



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

**Escavações escoradas em solos argilosos moles.  
Análise do comportamento considerando os efeitos da  
consolidação.**

**Pedro Miguel Barbosa Alves Costa**

Licenciado em Engenharia Civil  
pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
realizada sob supervisão dos Professores José Leitão Borges e Manuel Matos Fernandes  
do Departamento de Engenharia Civil  
da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Abril de 2005



Aos meus Pais  
*e à Patrícia.*



# Índice Geral

Índice Geral.....	i
Resumo.....	iii
Abstract.....	v
Agradecimentos.....	vii
Índice de texto.....	ix
Índice de figuras.....	xiii
Capítulo 1 - Introdução.....	3
Capítulo 2 - Consolidação em redor de escavações.....	9
Capítulo 3 - Programa de cálculo.....	41
Capítulo 4 - Modelo constitutivo do solo.....	65
Capítulo 5 - Estudo base.....	105
Capítulo 6 - Análises paramétricas.....	161
Capítulo 7 - Aplicação do modelo a um caso real.....	241
Capítulo 8 - Considerações finais.....	269
Referências bibliográficas.....	273



## Resumo

Com o presente trabalho pretende contribuir-se para o conhecimento do comportamento de escavações escoradas em solos argilosos de baixa resistência. É abordada a questão do comportamento evolutivo no tempo, subjacente ao fenómeno de consolidação em redor da obra.

Apresenta-se a fenomenologia básica de geração de excessos de pressão neutra inerente à execução da obra e os efeitos da sua dissipação. Através da descrição sumária de casos de obra ilustra-se a importância do comportamento diferido no tempo resultante dos fenómenos de consolidação.

Descrevem-se as principais características de um modelo de cálculo bidimensional por elementos finitos que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot) na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastopástico não linear baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo  $p-q-\theta$ ).

Com este modelo de cálculo, procede-se à simulação numérica de uma escavação em solos argilosos moles. O comportamento da obra é analisado desde o início da construção até ao final do período de consolidação. Apresentam-se os resultados de estudos paramétricos efectuados com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento a longo prazo de escavações em solos argilosos moles.

Para além das análises já referidas, procedeu-se à simulação numérica de uma obra real. Os resultados obtidos são confrontados com o comportamento observado na obra.

Palavras-chave: escavações; solos moles; consolidação; modelos de estados críticos.





## **Abstract**

In this work an analysis of the performance of braced excavations in soft clayey soils is presented. The time-dependent behaviour associated to consolidation around the excavation is discussed.

The basic process of pore-pressure generation during excavation and the effects of its dissipation are presented. The importance of time-dependent behaviour associated to consolidation is illustrated using results of observation and numerical modelling.

The main features of the 2D finite element code used are described. The analysis of consolidation is based on a coupled formulation (extended Biot theory). An elasto-plastic critical state (p-q- $\theta$ ) model is presented.

Results of the numerical simulation of excavation in soft soils carried out with this model are presented. The excavation performance is analysed from the start of construction to the end of consolidation. Parametric studies are presented with the aim of evaluating the influence of several factors on the long term performance of excavations in soft soils.

The study is complemented by the comparison of data from a real excavation with the results obtained by the numerical model.

**Key words:** excavations; soft soils; consolidation; critical state models.



## Agradecimentos

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

- Ao Prof. Engenheiro José Leitão Borges, orientador científico desta dissertação, pelo interesse e disponibilidade demonstrada no acompanhamento deste trabalho;
- Ao Prof. Engenheiro Manuel Matos Fernandes, co-orientador científico deste trabalho, pela quantidade e qualidade de ensinamentos transmitidos e pela disponibilidade demonstrada a cada momento;
- Ao Prof. Engenheiro José Couto Marques, pela cedência de elementos bibliográficos e disponibilidade sempre presente no esclarecimento de questões científicas ou burocráticas;
- Ao Prof. Engenheiro António Silva Cardoso, pela forma amigável com que sempre se mostrou disponível para a troca de valiosas impressões;
- A todos os colegas, nomeadamente aos Engenheiros Carlos Sousa, Filipe Magalhães, Mário Pimentel e Miguel Ferraz, que através do seu companheirismo, amizade e boa disposição tornaram esta tarefa menos árdua.

Por fim, não pode o autor deixar de expressar a profunda gratidão e estima a seus Pais, Avós, Irmã e, de modo especial à Patrícia, pelo incentivo, contribuição e apoio que neles sempre encontrou, principalmente nos momentos de desânimo.



# Índice de texto

<b>1. Introdução .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Consolidação em redor de escavações .....</b>	<b>9</b>
2.1 - Introdução.....	9
2.2 - Fenomenologia da alteração do estado de tensão e geração de excessos de pressão de água nos poros .....	10
2.2.1 - Abordagem teórica.....	10
2.2.2 - Observação do comportamento de uma obra - geração de excessos de pressão neutra na Escavação TNEC nos solos moles de Taipei (Ou et al., 1998).....	17
2.3 - Efeitos da consolidação em redor da escavação.....	22
2.3.1 - Considerações teóricas.....	22
2.3.2 - Análise de alguns resultados existentes na bibliografia relativos aos efeitos da consolidação em redor de escavações.....	26
2.3.2.1 - Análise numérica dos efeitos da consolidação em redor de uma escavação em solos moles (Ou e Lai, 1993) .....	26
2.3.2.2 - Efeitos da consolidação associada à escavação do Shell Centre nas argilas fortemente sobreconsolidadas de Londes (Burland et al., 1979; Burford, 1988).....	29
2.4 - Breve nota sobre a geração de excessos de pressão de água nos poros durante a fase de instalação da cortina.....	31
2.5 - Consolidação durante a construção - Campo de validade da condição não drenada .....	34
2.6 - Considerações finais.....	37
<b>3. Programa de cálculo.....</b>	<b>41</b>
3.1 - Introdução.....	41
3.2 - Características do modelo utilizado.....	41
3.3 - Consolidação em meios porosos deformáveis.....	43
3.3.1 - Considerações gerais.....	43
3.3.2 - Equações que regem o fenómeno.....	45
3.3.2.1 - Problema mecânico – equações de equilíbrio mecânico.....	45
3.3.2.2 - Problema hidráulico – equações do escoamento.....	47
3.3.3 - Formulação do problema acoplado através da aplicação do método dos elementos finitos.....	51
3.4 - Teste da análise de consolidação efectuada através do programa de cálculo RECRIB.....	55
3.5 - Considerações finais.....	62

<b>4. Modelo constitutivo do solo .....</b>	<b>65</b>
4.1 - Introdução.....	65
4.2 - Fundamentos teóricos gerais da elastoplasticidade .....	66
4.3 - Os modelos de “Cambridge” .....	71
4.3.1 - Generalidades.....	71
4.3.2 - Conceitos base.....	72
4.3.3 - Modelo p-q- $\theta$ .....	74
4.3.3.1 - Superfície de estados críticos.....	74
4.3.3.2 - Superfície de cedência .....	77
4.3.3.3 - Lei de endurecimento.....	78
4.3.3.4 - Matriz de rigidez elastopástica.....	81
4.3.3.5 - Determinação dos parâmetros do modelo p-q- $\theta$ .....	84
4.4 - Análise do funcionamento dos modelos de estados críticos .....	90
4.4.1 - Considerações iniciais.....	90
4.4.2 - Comportamento não drenado .....	91
4.4.2.1 - Preâmbulo .....	91
4.4.2.2 - Provetete ligeiramente sobreconsolidado .....	91
4.4.2.3 - Provetete fortemente sobreconsolidado .....	94
4.4.3 - Comportamento drenado.....	96
4.4.3.1 - Preâmbulo .....	96
4.4.3.2 - Provetete ligeiramente sobreconsolidado .....	96
4.4.3.3 - Provetete fortemente sobreconsolidado .....	99
4.4.4 - Lado seco e lado húmido do estado crítico .....	101
4.5 - Considerações finais.....	102
<b>5. Estudo base.....</b>	<b>105</b>
5.1 - Introdução.....	105
5.2 - Características do exemplo numérico.....	105
5.2.1 - Geometria e processo construtivo .....	105
5.2.2 - Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial.....	110
5.2.3 - Condições hidráulicas .....	112
5.3 - Análise de resultados.....	113
5.3.1 - Considerações gerais.....	113
5.3.2 - Período de construção .....	114
5.3.2.1 - Evolução do estado de tensão .....	114
5.3.2.2 - Movimentos induzidos.....	131
5.3.2.3 - Esforços nos elementos estruturais .....	135
5.3.2.3.1 - Esforços axiais no escoramento e lajes .....	135
5.3.2.3.2 - Momentos flectores na cortina .....	136
5.4 - Comportamento pós-construção .....	137
5.4.1 - Generalidades.....	137
5.4.2 - Análise de resultados .....	138

5.4.2.1 - Estado de tensão no maciço .....	138
5.4.2.2 - Movimentos induzidos .....	142
5.4.2.3 - Esforços nos elementos estruturais .....	147
5.4.2.3.1 - Evolução dos esforços axiais mobilizados nas lajes .....	147
5.4.2.3.2 - Evolução dos momentos flectores na cortina.....	148
5.5 - Mecanismo de transferência de tensões .....	149
5.5.1 - Preâmbulo .....	149
5.5.2 - Pressão de terras sobre as faces da cortina.....	149
5.6 - Considerações finais.....	157
<b>6. Análises paramétricas .....</b>	<b>161</b>
6.1 - Introdução.....	161
6.2 - Largura da escavação .....	163
6.2.1 - Preâmbulo .....	163
6.2.2 - Análise da evolução do estado de tensão .....	163
6.2.3 - Movimentos induzidos .....	171
6.2.4 - Momentos flectores na cortina.....	175
6.3 - Pré-esforço das escoras.....	178
6.3.1 - Preâmbulo .....	178
6.3.2 - Evolução do estado de tensão .....	180
6.3.3 - Movimentos induzidos .....	186
6.3.4 - Esforços nos elementos de suporte .....	190
6.4 - Influência da rigidez à flexão da cortina .....	192
6.4.1 - Preâmbulo .....	192
6.4.2 - Evolução do estado de tensão .....	193
6.4.3 - Movimentos induzidos.....	196
6.4.4 - Esforços nos elementos de contenção.....	199
6.5 - Altura enterrada da parede.....	201
6.5.1 - Abordagem à problemática em estudo.....	201
6.5.2 - Análises numéricas contempladas no estudo .....	204
6.5.3 - Evolução do estado de tensão .....	205
6.5.4 - Movimentos induzidos .....	213
6.5.5 - Esforços nos elementos estruturais .....	217
6.6 - Anisotropia de permeabilidade do maciço .....	219
6.6.1 - Preâmbulo .....	219
6.6.2 - Influência da anisotropia de permeabilidade quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável.....	220
6.6.3 - Influência da anisotropia de permeabilidade quando a cortina não é prolongada até um estrato impermeável.....	221
6.6.3.1 - Evolução das pressões intersticiais .....	221
6.6.3.2 - Movimentos induzidos.....	224
6.6.3.3 - Esforços nos elementos estruturais .....	226

6.7 - Profundidade de escavação.....	228
6.7.1 - Preâmbulo .....	228
6.7.2 - Evolução do estado de tensão .....	230
6.7.3 - Movimentos induzidos .....	235
6.8 - Considerações finais .....	237
<b>7. Aplicação do modelo a um caso real .....</b>	<b>241</b>
7.1 - Introdução.....	241
7.2 - Considerações gerais .....	242
7.3 - Análise de resultados.....	247
7.3.1 - Preâmbulo .....	247
7.3.2 - Análise da evolução do estado de tensão .....	248
7.3.3 - Movimentos induzidos .....	254
7.3.4 - Esforços nos elementos de contenção.....	261
7.4 - Considerações finais .....	265
<b>8. Considerações finais .....</b>	<b>269</b>
<b>Referências bibliográficas.....</b>	<b>273</b>



# Índice de figuras

## **Capítulo 2 - Consolidação em redor de escavações**

Figura 2.1 – Localização dos pontos utilizados na abordagem teórica .....	11
Figura 2.2 – Trajectórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso normalmente consolidado (adaptado de Henkel, 1970) .....	13
Figura 2.3 – Trajectórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso fortemente sobreconsolidado. (Henkel, 1970) .....	14
Figura 2.4 – Trajectórias de tensão induzidas pelo processo de escavação no ponto C. (adaptado de Lambe, 1970) .....	15
Figura 2.5 – Relação entre áreas movimentadas devido ao processo de escavação em condição não drenada (adaptado de Fortunato, 1994) .....	17
Figura 2.6 – Planta de instrumentação – escavação TNEC (Ou et al., 1998) .....	18
Figura 2.7 – Secção instrumentada – escavação TNEC (Ou et. al., 1998) .....	18
Figura 2.8 – Altura piezométrica medida em duas fases distintas da escavação TNEC: a) profundidade da escavação de 8,6 m; b) profundidade da escavação de 19,7 m (Ou et al., 1998) .....	19
Figura 2.9 – Variação da pressão neutra ao longo do tempo de observação – escavação TNEC (Ou et al., 1998) .....	20
Figura 2.10 – Deslocamentos horizontais do maciço suportado ao longo de alinhamentos verticais – escavação TNEC (Ou et al., 1998) .....	21
Figura 2.11 – Esquema teórico do modo de deformação de um maciço para as seguintes condições: a) carregamento de uma faixa de comprimento infinito; b) descarga de uma faixa de comprimento infinito; c) Escavação em que as cortinas têm deslocamentos horizontais impedidos (Burland et. al.,1979) .....	23
Figura 2.12 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajectória de tensão seguida durante a fase de escavação. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão (adaptado de Liao e Neff, 1990) .....	24
Figura 2.13 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajectória de tensão seguida durante a consolidação não confinada. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação (adaptado de Liao e Neff, 1990) .....	25
Figura 2.14 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajectória de tensão seguida durante a consolidação confinada. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação (adaptado de Liao e Neff, 1990) .....	25

Figura 2.15 – Assentamentos do terrapleno e deslocamentos horizontais da cortina em diferentes instantes após a conclusão da escavação (Ou e Lai, 1994).....	27
Figura 2.16 – Evolução do deslocamento horizontal máximo da cortina após a conclusão da obra (Ou e Lai, 1994).....	28
Figura 2.17 – Deslocamentos a curto e longo prazos do coroamento dos túneis subjacentes à escavação Shell Centre, Londres (Burford, 1988) .....	30
Figura 2.18 – Evolução temporal dos levantamentos de pontos localizados no coroamento dos túneis subjacentes à escavação Shell Centre, Londres (Burford, 1988).....	30
Figura 2.19 – Planta de instrumentação e secção instrumentada da escavação HDR-4, Chicago (Finno et. al., 1989).....	32
Figura 2.20 – Evolução das pressões neutras no maciço ao longo do processo construtivo (Finno et al., 1989).....	32
Figura 2.21 – Perfil geotécnico e plano de instrumentação. (Poh e Wong, 1998) .....	33
Figura 2.22 – Variação da cota piezométrica durante o processo de construção da parede moldada (Poh e Wong, 1998).....	34
Figura 2.23 – Grau de consolidação verificado no final da construção para diferentes tempos de construção - escavação unidimensional (Osaimi e Clough, 1979).....	35

### **Capítulo 3 - Programa de cálculo**

Figura 3.1 – Método incremental (Reis, 2004) .....	43
Figura 3.2 – Condição de continuidade (Potts e Zdravkovic, 1999 (adaptado)).....	48
Figura 3.3 – Graus de liberdade em elementos finitos de consolidação .....	54
Figura 3.4 – Características do modelo de teste de consolidação 1D: a) malha de elementos finitos e propriedades do solo; b) distribuição de tensões efectivas verticais em repouso; c) distribuição de pressões neutras em repouso .....	56
Figura 3.5 – Distribuição dos excessos de pressão neutra em diversos instantes T – comparação da solução analítica com a solução numérica .....	57
Figura 3.6 – Evolução dos excessos de pressão intersticial .....	57
Figura 3.7 – Evolução das tensões efectivas .....	58
Figura 3.8 – Características do modelo de teste de consolidação 2D .....	59
Figura 3.9- Distribuição do excesso de pressão neutra ao longo do eixo de simetria para T=0,1 - comparação da solução analítica com a solução numérica .....	60
Figura 3.10- Distribuição do excesso de pressão neutra para diversos factores de tempo – resultados numéricos .....	61

## **Capítulo 4 - Modelo constitutivo do solo**

Figura 4.1 – Diagrama $p', q, v$ correspondente ao modelo Cam-clay (adaptado de Venda Oliveira, 2000).....	72
Figura 4.2 – Comparação das superfícies de rotura de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb no plano octaédrico com os resultados experimentais obtidos para uma areia no estado solto e denso (adaptado de Lade e Duncan, 1973) .....	75
Figura 4.3 – Malha de elementos finitos utilizada (Potts e Zdravcovics, 1999b).....	76
Figura 4.4 – Curvas força deslocamento para as duas análises efectuadas (Potts e Zdravcovics, 1999b).....	76
Figura 4.5 – Superfície de cedência do modelo $p-q-\theta$ : a) no referencial $p'-q$ ; b) no espaço das tensões principais (Borges, 1995).....	77
Figura 4.6 – Endurecimento no modelo $p-q-\theta$ : a) referencial $p-q$ ; b) referencial $\ln(p')-v$ .....	79
Figura 4.7 – Comportamento de amostras sobreconsolidadas (adaptado de Gunn, 1996).....	85
Figura 4.8 – Trajectória de tensão característica seguida por um ponto pertencente a um maciço sobreconsolidado durante o processo de descarga associado à sua génese (adaptado de Gunn, 1996) .....	87
Figura 4.9 – Relação entre o grau de sobreconsolidação isotrópico ( $R$ ) e o grau de sobreconsolidação convencional ( $OCR$ ) (Chang et. al., 1999).....	88
Figura 4.10 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação de triaxiais.....	90
Figura 4.11 – Resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado de um provete de solo ligeiramente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução da pressão intersticial versus deformação axial do provete.....	93
Figura 4.12 – Resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado de um provete de solo fortemente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução da pressão intersticial versus deformação axial do provete.....	94
Figura 4.13 – Resultados da simulação do ensaio triaxial drenado de um provete de solo ligeiramente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução de $p'_c$ com a deformação axial do provete .....	98
Figura 4.14 – Resultados da simulação do ensaio triaxial drenado de um provete de solo fortemente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução de $p'_c$ com a deformação axial do provete .....	100

Figura 4.15 – Lado seco e lado húmido do estado crítico: a) representação no referencial p'-q; b) representação no referencial ln(p')-v .....	102
---	-----

