,021$
$K_0 = 0,470$	$K_0 = 0,485$	$cm_{K_0} = 0,947/0,973=0,974$	$cd_{K_0} = 0,928/0,964=0,962$
Produto		0,794	0,739

Após o cálculo dos diversos factores correctivos cm_i e cd_i , deverá ser averiguado se o seu valor se aproxima da unidade. Caso isso se verifique significa que as escavações são semelhantes, nas várias vertentes, e portanto a extrapolação necessária à previsão dos esforços e deslocamentos não trará erros excessivos. Este processo de verificação intermédia é importante para garantir que não ocorreram erros aquando da escolha da escavação de referência.

O produto dos factores correctivos do momento flector máximo toma o valor de 0,794 e o produto dos factores correctivos do deslocamento máximo vale 0,739. Aplicando as expressões (5.10) e (5.12), prevê-se que o momento flector da escavação a executar seja próximo de 523 kN/m e o deslocamento horizontal máximo da cortina seja aproximadamente 28,8 mm. Aplicando a correcção de 0,794 aos deslocamentos máximos da superfície do maciço suportado, esperam-se 18,0 mm e 7,0 mm para os deslocamento horizontais e verticais máximos, respectivamente. Em alternativa, a previsão dos deslocamentos da superfície pode ser realizada através das equações (5.14) e (5.15).

A previsão do valor do pré-esforço máximo nas ancoragens é de 576 kN, que corresponde, tal como na escavação de referência, a um incremento de 27,2 % relativamente ao pré-esforço inicialmente aplicado nas ancoragens.

Estas previsões e os resultados do cálculo #314 são indicados no Quadro 6.9.

6.4.3 *Análise comparativa de resultados*

Foi efectuado o cálculo pelo método dos elementos finitos da contenção que se pretende construir (#Exemplo 3), tendo sido levadas em linha de conta as várias considerações admitidas nos capítulos anteriores. O Quadro 6.9 apresenta, para as diversas variáveis em estudo, o valor previsto através do método de pré-dimensionamento, o valor resultante da previsão automática e o valor obtido no cálculo. Para melhor se proceder à análise comparativa dos resultados, foi incluída no quadro uma coluna com as diferenças percentuais entre as previsões e o cálculo por elementos finitos, tomando como referência o valor resultante do cálculo.

Quadro 6.9 – Análise comparativa da previsão do #Exemplo 3 com o seu cálculo numérico

Resultado	#314	Previsão	Automático	Cálculo	Diferença percentual
Momento flector máximo (kNm/m)	656	523	534	492	+6,3 % / +8,5 %
Deslocamento horizontal máximo da cortina (mm)	38,9	28,8	33,5	29,6	-2,7 % / +13,1 %
Deslocamento horizontal máximo da superfície (mm)	24,4	18,0	19,8	15,6	+15,4 % / +26,9 %
Deslocamento vertical máximo da superfície (mm)	9,5	7,0	11,7	12,7	-44,9 % / -7,8 %
Pré-esforço (kN/anc.)	$\Delta PE = 27,2\%$	576.	544	534	+7,8 % / +1,8 %

Estes resultados são bastante satisfatórios, com excepção dos grandes diferenciais obtidos na previsão dos deslocamentos da superfície do maciço suportado. Estas diferenças elevadas são motivadas pela dificuldade do método proposto em prever deslocamentos superficiais, uma vez que a dispersão obtida nas análises paramétricas é maior que o desejável, mas também por efeitos de escala, já que se trata de valores bastante reduzidos. Com efeito, se forem analisadas em valor absoluto, verifica-se que as diferenças entre a previsão e os resultados do cálculo através do método dos elementos finitos são inferiores a seis milímetros.

Analisando os resultados de forma global, pode-se afirmar que as divergências encontradas entre a previsão e o cálculo são reduzidas, em especial quando se consideram os erros da caracterização do solo e os erros decorrentes da dificuldade dos modelos constitutivos reproduzirem o comportamento real dos solos.

6.5 Estudo de soluções alternativas

Além da capacidade de prever esforços e deslocamentos, o método aqui desenvolvido poderá ser uma ferramenta relevante no estudo de soluções alternativas, de grande utilidade nas fases de pré-dimensionamento de estruturas de contenção. Adoptando a metodologia criada é possível estimar, de forma quase imediata, o efeito que terá sobre os esforços e deslocamentos máximos a alteração de qualquer um dos parâmetros da escavação.

Retomando o #Exemplo 3, admita-se que se pretende estudar a possibilidade de redução do custo das estacas, alterando o seu diâmetro de 0,80m para 0,60m, mantendo-se o afastamento de 1,20m. Esta solução será designada #Exemplo 3_A. Na medida em que a rigidez do sistema suporte é proporcional à quarta potência do diâmetro, esta variável será diminuída de 341 (valor do #Exemplo3) para 108:

$$\rho_s = 341 \times \frac{0,6^4}{0,8^4} = 108 \quad (6.3)$$

Com este novo valor da rigidez do sistema suporte é possível determinar os factores de influência:

$$\alpha_{\rho_s} = 0,06057 \times 108^{0,4815} = 0,577 \quad (6.4)$$

e

$$\beta_{\rho_s} = -0,1062 \times \ln 108 + 1,634 = 1,137 \quad (6.5)$$

Tomando como escavação de referência o #Exemplo 3 e como escavação objectivo o #Exemplo 3_A, calculam-se os factores correctivos. Neste caso concreto, uma vez que entre as duas escavação apenas varia a rigidez do sistema suporte, todos os factores correctivos são unitários, com excepção de cm_{ρ_s} e cd_{ρ_s} :

$$cm_{\rho_s} = \frac{0,577}{1,004} = 0,575 \quad (6.6)$$

e

$$cd_{\rho_s} = \frac{1,137}{1,015} = 1,120 \quad (6.7)$$

Estes resultados fazem prever que a alteração do diâmetro das estacas provoque uma redução do momento flector máximo na cortina para cerca de 57,5% do valor inicial e um acréscimo dos deslocamentos horizontais da cortina próximo de 12%. No Quadro 6.10 apresentam-se os resultados da previsão da escavação #Exemplo 3_A e os resultados obtidos com o seu cálculo através do método de elementos finitos. Na última coluna do quadro constam as diferenças percentuais entre a previsão e o cálculo por elementos finitos. Os resultados apresentados demonstram a aproximação do método de previsão apresentado.

Quadro 6.10 – Análise comparativa da previsão do #Exemplo 3_A com o seu cálculo numérico

Resultado	Previsão	Cálculo	Diferença percentual
Momento flector máximo	283 kNm/m	285 kNm/m	-0,7 %
Deslocamento horizontal máximo da cortina	33,2 mm	36,0 mm	-7,8 %
Deslocamento horizontal máximo da superfície	17,5 mm	17,1 mm	+2,3 %
Deslocamento vertical máximo da superfície	14,2 mm	14,6 mm	-5,8 %
Pré-esforço máximo	534 kN/anc.	554 kN/anc.	-3,6 %

6.6 Considerações finais

Os exemplos de aplicação apresentados corroboram as potencialidades deste método, quer para a validação de soluções de contenção, quer para estudos de optimização, nas fases de pré-dimensionamento.

No segundo exemplo, obtiveram-se bons resultados com previsões efectuadas a partir de várias escavações de referência, mostrando a consistência do método. A previsão automática, utilizando como referência as oito escavações base do estudo paramétrico permitiu obter resultados bastante satisfatórios, indicando que esta pode ser uma alternativa viável ao processo de selecção da escavação de referência.

No terceiro exemplo, que pretende simular uma aplicação real, foi necessário calcular factores correctivos para todos os parâmetros intervenientes no estudo paramétrico. Os resultados mostram que

mesmo nos casos onde existe menos semelhança entre a escavação objectivo e a escavação de referência, os resultados podem ser considerados aceitáveis.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E

DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Conclusões

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objectivo o desenvolvimento de um método que permita, de forma tão expedita quanto possível, pré-dimensionar cortinas ancoradas.

Os principais resultados e conclusões surgidos em cada um dos capítulos da tese são os seguidamente apresentados:

No Capítulo 2, o estudo do método dos elementos finitos e dos modelos constitutivos do solo permitiu estabelecer a base teórica para todos os cálculos realizados. A simulação de um ensaio triaxial drenado permitiu verificar as funcionalidades do modelo *hardening soil* e a sua adequação na simulação das diferentes trajectórias de tensões, exibidas durante as várias fases de execução das escavações.

No Capítulo 3 foi apresentada a modelação numérica de uma cortina ancorada, onde foi analisada, com todo o detalhe, a evolução dos esforços e deslocamentos durante a execução da escavação. Esse cálculo permitiu concluir que é fundamental considerar os bolbos de selagem das ancoragens, sendo inadequada a colocação de apoios elásticos na cabeça da ancoragem. A inclusão dos bolbos de selagem no modelo de elementos finitos permite considerar os seus movimentos em conjunto com a massa de solo suportada, conseguindo-se uma melhor aproximação aos perfis de deslocamentos típicos deste tipo de obras de contenção. Verificou-se ainda que o grau de refinamento da malha de elementos finitos para além de determinado nível não é um aspecto crucial, obtendo-se uma grande coerência entre cálculos com refinamento diferente. A análise da posição dos bolbos de selagem das ancoragens no seio do maciço suportado permitiu verificar que este é um aspecto com bastante importância para um bom desempenho das estruturas de contenção.

No Capítulo 4 foi descrito o estudo paramétrico realizado. Os 220 cálculos realizados permitiram verificar o modo como cada uma das variáveis estudadas influencia os esforços máximos de dimensionamento da cortina bem como os deslocamentos desta e do maciço suportado. Foram estabelecidas leis de influência relativas a cada parâmetro que, juntamente com o conjunto de resultados de todos os cálculos efectuados, constituem a base de trabalho do método de pré-dimensionamento proposto.

O Capítulo 5 constitui o cerne desta dissertação. Foi descrita a formulação matemática e o conjunto de procedimentos que permitem pré-dimensionar estruturas de contenção ancoradas. A automatização do

método proposto permitiu concluir que pode ser evitado o processo de selecção da escavação de referência, através da utilização simultânea de várias escavações base predefinidas. A validação dos cálculos efectuados prevê que os erros obtidos com a aplicação do método sejam aceitáveis, tendo em conta que este deverá ser aplicado apenas nas fases de pré-dimensionamento das estruturas de contenção.

No Capítulo 6 apresentaram-se alguns exemplos de aplicação do método proposto. Partindo de exemplos mais simples para outros bastante mais complexos, procurou-se transmitir a forma correcta da sua aplicação. Os resultados foram bastante satisfatórios, tanto nos casos em que se efectuaram previsões a partir de uma escavação de referência criteriosamente seleccionada, de acordo com as regras previamente enunciadas, como através do processo automático, partindo das oito escavações base das séries de cálculo.

É importante acautelar a problemática associada à rigidez do sistema suporte. Embora na sua definição seja incluída a rigidez flexional da cortina e o espaçamento máximo das ancoragens, verificou-se, durante os testes de consistência ao método, que este parâmetro não é suficiente para efectuar boas previsões. Conclui-se que o espaçamento crítico que deveria entrar na definição da rigidez do sistema suporte é o espaçamento entre o último nível de ancoragens e a base da escavação. Concluiu-se também que quando o espaçamento crítico é diferente de 3,0 m, valor utilizado em todos os cálculos do estudo paramétrico, as previsões poderão estar sujeitas a erros significativos. Não se julgue contudo que com este facto o método perde utilidade. Torna-se apenas necessário considerar mais um factor correctivo que contabilize os efeitos referidos.

Uma das grandes virtudes do método desenvolvido é precisamente o facto de ser um método evolutivo, podendo-se em qualquer momento acrescentar ou retirar parâmetros, para atender a condições particulares.

Muito embora se tenham obtido bons resultados, tanto nos exemplos apresentados, como em muitos outros cálculos de verificação efectuados, não deixa de ser importante referir que se trata de um método que efectua extrapolações a partir de resultados previamente calculados, podendo por isso mesmo, em situações particulares, apresentar erros significativos. Apesar disso, é convicção do autor que a principal fonte de erro consiste na dificuldade em caracterizar convenientemente a rigidez e o estado de tensão inicial do maciço envolvente da escavação.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Apesar da grande extensão do estudo paramétrico realizado, compreende-se que falta ainda estudar diversos parâmetros. Acerca do prosseguimento de estudos futuros para desenvolvimento do tema em análise neste trabalho de investigação, entende-se que poderão visar os aspectos seguidamente enumerados:

- a realização de maior variedade de estudos numéricos, ponderando a utilização de outros parâmetros com reconhecida influência na definição da estrutura de contenção, que poderá passar pela consideração da influência da posição do nível freático, da estratificação do maciço, de diferentes espaçamentos verticais entre ancoragens, da existência de sobrecargas à superfície do terreno, entre outras;
- a análise particular das combinações de parâmetros que se afastam das curvas de influência definidas neste trabalho, tentando compreender as razões dessas pequenas divergências;
- a realização de estudos estatísticos, com base na teoria de propagação de erros, para avaliação de intervalos de confiança e definição de coeficientes de segurança a considerar aquando da aplicação da metodologia aqui desenvolvida.

ANEXO I

ESCAVAÇÕES E RESULTADOS

AI. ESCAVAÇÕES E RESULTADOS

Neste anexo apresentam-se as várias escavações calculadas e que constituem a base de dados com que foram definidas as várias curvas de influência.

No Quadro AI.1 apresentam-se as principais características das escavações base de cada uma das séries.

Quadro AI.1 – Análise paramétrica – escavações base

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#000	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1,0	1,6	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35	0,02	0,35	0,45
#300	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,01	0,20	0,485
#400	15	333,3	0,20	2,0	2,0	65	0,45	35	0,02	0,30	0,426
#500	15	333,3	0,20	2,0	2,0	35	0,60	31	0,001	0,20	0,485
#600	25	790,1	0,25	1,0	1,6	50	0,45	33	0,04	0,10	0,455
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	50	0,60	31	0,08	0,10	0,485

No Quadro AI.2 e seguintes apresentam-se as principais características de todas as escavações calculadas, bem como os principais resultados obtidos. Para facilitar a leitura, em cada subsérie foi marcado a negrito o parâmetro em estudo.