## **Capítulo 5 - Estudo base**

Figura 5.1 – Características da escavação .....	106
Figura 5.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise .....	108
Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no Estudo base .....	109
Figura 5.4 – Lei de comportamento da interface solo-parede .....	112
Figura 5.5 – Condições hidráulicas no final da consolidação .....	113
Figura 5.6 – Estado de tensão total após a fase 1 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ ) .....	117
Figura 5.7 – Estado de tensão total após a fase 2 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ ) .....	118
Figura 5.8 – Estado de tensão total após a fase 3 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ ) .....	119
Figura 5.9 – Estado de tensão total após a fase 4 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ ) .....	120
Figura 5.10 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado (Borges, 1995).....	121
Figura 5.11 – Estado de tensão efectiva após a fase 1 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais .....	122
Figura 5.12 – Estado de tensão efectiva após a fase 2 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais .....	123
Figura 5.13 – Estado de tensão efectiva após a fase 3 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais .....	124
Figura 5.14 – Estado de tensão efectiva após a fase 4 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais .....	125
Figura 5.15 – Níveis de tensão mobilizados no final do estágio 1 .....	128
Figura 5.16 – Localização dos pontos piezométricos considerados.....	129
Figura 5.17 – Evolução da pressão intersticial ao longo das fases de escavação em diversos pontos do maciço .....	130

Figura 5.18 – Deslocamentos laterais da cortina ao longo das diversas fases construtivas .....	131
Figura 5.19 – Deslocamentos horizontais da superfície ao longo da construção .....	132
Figura 5.20 – Deslocamentos verticais da superfície ao longo da construção .....	133
Figura 5.21 – Levantamento do fundo da escavação ao longo da construção .....	134
Figura 5.22 – Evolução dos esforços nos escoramentos .....	135
Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores .....	137
Figura 5.24 – Estado de tensão efectiva no final da consolidação: a) pressão intersticial; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais .....	140
Figura 5.25 – Estado de tensão total no final da consolidação: a) tensões totais horizontais; b) tensões totais verticais; c) tensões de corte $\tau_{xy}$ .....	141
Figura 5.26 – Assentamentos da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação .....	142
Figura 5.27 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação .....	142
Figura 5.28 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação .....	143
Figura 5.29 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do terreno .....	144
Figura 5.30 – Evolução temporal do deslocamento horizontal máximo da superfície do terreno .....	144
Figura 5.31 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação .....	144
Figura 5.32 – Deslocamentos laterais da parede no fim da construção e no fim da consolidação .....	146
Figura 5.33 – Deslocamentos horizontais em alinhamentos verticais no maciço suportado no fim da construção e no fim da consolidação .....	147
Figura 5.34 – Esforços axiais mobilizados nas lajes no final dos períodos de construção e de consolidação .....	148
Figura 5.35 – Momentos flectores mobilizados na cortina no final do período de construção e de consolidação .....	148
Figura 5.36 – Pressão de terras na cortina nas fases de escavação e no fim da consolidação ..	150
Figura 5.37 – Pontos de Gauss considerados no estudo da evolução das trajectórias de tensão	150
Figura 5.38 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto A1 .....	151
Figura 5.39 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto A2 .....	152
Figura 5.40 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto B1 .....	152

Figura 5.41 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto B2 .....	152
Figura 5.42 – Distribuição da tensão total vertical à frente da cortina no fim da construção e no fim da consolidação .....	153
Figura 5.43 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C1 .....	154
Figura 5.44 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C2 .....	155
Figura 5.45 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C3 .....	155
Figura 5.46 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C4 .....	155
Figura 5.47 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C5 .....	155
Figura 5.48 – Distribuição da tensão total vertical atrás da cortina no fim da construção e no fim da consolidação .....	156

## **Capítulo 6 - Análises paramétricas**

Figura 6.1 – Trajectórias de tensão total no ponto A1 ao longo da escavação: cálculos L0 a L2 .....	164
Figura 6.2 – Trajectórias de tensão total no ponto A2 ao longo da escavação: cálculos L0 a L2 .....	164
Figura 6.3 – Evolução das tensões totais no ponto A2 durante as fases de escavação: a) tensão vertical; b) tensão horizontal .....	165
Figura 6.4 – Trajectórias de tensão total do ponto B1 durante as fases de escavação – cálculos L0 a L2 .....	166
Figura 6.5 – Trajectórias de tensão total do ponto B2 durante as fases de escavação – cálculos L0 a L2 .....	166
Figura 6.6 – Trajectórias de tensões totais dos pontos $C_i$ durante a escavação – cálculos L0 a L2 .....	167
Figura 6.7 – Distribuição dos excessos de pressão intersticial no final da construção da escavação L1 .....	168
Figura 6.8 – Distribuição dos excessos de pressão intersticial no final da construção da escavação L2 .....	168
Figura 6.9 – Pressão intersticial no final da construção ao longo de alinhamentos verticais (cálculos L0 a L2): a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina .....	169
Figura 6.10 – Pressão intersticial no final da construção ao longo do alinhamento vertical no tardo da cortina – cálculos L0 a L2 .....	170
Figura 6.11 – Assentamento da superfície do terreno em todas as fases de escavação nos cálculos: a) cálculo L1, b) cálculo L2 .....	171

Figura 6.12 – Deslocamentos horizontais na cortina em todas as fases de escavação: a) cálculo L1; b) cálculo L2.....	172
Figura 6.13 – Assentamento da superfície no final da construção e no final da consolidação – cálculos L0 a L2.....	173
Figura 6.14 – Deslocamentos laterais da parede no final da construção e no final da consolidação.....	174
Figura 6.15 – Diagramas de momentos flectores nas diversas fases de construção: a) cálculo L1; b) cálculo L2.....	176
Figura 6.16 – Momentos flectores da parede no final da construção e no final da consolidação – cálculos L0 a L2.....	177
Figura 6.17 – Trajectória de tensão total seguida pelo ponto C2 ao longo da escavação: a) cálculo P0; b) cálculo P1; c) cálculo P2; d) cálculo P3.....	181
Figura 6.18 – Evolução da pressão intersticial no ponto C2 ao longo da escavação – cálculos P0 a P3.....	182
Figura 6.19 – Trajectória de tensão total seguida pelo ponto C5 ao longo da escavação: a) cálculo P0; b) cálculo P1; c) cálculo P2; d) cálculo P3.....	183
Figura 6.20 – Evolução da pressão intersticial no ponto C5 ao longo da escavação – cálculos P0 a P3.....	184
Figura 6.21 – Pressão intersticial no final da construção ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos P1 a P3: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina.....	185
Figura 6.22 – Pressões intersticiais atrás da cortina no final da construção – cálculos P0 a P3.....	185
Figura 6.23 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina no cálculo P1 durante a escavação.....	186
Figura 6.24 – Evolução dos movimentos da superfície no cálculo P1 durante a escavação: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais.....	187
Figura 6.25 – Deslocamentos horizontais da cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3.....	187
Figura 6.26 – Assentamentos do terrapleno no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3.....	188
Figura 6.27 – Deslocamentos horizontais da superfície no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3.....	189
Figura 6.28 – Momentos flectores mobilizados na cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3.....	190
Figura 6.29 – Esforços axiais mobilizados nas lajes no instante correspondente ao final da construção e no final da consolidação.....	191
Figura 6.30 – Pressões de terras no final da escavação – cálculos E0 a E2.....	193

Figura 6.31 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo E1; b) cálculo E2 .....	194
Figura 6.32 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os excessos de pressão intersticial no final da construção ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos E0 a E2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina.....	195
Figura 6.33 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os excessos de pressão intersticial atrás da cortina no final da construção – cálculos E0 a E2 .....	195
Figura 6.34 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre movimentos da superfície imediatos e diferidos no tempo – cálculos E0 a E2: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais .....	197
Figura 6.35 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os deslocamentos laterais da cortina a curto e a longo prazos – cálculos E0 a E2.....	197
Figura 6.36 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os levantamentos do fundo da escavação a curto e longo prazo – cálculos E0 a E2 .....	198
Figura 6.37 – Influência da rigidez de flexão da cortina nos momentos flectores instalados no final da construção e no final da consolidação – cálculos E0 a E2 .....	200
Figura 6.38 – Influência da rigidez de flexão da cortina nos esforços axiais instalados nas lajes no final da construção e no final da consolidação – cálculos E0 a E2 .....	200
Figura 6.39 – Estado de tensão abaixo do nível da escavação: a) localização dos pontos em análise; b) estado de tensão equilibrado; c) estado de tensão não equilibrado; d) cortina com grande rigidez e com boas condições de apoio no pé.....	201
Figura 6.40 – Trajectória de tensão total seguida pelo ponto C5 durante a escavação – cálculos A0 a A2 .....	205
Figura 6.41 – Trajectória de tensão total seguida pelo ponto B2 durante a escavação – cálculos A0 a A2 .....	206
Figura 6.42 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os mobilizados níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo A0; b) cálculo A1; c) cálculo A2 .....	207
Figura 6.43 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo A1; b) cálculo A2 .....	208
Figura 6.44 – Influência da altura enterrada da cortina sobre as pressões intersticiais no final da construção e no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos A0 a A2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina .....	209
Figura 6.45 – Influência da altura enterrada da cortina sobre as pressões intersticiais atrás da cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos A0 a A2 .	209
Figura 6.46 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e após se atingir um escoamento permanente - cálculo A1 .....	210
Figura 6.47 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e após se atingir um escoamento permanente - cálculo A2 .....	211



Figura 6.48 – Tensões efectivas verticais no maciço suportado a curto e longo prazos ao longo de três alinhamentos horizontais – cálculo A1 .....	212
Figura 6.49 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina a curto e longo prazos – cálculos A0 a A2 .....	214
Figura 6.50 – Influência da altura enterrada da cortina sobre movimentos da superfície imediatos e diferidos no tempo – cálculos A0 a A2: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais .....	215
Figura 6.51 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do maciço suportado – cálculos A0 a A2 .....	217
Figura 6.52 – Momentos flectores na cortina a curto e longo prazo - cálculos A0 a A2 .....	218
Figura 6.53 – Esforços axiais nas lajes a curto e longo prazo - cálculos A0 a A2 .....	218
Figura 6.54 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre os assentamentos do terrapleno quando a cortina é prolongada até ao firme impermeável – cálculos k0 e k1....	220
Figura 6.55 – Influência da anisotropia de permeabilidade na evolução temporal do assentamento máximo – cálculos k0 e k1 .....	221
Figura 6.56 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e a pressão correspondente ao estabelecimento de um regime de fluxo permanente – cálculo k4.....	222
Figura 6.57 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre as pressões intersticiais no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos k3 e k4: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina.	222
Figura 6.58 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre as pressões intersticiais atrás da cortina no final da consolidação – cálculos k3 e k4.....	223
Figura 6.59 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre a distribuição de pressões intersticiais à distância de 20 metros da cortina – cálculo k3 e k4.....	223
Figura 6.60 – Influência da anisotropia de permeabilidade no perfil de assentamentos da superfície a longo prazo – cálculos k3 e k4 .....	224
Figura 6.61 – Influência da anisotropia de permeabilidade na evolução temporal do assentamento máximo da superfície – cálculos k3 e k4.....	225
Figura 6.62 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos deslocamentos horizontais no plano da parede entre o fim da construção e o fim da consolidação – cálculos k3 e k4.....	225
Figura 6.63 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos momentos flectores da cortina no final da consolidação – cálculos k3 e k4.....	227
Figura 6.64 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos esforços axiais instalados nas lajes no final da consolidação – cálculos k3 e k4.....	227
Figura 6.65 – Escavação D1 e D2.....	229
Figura 6.66 – Níveis de tensão no final da construção: a) cálculo D0; b) cálculo D1; c) cálculo D2.....	231

Figura 6.67 – Pressões de terras ( tensões horizontais totais) no lado suportado no final da construção – cálculos D0 a D2.....	232
Figura 6.68 – Distribuição do excesso de pressão neutra no final da construção – cálculos D0 a D2.....	232
Figura 6.69 – Influência da profundidade de escavação sobre as pressões intersticiais instaladas atrás da cortina no final da construção – cálculos D0 a D2 .....	233
Figura 6.70 – Influência da profundidade de escavação sobre as pressões intersticiais no final da construção e no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos D0 a D2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina .....	234
Figura 6.71 – Influência da profundidade de escavação sobre as tensões horizontais totais instaladas atrás da cortina no final da construção – cálculos D1 e D2.....	235
Figura 6.72 – Influência da profundidade e da largura da escavação nos assentamentos da superfície do terreno no final da construção e no final da consolidação – cálculos D0 a D2 .....	236
Figura 6.73 – Influência da profundidade e da largura da escavação nos deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazos – cálculos D0 a D2 .....	236

## **Capítulo 7 - Aplicação do modelo a um caso real**

Figura 7.1 –Propriedades da formação argilosa na. Rua Rankine (Clough e Reed, 1984) .....	243
Figura 7.2 –Propriedades da formação argilosa na Avenida Davidson (Clough e Reed, 1984).....	243
Figura 7.3 –Características da escavação .....	245
Figura 7.4 –Malha de elementos finitos utilizada no cálculo.....	246
Figura 7.5 –Pressões nas faces da cortina na secção da Rua Rankine: a) cálculo R1; b) cálculo R2 .....	248
Figura 7.6 –Pressões nas faces da cortina na secção da Avenida Davidson – cálculo D1 .....	249
Figura 7.7 –Níveis de tensão no final da construção: a) cálculo R1; b) cálculo D1.....	250
Figura 7.8 –Excessos de pressão neutra no final da construção na secção da Rua Rankine: a) cálculo R1; b) cálculo R2 .....	251
Figura 7.9 –Excessos de pressão neutra instalados no final da construção na secção da Avenida Davidson – cálculo D1.....	251
Figura 7.10 –Evolução das pressões intersticiais junto à cortina à profundidade de 9,1 m. Confrontação dos resultados numéricos com os observados.....	252
Figura 7.11 – Evolução das pressões intersticiais junto à cortina à profundidade de 12,8 m. Confrontação dos resultados numéricos com os observados.....	253

Figura 7.12 –Diferencial entre as pressões neutras instaladas 3 meses após o final da construção e as pressões neutras iniciais - cálculo R2 .....	254
Figura 7.13 – Deslocamentos horizontais da cortina nas várias fases do processo construtivo. Comparação dos resultados dos cálculos com os de observação: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1 .....	255
Figura 7.14 –Assentamentos da superfície nas várias fases do processo construtivo: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1 .....	258
Figura 7.15 –Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado nas várias fases do processo construtivo: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1 .....	260
Figura 7.16 –Evolução dos esforços axiais mobilizados nos níveis de escoramento: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1 .....	262
Figura 7.17 –Momentos flectores mobilizados na cortina nas diversas fases do processo construtivo. Resultados dos cálculos: a) Cálculo R1; b) Cálculo R2; c) Cálculo D1 .....	264



# **Capítulo 1**

## **Introdução**



## **1. Introdução**

O desenvolvimento económico e social e o crescimento demográfico, têm, em especial nas últimas décadas implicado a crescente utilização do espaço subterrâneo nos meios urbanos mais desenvolvidos. Concentrando-se a maioria das cidades mais desenvolvidas na faixa costeira, muito em especial junto à foz de rios, elas ocupam zonas aluvionares, muitas vezes constituídas por solos argilosos de baixa resistência. Por motivos fundamentalmente relacionados com o espaço disponível, a maior parte dos aproveitamentos dados ao espaço subterrâneo é realizada à custa de escavações com face vertical, suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

Nas condições actuais grande parte das escavações é realizada ao abrigo de paredes moldadas ou paredes de estacas de betão armado que constituem não só a estrutura provisória que permite a realização da escavação, mas também parte ou a totalidade da estrutura definitiva. Uma situação cada vez mais comum é a realização de escavações escoradas com as lajes dos pisos enterrados, sendo estas construídas à medida que a escavação progride. Esta técnica construtiva é designada na terminologia anglo-saxónica por técnica “top-down”. Nestes casos, assim como noutros, a estrutura de suporte tem carácter definitivo, sendo necessário ter em conta em fase de projecto o comportamento da obra tanto a curto como a longo prazos.

Se para o caso dos solos granulares, dada a sua elevada permeabilidade, a alteração do estado de tensão total se reflecte de imediato no estado de tensão efectiva, o mesmo não se verifica para os solos argilosos saturados. Com efeito, nestes solos, a sua baixa permeabilidade não permite a alteração instantânea do teor em água, gerando-se excessos de pressão de água nos poros. Ao longo do tempo os excessos de pressão gerados dissipam-se com a consequente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Por esta razão, o comportamento de escavações em maciços argilosos saturados apresenta uma dependência temporal, traduzindo-se em alteração diferida no tempo das pressões exercidas sobre a cortina e dos deslocamentos da estrutura e maciço envolvente.

Os efeitos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão de água gerados durante a construção que, por sua vez, são função de diversos factores: das propriedades

mecânicas e hidráulicas do solo; da história de tensão do maciço; do tempo em que decorre o processo construtivo; da rigidez da estrutura de suporte; e, naturalmente, da permeabilidade do maciço e das condições de fronteira hidráulicas. O tempo necessário para a completa dissipação dos excessos de pressão de água nos poros é muito variável.

O presente trabalho pretende contribuir para a melhor compreensão do comportamento de escavações multi-apoiadas em solos moles tendo em conta os efeitos diferidos no tempo.

Nesta dissertação apresentam-se alguns estudos sobre o comportamento de escavações escoradas em solos moles tendo em conta o carácter temporal da obra, ou seja, é analisado o comportamento do sistema estrutura de contenção-maciço tanto durante a fase de construção como no período pós-construção, procurando-se avaliar o efeito da consideração da fenomenologia de geração-dissipação dos excessos de pressão neutra no comportamento da obra. Uma vez que são vários e muito aprofundados os estudos existentes na bibliografia sobre o comportamento de escavações escoradas em solos moles durante o período correspondente à fase de construção, neste trabalho procurou dar-se mais ênfase aos efeitos diferidos no tempo, ou seja, aos efeitos decorrentes da consolidação do maciço em redor da escavação.

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre o comportamento de escavações multi-apoiadas em solos argilosos, procurando-se realçar os efeitos da geração de excessos de pressão neutra e da posterior consolidação do maciço. Comentam-se alguns resultados da observação de obras e de modelações numéricas que permitem ilustrar o efeito da consolidação em redor de escavações. São também efectuadas análises teóricas, apoiadas em raciocínios simples, de forma a ilustrar teoricamente os fenómenos envolvidos na problemática em estudo.

Os Capítulos 3 e 4 são dedicados às “ferramentas” utilizadas na elaboração da presente dissertação.

No Capítulo 3 são apresentadas as características gerais do programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), sendo dada especial ênfase aos aspectos teóricos subjacentes à análise do problema mecânico-hidráulico inerente ao comportamento de solos de baixa permeabilidade. Na parte final do capítulo, comparam-se os resultados da aplicação do programa com os



resultados analíticos de dois problemas com solução teórica conhecida, com o objectivo de avaliar, numa primeira abordagem, a fiabilidade do programa de cálculo.

Por sua vez, o Capítulo 4 é dedicado ao modelo constitutivo adoptado para simular o comportamento do solo (o modelo  $p-q-\theta$ ). Em primeiro lugar, tecem-se algumas considerações relativas aos fundamentos teóricos da elasto-plasticidade, descrevendo-se em seguida as propriedades gerais dos modelos de estados críticos nos quais o modelo  $p-q-\theta$  se insere, sendo este descrito em pormenor. Por fim, utilizando o programa de cálculo automático, são apresentados os resultados da simulação numérica de ensaios triaxiais de provetes de solo argiloso ligeiramente sobreconsolidado e fortemente sobreconsolidado em condições drenadas e não drenadas, sendo ilustrados os aspectos do comportamento real contemplados pelo modelo  $p-q-\theta$ .