Quadro AI.2 – Análise paramétrica – Série 0** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#000	15	333,3	0,2	2	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#001	15	333,3	0,2	1,4	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#002	15	333,3	0,2	1	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#003	15	333,3	0,2	0,8	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#004	15	333,3	0,2	0,6	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#005	15	333,3	0,2	0,5	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#006	15	333,3	0,2	0,4	2,0	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#000	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#011	15	333,3	0,2	2	1,8	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#012	15	333,3	0,2	2	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#013	15	333,3	0,2	2	1,4	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#014	15	333,3	0,2	2	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#015	15	333,3	0,2	2	1,2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#016	15	333,3	0,2	2	1,1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#017	15	333,3	0,2	2	1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#021	15	333,3	0,1	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#022	15	333,3	0,15	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#000	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#023	15	333,3	0,25	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#024	15	333,3	0,3	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#031	15	41,7	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#032	15	98,8	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#033	15	192,9	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#000	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#034	15	790,1	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#035	15	1543,2	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#041	10	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#042	12,5	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#000	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#043	17,5	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#044	20	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#045	22,5	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#046	25	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45

Quadro AI.3 – Análise paramétrica – série 0** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#000	367	30,9	17,2	8,1	589
#001	372	29,7	16,9	7,1	590
#002	371	28,2	16,6	6,2	588
#003	371	27,2	16,5	5,6	587
#004	380	26,5	16,7	5,2	590
#005	377	25,4	16,5	4,6	589
#006	372	24,1	16,1	4,0	586
#000	367	30,9	17,2	8,1	589
#011	375	29,4	16,1	8,0	595
#012	383	26,6	14,4	7,2	595
#013	394	22,2	11,9	5,4	591
#014	390	19,1	10,3	4,1	584
#015	372	15,6	8,5	2,7	574
#016	318	11,5	6,5	1,4	561
#017	262	7,4	4,2	1,1	545
#021	435	43,1	25,2	13,2	345
#022	399	35,7	20,4	9,2	459
#000	367	30,9	17,2	8,1	589
#023	365	28,8	14,7	7,7	719
#024	371	27,2	13,5	7,4	849
#031	138	36,8	17,1	8,8	621
#032	204	33,8	16,9	8,4	608
#033	286	32,5	17,1	8,4	600
#000	367	30,9	17,2	8,1	589
#034	569	29,2	18,3	7,9	578
#035	797	27,6	19,5	7,5	569
#041	282	20,5	15,3	4,7	392
#042	335	26,2	16,3	6,7	493
#000	367	30,9	17,2	8,1	589
#043	405	36,6	19,1	10,1	692
#044	434	41,5	21,0	11,5	779
#045	464	47,0	23,3	13,5	880
#046	493	53,5	26,2	16,4	982

Quadro AI.4 – Análise paramétrica – série 1** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#101	10	98,8	0,25	2	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#102	10	98,8	0,25	1,4	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#103	10	98,8	0,25	0,8	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#104	10	98,8	0,25	0,6	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#105	10	98,8	0,25	0,5	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#106	10	98,8	0,25	0,4	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#111	10	98,8	0,25	1	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#112	10	98,8	0,25	1	1,8	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#113	10	98,8	0,25	1	1,4	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#114	10	98,8	0,25	1	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#115	10	98,8	0,25	1	1,2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#116	10	98,8	0,25	1	1,1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#117	10	98,8	0,25	1	1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#121	10	98,8	0,1	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#122	10	98,8	0,15	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#123	10	98,8	0,2	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#124	10	98,8	0,3	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#131	10	41,7	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#132	10	192,9	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#133	10	333,3	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#134	10	790,1	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#135	10	1543,2	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#100	10	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#141	12,5	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#142	15	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#143	17,5	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#144	20	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#145	22,5	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#146	25	98,8	0,25	1	1,6	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45

Quadro AI.5 – Análise paramétrica – série 1** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#101	170	17,2	8,7	3,6	496
#102	168	16,8	8,6	3,4	496
#100	166	16,2	8,5	3,2	496
#103	165	15,8	8,5	3,0	496
#104	164	15,1	8,5	2,7	495
#105	163	14,7	8,5	2,5	494
#106	161	13,9	8,3	2,2	492
#111	163	18,9	11,0	3,5	493
#112	164	18,0	10,0	3,5	495
#100	166	16,2	8,5	3,2	496
#113	171	13,2	6,5	2,2	494
#114	168	10,9	5,3	1,5	488
#115	157	8,3	3,9	1,2	478
#116	133	5,5	2,4	1,5	465
#117	113	3,9	1,5	1,4	450
#121	184	26,6	18,0	9,0	237
#122	173	20,9	12,8	5,0	324
#123	167	18,1	10,5	3,7	408
#100	166	16,2	8,5	3,2	496
#124	170	14,9	7,0	2,9	586
#131	111	18,2	8,5	3,5	505
#100	166	16,2	8,5	3,2	496
#132	231	15,0	8,9	2,9	490
#133	302	14,1	9,5	2,7	484
#134	446	12,9	11,2	2,3	476
#135	567	13,2	13,2	2,0	472
#100	166	16,2	8,5	3,2	496
#141	188	21,4	10,2	5,0	619
#142	203	25,3	11,6	6,1	739
#143	222	30,2	13,9	8,1	860
#144	235	33,6	15,5	9,2	974
#145	250	38,6	18,2	11,5	1093
#146	260	42,8	20,5	13,4	1210

Quadro AI.6 – Análise paramétrica – série 2** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#201	20	333,3	0,15	2	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#202	20	333,3	0,15	1,4	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#203	20	333,3	0,15	1	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#204	20	333,3	0,15	0,8	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#205	20	333,3	0,15	0,5	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#206	20	333,3	0,15	0,4	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#211	20	333,3	0,15	0,6	2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#212	20	333,3	0,15	0,6	1,8	62	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#213	20	333,3	0,15	0,6	1,6	63	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#214	20	333,3	0,15	0,6	1,4	64	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#215	20	333,3	0,15	0,6	1,2	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#216	20	333,3	0,15	0,6	1,1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#217	20	333,3	0,15	0,6	1	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#221	20	333,3	0,1	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#222	20	333,3	0,2	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#223	20	333,3	0,25	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#224	20	333,3	0,3	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#231	20	41,7	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#232	20	98,8	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#233	20	192,9	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#234	20	790,1	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#235	20	1543,2	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#241	10	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#242	12,5	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#243	15	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#244	17,5	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#200	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#245	22,5	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45
#246	25	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,45	35,0	0,02	0,35	0,45

Quadro AI.7 – Análise paramétrica – série 2** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#201	487	36,4	19,3	12,1	632
#202	488	36,1	19,1	11,9	634
#203	485	35,7	18,9	11,6	635
#204	484	35,4	18,8	11,5	638
#200	480	34,8	18,5	11,1	637
#205	473	34,2	18,3	10,8	636
#206	464	33,3	18,1	10,2	633
#211	473	43,0	23,5	10,0	630
#212	476	42,8	23,1	11,3	633
#213	472	40,2	21,2	11,3	634
#214	477	37,3	19,6	11,5	637
#200	480	34,8	18,5	11,1	637
#215	485	31,2	17,1	10,1	630
#216	456	26,3	15,2	8,4	607
#217	370	18,8	11,7	5,1	579
#221	503	49,3	28,7	22,0	480
#200	480	34,8	18,5	11,1	637
#222	457	27,5	14,3	7,4	783
#223	441	23,1	11,2	5,9	958
#224	432	20,3	9,5	5,1	1129
#231	160	43,4	21,8	15,3	665
#232	258	41,6	22,1	15,1	658
#233	359	36,9	19,1	12,0	645
#200	480	34,8	18,5	11,1	637
#234	761	31,6	18,1	9,7	622
#235	1060	28,3	17,8	8,1	606
#241	259	12,2	11,0	1,7	298
#242	338	16,1	10,5	2,8	377
#243	403	23,2	13,5	6,1	459
#244	438	27,5	14,9	7,4	541
#200	480	34,8	18,5	11,1	637
#245	502	40,9	22,0	13,9	705
#246	540	49,4	27,3	18,8	808

Quadro AI.8 – Análise paramétrica – série 3** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#300	15	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#301	15	333,3	0,2	1,4	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#302	15	333,3	0,2	1	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#303	15	333,3	0,2	0,8	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#304	15	333,3	0,2	0,6	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#305	15	333,3	0,2	0,5	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#306	15	333,3	0,2	0,4	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#300	15	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#311	15	333,3	0,2	2	1,8	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#312	15	333,3	0,2	2	1,6	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#313	15	333,3	0,2	2	1,4	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#314	15	333,3	0,2	2	1,3	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#315	15	333,3	0,2	2	1,2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#316	15	333,3	0,2	2	1,1	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#317	15	333,3	0,2	2	1	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#321	15	333,3	0,1	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#322	15	333,3	0,15	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#300	15	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#323	15	333,3	0,25	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#324	15	333,3	0,3	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#331	15	41,7	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#332	15	98,8	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#333	15	192,9	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#300	15	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#334	15	790,1	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#335	15	1543,2	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#341	10	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#342	12,5	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#300	15	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#343	17,5	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#344	20	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#345	22,5	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485
#346	25	333,3	0,2	2	2	35	0,60	31,0	0,01	0,20	0,485

Quadro AI.9 – Análise paramétrica – série 3** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#300	666	67,8	43,0	20,1	695
#301	667	66,3	42,7	18,9	695
#302	661	64,0	42,5	17,3	690
#303	656	62,0	42,4	16,1	683
#304	648	59,0	41,9	14,3	675
#305	639	56,6	41,1	13,0	668
#306	622	53,4	40,0	11,3	660
#300	666	67,8	43,0	20,1	695
#311	674	63,8	39,8	19,6	701
#312	680	57,1	35,3	17,6	697
#313	683	46,6	28,8	13,1	682
#314	659	38,9	24,4	9,5	660
#315	658	30,5	19,7	5,6	640
#316	484	21,9	14,7	2,3	609
#317	393	14,0	9,9	1,0	577
#321	738	93,8	67,7	34,6	451
#322	713	78,2	50,2	23,8	554
#300	666	67,8	43,0	20,1	695
#323	650	62,1	37,4	18,6	816
#324	649	58,3	32,6	17,7	939
#331	248	86,3	42,5	24,5	773
#332	378	78,3	41,7	22,5	745
#333	516	72,2	42,0	21,1	717
#300	666	67,8	43,0	20,1	695
#334	982	61,6	46,3	18,3	658
#335	1293	58,0	51,1	17,0	631
#341	444	44,0	40,8	10,4	447
#342	578	56,2	41,5	15,8	571
#300	666	67,8	43,0	20,1	695
#343	747	81,2	47,0	25,6	823
#344	814	94,6	51,6	30,6	922
#345	874	108,0	57,4	36,7	1044
#346	932	124,2	65,2	45,3	1175

Quadro AI.10 – Análise paramétrica – série 4** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#451	15	333,3	0,2	2	2	80	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#452	15	333,3	0,2	2	2	50	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#453	15	333,3	0,2	2	2	35	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#454	15	333,3	0,2	2	2	20	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#461	15	333,3	0,2	2	2	65	0,6	35	0,02	0,3	0,426
#462	15	333,3	0,2	2	2	65	0,75	35	0,02	0,3	0,426
#463	15	333,3	0,2	2	2	65	0,9	35	0,02	0,3	0,426
#471	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	29	0,02	0,3	0,426
#472	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	31	0,02	0,3	0,426
#473	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	33	0,02	0,3	0,426
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#474	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	37	0,02	0,3	0,426
#475	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	39	0,02	0,3	0,426
#481	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,001	0,3	0,426
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#482	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,04	0,3	0,426
#483	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,06	0,3	0,426
#484	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,08	0,3	0,426
#491	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0	0,426
#492	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,1	0,426
#493	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,2	0,426
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#494	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,4	0,426
#4A1	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,4
#400	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,426
#4A2	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,45
#4A3	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,5
#4A4	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,55
#4A5	15	333,3	0,2	2	2	65	0,45	35	0,02	0,3	0,6

Quadro AI.11 – Análise paramétrica – série 4** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#451	319	23,4	14,2	4,0	578
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#452	389	34,7	22,3	5,7	599
#453	454	46,8	31,4	7,6	619
#454	590	75,2	54,3	11,8	659
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#461	362	28,6	17,6	4,9	591
#462	374	29,2	17,8	5,9	596
#463	358	28,2	17,4	6,0	590
#471	420	33,9	20,3	8,4	605
#472	390	31,3	19,0	6,5	595
#473	368	29,4	18,1	5,1	590
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#474	325	26,1	16,4	4,9	583
#475	312	24,9	15,8	5,1	582
#481	411	32,3	19,6	6,8	602
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#482	310	25,1	15,8	4,9	581
#483	284	23,2	14,7	5,2	578
#484	268	21,8	14,0	5,5	577
#491	386	28,5	13,9	12,2	590
#492	368	28,0	13,8	8,8	591
#493	358	27,7	15,4	6,1	587
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#494	336	28,2	19,2	4,3	586
#4A1	323	25,6	14,9	5,0	579
#400	348	27,8	17,3	4,6	587
#4A2	367	29,9	19,3	4,2	593
#4A3	404	34,6	23,7	3,6	608
#4A4	421	38,6	27,7	3,1	614
#4A5	400	37,8	29,8	2,0	604

Quadro AI.12 – Análise paramétrica – série 5** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#551	15	333,3	0,2	2	2	80	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#552	15	333,3	0,2	2	2	65	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#553	15	333,3	0,2	2	2	50	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#554	15	333,3	0,2	2	2	20	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#561	15	333,3	0,2	2	2	35	0,45	31	0,001	0,2	0,485
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#562	15	333,3	0,2	2	2	35	0,75	31	0,001	0,2	0,485
#563	15	333,3	0,2	2	2	35	0,9	31	0,001	0,2	0,485
#571	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	29	0,001	0,2	0,485
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#572	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	33	0,001	0,2	0,485
#573	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	35	0,001	0,2	0,485
#574	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	37	0,001	0,2	0,485
#575	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	39	0,001	0,2	0,485
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#581	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,02	0,2	0,485
#582	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,04	0,2	0,485
#583	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,06	0,2	0,485
#584	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,08	0,2	0,485
#591	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0	0,485
#592	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,1	0,485
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#593	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,3	0,485
#594	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,4	0,485
#5A1	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,400
#5A2	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,450
#500	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,485
#5A3	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,500
#5A4	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,550
#5A5	15	333,3	0,2	2	2	35	0,6	31	0,001	0,2	0,600