Nos Capítulos 5 a 7 utiliza-se o programa de elementos finitos em diversas aplicações.

No Capítulo 5 analisa-se o comportamento de uma escavação multi-apoiada em solos argilosos moles. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante o período de construção, quer durante o período pós-construção até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a fase de construção.

O Capítulo 6 é dedicado a estudos numéricos, tendo por base a obra analisada no Capítulo 5, de forma a esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido de escavações em solos moles. Analisa-se a influência da largura da escavação, do pré-esforço das escoras, da rigidez de flexão da cortina, da altura enterrada da cortina, da anisotropia de permeabilidade do maciço e da profundidade da escavação no comportamento da obra. É dado especial destaque à análise da grandeza e da distribuição dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção, à evolução temporal dos deslocamentos da superfície do maciço suportado, e aos esforços instalados na estrutura de contenção.

No Capítulo 7 analisa-se o comportamento de uma obra real, correspondente a uma escavação efectuada nos solos moles de São Francisco. Apresentam-se as análises numéricas efectuadas, sendo os resultados comparados com os resultados da observação da obra.

Por último, apresentam-se algumas considerações de carácter geral e algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

## **Capítulo 2**

### **Consolidação em redor de escavações**



## **2. Consolidação em redor de escavações**

### **2.1 - Introdução**

A execução de uma escavação implica a alteração do estado de tensão a que o maciço está sujeito. Nos casos em que a obra envolva um maciço terroso saturado de muito baixa permeabilidade, como é o caso dos maciços argilosos não fissurados, a acção aplicada ao maciço é repartida pelas duas fases que constituem o meio: a fase sólida, sendo designada neste trabalho por esqueleto sólido, e a fase líquida, sendo constituída pelo fluído intersticial, a água. A repartição da acção pelas duas fases que constituem o solo deve-se ao facto de o teor em água do solo não variar instantaneamente, como ocorre nos solos granulares.

Sendo baixa a permeabilidade do maciço envolvente da obra, geralmente o tempo necessário para a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados é superior ao tempo necessário para a conclusão da mesma, o que induz um carácter diferido no tempo ao comportamento de escavações em maciços argilosos.

No que concerne aos efeitos diferidos no tempo, a sua importância é claramente dependente dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção e da condição de equilíbrio final da pressão de água nos poros, sendo esta influenciada pela possibilidade de se estabelecer ou não um regime permanente de percolação para o interior da escavação contornando a extremidade inferior da cortina.

Neste capítulo pretende-se abordar, recorrendo a considerações teóricas e a resultados da bibliografia da especialidade, a problemática inerente aos efeitos da consolidação em redor de escavações.

Em primeiro lugar tecem-se algumas considerações relativas à alteração do estado de tensão decorrente da realização de escavações em solos argilosos saturados, dando-se especial atenção à fenomenologia da geração de excessos de pressão de água nos poros. A abordagem é apoiada em considerações teóricas relativamente simples e em resultados da observação de obras.

Seguidamente analisa-se a consolidação do maciço, tendo em conta o seu efeito sobre os movimentos da estrutura de contenção e do maciço adjacente, sobre a evolução das pressões exercidas na cortina, bem como sobre a evolução dos esforços nos elementos estruturais.

Por último, discute-se o campo de validade da consideração de comportamento não drenado para o maciço durante o período de construção.

## **2.2 - Fenomenologia da alteração do estado de tensão e geração de excessos de pressão de água nos poros**

### **2.2.1 - Abordagem teórica**

A grandeza e a distribuição dos excessos de pressão de água nos poros gerados pela escavação são dependentes das propriedades do solo, da história de tensões e da trajectória de tensão induzida em cada ponto pelo processo de escavação.

No caso em apreço, as trajectórias de tensão são distintas em diferentes zonas do maciço em relação ao contorno do corte. Do lado suportado, a massa de solo remanescente é solicitada através da diminuição da tensão média total à medida que a cortina se movimenta no sentido do interior da escavação, caminhando assim em direcção ao estado limite activo, sendo isto válido em termos simplificados pois, como se compreende, a trajectória de tensão seguida por um ponto do maciço suportado poderá ser distinta devido a fenómenos de redistribuição e transferência de tensões por efeito de arco. Por sua vez, a alteração do estado de tensão no solo subjacente à escavação ocorre de forma distinta. A remoção do solo sobrejacente provoca uma diminuição muito acentuada da tensão vertical. Em maciços argilosos normalmente consolidados, nos quais o coeficiente de impulso em repouso é inferior à unidade, verifica-se, por vezes, que a tensão principal máxima passa a ocorrer numa direcção próxima da horizontal.

Relativamente à história de tensões, compete aqui diferenciar o comportamento das argilas normalmente ou ligeiramente sobreconsolidadas das argilas fortemente sobreconsolidadas. A grandeza do excesso de pressão neutra gerado devido a uma

solicitação em condição não drenada é governado pelas características de deformação volumétrica do solo (Parry and Wroth, 1981). Assim sendo, o comportamento de argilas normalmente consolidadas ou sobreconsolidadas é distinto, pois se as primeiras apresentam dilatância negativa, isto é, quando solicitadas ao corte apresentam deformações volumétricas plásticas que correspondem a diminuição de volume, o contrário ocorre para as argilas sobreconsolidadas.

A avaliação correcta dos excessos de pressão neutra gerados pela escavação só pode ser realizada recorrendo a meios computacionais complexos, tendo em conta uma formulação acoplada das equações de equilíbrio mecânico e de fluxo hidráulico e comportamento elastoplástico não linear para a modelação do solo. No entanto, tendo em conta as trajectórias de tensão expectáveis para determinados pontos consoante a sua localização em torno da escavação, é possível, através de considerações teóricas simples, compreender a fenomenologia de geração de excessos de pressão neutra em redor da escavação.

Considerem-se os pontos assinalados na Figura 2.1. Admita-se que a escavação é realizada instantaneamente sendo válida a adopção de condição não drenada para o comportamento do solo.

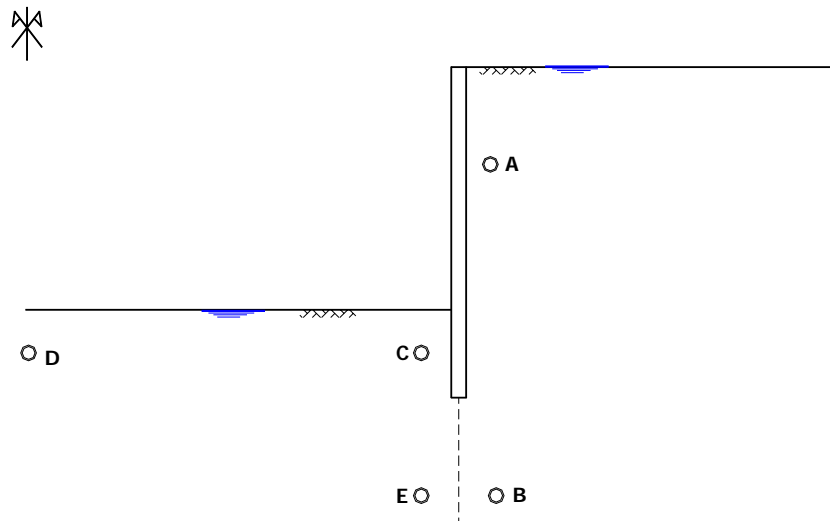


Figura 2.1 – Localização dos pontos utilizados na abordagem teórica

A análise dos excessos de pressão neutra em solos normalmente consolidados é complexa, pois se por um lado o decréscimo da tensão média total é responsável por um decréscimo da pressão intersticial, por outro, o aumento das tensões de corte poderá

levar a um acréscimo da pressão da água nos poros, pois estes solos apresentam dilatação negativa.

Considere-se o ponto A localizado no interior do maciço suportado e acima da base da escavação. Na Figura 2.2, encontra-se representado um diagrama  $\sigma_h, \sigma_h' - \sigma_v, \sigma_v'$ , no qual está assinalada a linha de estados de tensão efectivos possíveis numa condição não drenada para um solo normalmente consolidado genérico. A linha de estados de tensão efectivas possíveis, representa a trajectória de tensão efectiva seguida por um solo genérico determinada em ensaios triaxiais (Henkel, 1970).

O estado de tensão total em repouso do ponto A encontra-se representado no diagrama pelo ponto  $A_i$ , estando o estado de tensão efectiva representado por  $A_i'$ . Neste mesmo diagrama a pressão de água nos poros é definida através da distância vertical entre o ponto representativo do estado de tensão total e o ponto representativo do estado de tensão efectivo (diferença entre  $\sigma_v - \sigma_v'$ ) ou através da distância medida na direcção horizontal (diferença entre  $\sigma_h - \sigma_h'$ ). À medida que a cortina se movimenta em direcção ao corte, ocorre um decréscimo da tensão horizontal mantendo-se a tensão vertical praticamente inalterada. Assim sendo, a trajectória de tensões totais caracteriza-se por uma linha horizontal. Devido ao desconfinamento horizontal do maciço, o estado de tensão efectiva do solo move-se em direcção ao estado de equilíbrio limite activo; qualquer equilíbrio possível em condição não drenada terá obrigatoriamente de se encontrar sobre a linha de estados de tensão efectivas possíveis representada na figura. O excesso de pressão neutra gerado devido à alteração do equilíbrio inicial é função das deformações sofridas pelo solo. Caso as deformações sejam relativamente pequenas ou, de outro modo, a alteração do estado de tensão inicial não seja muito significativa, então o ponto representativo do estado de tensão efectiva do solo encontra-se acima da linha horizontal que passa pelo ponto  $A_i'$ . Neste caso, a pressão intersticial no novo estado de tensão é inferior à inicial, ou seja, os excessos de pressão de água nos poros gerados são negativos. Para o solo em análise pode constatar-se que caso o equilíbrio limite activo seja atingido ou, o estado de equilíbrio gerado pela escavação se encontre próximo do limite activo, o estado de tensão representado pelo ponto  $A_f'$  encontra-se abaixo da linha horizontal que passa por  $A_i'$ , sendo as pressões neutras finais superiores às iniciais, logo o excesso de pressão de água nos poros positivo. Deste modo, pode concluir-se que o excesso de pressão neutra gerado devido à escavação em argilas moles poderá ser



positivo ou negativo, função das deformações admitidas pela estrutura de suporte e das características reológicas do solo.

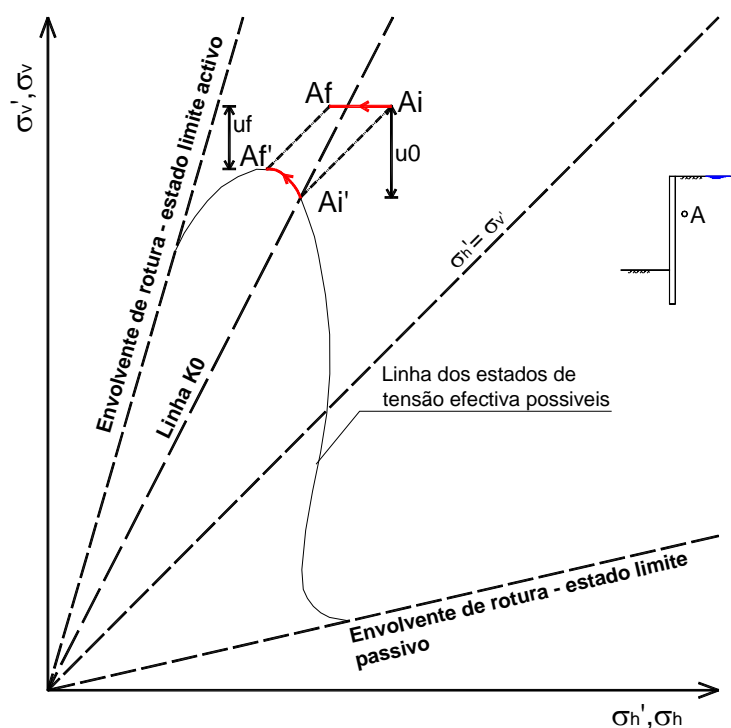


Figura 2.2 – Trajectórias de tensão total e efetiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso normalmente consolidado (adaptado de Henkel, 1970)

Em escavações multi-apoiadas, devido ao método construtivo e à rigidez do suporte, as deformações sofridas pelo solo do lado suportado são relativamente reduzidas, não se atingindo, em regra, uma situação de equilíbrio limite activo, o que leva a depreender que, geralmente, os excessos de pressão neutra gerados serão negativos. Esta conclusão é corroborada com resultados de instrumentação de diversas obras (Lambe, 1971; Clough e Reed, 1984; Finno et al., 1989; Ou et. al., 1998), embora resultados apresentados por Takemura et al. (1999), referentes a ensaios de escavações multi-escoradas em centrifugadora, tenham revelado pequenos acréscimos do nível piezométrico do lado suportado.

Analise-se agora a trajetória de tensão do ponto A, mas considerando que o maciço se encontra fortemente sobreconsolidado. Os maciços constituídos por argilas fortemente sobreconsolidadas caracterizam-se por apresentarem tensões horizontais de repouso geralmente superiores às tensões verticais de repouso, ou seja o valor de coeficiente de impulso em repouso pode ser superior à unidade. Nesta análise considerou-se o valor de 1,5 para o coeficiente de impulso em repouso.

No caso de solos sobreconsolidados, tanto a redução da tensão média total, como o aumento da tensão de desvio levam à geração de excessos de pressão neutra negativos. Deste modo, os excessos de pressão neutra gerados no lado suportado devido à escavação são sempre negativos, sendo tanto maiores quanto maior for a deformação sofrida pelo solo (Henkel, 1970).

Na Figura 2.3 encontram-se representadas as trajetórias de tensões seguidas pelo ponto A. Os estados de tensão total e efectiva em repouso são representados, respectivamente, pelos pontos  $A_i$  e  $A_i'$ . A alteração do estado de tensão total é representada pela linha horizontal  $A_i-A_f$ . O ponto representativo do estado de tensão efectiva tem de se encontrar, para qualquer instante, para uma solitação não drenada, sobre a linha de estados de tensão possíveis representada na figura. O estado de tensão efectiva sofre alteração encontrando novo equilíbrio em  $A_f'$ . Como se pode verificar, as tensões totais no novo estado de equilíbrio são inferiores às tensões efectivas, o que significa que se geram excessos de pressão neutra negativos elevados.

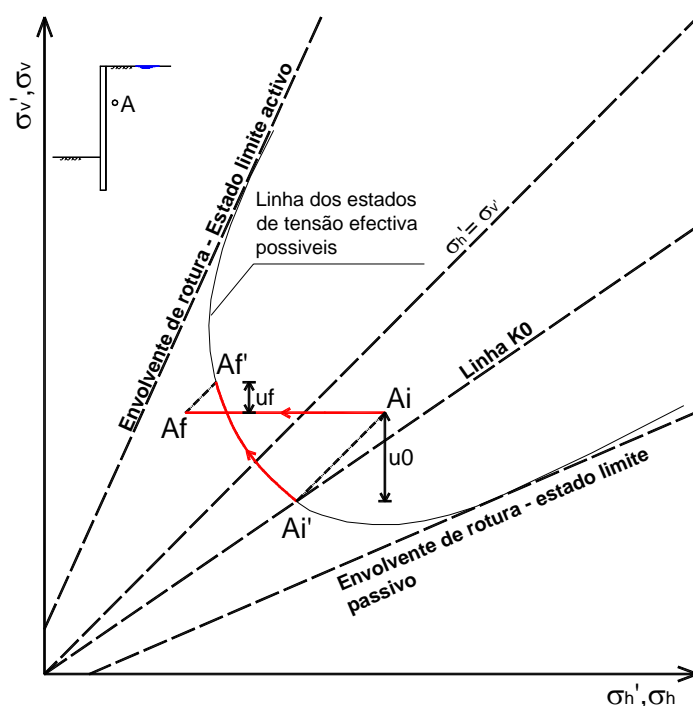


Figura 2.3 – Trajetórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso fortemente sobreconsolidado. (Henkel, 1970)

Considere-se agora o ponto C, localizado em frente à cortina. A análise da trajetória de tensão deste ponto através de considerações simplificadas é complexa, pois ocorre alteração tanto das tensões verticais totais como das tensões horizontais

totais. Se por um lado a remoção do peso de terras sobrejacentes leva à redução tanto das tensões verticais como das tensões horizontais, o movimento da cortina em direcção ao corte provoca um aumento das últimas. No entanto, em termos qualitativos, as trajectórias de tensão serão do tipo das representadas na Figura 2.4, usando agora o diagrama  $s, s', t$ .

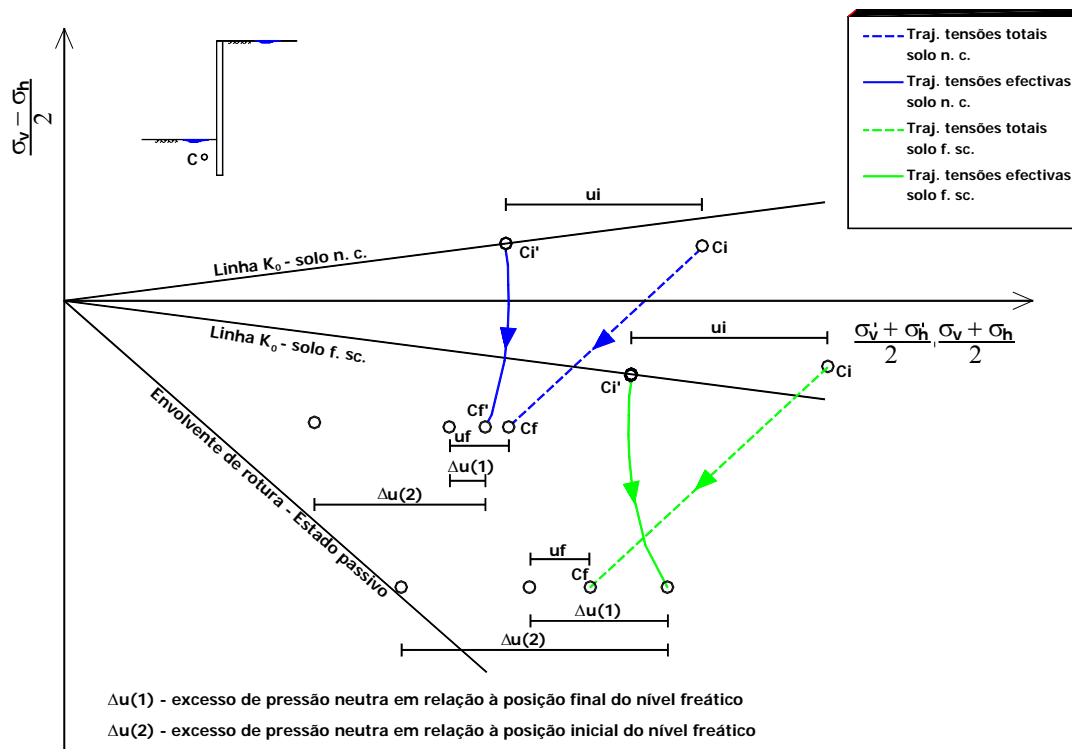


Figura 2.4 – Trajectórias de tensão induzidas pelo processo de escavação no ponto C. (adaptado de Lambe, 1970)

Como se pode verificar, os excessos de pressão neutra negativos no caso do maciço fortemente sobreconsolidado são muito superiores aos gerados no maciço normalmente consolidado. Tal como foi anteriormente referido, a razão para a diferença verificada reside, essencialmente, no facto de o incremento da tensão de desvio nos solos normalmente ou ligeiramente sobreconsolidados levar ao acréscimo das pressões intersticiais, ocorrendo o oposto nos solos fortemente sobreconsolidados.