Quadro AI.13 – Análise paramétrica – série 5** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#551	538	41,1	22,3	14,1	656
#552	581	47,4	26,6	16,0	671
#553	638	57,0	33,4	18,8	690
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#554	895	112,4	78,2	36,4	769
#561	717	73,7	46,7	22,5	711
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#562	732	73,6	45,7	25,3	728
#563	735	73,1	45,2	26,2	728
#571	789	81,5	50,5	29,8	746
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#572	674	67,5	42,9	19,4	696
#573	624	61,8	40,0	15,2	677
#574	581	57,1	37,6	11,9	663
#575	541	52,9	35,5	9,0	650
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#581	619	63,0	40,2	16,8	678
#582	532	54,4	35,5	11,0	643
#583	491	50,1	33,1	8,0	632
#584	453	46,6	31,2	7,2	623
#591	765	74,2	38,9	35,0	717
#592	738	73,6	42,7	28,4	721
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#593	711	73,9	49,8	19,8	714
#594	698	74,8	53,5	16,4	707
#5A1	581	58,8	35,9	24,9	654
#5A2	666	66,8	41,4	23,6	692
#500	723	73,5	46,1	23,9	719
#5A3	744	76,3	48,1	24,0	726
#5A4	787	83,7	54,1	23,1	742
#5A5	778	85,7	58,0	18,5	730

Quadro AI.14 – Análise paramétrica – série 6** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#651	25	790,1	0,25	1	1,6	80	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#652	25	790,1	0,25	1	1,6	65	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#653	25	790,1	0,25	1	1,6	35	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#654	25	790,1	0,25	1	1,6	20	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#661	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,6	33	0,04	0,1	0,455
#662	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,75	33	0,04	0,1	0,455
#663	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,9	33	0,04	0,1	0,455
#671	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	29	0,04	0,1	0,455
#672	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	31	0,04	0,1	0,455
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#673	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	35	0,04	0,1	0,455
#674	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	37	0,04	0,1	0,455
#675	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	39	0,04	0,1	0,455
#681	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,001	0,1	0,455
#682	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,02	0,1	0,455
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#683	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,06	0,1	0,455
#684	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,08	0,1	0,455
#691	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0	0,455
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#692	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,2	0,455
#693	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,3	0,455
#694	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,4	0,455
#6A1	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,400
#6A2	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,450
#600	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,455
#6A3	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,500
#6A4	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,550
#6A5	25	790,1	0,25	1	1,6	50	0,45	33	0,04	0,1	0,600

Quadro AI.15 – Análise paramétrica – série 6** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#651	666	31,2	15,0	10,8	1174
#652	731	36,8	17,8	12,8	1189
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#653	965	60,2	29,5	21,1	1239
#654	1258	94,5	47,3	33,2	1300
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#661	812	43,9	21,5	16,1	1211
#662	803	42,7	21,0	13,6	1211
#663	794	41,4	20,4	13,4	1209
#671	949	53,3	26,7	22,3	1240
#672	880	48,9	24,2	18,8	1223
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#673	763	42,0	20,2	13,3	1198
#674	704	39,0	18,7	11,1	1187
#675	665	36,8	17,5	9,2	1182
#681	1182	63,5	33,9	29,0	1281
#682	961	52,2	26,3	21,0	1239
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#683	719	40,7	19,4	12,4	1187
#684	665	38,1	18,0	10,2	1182
#691	848	46,3	24,1	22,6	1213
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#692	801	45,3	23,8	11,6	1202
#693	783	46,3	27,8	8,5	1199
#694	771	48,1	31,9	6,5	1198
#6A1	681	36,7	17,7	15,2	1173
#6A2	812	44,5	21,7	15,8	1206
#600	823	45,4	22,1	15,9	1210
#6A3	893	51,8	26,3	15,9	1229
#6A4	896	55,6	30,7	13,4	1233
#6A5	921	57,0	33,6	10,7	1242

Quadro AI.16 – Análise paramétrica – série 7** - Dados

Cálculo	h (m)	ρ_s	ξ	B/h	D/h	$E_{50}/\gamma h$	m	ϕ' (°)	$c'/\gamma h$	$\sigma_{PC}/\gamma h$	K_0
#751	20	333,3	0,15	0,6	1,3	80	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#752	20	333,3	0,15	0,6	1,3	65	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#753	20	333,3	0,15	0,6	1,3	50	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#754	20	333,3	0,15	0,6	1,3	20	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#761	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,45	31	0,08	0,1	0,485
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#762	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,75	31	0,08	0,1	0,485
#763	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,9	31	0,08	0,1	0,485
#771	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	29	0,08	0,1	0,485
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#772	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	33	0,08	0,1	0,485
#773	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	35	0,08	0,1	0,485
#774	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	37	0,08	0,1	0,485
#775	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	39	0,08	0,1	0,485
#781	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,001	0,1	0,485
#782	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,02	0,1	0,485
#783	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,04	0,1	0,485
#784	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,06	0,1	0,485
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#791	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0	0,485
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#792	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,2	0,485
#793	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,3	0,485
#794	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,4	0,485
#7A1	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,400
#7A2	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,450
#700	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,485
#7A3	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,500
#7A4	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,550
#7A5	20	333,3	0,15	0,6	1,3	35	0,6	31	0,08	0,1	0,600

Quadro AI.17 – Análise paramétrica – série 7** - Resultados

Cálculo	$M_{\max}$ (kNm/m)	$\delta h_{\text{cortina}}$ (mm)	$\delta h_{\text{superfície}}$ (mm)	$\delta v_{\text{superfície}}$ (mm)	$PE_{\max}$ (kN/ancoragem)
#751	395	28,8	15,1	8,4	623
#752	438	33,3	17,5	9,4	638
#753	495	39,6	21,0	10,7	659
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#754	763	72,6	41,3	16,2	752
#761	588	50,1	27,2	11,8	689
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#762	591	50,6	27,1	12,5	696
#763	589	50,6	27,0	14,2	698
#771	622	52,9	28,1	14,6	703
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#772	560	48,2	26,3	11,1	683
#773	529	46,0	25,5	9,5	674
#774	502	44,0	24,8	8,2	667
#775	474	42,1	24,1	6,9	658
#781	973	84,9	48,2	39,7	811
#782	811	69,5	37,4	27,4	761
#783	705	60,0	32,0	20,1	728
#784	634	54,1	28,9	15,6	707
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#791	610	52,0	26,4	20,3	701
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#792	576	50,7	30,8	9,2	687
#793	567	52,0	35,2	6,8	683
#794	566	54,2	39,9	6,5	681
#7A1	465	35,6	17,2	9,0	637
#7A2	537	44,1	22,9	10,9	671
#700	580	49,8	26,9	12,4	689
#7A3	604	52,6	28,8	13,2	699
#7A4	640	58,7	33,7	14,0	711
#7A5	662	62,1	37,0	14,2	719

ANEXO II

VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

AII.VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

De acordo com o referido no Capítulo 5, o método de pré-dimensionamento proposto foi utilizado para fazer a verificação interna de todos os cálculos efectuados. Essa verificação consistiu em utilizar o método proposto para prever os momentos flectores máximos e os deslocamentos horizontais máximos da cortina, comparando-os com os valores obtidos através do cálculo pelo método dos elementos finitos.

A diferença entre o valor previsto e o valor calculado, apresentada nos quadros seguintes sob a forma percentual, foi calculada tendo como base o valor obtido através do cálculo pelo método dos elementos finitos, de acordo com a equação:

$$dif = \frac{vp - vc}{vc} \quad (AII.1)$$

onde vp corresponde ao valor previsto e vc corresponde ao valor calculado.

Quadro AII.1 – Análise paramétrica – série 0** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#000	367	30,9	370	33,2	0,8	7,4
#001	372	29,7	372	32,8	-0,2	10,6
#002	371	28,2	369	31,5	-0,6	11,7
#003	371	27,2	367	30,5	-1,2	12,0
#004	380	26,5	363	29,3	-4,5	10,4
#005	377	25,4	361	28,6	-4,2	12,3
#006	372	24,1	359	27,8	-3,4	15,4
#000	367	30,9	370	33,2	0,8	7,4
#011	375	29,4	364	32,2	-2,9	9,3
#012	383	26,6	379	29,3	-0,9	10,1
#013	394	22,2	385	24,4	-2,2	9,9
#014	390	19,1	376	21,3	-3,7	11,3
#015	372	15,6	353	17,6	-5,0	13,5
#016	318	11,5	314	13,5	-1,1	17,7
#017	262	7,4	255	9,0	-2,6	20,7
#021	435	43,1	415	48,6	-4,7	12,7
#022	399	35,7	387	38,9	-2,8	8,9
#000	367	30,9	370	33,2	0,8	7,4
#023	365	28,8	361	29,3	-0,9	2,0
#024	371	27,2	363	26,5	-2,3	-2,5
#031	138	36,8	136	40,4	-1,4	9,6
#032	204	33,8	206	37,4	0,9	10,5
#033	286	32,5	284	35,1	-0,6	7,8
#000	367	30,9	370	33,2	0,8	7,4
#034	569	29,2	560	30,2	-1,5	3,5
#035	797	27,6	773	27,9	-3,0	1,0
#041	282	20,5	294	19,8	4,0	-3,4
#042	335	26,2	332	26,5	-0,9	1,1
#000	367	30,9	370	33,2	0,8	7,4
#043	405	36,6	408	39,8	0,6	8,9
#044	434	41,5	445	46,5	2,7	12,0
#045	464	47,0	483	53,2	4,2	13,2
#046	493	53,5	521	59,8	5,7	11,9

Quadro AII.2 – Análise paramétrica – série 1** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#101	170	17,2	164	17,4	-3,3	1,3
#102	168	16,8	165	17,2	-1,7	2,9
#100	166	16,2	164	16,5	-1,4	1,9
#103	165	15,8	163	16,0	-1,3	1,5
#104	164	15,1	161	15,4	-1,5	1,8
#105	163	14,7	160	15,0	-1,8	2,3
#106	161	13,9	159	14,6	-0,7	5,4
#111	163	18,9	160	18,8	-2,3	-0,9
#112	164	18,0	157	18,2	-4,2	1,0
#100	166	16,2	164	16,5	-1,4	1,9
#113	171	13,2	166	13,8	-2,5	4,9
#114	168	10,9	162	12,0	-3,5	10,4
#115	157	8,3	153	10,0	-2,5	20,7
#116	133	5,5	136	7,7	2,3	40,0
#117	113	3,9	110	5,1	-2,7	30,2
#121	184	26,6	188	27,4	2,1	2,9
#122	173	20,9	176	21,9	1,6	4,8
#123	167	18,1	168	18,7	0,5	3,6
#100	166	16,2	164	16,5	-1,4	1,9
#124	170	14,9	164	15,0	-3,2	0,2
#131	111	18,2	108	17,9	-2,8	-1,8
#100	166	16,2	164	16,5	-1,4	1,9
#132	231	15,0	226	15,5	-2,1	3,4
#133	302	14,1	294	14,7	-2,5	4,5
#134	446	12,9	446	13,4	-0,1	3,5
#135	567	13,2	615	12,3	8,4	-6,3
#100	166	16,2	164	16,5	-1,4	1,9
#141	188	21,4	185	22,1	-1,7	3,3
#142	203	25,3	206	27,7	1,3	9,5
#143	222	30,2	227	33,2	2,2	10,1
#144	235	33,6	248	38,8	5,9	15,3
#145	250	38,6	269	44,4	7,8	14,9
#146	260	42,8	291	49,9	11,6	16,7

Quadro AII.3 – Análise paramétrica – série 2** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#201	487	36,4	474	34,9	-2,5	-4,0
#202	488	36,1	477	34,6	-2,2	-4,3
#203	485	35,7	474	33,2	-2,4	-7,0
#204	484	35,4	471	32,1	-2,8	-9,3
#200	480	34,8	466	30,8	-2,8	-11,3
#205	473	34,2	464	30,1	-2,0	-12,0
#206	464	33,3	461	29,3	-0,7	-12,0
#211	473	43,0	459	48,1	-2,9	11,8
#212	476	42,8	462	48,3	-3,0	13,0
#213	472	40,2	477	43,4	1,0	8,1
#214	477	37,3	481	35,8	0,9	-3,9
#200	480	34,8	466	30,8	-2,8	-11,3
#215	485	31,2	438	25,6	-9,6	-18,1
#216	456	26,3	390	19,6	-14,4	-25,2
#217	370	18,8	316	13,0	-14,5	-31,1
#221	503	49,3	499	38,5	-0,8	-21,9
#200	480	34,8	466	30,8	-2,8	-11,3
#222	457	27,5	445	26,3	-2,6	-4,5
#223	441	23,1	435	23,3	-1,4	0,7
#224	432	20,3	437	21,0	1,2	3,9
#231	160	43,4	171	37,5	7,2	-13,5
#232	258	41,6	260	34,7	0,5	-16,4
#233	359	36,9	358	32,6	-0,2	-11,8
#200	480	34,8	466	30,8	-2,8	-11,3
#234	761	31,6	707	28,1	-7,1	-11,1
#235	1060	28,3	975	25,9	-8,0	-8,4
#241	259	12,2	308	13,1	18,9	7,6
#242	338	16,1	347	17,6	2,8	9,1
#243	403	23,2	387	22,0	-4,0	-5,1
#244	438	27,5	427	26,4	-2,7	-4,0
#200	480	34,8	466	30,8	-2,8	-11,3
#245	502	40,9	506	35,2	0,8	-13,9
#246	540	49,4	546	39,7	1,0	-19,6