Os pontos B e E representados na Figura 2.1, encontram-se no lado activo e no lado passivo, respectivamente. A trajectória de tensão seguida por estes pontos será distinta, embora tenha obrigatoriamente de haver compatibilidade de tensões e deformações. A análise da evolução do estado de tensão destes pontos é muito complexa, pela necessidade de compatibilidade, não sendo possível fazer uma

abordagem teórica consistente através de métodos simples como foi realizado para os pontos A e C. Em situações como a representada na Figura 2.1, em que os pontos B e E se encontram abaixo da cortina impermeável, é ainda necessário o estabelecimento de compatibilidade de pressão de água nos poros instalada nos dois pontos. Henkel (1970) refere que nesta zona há possibilidade de escoamento a curto prazo caso o diferencial de pressões neutras entre a zona activa e passiva seja considerável.

Relativamente ao ponto D, localizado no interior do maciço escavado e a grande distância da cortina, a solicitação pode ser aproximada, com a implicação de algum erro, a uma situação unidimensional. Deste modo, o excesso de pressão neutra gerado é negativo e de igual valor ao peso de terras sobrejacentes que são removidas durante o processo de escavação. No entanto, deverá ser notado que o nível freático é rebaixado, ou seja as pressões intersticiais no final da consolidação são distintas das existentes antes da execução da escavação.

Do exposto até ao momento, conclui-se que, independente do maciço ser fortemente sobreconsolidado ou normalmente consolidado, os excessos de pressão neutra negativos gerados no solo subjacente à escavação são, por regra, superiores aos gerados no interior do maciço suportado; aliás, são vários os relatos da observação de obras e de análises numéricas que o demonstram (Henkel, 1970; Osaimi e Clough, 1979; Yong et al., 1990; Martins, 1993; Ou e Lai, 1994; Ng, 1998; Ou et. al, 1998; Nogueira e Azevedo, 2001).

Como não podia deixar de ser, a alteração do estado de tensão inicial provocada pela escavação é acompanhada por movimentos tanto da cortina como do maciço adjacente à obra. Tendo em conta os pressupostos iniciais da análise, ou seja, que a escavação ocorre num curto intervalo de tempo, é pois lícito admitir que o maciço se deforma sem variação volumétrica já que a baixa permeabilidade do solo não permite a variação instantânea do teor em água. Deste modo, os deslocamentos da cortina, os assentamentos da superfície do terreno e os levantamentos do fundo da escavação podem ser relacionados entre si. Considerando uma secção com comprimento unitário (volume e área numericamente iguais), a área varrida pela superfície do terreno no seu movimento descendente é aproximadamente igual à área abrangida pelo movimento da cortina acima da base da escavação em direcção ao corte mais a área compreendida

entre o fundo da escavação e o fundo teórico da mesma, tal como se encontra esquematizado na Figura 2.5 (Fortunato, 1994).

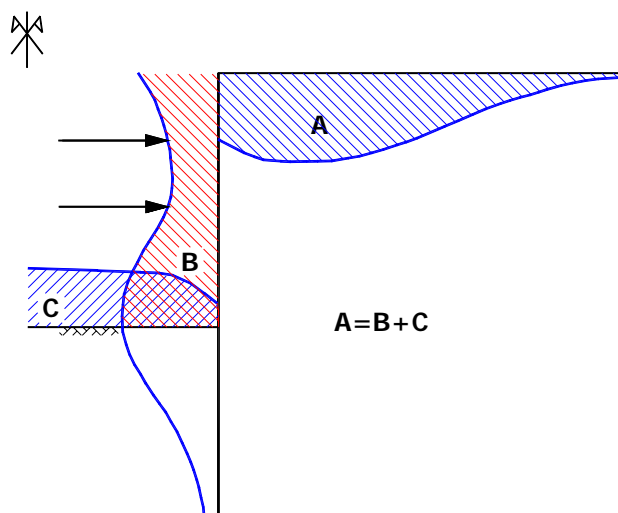


Figura 2.5 – Relação entre áreas movimentadas devido ao processo de escavação em condição não drenada (adaptado de Fortunato, 1994)

Do exposto até ao momento, pode concluir-se que a análise dos fenómenos inerentes à geração de excessos de pressão neutra induzidos pela escavação é um assunto complexo. As considerações teóricas efectuadas são muito simplificadas, permitindo apenas interpretar em termos gerais alguns dos fenómenos inerentes a esta problemática. No ponto seguinte apresentam-se resultados da observação de uma escavação escorada em solos moles que permite corroborar algumas das considerações teóricas efectuadas.

### 2.2.2 - Observação do comportamento de uma obra - geração de excessos de pressão neutra na Escavação TNEC nos solos moles de Taipei (Ou et al., 1998)

A variação da pressão de água nos poros durante o processo construtivo encontra-se bem ilustrada por Ou et al. (1998) através da observação da escavação TNEC em Taipei. Os resultados apresentados dizem respeito à instrumentação de uma escavação num maciço argiloso mole, com uma profundidade máxima de 19,7 m. O plano de instrumentação da obra compreendeu vários aspectos tendo contemplado a medição de pressões de água e de terras, deslocamentos no interior do maciço, assentamentos da

superfície e levantamento do fundo da escavação. A planta de instrumentação, assim como um esquema de uma secção instrumentada, encontram-se representados nas Figuras 2.6 e 2.7, respectivamente. A estrutura de contenção é constituída por uma parede moldada com 0,9 metros de espessura, atingindo uma profundidade de 35 m. O suporte da parede é garantido por lajes de betão armado que são betonadas à medida que a escavação progride (Ou et al., 1998).

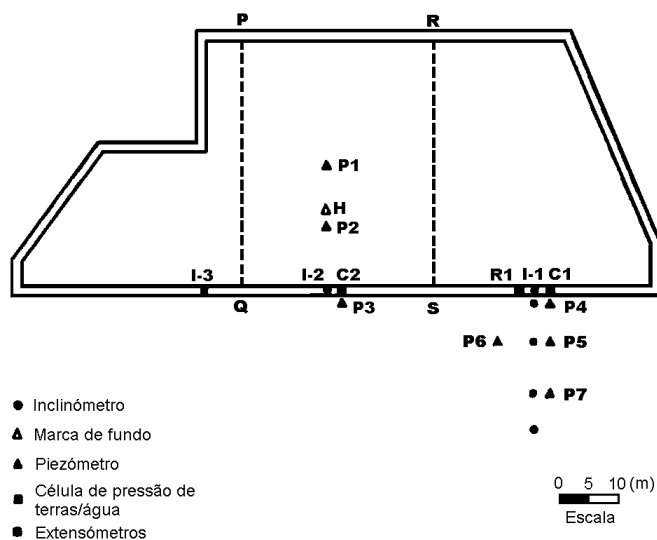


Figura 2.6 – Planta de instrumentação – escavação TNEC (Ou et al., 1998)

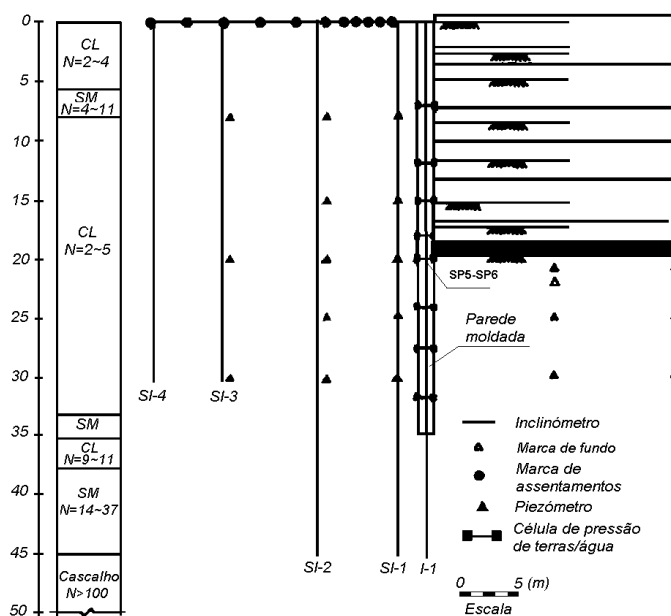


Figura 2.7 – Secção instrumentada – escavação TNEC (Ou et al., 1998)

Na Figura 2.8 ilustra-se a distribuição da altura piezométrica em duas fases distintas da obra.

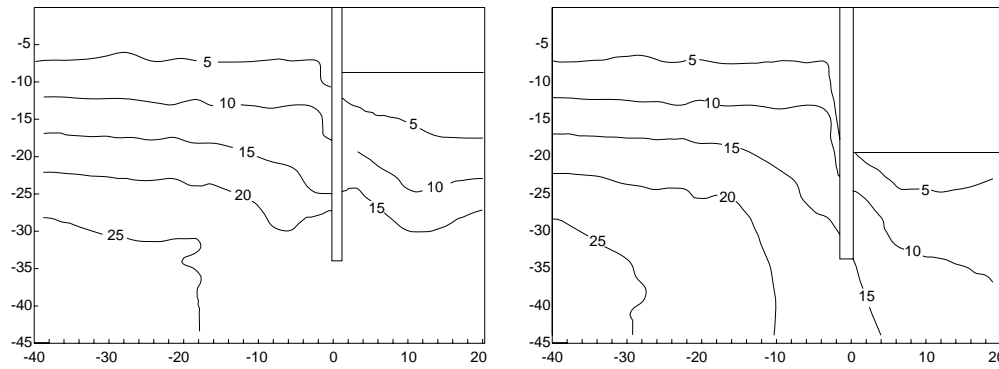


Figura 2.8 – Altura piezométrica medida em duas fases distintas da escavação TNEC: a) profundidade da escavação de 8,6 m; b) profundidade da escavação de 19,7 m (Ou et al., 1998)

A observação da Figura 2.8 permite concluir que a pressão de água nos poros, do lado suportado, diminui com o aumento da profundidade de escavação e com a diminuição da distância à parede. Quando a escavação se encontra a uma profundidade de 8,6 m (Figura 2.8a) observa-se que a pressão de água no maciço do lado suportado apenas variou numa zona compreendida entre a parede e uma distância de 2 m para trás da mesma e abaixo da base da escavação, sendo nessa zona que a alteração do estado de tensão é mais significativa, dado que é aí que a parede apresenta o valor máximo de deslocamento horizontal. Situação idêntica é verificada na figura representativa da distribuição de pressões de água nos poros quando a escavação atinge 19,7 m de profundidade (Figura 2.8b).

Do lado escavado, a Figura 2.8 permite observar que na zona central da escavação, junto ao plano de simetria, as curvas isopiezométricas apresentam declive praticamente nulo, sendo aí que ocorre maior diminuição da pressão de água nos poros. Na proximidade da parede a pressão de água nos poros aumenta. A variação da altura piezométrica no interior do maciço escavado resulta do facto de junto à parede o solo ser solicitado de duas formas distintas. Por um lado, a tensão vertical sofre uma redução devido à remoção do peso de terras sobrejacentes, levando à geração de excessos de pressão de água nos poros negativos. Por outro lado, a parede tende a movimentar-se no sentido do interior da escavação, comprimindo o solo que se encontra abaixo do fundo da mesma, o que provoca um acréscimo da pressão intersticial (Bolton et al., 1989). No centro da escavação o efeito da pressão exercida pela parede contra o solo deixa de se fazer sentir, logo os excessos de pressão de água nos poros resultam principalmente da remoção do solo escavado. Este padrão de distribuição dos excessos de pressão neutra

abaixo do fundo da escavação é corroborado por análises numéricas realizadas por Yong et al (1990) e está de acordo com as considerações teóricas apresentadas no ponto anterior.

Na Figura 2.9 encontra-se representada a variação da pressão de água nos poros ao longo do tempo medida em quatro piezómetros, ainda para a mesma escavação.

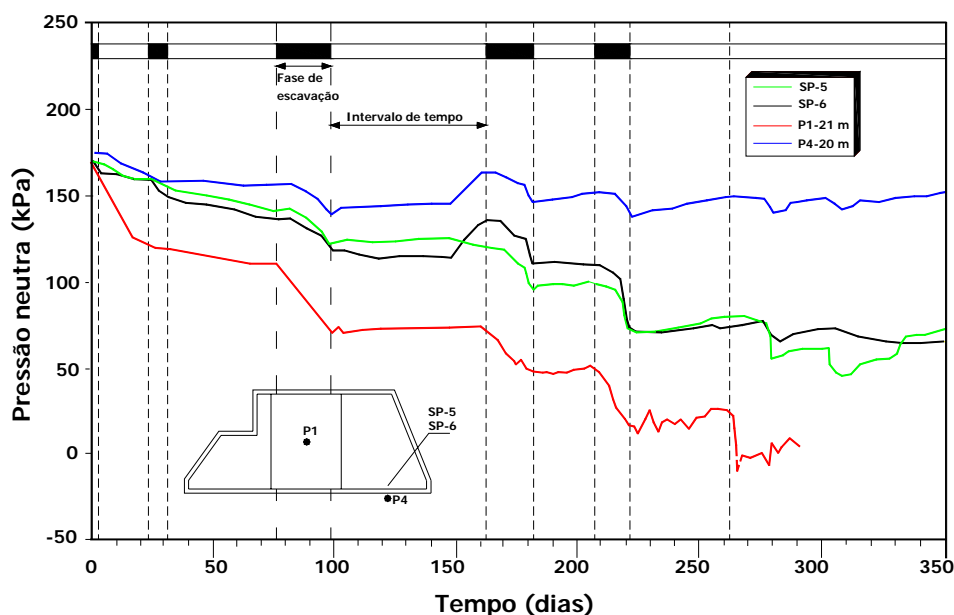


Figura 2.9 – Variação da pressão neutra ao longo do tempo de observação – escavação TNEC (Ou et al., 1998)

O piezómetro P1 encontra-se do lado escavado a uma profundidade de 21 m e a uma distância de 20 m da cortina. Os piezómetros SP5 e SP6 foram instalados na face da parede, do lado escavado e no lado contrário respectivamente, e a uma profundidade de 20 m. O piezómetro P4 localiza-se a 2 m de distância para trás da cortina e à profundidade de 20 m. Como se pode verificar, a pressão de água nos poros diminui com o aumento da profundidade de escavação tanto no lado escavado como no lado contrário. No entanto, a grandeza dos excessos de pressão de água negativos gerados durante a fase de escavação tomam maior significado no centro da escavação, tendo sido registado no piezómetro P1 a maior diminuição do nível piezométrico, como seria de esperar, tendo em conta as considerações teóricas anteriormente apresentadas.

Os excessos de pressão neutra negativos gerados do lado suportado são mais significativos na proximidade da cortina, desvanecendo-se à medida que a distância a esta aumenta, como se pode verificar por comparação dos resultados medidos nos piezómetros SP6 e P4. A razão da diferença verificada nos resultados medidos em P4 e



SP6 pode ser justificada pelo facto de os deslocamentos do solo remanescente serem mais significativos junto à face da escavação, diminuindo à medida que a distância aumenta, como se pode ver na Figura 2.10 (Ou et. al,1998).

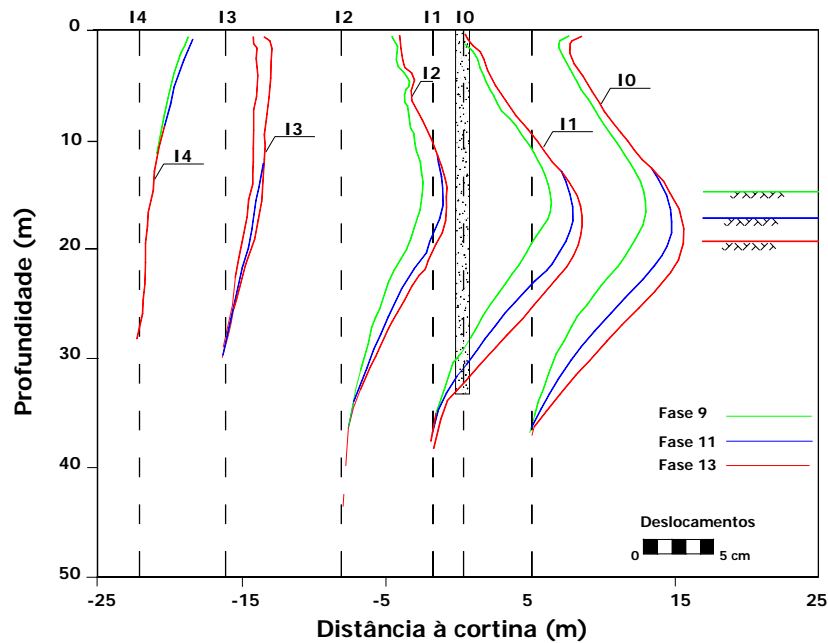


Figura 2.10 – Deslocamentos horizontais do maciço suportado ao longo de alinhamentos verticais – escavação TNEC (Ou et al, 1998)

A Figura 2.9 permite ainda concluir que durante a construção ocorreu dissipação parcial dos excessos de pressão neutra gerados. Durante os períodos em que não se procedeu a escavação a pressão de água nos poros variou denunciando consolidação do maciço.

Em termos globais, a distribuição e a grandeza relativa dos excessos de pressão neutra observados em redor da escavação apresentada vai de encontro às considerações teóricas anteriormente apresentadas, ou seja, geração de excessos de pressão neutra negativos, tanto do lado escavado, como do lado suportado, sendo maiores no primeiro do que no último.

## **2.3 - Efeitos da consolidação em redor da escavação**

### **2.3.1 - Considerações teóricas**

No final da execução de uma escavação suportada a distribuição de pressões neutras resultante possui, em geral, gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades de percolação relativas entre diferentes zonas do maciço interessado pela obra. Estabelecem-se assim condições iniciais de um processo transitório de escoamento, ao qual estão associadas transferências de carga da água para o esqueleto sólido, até se atingir um regime permanente. Este fenómeno é habitualmente designado por consolidação, durante o qual ocorrem deformações do maciço de carácter volumétrico e também distorcional. As variações volumétricas poderão ser negativas (diminuição de volume), estando neste caso associadas a diminuições da pressão intersticial, ou positivas, caso ocorra aumento das pressões intersticiais durante a consolidação; esta última situação é a mais usual no tipo de obras em estudo.

Como não poderia deixar de ser, as deformações volumétricas do maciço durante o processo de consolidação traduzem-se pela ocorrência de movimentos a longo prazo. Relativamente a este assunto, uma interessante abordagem teórica foi realizada por Burland et al. (1979). Estes autores, por analogia com os movimentos diferidos no tempo em obras de aterro, interpretaram os deslocamentos diferidos em escavações. Na Figura 2.11a encontra-se representado o comportamento teórico do solo de fundação de uma obra de aterro em solos argilosos. Quando o maciço é carregado responde de modo não drenado, sendo por isso nulas as deformações volumétricas, ocorrendo assentamento na zona carregada acompanhado de empolamento das zonas adjacentes. Os excessos de pressão neutra gerados são positivos, pelo que a sua dissipação acarreta diminuição volumétrica do solo e, conseqüentemente, o assentamento aumenta com o decorrer do fenómeno de consolidação.

Admitindo um comportamento perfeitamente elástico para o maciço, quando a carga é aplicada em sentido contrário, a resposta do maciço será exactamente a inversa, como é ilustrado na Figura 2.11b. Na Figura 2.11c encontra-se representado o comportamento a curto e a longo prazos de um maciço argiloso escavado em que as paredes da escavação se encontram impedidas de se movimentar. Com a consolidação do maciço, os excessos de pressão de água nos poros gerados, geralmente negativos,

dissipam-se, o teor em água aumenta e o solo tende a expandir. A expansão do solo traduz-se por um acréscimo do levantamento do fundo e pela diminuição do assentamento da superfície do terreno.

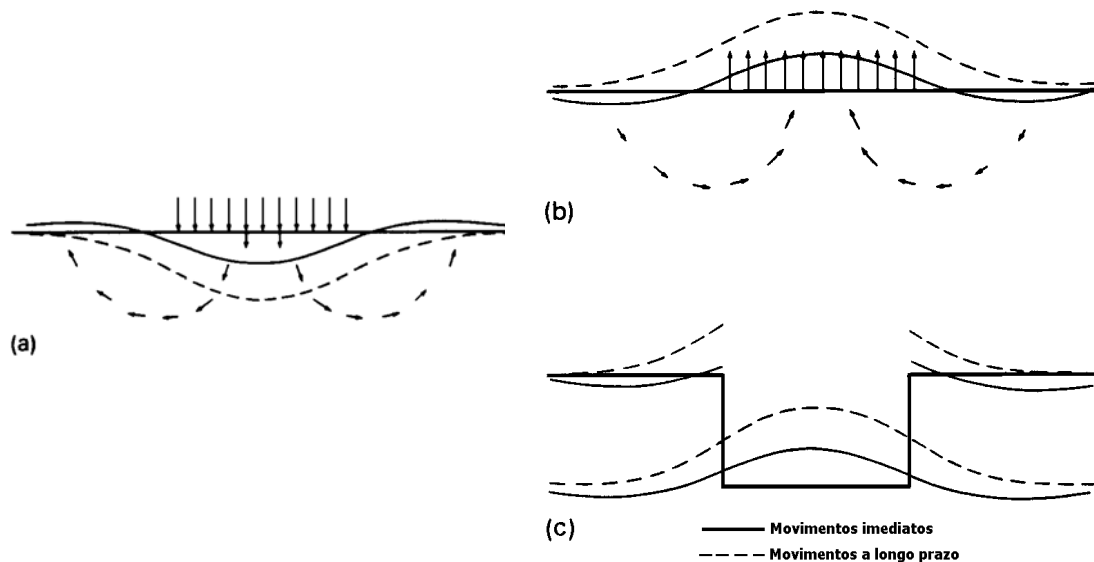


Figura 2.11 – Esquema teórico do modo de deformação de um maciço para as seguintes condições: a) carregamento de uma faixa de comprimento infinito; b) descarga de uma faixa de comprimento infinito; c) Escavação em que as cortinas têm deslocamentos horizontais impedidos (Burland et. al., 1979)

Uma vez que os movimentos diferidos no tempo são dependentes da grandeza dos excessos de pressão intersticial gerados durante o processo de escavação, é de esperar que os movimentos resultantes da consolidação do maciço sejam mais significativos em solos fortemente sobreconsolidados do que em solos normalmente consolidados, pois os excessos de pressão neutra negativos gerados são mais elevados nos primeiros do que nos últimos, como se constatou anteriormente.

Durante o processo de consolidação, caso os excessos de pressão neutra sejam negativos, à medida que a pressão de água nos poros aumenta, as trajectórias de tensão efectiva e total afastam-se. Os primeiros estudos sobre o fenómeno da consolidação admitiam sempre que o estado de tensão total se mantinha inalterado durante este processo, ou seja, só ocorreria evolução do estado de tensão efectiva. No entanto, tendo em conta as deformações implicadas no processo de consolidação, o confinamento exercido pela estrutura de suporte e a distribuição não uniforme dos excessos de pressão neutra gerados, é compreensível que ocorra variação das tensões totais durante a consolidação.

Sobre esta questão, Liao e Neff (1990) apresentam um estudo teórico tendo em conta as trajectórias de tensão expectáveis. Os autores consideraram um ponto localizado no interior do maciço suportado e acima da base da escavação, tendo admitido o coeficiente de impulso em repouso do maciço igual a 1 e considerado que a escavação induziria uma trajectória de tensão semelhante à obtida num ensaio de triaxial de compressão com redução da tensão radial (Figura 2.12).

Caso o solo pudesse expandir livremente à medida que a pressão de água evoluiu para o seu equilíbrio inicial, a trajectória de tensão efectiva seguiria uma linha horizontal mantendo-se constante a tensão de desvio, como mostra a Figura 2.13a. A trajectória de tensão seguida seria idêntica à que se obtém num ensaio triaxial em que se permite a drenagem após um carregamento em condições não drenadas (Figura 2.13b).

Contudo, a presença da parede não permite que o solo se deforme livremente, constringindo as deformações horizontais. Neste caso, a trajectória de tensões efectivas durante a consolidação não será horizontal, seguindo um trajecto próximo do indicado na Figura 2.14a. No que concerne às tensões totais horizontais (que são as que actuam na cortina), pelo facto de a expansão do solo estar parcialmente confinada lateralmente pela parede, ocorre um incremento da tensão total referida. Se o confinamento fosse total, esta situação corresponderia à trajectória de tensão seguida pelo solo durante a drenagem num ensaio triaxial, em que se impõe a deformação radial nula, como se ilustra na Figura 2.14b.

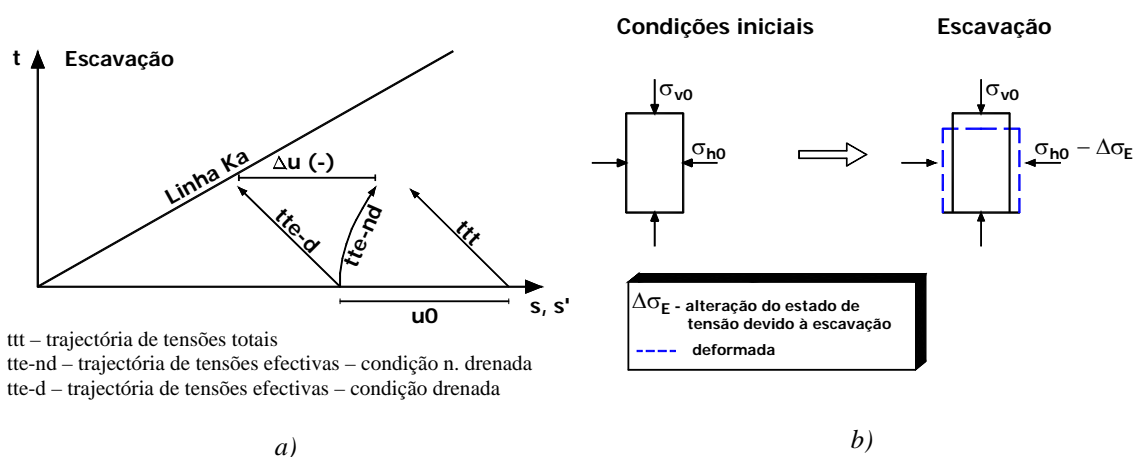


Figura 2.12 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajectória de tensão seguida durante a fase de escavação. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão (adaptado de Liao e Neff, 1990)

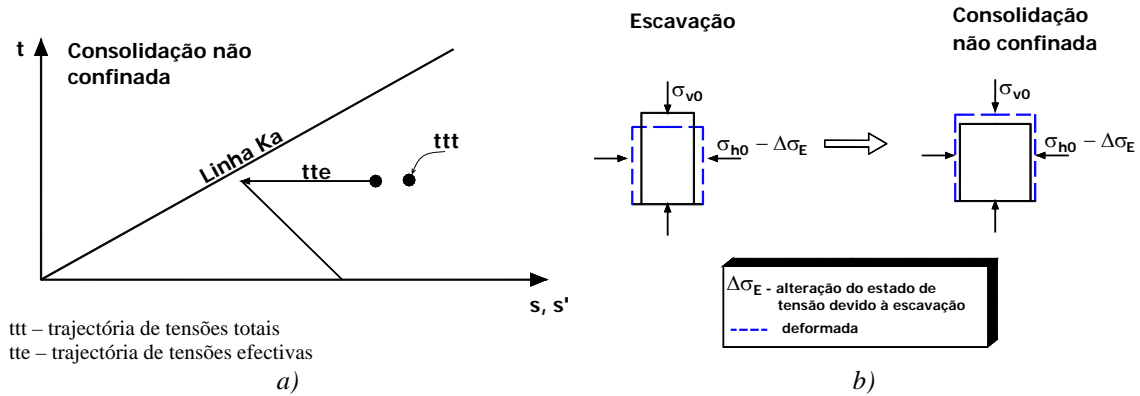


Figura 2.13 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajetória de tensão seguida durante a consolidação não confinada. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação (adaptado de Liao e Neff, 1990)

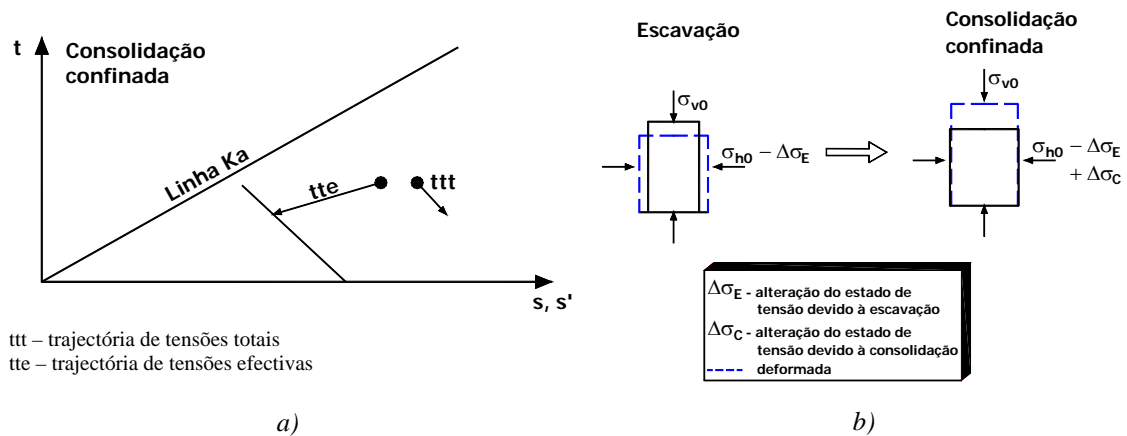


Figura 2.14 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) trajetória de tensão seguida durante a consolidação confinada. b) esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação (adaptado de Liao e Neff, 1990)

A análise levada a cabo por Liao e Neff (1990) corrobora os resultados apresentados por Carder e Symons (1989) acerca da evolução temporal do coeficiente de impulso em maciços suportados por cortinas autoportantes. Estes autores, através da observação do comportamento de uma escavação em solos fortemente sobreconsolidados, concluíram que as pressões exercidas sobre a cortina após a dissipação dos excessos de pressão de água nos poros são superiores às que se verificam imediatamente após a construção. A hipótese de o coeficiente de impulso aumentar a longo prazo é também consistente com o observado por Ulrich (1989a,b) em escavações escoradas em argilas sobreconsolidadas do Texas. Os resultados apresentados por Ulrich indicam um aumento temporal dos esforços em escoras e ancoragens, podendo atingir um acréscimo de cerca de 30 % em relação ao esforço instalado imediatamente após a construção. Através da análise dos resultados da observação de uma escavação nos solos sobreconsolidados de Cambridge, Ng (1998;1999) verificou que as tensões

horizontais totais imediatamente atrás da cortina aumentaram durante o período de consolidação. O mesmo autor indica que a dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante a construção foi acompanhada pela diminuição das tensões efectivas verticais e horizontais. No entanto a diminuição das tensões efectivas horizontais foi menor do que o acréscimo da pressão intersticial, originando um aumento da tensão total horizontal. Estes resultados vão de encontro à análise teórica efectuada por Liao e Neff (1990).

A análise teórica apresentada por Liao e Neff (1990), embora se refira a um ponto pertencente ao maciço suportado, pode ser generalizada para um ponto do maciço no interior do maciço subjacente à escavação. Nesta zona até é de esperar que o efeito da expansão confinada do maciço seja mais significativo, pois, de acordo com o anteriormente apresentado, é aí que se geram maiores valores dos excessos de pressão neutra negativos, logo, maior será a expansão do maciço associada à consolidação.

Neste ponto apresentaram-se algumas considerações teóricas acerca dos efeitos associados à dissipação dos excessos de pressão neutra derivados da execução de uma escavação em solos argilosos de muito baixa permeabilidade. As considerações teóricas realizadas são muito simplificadas, pois o fenómeno é complexo. Como complemento, no ponto seguinte são apresentados alguns resultados existentes na bibliografia que em conjunto com as considerações teóricas efectuadas permitem uma melhor compreensão da questão em estudo.

### **2.3.2 - Análise de alguns resultados existentes na bibliografia relativos aos efeitos da consolidação em redor de escavações**

#### **2.3.2.1 - Análise numérica dos efeitos da consolidação em redor de uma escavação em solos moles (Ou e Lai, 1993)**

Ou e Lai (1993) apresentam resultados relativos à simulação numérica de uma escavação em solos moles. A escavação tem profundidade máxima de 14,1 m e a estrutura de contenção é constituída por uma parede moldada com 70 cm de espessura e 30 m de profundidade, suportada por quatro níveis de escoras metálicas. A escavação foi realizada num maciço argiloso normalmente consolidado, sendo o seu

comportamento definido por um modelo elastoplástico baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Na Figura 2.15 encontram-se representados, para diversas situações temporais, os assentamentos da superfície e os deslocamentos da cortina após a conclusão da escavação. Como se pode observar, os assentamentos diminuíram ao longo do tempo devido à expansão do maciço. Os deslocamentos da parede também apresentam uma diminuição gradual ao longo do tempo. Os autores justificam esta diminuição pelo facto de no solo subjacente ao fundo da escavação se gerarem excessos de pressão de água nos poros muito mais significativos do que do lado suportado, fruto da trajectória de tensão induzida durante a construção ser distinta nos dois casos. Com o decorrer da consolidação, a expansão do maciço do lado escavado é muito mais significativa do que do lado suportado, provocando um acréscimo de pressão (tensão horizontal total) sobre a cortina do lado escavado, empurrando-a no sentido contrário ao do corte (Ou e Lai, 1994).

Relativamente à forma como se processa a deformação do maciço ao longo do tempo, na Figura 2.16 ilustra-se a evolução do deslocamento máximo da cortina ao longo de 150 dias após a conclusão da obra. Como seria de esperar, a maior taxa de recuperação do deslocamento máximo ocorre nos primeiros instantes, já que com o decorrer da consolidação os gradientes hidráulicos diminuem, retardando o processo de dissipação dos excessos de pressão neutra.

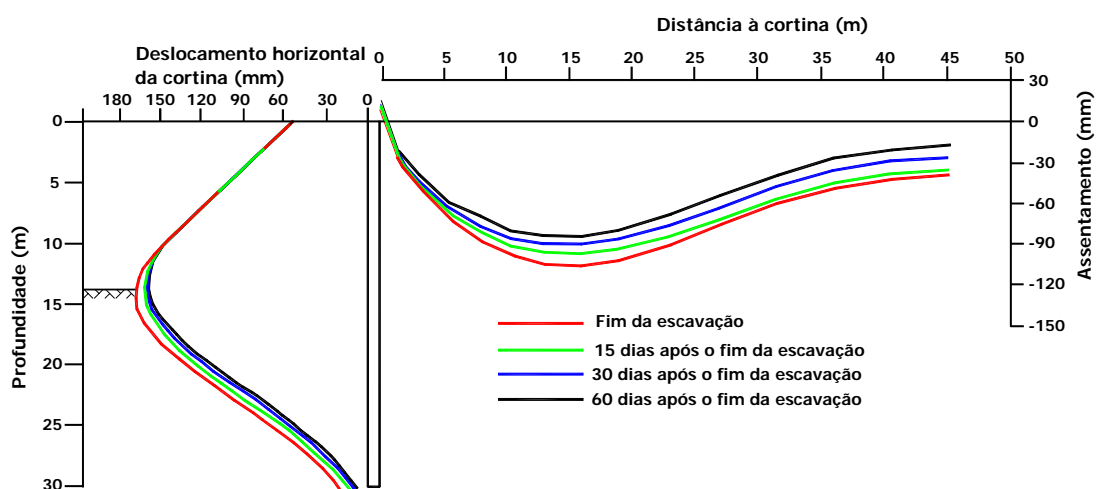


Figura 2.15 – Assentamentos do terrapleno e deslocamentos horizontais da cortina em diferentes instantes após a conclusão da escavação (Ou e Lai, 1994)

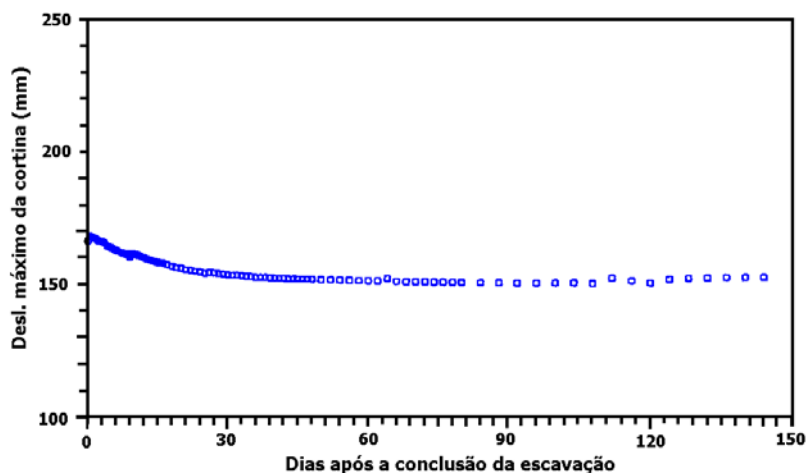


Figura 2.16 –Evolução do deslocamento horizontal máximo da cortina após a conclusão da obra (Ou e Lai, 1994)

Em relação à evolução dos esforços nos elementos estruturais resultante da consolidação, a Figura 2.15 permite tecer algumas considerações. Como se observa, os deslocamentos da cortina na zona abaixo da escavação tendem a diminuir com o decorrer da dissipação dos excessos de pressão de água nos poros. Por outro lado, na zona escorada a diminuição dos deslocamentos não é significativa. O acréscimo do deslocamento diferencial entre a zona suportada e a zona enterrada provoca um aumento da rotação das secções da cortina, sendo mais evidente na zona em que a convexidade da deformada é mais acentuada. O aumento da rotação das secções da cortina, leva ao acréscimo dos momentos flectores previamente instalados, sendo ainda de notar que é precisamente na zona em que ocorre o momento máximo positivo que ocorre o maior incremento de esforço de flexão devido à consolidação.