Quadro AII.4 – Análise paramétrica – série 3** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#300	666	67,8	664	70,8	-0,4	4,5
#301	667	66,3	667	70,1	0,1	5,7
#302	661	64,0	663	67,2	0,2	5,1
#303	656	62,0	658	65,1	0,3	5,0
#304	648	59,0	652	62,5	0,6	5,9
#305	639	56,6	649	61,0	1,5	7,8
#306	622	53,4	645	59,4	3,6	11,4
#300	666	67,8	664	70,8	-0,4	4,5
#311	674	63,8	654	68,7	-3,0	7,7
#312	680	57,1	681	62,5	0,1	9,4
#313	683	46,6	691	52,2	1,2	11,8
#314	659	38,9	675	45,4	2,4	16,8
#315	658	30,5	634	37,7	-3,6	23,8
#316	484	21,9	564	28,9	16,6	32,4
#317	393	14,0	457	19,1	16,4	36,3
#321	738	93,8	745	103,8	0,8	10,7
#322	713	78,2	696	83,0	-2,4	6,1
#300	666	67,8	664	70,8	-0,4	4,5
#323	650	62,1	649	62,7	-0,2	0,8
#324	649	58,3	651	56,7	0,3	-2,7
#331	248	86,3	244	86,2	-1,6	-0,1
#332	378	78,3	369	79,8	-2,3	2,0
#333	516	72,2	510	74,9	-1,2	3,7
#300	666	67,8	664	70,8	-0,4	4,5
#334	982	61,6	1006	64,5	2,4	4,6
#335	1293	58,0	1388	59,5	7,4	2,5
#341	444	44,0	527	42,4	18,7	-3,8
#342	578	56,2	596	56,6	3,1	0,7
#300	666	67,8	664	70,8	-0,4	4,5
#343	747	81,2	732	85,1	-2,0	4,8
#344	814	94,6	800	99,3	-1,8	5,0
#345	874	108,0	868	113,6	-0,7	5,1
#346	932	124,2	936	127,8	0,5	2,9

Quadro AII.5 – Análise paramétrica – série 4** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#451	319	23,4	319	25,7	0,0	9,7
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#452	389	34,7	391	36,7	0,5	5,6
#453	454	46,8	457	48,0	0,6	2,6
#454	590	75,2	583	73,4	-1,2	-2,4
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#461	362	28,6	349	30,1	-3,6	5,2
#462	374	29,2	349	30,1	-6,6	3,0
#463	358	28,2	349	30,1	-2,4	6,5
#471	420	33,9	429	37,1	2,2	9,6
#472	390	31,3	399	34,4	2,2	9,9
#473	368	29,4	372	32,1	1,2	9,1
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#474	325	26,1	329	28,2	1,0	8,0
#475	312	24,9	310	26,6	-0,6	6,8
#481	411	32,3	411	35,3	0,1	9,2
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#482	310	25,1	300	26,0	-3,2	3,6
#483	284	23,2	268	23,4	-5,7	0,9
#484	268	21,8	253	22,2	-5,7	1,8
#491	386	28,5	379	30,3	-1,6	6,2
#492	368	28,0	367	29,7	-0,4	6,3
#493	358	27,7	357	29,6	-0,4	7,2
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#494	336	28,2	344	30,9	2,6	9,8
#4A1	323	25,6	319	26,8	-1,3	4,6
#400	348	27,8	349	30,1	0,4	8,0
#4A2	367	29,9	373	32,7	1,6	9,6
#4A3	404	34,6	408	37,3	1,1	7,8
#4A4	421	38,6	427	40,6	1,4	5,0
#4A5	400	37,8	428	42,4	7,1	12,4

Quadro AII.6 – Análise paramétrica – série 5** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#551	538	41,1	502	40,9	-6,7	-0,4
#552	581	47,4	549	47,9	-5,5	1,0
#553	638	57,0	615	58,4	-3,6	2,5
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#554	895	112,4	916	117,0	2,3	4,1
#561	717	73,7	718	76,6	0,2	3,9
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#562	732	73,6	718	76,6	-1,9	4,0
#563	735	73,1	718	76,6	-2,3	4,7
#571	789	81,5	773	82,5	-2,1	1,3
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#572	674	67,5	671	71,4	-0,5	5,8
#573	624	61,8	629	66,8	0,8	8,1
#574	581	57,1	592	62,8	1,8	9,9
#575	541	52,9	559	59,2	3,3	11,9
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#581	619	63,0	610	65,2	-1,4	3,5
#582	532	54,4	524	56,4	-1,5	3,7
#583	491	50,1	468	50,7	-4,5	1,2
#584	453	46,6	442	48,2	-2,5	3,5
#591	765	74,2	764	78,2	-0,1	5,4
#592	738	73,6	739	76,8	0,1	4,3
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#593	711	73,9	703	77,6	-1,0	5,1
#594	698	74,8	694	79,9	-0,6	6,9
#5A1	581	58,8	574	56,8	-1,2	-3,4
#5A2	666	66,8	670	69,5	0,6	3,9
#500	723	73,5	718	76,6	-0,7	4,1
#5A3	744	76,3	734	79,2	-1,3	3,8
#5A4	787	83,7	768	86,1	-2,5	2,8
#5A5	778	85,7	769	90,0	-1,2	5,1

Quadro AII.7 – Análise paramétrica – série 6** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#651	666	31,2	710	31,5	6,6	1,3
#652	731	36,8	777	36,9	6,3	0,4
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#653	965	60,2	1017	59,0	5,4	-1,9
#654	1258	94,5	1296	90,2	3,0	-4,6
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#661	812	43,9	871	45,0	7,2	2,5
#662	803	42,7	871	45,0	8,4	5,5
#663	794	41,4	871	45,0	9,7	8,7
#671	949	53,3	1003	52,1	5,7	-2,3
#672	880	48,9	932	48,3	5,9	-1,3
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#673	763	42,0	816	42,2	7,0	0,3
#674	704	39,0	768	39,6	9,1	1,4
#675	665	36,8	725	37,3	9,1	1,4
#681	1182	63,5	1193	61,2	0,9	-3,7
#682	961	52,2	1013	52,1	5,4	-0,2
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#683	719	40,7	778	40,5	8,1	-0,4
#684	665	38,1	734	38,5	10,3	1,0
#691	848	46,3	901	45,9	6,1	-0,9
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#692	801	45,3	847	44,9	5,7	-0,9
#693	783	46,3	829	45,5	5,9	-1,7
#694	771	48,1	818	46,9	6,0	-2,5
#6A1	681	36,7	738	36,3	8,3	-1,1
#6A2	812	44,5	861	44,3	6,0	-0,5
#600	823	45,4	871	45,0	5,8	-0,7
#6A3	893	51,8	943	50,5	5,6	-2,5
#6A4	896	55,6	986	54,9	10,0	-1,3
#6A5	921	57,0	988	57,5	7,3	0,7

Quadro AII.8 – Análise paramétrica – série 7** - Validação dos cálculos efectuados