Simulações numéricas de escavações levadas a cabo por Martins (1993), nas quais foram contemplados os efeitos da consolidação, conduziram a tendências comportamentais idênticas às apresentados por Ou e Lai (1994). Como se pode constatar, em termos globais, os resultados desta simulação numérica estão em consonância com as considerações teóricas anteriormente apresentadas.



### **2.3.2.2 - Efeitos da consolidação associada à escavação do Shell Centre nas argilas fortemente sobreconsolidadas de Londres (Burland et al., 1979; Burford, 1988)**

A escavação Shell Centre em Londres foi realizada em 1959. Trata-se de uma escavação de grandes dimensões, com cerca de 210 m de desenvolvimento longitudinal, 110 m de largura e cerca de 12 m de profundidade. Esta obra tem a particularidade de existirem dois túneis do metropolitano de Londres cujo coroamento se encontra a apenas 1m de profundidade relativamente ao fundo da escavação (Ward, 1961).

A execução da escavação implicou a geração de elevados excessos de pressão neutra no solo envolvente aos túneis e subjacente ao fundo da escavação (Ward, 1961; Burland, 1979; Burford, 1988). Os deslocamentos verticais do coroamento dos túneis foram observados ao longo do tempo, por cerca de 27 anos, tal como se ilustra nas Figuras 2.17 e 2.18. Como se verifica, 27 anos após a conclusão da obra, o deslocamento vertical máximo do coroamento do túnel sul é cerca do triplo do valor máximo verificado no final da construção.

Na Figura 2.18 encontra-se representada a evolução temporal do deslocamento vertical de 5 pontos no coroamento do túnel do lado norte. A observação da figura permite verificar que a taxa de crescimento das deformações diminui ao longo do tempo, pois à medida que os excessos de pressão neutra se dissipam o gradiente hidráulico diminui, o que retarda a percolação e os efeitos de consolidação do maciço. No entanto, possivelmente, 27 anos ainda não terão sido suficientes para que o processo de consolidação se possa dar como terminado, pois nos 7 anos de intervalo entre as duas últimas medições ainda ocorreram deformações significativas (Burford, 1988).

Relativamente aos movimentos da superfície do maciço suportado, numa primeira fase, até 1962, ocorreu um ligeiro acréscimo do assentamento, tendo a partir dessa data sido verificado um processo de empolamento da superfície (Burland et. al., 1979).

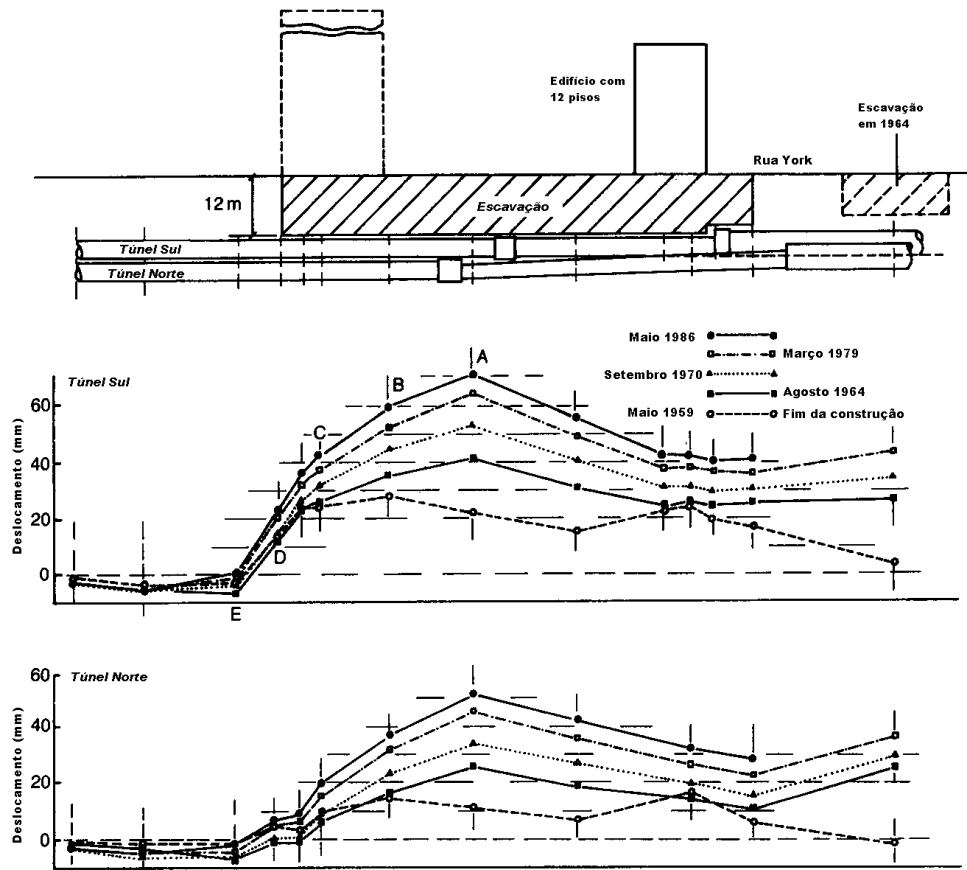


Figura 2.17 – Deslocamentos a curto e longo prazos do coroamento dos túneis subjacentes à escavação Shell Centre, Londres (Burford, 1988)

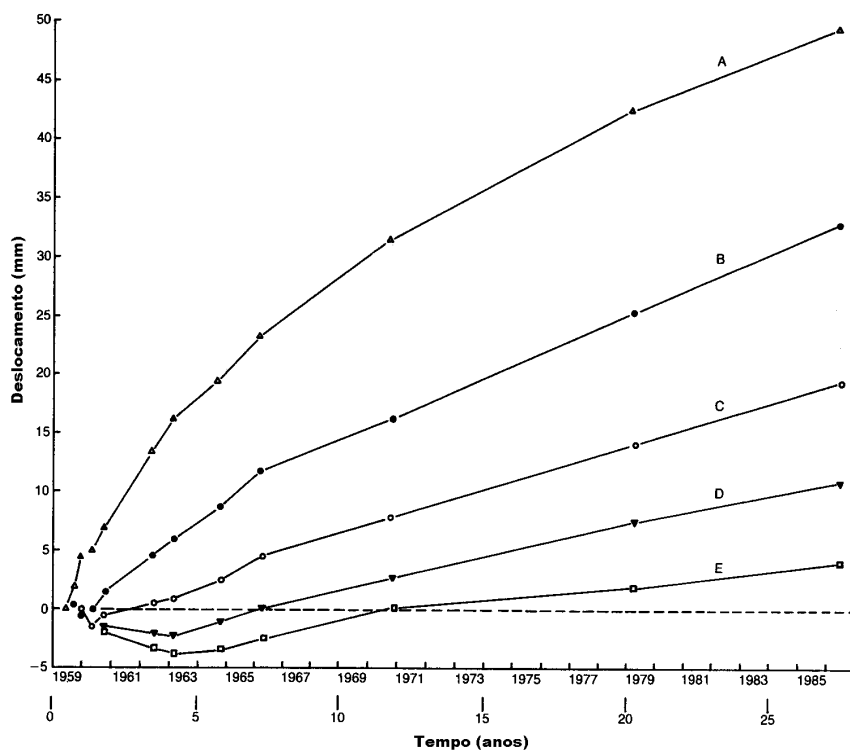


Figura 2.18 – Evolução temporal dos levantamentos de pontos localizados no coroamento dos túneis subjacentes à escavação Shell Centre, Londres (Burford, 1988)

## **2.4 - Breve nota sobre a geração de excessos de pressão de água nos poros durante a fase de instalação da cortina**

As considerações teóricas e os resultados experimentais apresentados nos pontos anteriores referem-se à geração de excessos de pressão de água nos poros decorrente da alteração do estado de tensão devido à execução da escavação. Nesses casos admitiu-se que a cortina é instalada sem que provoque alteração do equilíbrio inicial. No entanto, o próprio processo de instalação da cortina também provoca alteração do estado de tensão em repouso com a conseqüente geração de excessos de pressão de água nos poros.

Neste ponto procura-se fazer uma breve referência à alteração da pressão de água nos poros durante a fase de instalação da cortina, enfatizando-se a diferença entre a instalação de paredes moldadas e de cortinas de estacas-prancha.

As cortinas de estacas-prancha são executadas por cravação de elementos metálicos no maciço. Durante a fase de cravação o solo é comprimido à medida que a cortina penetra no mesmo, gerando-se excessos de pressão neutra positivos, os quais são mais elevados em solos moles do que em argilas sobreconsolidadas, dada a tendência dilatante positiva das últimas.

Na Figura 2.19 encontra-se representada a planta de instrumentação e a secção instrumentada da escavação HDR-4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago (Finno et al. 1989). Trata-se de uma escavação com cerca de 12,5 m de profundidade realizada ao abrigo de estacas-prancha metálicas, apoiadas por quatro níveis de escoramento.

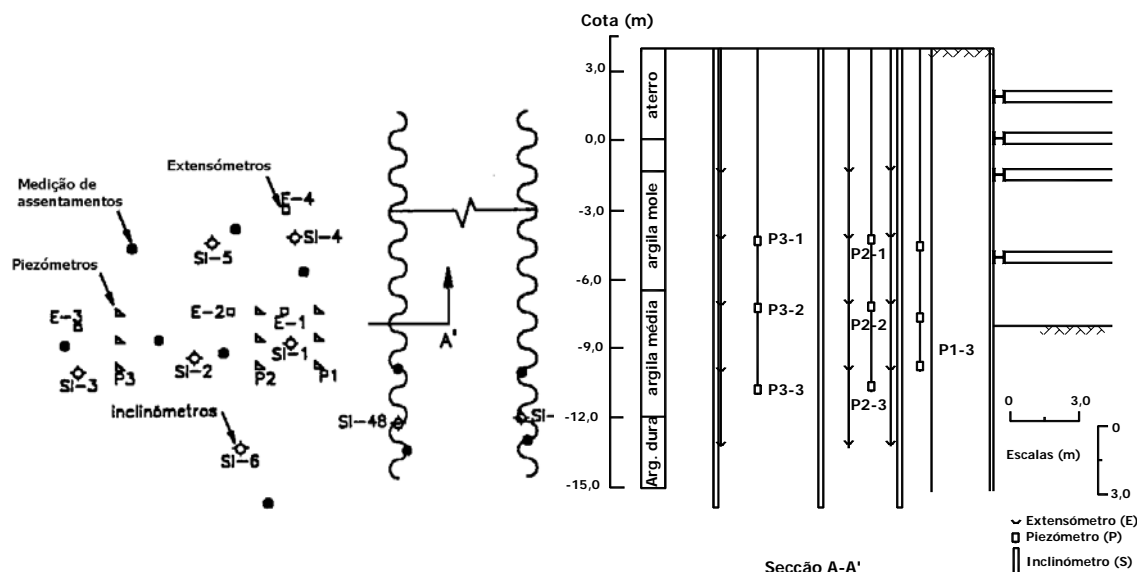


Figura 2.19 – Planta de instrumentação e secção instrumentada da escavação HDR-4, Chicago (Finno et al., 1989)

Na Figura 2.20 encontra-se representada a variação da pressão de água nos poros durante a instalação da cortina e a execução da escavação. Como se verifica, durante a fase de cravação das estacas os piezómetros localizados a uma distância de 6 m da cortina e do lado oposto à escavação registaram um elevado acréscimo da pressão de água nos poros.

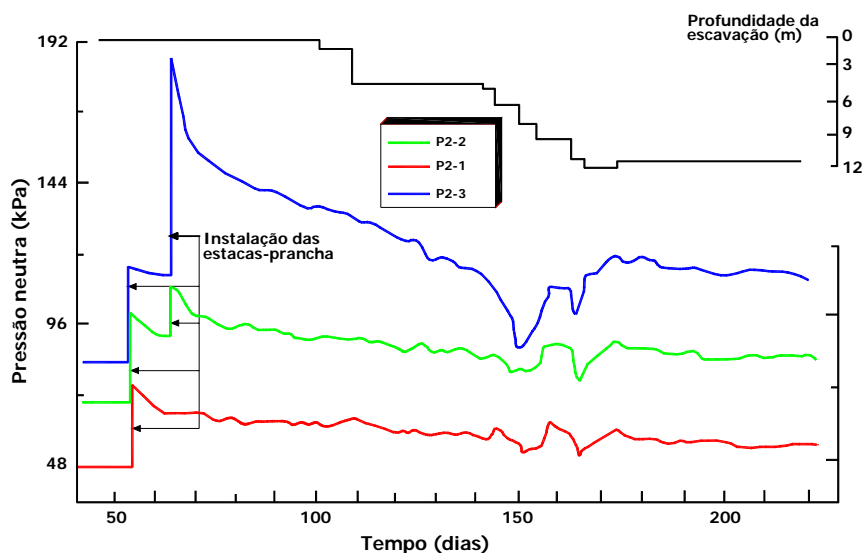


Figura 2.20 – Evolução das pressões neutras no maciço ao longo do processo construtivo (Finno et al., 1989)

Quando a estrutura de suporte é constituída por uma parede moldada, devido ao processo construtivo, a alteração do estado de tensão em repouso provocada pela instalação da cortina é distinta dos casos em que a cortina é constituída por estacas

cravadas. As paredes moldadas são betonadas contra o solo sendo para isso necessário a prévia abertura de uma vala com a largura da parede. A estabilidade da vala é garantida recorrendo-se a lamas bentoníticas ou outro fluido estabilizador. Quando se procede à escavação da vala ocorre alteração localizada do estado de tensão inicial do maciço, tendo as lamas a função de garantir a estabilidade da vala e minimizar a alteração ao estado de tensão inicial. Poh e Wong (1998), recorrendo a ensaios à escala real, procuraram avaliar os deslocamentos e a alteração do estado de tensão provocados pela instalação da cortina. Na Figura 2.21 encontra-se representado o perfil geotécnico do solo e o plano de instrumentação utilizado no ensaio. Como se observa nessa figura, o maciço onde foi construído o painel experimental é constituído por estratos com características distintas, dificultando a análise dos resultados.

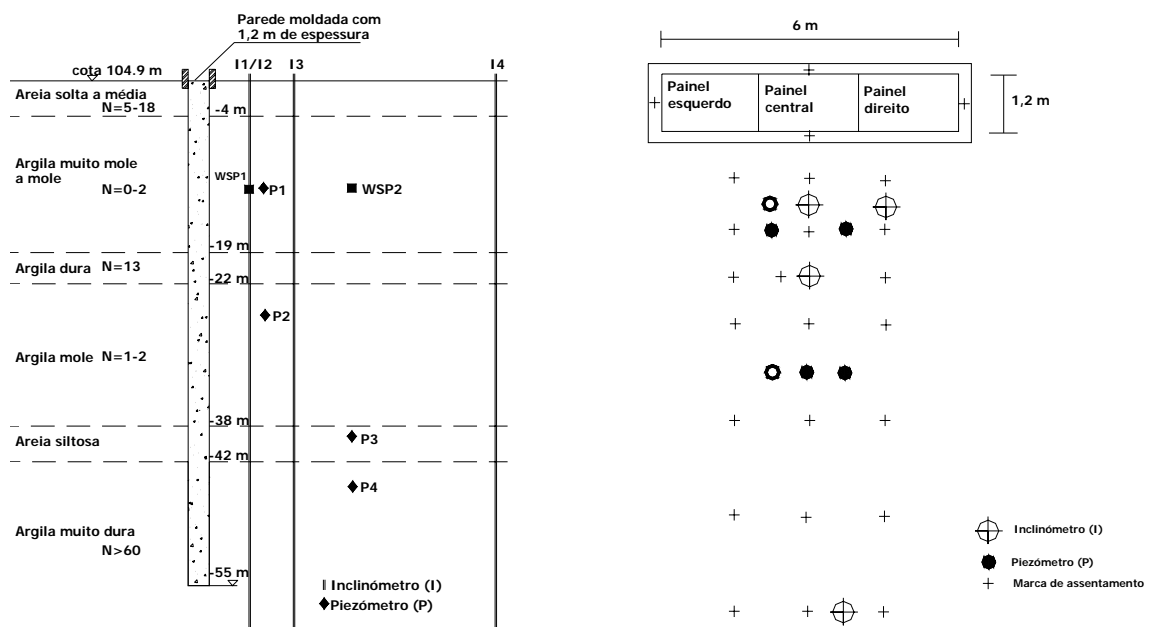


Figura 2.21 – Perfil geotécnico e plano de instrumentação. (Poh e Wong, 1998)

Na Figura 2.22 encontra-se representada a variação da cota piezométrica durante as várias fases do processo construtivo em três piezômetros cuja localização se encontra indicada na Figura 2.21. A análise da variação da pressão de água nos poros durante a construção da parede ultrapassa o âmbito do presente trabalho. No entanto, conclui-se que a pressão intersticial diminui durante as fases de escavação, ocorrendo um aumento durante as fases de betonagem da parede. No final do processo de execução da cortina, a pressão de água nos poros não apresenta grande variação em relação à pressão inicial.

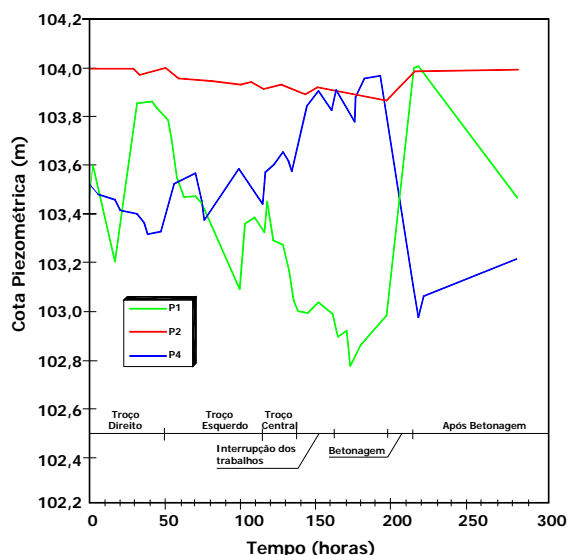


Figura 2.22 – Variação da cota piezométrica durante o processo de construção da parede moldada (Poh e Wong, 1998)

Lambe et al. (1972) observaram uma variação idêntica das pressões intersticiais durante a construção de uma parede moldada nas argilas sobreconsolidadas de Boston.

Em jeito de conclusão, refere-se que a perturbação do equilíbrio da pressão intersticial gerada pela instalação da cortina é menos significativa quando se recorre a paredes moldadas do que quando a cortina é materializada por estacas-prancha.

## 2.5 - Consolidação durante a construção - Campo de validade da condição não drenada

Quando o solo apresenta uma permeabilidade reduzida, como é o caso das argilas, a análise a curto prazo é geralmente realizada em termos de tensões totais, admitindo que não ocorre dissipação dos excessos de pressão neutra gerados pela escavação durante o decorrer da mesma, ou seja considerando que a resposta do maciço à solicitação ocorre de forma não drenada. Esta é uma simplificação corrente na análise do comportamento a curto prazo de obras geotécnicas. No entanto, convém esclarecer o campo de validade da adoção de comportamento não drenado para o maciço, sendo dois os parâmetros fundamentais que condicionam esta questão: a permeabilidade do maciço e a velocidade de execução da obra.

Caso fosse possível realizar uma escavação instantaneamente, durante a fase de construção não ocorreria dissipação dos excessos de pressão neutra. No entanto, tal não é fisicamente possível, constatando-se que o tempo necessário para finalizar a escavação poderá ter influência no processo de consolidação. A velocidade de dissipação dos excessos de pressão intersticial determina o comportamento do solo sob uma condição parcial ou totalmente drenada ou não drenada.

Infelizmente, não existem soluções analíticas para estimar o tempo necessário para que ocorra dissipação dos excessos de pressão neutra em torno de escavações, pois o problema é complexo devido a múltiplos factores, designadamente, a variação da geometria e das condições de fronteira hidráulicas à medida que a obra progride, as características mecânicas e hidráulicas do solo, o tempo de construção, etc.

Os primeiros estudos numéricos sobre esta questão foram levados a cabo por Osaimi e Clough (1979). Como seria de esperar, os autores concluíram que ocorre sempre alguma consolidação mesmo durante a fase de construção.

Na Figura 2.23 os autores apresentam, para o caso de uma escavação unidimensional, situação próxima à que ocorre no fundo da escavação próximo do plano de simetria, a evolução do grau de consolidação em função da permeabilidade do solo e do tempo necessário para a realização da escavação.

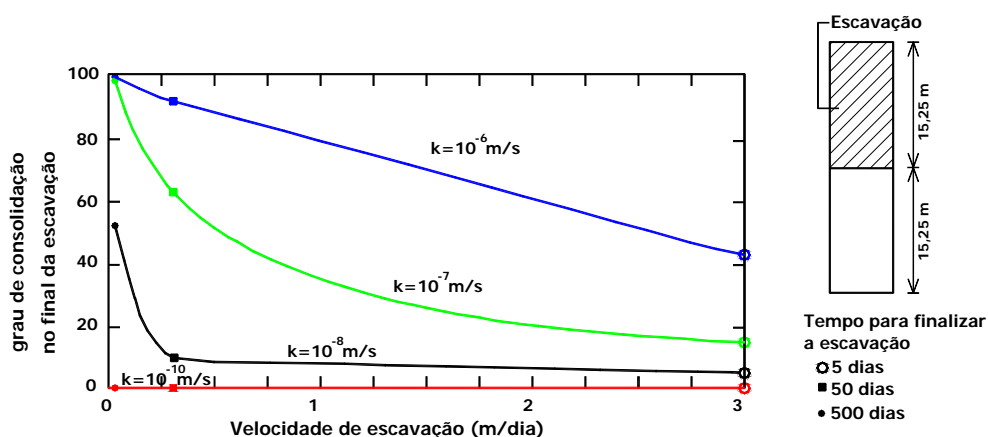


Figura 2.23 – Grau de consolidação verificado no final da construção para diferentes tempos de construção - escavação unidimensional (Osaimi e Clough, 1979)

Os resultados apresentados referem-se a uma escavação de aproximadamente 15 m num maciço com 30 m de possança. Os autores admitiram que o estrato inferior seria impermeável, pelo que a única fronteira drenante corresponde ao fundo da escavação. A

figura mostra que o grau de consolidação durante a construção é claramente dependente da velocidade com que a mesma é realizada (Osaimi e Clough, 1979; Clough e Schmidt, 1981).

Nos casos em que o solo apresenta uma permeabilidade considerável ou em que a velocidade de construção é relativamente lenta, como ocorre em escavações realizadas pelo método “top-down”, os efeitos da consolidação durante a construção podem tomar algum significado. Não obstante o facto de existirem poucos estudos relativos a esta questão, Yong et al. (1990) e Ou e Lai (1994), comparando simulações numéricas com os resultados da observação de obras, verificaram que considerando um comportamento parcialmente drenado para o solo reproduziam melhor os resultados experimentais do que admitindo condições não drenadas. Por outro lado, os resultados obtidos pelos autores revelam que a adopção de comportamento não drenado para o solo durante a fase de construção, caso a sua permeabilidade seja baixa, embora não conduza a resultados tão próximos da realidade como quando é considerada a consolidação durante a construção, pode ser encarada como aproximação razoável já que as diferenças comportamentais identificadas não são demasiado significativas.

Matos Fernandes (1983) justifica a adopção do comportamento não drenado durante a fase construtiva e por um período relativamente curto após o final da construção nos casos em que os apoios da cortina são pré-esforçados. O autor refere que o efeito do pré-esforço, principalmente em solos com coeficiente de impulso em repouso inferior a 1, tende a gerar um estado de tensão no maciço suportado próximo do estado de tensão em repouso, sendo pouco significativo o decréscimo da tensão média assim como o incremento das tensões de corte. Além disso, nos casos em que a cortina é impermeável, as condições de fronteira hidráulicas ficam cingidas à superfície livre ou à existência de alguma camada drenante, retardando o processo de dissipação (Osaimi e Clough, 1979; Matos Fernandes, 1983).

Clough e Schmidt (1981), analisando os resultados apresentados por Osaimi e Clough (1979), indicam que mesmo para períodos curtos de construção, caso a permeabilidade seja relativamente alta ou a sua caracterização não esteja bem definida, a análise e o dimensionamento da escavação deve contemplar o comportamento drenado e não drenado do maciço.



Relativamente ao comportamento de escavações em solos fortemente sobreconsolidados e fissurados, Bjerrum e Kirkedam (1958) relatam os resultados de um estudo que consistiu na medição de esforços em escoras numa escavação nas argilas fissuradas de Oslo, com 4 m de profundidade durante um período de 9 meses. Os autores verificaram que os esforços aumentaram ao longo do tempo, tendo identificado um grande acréscimo destes após um período de chuva. Na situação em apreço, a existência de fissuras reveste-se de duas questões de elevada relevância. Por um lado, constituem uma descontinuidade no maciço, criando uma superfície potencial de rotura; para além deste facto, a abertura das fissuras devido ao desconfinamento associado à escavação torna-as caminhos preferenciais de percolação, permitindo a rápida dissipação dos excessos negativos de pressão de água nos poros gerados pelas fases de escavação. Por sua vez, a percolação através do sistema de fissuras provoca o seu “amolecimento”, tornando estes planos em superfícies de extrema fragilidade (Bjerrum et al., 1958; Tomlinson, 1970; Ng 1998).

A rápida dissipação dos excessos de pressão de neutra leva a um decréscimo acentuado da resistência com o conseqüente aumento da pressão de terras exercida sobre a cortina (Cole e Burland, 1972; Ng, 1998). Pelo facto de os fenómenos de consolidação tenderem a ocorrer durante a fase construtiva, Bjerrum aconselha que, nos casos em que a obra interesse solos fissurados, o dimensionamento seja realizado em termos de tensões efectivas, admitindo pois condições drenadas. Mesmo para períodos de construção relativamente rápidos, o autor verificou que os esforços nos escoramentos são superiores aos calculados considerando comportamento não drenado para o maciço.

## **2.6 - Considerações finais**

Neste capítulo fez-se uma breve referência ao comportamento de escavações escoradas em solos argilosos tendo em conta os efeitos diferidos no tempo. Discutiu-se a problemática da geração de excessos de pressão neutra durante o processo de construção, recorrendo-se a considerações teóricas e a resultados da observação de obras. Apresentou-se uma abordagem teórica dos efeitos da consolidação quer ao nível da evolução do estado de tensão, quer ao nível da evolução dos deslocamentos.

Relativamente aos movimentos diferidos no tempo, através de resultados da observação de obras, análises numéricas e considerações teóricas, procurou-se apresentar a tendência de evolução dos movimentos com o decorrer do processo de consolidação. Por fim, discutiu-se o campo de validade do comportamento não drenado durante a construção. Salientou-se a necessidade de estender a análise de obras de escavação para além do período de construção, por forma a considerar os efeitos diferidos no tempo relacionados com a consolidação do maciço.

## **Capítulo 3**

### **Programa de cálculo**



### **3. Programa de cálculo**

#### **3.1 - Introdução**

A utilização de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos para a análise de obras geotécnicas, e em particular de escavações, remonta ao início da década de 1970.

O método dos elementos finitos é um método que consiste na discretização do meio permitindo a integração das equações diferenciais governativas do problema.

O programa de cálculo utilizado, designado por RECRIB, foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Borges, 1995). Visto que a implementação do programa de cálculo automático não foi efectuada pelo autor da presente dissertação, neste capítulo apenas se apresentam as características principais do programa, dando-se especial atenção aos fundamentos teóricos em que o mesmo se baseia.

#### **3.2 - Características do modelo utilizado**

O modelo utilizado, baseado no método dos elementos finitos, incorpora diferentes tipos de elementos por forma a permitir a modelação dos diversos componentes de estruturas geotécnicas. Sinteticamente, no contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento;
- formulação acoplada do problema mecânico e do problema hidráulico, tendo em conta as equações constitutivas do solo definidas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada ao longo de qualquer fase da obra, mesmo durante a execução da mesma, o que permite atender à evolução

dos excessos de pressão intersticial e do estado de tensão efectiva mesmo quando o solo é sujeito a trajectórias de tensão complexas; para além disso, a análise da obra pode ser estendida para o período pós-construção, analisando-se o efeito da dissipação dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção;

- utilização de modelos de estados críticos (Cam-clay, Cam-clay modificado e p-q- $\theta$ ) na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- simulação de interfaces entre materiais com comportamento mecânico distinto através de elementos de junta, podendo ser adoptado comportamento elástico linear ou elastoplástico para os mesmos.

A utilização de modelos não lineares em programas de cálculo através de elementos finitos torna necessária a adopção de técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares, já que a matriz que rege o comportamento do sistema (matriz de rigidez no caso do problema mecânico e de permeabilidade no problema hidráulico) é dependente das incógnitas, não sendo por isso possível a resolução directa. Estas técnicas podem subdividir-se em técnicas incrementais, técnicas iterativas e técnicas mistas (Reis, 2004).

O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo presente o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas), pelo que o seu autor adoptou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Deste modo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se poderá aplicar, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga).

É de salientar que a adopção de técnicas incrementais em problemas não lineares introduz afastamentos da solução numérica relativamente à solução real, já que o método consiste na divisão da solicitação aplicada num conjunto de incrementos e a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento de carga, não sendo actualizado durante o mesmo. Na Figura 3.1 ilustra-se a aplicação do método a um sistema com um grau de liberdade. Como é óbvio, quanto menores forem os incrementos aplicados menores serão as forças residuais,  $\{\psi\}$ .

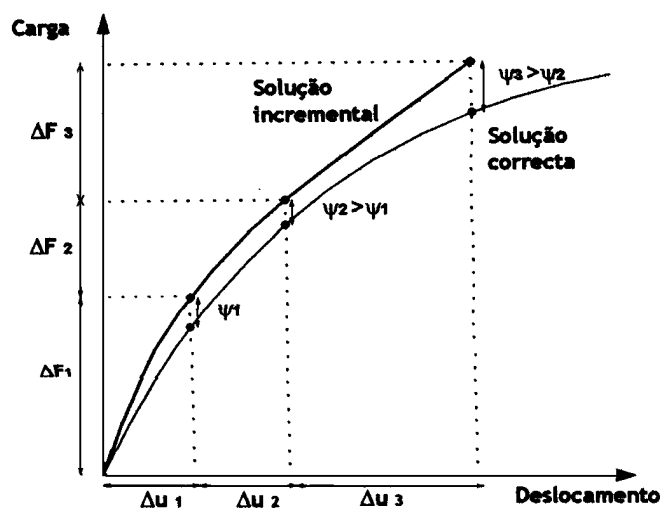


Figura 3.1 – Método incremental (Reis, 2004)

Tendo em conta as potencialidades dos actuais computadores, no decurso desta dissertação adoptou-se um número muito elevado de incrementos por forma a reduzir o erro inerente às técnicas incrementais.

### 3.3 - Consolidação em meios porosos deformáveis

#### 3.3.1 - Considerações gerais

Quando é aplicada uma acção a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte da carga aplicada fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e a outra instalada no fluído intersticial, designando-se esta parcela por excesso de pressão neutra. A distribuição do excesso de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluído intersticial para o esqueleto sólido. (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

Independentemente do sinal da variação volumétrica do solo durante este processo, a teoria matemática que rege o fenómeno é habitualmente designada por teoria da consolidação (embora o termo consolidação esteja em regra associado à diminuição volumétrica do solo durante o processo de dissipação dos excessos de pressão neutra, nesse caso positivos).

O estudo dos processos de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, pois para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Como se poderá ver mais à frente, o problema pode ser tratado através da integração no espaço e no tempo de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923. Embora esta teoria seja muito simplificada, formulada em termos unidimensionais e partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam bastante da realidade das obras geotécnicas, é ainda nos dias de hoje correntemente aplicada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros (Matos Fernandes, 1994; Borges, 1995).

Posteriormente aos trabalhos pioneiros de Terzaghi, foram vários os autores que aperfeiçoaram e adaptaram a teoria inicial, designando-se habitualmente tais teorias por extensões da teoria de Terzaghi, sendo que admitiam a hipótese de deformações e escoamento exclusivamente unidimensionais.

Uma vez que a maior parte dos problemas de Geotecnia não tem carácter unidimensional, foram surgindo teorias de consolidação multi-dimensional. Embora existam teorias anteriores, como a de Terzaghi-Rendulic (1936), a primeira teoria de consolidação multi-dimensional teoricamente consistente deve-se a Biot (1935, 1941). Posteriormente o próprio autor e outros procederam à extensão da teoria inicial a novas condições de aplicação.

A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluído intersticial, ou seja, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento.

Como se pode desde já concluir, o estudo dos problemas que envolvem a geração e a posterior dissipação de excessos de pressão neutra traduzem-se por uma maior complexidade do que os estudos que não contemplam este aspecto, pois se nestes últimos o problema se pode resumir a uma problema de equilíbrio mecânico, nos primeiros, para além do problema mecânico, existe o problema hidráulico, estando ambos interrelacionados e sendo evolutivos no tempo.



### 3.3.2 - Equações que regem o fenómeno

#### 3.3.2.1 - Problema mecânico – equações de equilíbrio mecânico

O problema mecânico é estudado à luz da Mecânica dos Meios Contínuos. Deste modo, existem duas condições fundamentais que qualquer ponto pertencente a um sólido tem de respeitar: o equilíbrio no interior do corpo, originando esta condição as equações de equilíbrio indefinido, e o equilíbrio na fronteira, condição aplicada mediante as acções aplicadas na superfície do corpo. Estas condições de equilíbrio permitem relacionar as tensões entre si e com as forças exteriores aplicadas ao corpo (Dias da Silva, 1995).

Tendo em conta o princípio da tensão efectiva, considere-se num determinado ponto do domínio o equilíbrio expresso pela expressão:

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\}p_w \quad [3.1]$$

em que  $\{\sigma\} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}]^T$  é o vector das tensões totais,  $\{\sigma'\} = [\sigma_x' \ \sigma_y' \ \sigma_z' \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}]^T$  representa o vector das tensões efectivas,  $\{m\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$  e  $p_w$  é a pressão intersticial.

Atendendo às relações constitutivas do material, formuladas em termos de tensões efectivas:

$$\{d\sigma'\} = [D]\{d\varepsilon_t\} \quad [3.2]$$

em que  $\{d\varepsilon_t\}$  representa o vector das deformações totais no esqueleto sólido originadas pela variação do estado de tensão efectiva, sendo traduzido da seguinte forma:

$$\{d\varepsilon_t\} = \{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_c\} - \{d\varepsilon_{pw}\} - \{d\varepsilon_0\} \quad [3.3]$$

em que  $\{d\varepsilon\}$  representa o vector das deformações totais do esqueleto sólido,  $\{d\varepsilon_c\}$  as deformações por fluência determinadas de acordo com a expressão:

$$\{d\varepsilon_c\} = \{c\}dt \quad [3.4]$$

$\{d\varepsilon_{pw}\}$  as deformações associadas pela compressão isotrópica das partículas induzidas pela variação de  $dp_w$  de acordo com a seguinte expressão:

$$\{d\varepsilon_{pw}\} = \frac{1}{3k_s} \{m\} dp_w \quad [3.5]$$

e, por último,  $\{d\varepsilon_0\}$  corresponde ao vector das deformações por causas não relacionadas com a variação do estado de tensão, tais como deformações devido a fenómenos térmicos ou químicos (Lewis e Schrefler, 1987).

Na expressão 3.4  $\{c\}$  é um vector que depende, em geral, do tempo e do estado de tensão efectiva. O parâmetro  $k_s$  da expressão 3.5 é o coeficiente de deformação volumétrica das partículas sólidas.

A matriz  $[D]$  é a matriz de deformação do material, sendo os seus termos função da lei de comportamento do mesmo. No caso de comportamento elástico e linear, os termos da matriz são constantes e apenas dependem dos parâmetros de elasticidade do material. Caso o comportamento seja elastoplástico, os termos da matriz  $[D]$  passam a ser também dependentes do estado de tensão efectiva. Uma vez que o modelo em questão resolve o problema não linear através de técnicas incrementais, os elementos que constituem a matriz são dependentes do estado de tensão efectiva, mas são constantes em cada incremento.

Num domínio  $\Omega$ , com fronteira  $\Gamma$ , o equilíbrio entre as tensões totais  $\{\sigma\}$ , por um lado, e as forças de massa  $\{b\}$  e as acções  $\{t\}$  aplicadas na fronteira, por outro, pode ser formulado pelo princípio dos trabalhos virtuais (P.T.V.). Considerando no domínio um campo de deslocamentos virtuais,  $\{\delta u\}$ , e as correspondentes deformações, pode escrever-se (aplicando o P. T. V. em termos incrementais):

$$\int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T \{d\sigma\} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta u\}^T \{db\} d\Omega - \int_{\Gamma} \{\delta u\}^T \{t\} d\Gamma = 0 \quad [3.6]$$

Deste modo, a expressão 3.6 é a equação integral de equilíbrio mecânico, incorporando as equações de equilíbrio indefinido ou interno, e as equações de equilíbrio na fronteira (Lewis e Schrefler, 1987).

Incorporando na expressão 3.6 o princípio da tensão efectiva (expressão 3.1) e as relações entre tensões e deformações (expressões 3.3, 3.4 e 3.5), e derivando em ordem ao tempo,  $t$  (já que os fenómenos em questão dependem desta grandeza), obtém-se a expressão geral de equilíbrio:

$$\int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T [D] \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} d\Omega + \int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T \{m\} \frac{\partial p_w}{\partial t} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T [D] \{m\} \frac{\partial p_w}{\partial t} \frac{1}{3k_s} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T [D] \{c\} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T [D] \left\{ \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial t} \right\} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta u\}^T \left\{ \frac{\partial b}{\partial t} \right\} d\Omega - \int_{\Gamma} \{\delta u\}^T \left\{ \frac{\partial t}{\partial t} \right\} d\Gamma = 0 \quad [3.7]$$

Caso os valores da pressão  $p_w$  fossem conhecidos, a resolução numérica da equação 3.7 permitiria obter os valores das tensões e dos deslocamentos nos diferentes pontos do domínio. No entanto, uma vez que  $p_w$  é uma das incógnitas do problema e o seu valor está relacionado com as deformações sofridas no domínio e com o tempo, é necessário recorrer às equações que regem o problema hidráulico (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995).