Cálculo	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$	$M_{\max}$	$\delta h_{\text{cortina}}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	%	%
#751	395	28,8	400	24,0	1,2	-16,6
#752	438	33,3	438	28,1	-0,1	-15,5
#753	495	39,6	491	34,3	-0,8	-13,4
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#754	763	72,6	731	68,7	-4,2	-5,4
#761	588	50,1	573	45,0	-2,5	-10,3
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#762	591	50,6	573	45,0	-3,0	-11,2
#763	589	50,6	573	45,0	-2,7	-11,1
#771	622	52,9	617	48,4	-0,9	-8,4
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#772	560	48,2	535	41,9	-4,4	-13,0
#773	529	46,0	502	39,2	-5,1	-14,7
#774	502	44,0	472	36,9	-6,0	-16,3
#775	474	42,1	446	34,7	-6,0	-17,5
#781	973	84,9	932	71,4	-4,2	-15,9
#782	811	69,5	791	60,8	-2,5	-12,5
#783	705	60,0	680	52,5	-3,5	-12,5
#784	634	54,1	608	47,3	-4,2	-12,6
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#791	610	52,0	593	45,8	-2,9	-11,9
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#792	576	50,7	557	44,8	-3,3	-11,5
#793	567	52,0	546	45,5	-3,8	-12,5
#794	566	54,2	538	46,8	-4,9	-13,7
#7A1	465	35,6	458	33,4	-1,6	-6,2
#7A2	537	44,1	535	40,8	-0,6	-7,5
#700	580	49,8	573	45,0	-1,2	-9,8
#7A3	604	52,6	586	46,5	-3,0	-11,6
#7A4	640	58,7	612	50,5	-4,3	-13,9
#7A5	662	62,1	614	52,8	-7,3	-14,9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Addenbrooke, T. I.; Poots D. M.; Dabee B. (2000) - *Displacement Flexibility Number for Multipropped Retaining Wall Design*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 8, 718-726.
- Benz, T.; Schwab, R.; Vermeer, P. A. (2003) - *On the Practical Use of Advanced Constitutive Laws in Finite Element Foundation Analyses*, FONDSUP 2003 International Symposium, Paris, France.
- Bose, S. K.; Som, N. N. (1998) - *Parametric Study of a Braced Cut by Finite Element Method*, Computers and Geotechnics Vol. 22, No. 2, 91-107.
- Brinkgreve, R. B. J.; Broere, W.; Waterman, D. (2004) - *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8)*, Plaxis bv, Delft, Netherlands.
- Cardoso, A. S. (1987) - *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada a Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Carvalho, A. T. P. (1997) - *Comportamento de Escavações Suportadas por Cortinas Escoradas com Lajes*, Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Couto Marques, J. M. M. (1984) - *Finite and Infinite Elements in Static and Dynamic Structural Analysis*, PhD Thesis, University of Wales, Swansea
- Dias da Silva, V. (1995) - *Mecânica e Resistência dos Materiais*, Ediliber Editora, Coimbra, Portugal.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970) - *Nonlinear Analyses of Stress and Strain in Soil*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(5), 1629-1653. [citado por Brinkgreve et al. (2004)]
- Eurocódigo 7 - Parte 1, 1994. Projecto Geotécnico. Regras Gerais. Pré-norma europeia, ENV 1997-1: 1995 PT. Comissão Europeia de Normalizações, Bruxelas.
- Fortunato, E. M. C. (1994) - *Escavações Escoradas em Maciço Argilosos Moles. Uma Contribuição para o seu Dimensionamento*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

- Goldberg, D. T.; Jaworski, W. E.; Gordon, M. D. (1976) - *Lateral Support Systems and Underpinning*, Vols. 1, 2, 3, 4, Reports FHWA-RD-75-128 to 131, Federal Highway Administration, Washington D. C. [citado por Mana (1978)]
- Guerra, N. M. C. (1999) - *Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Guerra, N. M. C. (2005) - *Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim Definitivas por Perda de Equilíbrio Vertical*, Geotecnia nº103, 51-94.
- Guerra, N. M. C.; Santos Josefino, C.; Matos Fernandes, M. (2007) - *Methods of Two-Dimensional Modelling of Soil Anchors: Preliminary Results of the Application to Flexible Retaining Walls*, Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering V, Sousa; Fernandes; Vargas Jr & Azevedo (eds), Taylor & Francis Group, London, 257-267.
- Kondner, R. L.; Zelasko, J. S. (1963) - *An Hyperbolic Stress Strain Formulation for Sands*, Proceedings 2nd Pan. Am., ICOSFE, Brazil, 289-394. [citado por Brinkgreve et al. (2004)]
- Long, M. (2001) - *Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 3, 203-224.
- Mana, A. I. (1978) - *Finite Element Analyses of Deep Excavation Behaviour in Soft Clay*, PhD Thesis, Stanford University, Standford, California.
- Martins, F. F. (1993) - *Cálculo Elastoplástico de Maciços Terrosos em Consolidação. Programa e Aplicações*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (1981) - *Paredes Moldadas e Outras Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras .Estado de Conhecimentos Acerca do seu Dimensionamento*, Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (1983) - *Estruturas Flexíveis de Suporte de Terras. Novos métodos de Dimensionamento*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (1990) - *Estruturas de Suporte de Terras*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (1995a) - *Mecânica dos Solos. Volume I*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

- Matos Fernandes, M. (1995b) - *Mecânica dos Solos. Volume II*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Prevost, J. H.; Popescu, R. (1996) - *Constitutive Relations for Soil Materials*, Electronic Journal of Geotechnical Engineering Vol. 1.
- Rowe, P. (1952) - *Anchored Sheet Pile Walls*, Proceedings Institution of Civil Engineers, London, 1, 27-70. [citado por Matos Fernandes (1990)]
- Santos Josefino, C.; Guerra, N. M. C.; Matos Fernandes, M. (2006) - *Modelação Bidimensional de Acoragens em Escavações Suportadas por Estruturas de Contenção Flexíveis*, 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal, 389-398.
- Saribas, A.; Erbatur, F. (1996) - *Optimization and Sensitivity of Retaining Structures*, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 122, No. 8, 649-656.
- Schanz, T.; Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G. (1999) - *The Hardening Soil Model: Formulation and Verification*, Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS, Balkema, Rotterdam.
- Sousa, D. (2002a) - *Estação dos Aliados. Memória Descritiva e Justificativa. Modelo Geológico-Geotécnico*, NORMETRO, Porto, Portugal.
- Sousa, J. F. V. (2002b) - *Modelação de ensaios de carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade. Parametrização recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto, Portugal.
- Trigo, J. F. C. (1990) - *A Estabilidade de Cortinas Acoradas em Relação às Acções Verticais. Análise por Elementos Finitos*, Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- Terzaghi, K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967) - *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Van Langen, H.; Vermeer, P. A. (1991) - *Interface elements for singular plasticity points*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 15, 301-315.

- Viana da Fonseca, A. (1996) - *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto: Critérios para dimensionamento de fundações directas*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Vieira, C. F. (1997) - *Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis segundo o Eurocódigo 7*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Von Soos, P. (1990) - *Properties of Soil and Rock*, Grundbautaschenbuch Part 4, Edition 4, Ernst Sohn, Berlin. [citado por Brinkgreve et al. (2004)]
- Wood, D. M. (2004) - *Geotechnical Modelling.*, Spon Press, New York.
- Yamamuro, J. A.; Kaliakin V. N. (2005) - *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration*, Geotechnical Special Publication No. 128, ASCE, Austin, Texas.
- Zienkiewicz, O. C. (1977) - *The Finite Element Method.*, McGraw-Hill, London.