### 3.3.2.2 - Problema hidráulico – equações do escoamento

O problema hidráulico é estudado à luz da Mecânica dos Flúidos. Deste modo, existem duas condições fundamentais a respeitar, a condição de continuidade, ou de conservação da massa, e as condições de fronteira, sendo a pressão intersticial e a velocidade de percolação em qualquer ponto do domínio as incógnitas básicas do problema. As velocidades de percolação e os gradientes de pressões intersticiais encontram-se relacionados através da lei de Darcy.

Considere-se o elemento de volume infinitesimal representado na Figura 3.2, o qual está sujeito à entrada e saída de caudal. Considerando a deformabilidade do fluído, das partículas sólidas e do esqueleto sólido, por um lado, e tendo em conta o princípio da conservação da massa, por outro, a diferença entre o volume de entrada e saída do sistema terá de ser igual à deformação volumétrica do elemento de volume considerado subtraída da deformação volumétrica das partículas sólidas e do próprio fluído (Potts e Zdravkovics, 1999).

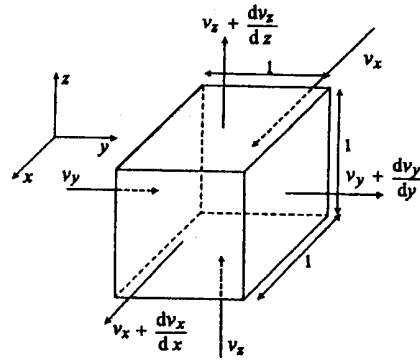


Figura 3.2 – Condição de continuidade (Potts e Zdravkovic, 1999 (adaptado))

Esta relação pode ser equacionada da seguinte forma (Lewis e Shrefler, 1987; Borges, 1995):

$$\{\nabla\}^T \{v\} + \left( \frac{\phi}{k_w} + \frac{1-\phi}{k_s} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} + \frac{1}{3k_s} \{m\}^T \left\{ \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \right\} - \{m\}^T \left\{ \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right\} = 0 \quad [3.8]$$

em que  $\{v\} = [v_x \ v_y \ v_z]^T$  é a velocidade fictícia de percolação da água,  $\{\nabla\} = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \ \frac{\partial}{\partial y} \ \frac{\partial}{\partial z} \right]^T$ ,  $\phi$  é a porosidade e  $k_w$  representa o coeficiente de deformabilidade volumétrica do fluido intersticial (as restantes grandezas têm o significado anteriormente referido).

Tendo em conta a lei de Darcy generalizada, o campo de velocidades é relacionado com os gradientes de pressão intersticial da seguinte forma:

$$\{v\} = -[k] \left\{ \nabla \right\} \left( \frac{p_w}{\gamma_w} + h \right) \quad [3.9]$$

sendo  $\gamma_w$  o peso volúmico do fluido intersticial,  $h$  a cota geométrica em relação a um referencial arbitrário e  $[k]$  a matriz de permeabilidade, sendo expressa da seguinte forma:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \quad [3.10]$$

A matriz  $[k]$  é simétrica e, em meios isotrópicos,  $k_{xx}=k_{yy}=k_{zz}=k$  e  $k_{xy}=k_{xz}=k_{yz}=0$ . É de notar que numa formulação geral os termos da matriz de permeabilidade não são constantes, podendo variar mediante as deformações do esqueleto sólido e do valor da pressão intersticial.

Como se pode verificar, na expressão 3.8 existem termos que são dependentes do problema mecânico anteriormente tratado. Deste modo, tendo em conta as relações constitutivas do equilíbrio mecânico anteriormente apresentado (expressões 3.2 a 3.5) e admitindo a aplicabilidade da lei de Darcy generalizada (expressão 3.9), a expressão 3.8 passa a ser (Borges, 1995):

$$A = \{\nabla\}^T \{\psi\} - R = 0 \quad [3.11]$$

sendo

$$\{\psi\} = [k] \{\nabla\} \left( \frac{p_w}{\gamma_w} + h \right) \quad [3.12]$$

e

$$R = \left( \frac{\phi}{k_w} + \frac{1-\phi}{k_s} - \frac{1}{9k_s^2} \{m\}^T [D] \{m\} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} - \left( \{m\}^T - \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \right) \left\{ \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right\} - \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \left( \left\{ \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial t} \right\} + \{c\} \right) \quad [3.13]$$

A equação 3.13 é pois a equação da continuidade que governa o escoamento, tendo por isso de ser verificada em todos os pontos do domínio e em todos os instantes temporais.

À semelhança da abordagem apresentada para o problema mecânico, para além da equação da continuidade, o regime de percolação instalado em cada instante temporal tem de ser compatível com as condições de fronteira do problema hidráulico. As condições de fronteira podem ser de dois tipos:

- i) fluxo imposto  $q$  (caudal por unidade de área) na fronteira  $\Gamma$ :

$$B = \{n\}^T [k] \{\nabla\} \left( \frac{p_w}{\gamma_w} + h \right) + q \quad [3.14]$$

em que  $\{n\}$  é o versor da fronteira  $\Gamma$ , sendo o sentido positivo o dirigido para o exterior do domínio (arbitrado);

ii) pressões intersticiais impostas na fronteira  $\Gamma$ .

Considerando um domínio espacial  $\Omega$  delimitado por uma fronteira  $\Gamma$ , a equação 3.13 tem de ser verificada em todos os pontos do domínio e a equação 3.14 em todos os pontos da fronteira  $\Gamma$ . Como é óbvio, tratando-se de um problema variável no tempo, as condições anteriormente referidas têm de se verificar em qualquer instante temporal. Quando se apresentou o problema mecânico procurou-se formular todo o problema através de uma única equação integral, que obrigatoriamente contemplava as condições de equilíbrio interno e externo. O mesmo será feito agora para o problema hidráulico, compreendendo numa única expressão as condições de continuidade e de fronteira.

Considerando duas funções arbitrárias  $a$  e  $b$ , para que simultaneamente a equação 3.11 se verifique em qualquer ponto do domínio  $\Omega$  e a expressão 3.14 em qualquer ponto pertencente à fronteira  $\Gamma$ , através do método dos resíduos pesados é necessário e suficiente que:

$$\int_{\Omega} aAd\Omega + \int_{\Gamma} bBd\Gamma = 0 \quad [3.15]$$

Procedendo à substituição da expressão 3.11 e 3.14 na equação 3.15, aplicando o teorema de Green para eliminar as derivadas de 2ª ordem, e admitindo que  $b = -a$ , obtém-se:

$$\int_{\Omega} \{\nabla\}^T a \{\Psi\} d\Omega + \int_{\Omega} aRd\Omega + \int_{\Gamma} aqd\Gamma = 0 \quad [3.16]$$

Esta é a equação integral que rege o escoamento do fluido num meio bifásico, e como tal tem de ser verificada em qualquer instante e em qualquer ponto do domínio  $\Omega$ . A variável básica no problema hidráulico é a pressão intersticial em qualquer ponto do domínio  $\Omega$  e em qualquer instante temporal. Como se pode verificar, na equação 3.13 a variável  $p_w$  depende das deformações volumétricas ocorridas no domínio  $\Omega$  e, por sua

vez, estas dependem da variação de  $p_w$ . Daqui decorre o facto de os problemas hidráulico e mecânico serem acoplados, ou seja existe interdependência entre os dois problemas, tendo de ser resolvidos em conjunto.

### **3.3.3 - Formulação do problema acoplado através da aplicação do método dos elementos finitos**

As equações gerais que regem os problemas mecânico e hidráulico foram demonstradas nos pontos anteriores (expressões 3.7 e 3.16). Como já foi referido, a análise dessas equações permite verificar a interdependência entre o problema mecânico (deformações do meio) e o problema hidráulico (escoamento do fluido intersticial). As expressões apresentadas anteriormente são equações diferenciais que têm de ser verificadas em todos os pontos do domínio e na sua fronteira, cuja resolução em condições gerais só é possível recorrendo a métodos numéricos.

De entre os vários métodos numéricos existentes, o programa de cálculo utilizado baseia-se no método dos elementos finitos (M.E.F.), tendo como variáveis básicas os incrementos dos deslocamentos e dos excessos pressão intersticial em cada incremento de cálculo.

Para a aplicação do M.E.F é necessária a discretização do meio em pequenos elementos. No caso de formulações acopladas mecânico-hidráulicas, a discretização passa por uma divisão do espaço físico em pequenas porções do espaço (elementos finitos tridimensionais, no caso mais geral) e por discretização do tempo em incrementos temporais (elementos unidimensionais). Após esta etapa, o comportamento no interior do elemento é definido pelas funções de forma, que definem a variação das incógnitas mediante a variação nodal dessas mesmas incógnitas. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento terá de ter.

Em cada elemento finito são formuladas em termos numéricos e matriciais as equações que regem o fenómeno, sendo para isso estabelecida uma matriz de

comportamento de cada elemento. Através da matriz de comportamento de cada elemento é formulada a matriz global, surgindo um sistema de equações nas quais as incógnitas básicas, como se referiu, são os incrementos dos deslocamentos nodais e das pressões intersticiais nos nós num determinado instante temporal, a partir dos quais se determina as tensões e as deformações. Como é óbvio, a continuidade do meio tem de ser garantida, ou seja é imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes.

Em relação aos métodos de discretização do espaço físico e do tempo e às técnicas inerentes ao M.E.F. para o estabelecimento da matriz governativa dos elementos, pode ser encontrada descrição detalhada em Lewis e Schrefler (1987), Borges (1995) e Potts e Zdravcovic (1999).

Relativamente ao modelo de cálculo pelo M.E.F. utilizado no desenvolvimento da presente dissertação, e tendo presente a influência diminuta de alguns parâmetros, deve ser aqui chamada a atenção para o facto de terem sido efectuadas algumas simplificações relativamente às condições gerais anteriormente apresentadas. As simplificações adoptadas foram as seguintes:

- i) as partículas sólidas e o fluído admitiram-se como incompressíveis; esta simplificação é perfeitamente aceitável tendo em conta a sua muito baixa deformabilidade face à deformabilidade do esqueleto sólido;
- ii) a fluência do esqueleto sólido é considerada desprezável, ou seja  $\{c\}=0$ ; esta simplificação é aceitável na maioria dos casos, sendo que em solos com elevado teor de matéria orgânica as deformações por fluência são significativas;
- iii) as deformações por efeitos químicos, térmicos ou outros que não envolvam a variação das tensões efectivas consideraram-se desprezáveis;
- iv) as condições de fronteira hidráulicas encontram-se limitadas à imposição de determinados valores de pressão intersticial na fronteira;
- v) a permeabilidade é considerada como independente do índice de vazios; esta simplificação é mais controversa do que as anteriores já que estudos experimentais demonstram uma relação de dependência entre a



permeabilidade e o índice de vazios; para além dos resultados experimentais, estudos numéricos demonstram que, em alguns casos, a dependência da permeabilidade face ao índice de vazios se traduz em diferenças comportamentais significativas (Reis, 2004); de qualquer modo, em termos práticos, escasseia em geral, informação disponível que permita estabelecer a dependência referida.

Tendo em conta as simplificações admitidas e as técnicas de formulação através do M.E.F., o sistema de equações que rege o problema acoplado pode ser formulado matricialmente da seguinte forma (formulação para cada elemento finito espacial):

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L] & \theta [H] \Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp}^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H] \left\{ p_{wp}^e \right\}_{tk} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad [3.17]$$

Nesta equação as variáveis têm o seguinte significado:

- [K] é a matriz de rigidez;
- [L] é a matriz de acoplamento;
- [H] é a matriz de escoamento;
- $\Delta t_k$  é o incremento de tempo;
- $\theta$  é um parâmetro que define como variam os excessos de pressão intersticial ao longo do incremento  $\Delta t$  (para que haja estabilidade numérica  $\theta \geq 0,5$ , tendo sido adoptado no modelo  $\theta=1$ );
- $\Delta u_p$  representa os valores nodais dos incrementos do vector deslocamento;
- $\Delta p_{wp}^e$  corresponde aos incrementos nodais dos excessos de pressão intersticial;
- $\left\{ \frac{df}{dt} \right\}$  é o vector das forças nodais, contemplando as forças mássicas e as forças exteriores;

- $\{p_{wk}^e\}_{tk}$  representa o vector que compreende os valores nodais do excesso de pressão intersticial nodal instalado no início do incremento.

As designações atribuídas aos termos do sistema de equações 3.17 são as geralmente utilizadas na bibliografia da especialidade (Hsi e Small, 1992; Holt e Griffiths, 1992) podendo, no entanto, ser encontradas outras formulações do problema. Por exemplo, em vez da incógnita ser o excesso de pressão intersticial, existem formulações similares em que a incógnita é a pressão intersticial ou a carga hidráulica

$$\left( h + \frac{p_w}{\gamma_w} \right).$$

Relativamente ao tipo de elementos utilizados em problemas acoplados, por uma questão de coerência quanto à variação das grandezas no interior do elemento, o número e a localização dos seus nós para os deslocamentos é distinto do número e da localização dos nós dos excessos de pressão intersticial. As funções de forma são pois, em geral diferentes.

Considere-se o exemplo de um elemento triangular de 6 nós, usado no presente trabalho (Figura 3.3), em que se consideram 6 pontos nodais para os deslocamentos e 3 pontos nodais para as pressões intersticiais. A variação dos deslocamentos no interior do elemento assume uma distribuição quadrática, pelo que a variação das deformações ( e também das tensões) é linear. Logo, por forma a ser mantida coerência no método, a variação dos excessos de pressão intersticial também deverá assumir uma distribuição linear. Deste modo, é comum à maioria dos programas de cálculo pelo M.E.F. considerar elementos nos quais o grau das funções de forma dos deslocamentos é maior do que o das funções de forma dos excessos de pressão intersticial.

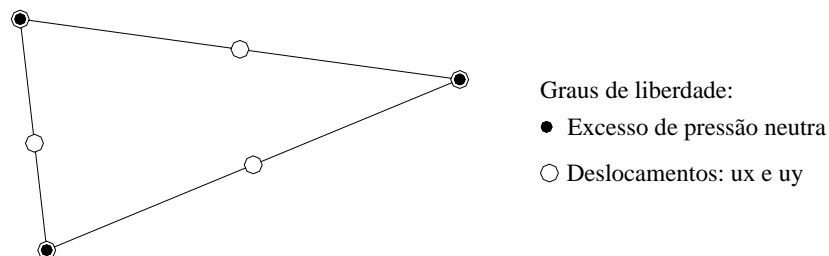


Figura 3.3 – Graus de liberdade em elementos finitos de consolidação

### 3.4 - Teste da análise de consolidação efectuada através do programa de cálculo RECRIB

Neste ponto são apresentadas duas análises de consolidação que permitem comparar os resultados do programa de cálculo RECRIB, já que se trata de problemas com solução teórica conhecida. A fiabilidade do programa na simulação de obras do tipo em estudo é assim aqui validada, e também no capítulo 7 do presente trabalho onde são comparados resultados numéricos com resultados experimentais de uma obra real.

Dos dois casos aqui analisados, o primeiro caso trata-se de um problema de consolidação unidimensional, cuja solução analítica foi desenvolvida por Terzaghi (1923). Este problema foi idealizado tendo por base estudos semelhantes realizados por Osaimi e Clough (1979), Hsi e Small (1992) e Holt e Griffiths (1992). O caso, embora muito simples, tem a particularidade de permitir verificar o capacidade do programa de cálculo em simular a escavação (retirada de elementos finitos) e a geração e a posterior dissipação de excessos de pressão neutra.

A malha de elementos finitos, as propriedades do solo, as condições de fronteira mecânicas, a posição do nível freático e a distribuição inicial de pressões neutras e das tensões efectivas verticais, encontram-se representadas na Figura 3.4. Em relação às condições de fronteira hidráulicas considerou-se que os limites da malha após a escavação seriam impermeáveis, à excepção do limite superior que corresponde à base da escavação.

Considerando-se o factor T, factor de tempo adimensional, dado por:

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad [3.18]$$

em que t é o intervalo de tempo, H é o caminho máximo de percolação (no presente caso corresponde à altura da coluna de solo remanescente) e  $c_v$  é o coeficiente de consolidação na direcção vertical podendo ser definido da seguinte forma:

$$c_v = \frac{k_y (1 - \nu') E'}{(1 - 2\nu')(1 + \nu') \gamma_w} \quad [3.19]$$

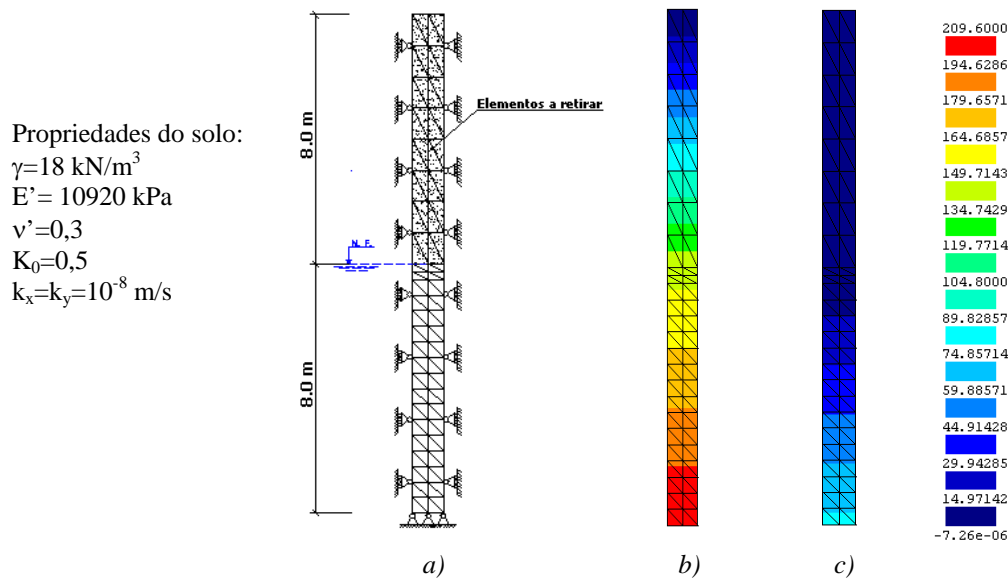


Figura 3.4 –Características do modelo de teste de consolidação 1D: a) malha de elementos finitos e propriedades do solo; b) distribuição de tensões efectivas verticais em repouso; c) distribuição de pressões neutras em repouso

Na Figura 3.5 apresenta-se, de forma adimensional, a distribuição da pressão neutra em diversos instantes (no eixo das abcissas encontra-se representada a razão da pressão neutra instalada no instante  $t$  pela pressão neutra instalada no instante  $T=0$ , e no eixo das ordenadas a razão  $z/H$ ). Como se pode verificar, os resultados numéricos são coincidentes com os resultados analíticos determinados através da teoria de consolidação de Terzaghi.

Nas Figuras 3.6 e 3.7 são apresentadas sob a forma de mapas de colorações as evoluções dos excessos de pressão neutra e das tensões efectivas verticais. Quando é realizada a escavação toda a sollicitação fica instalada no fluído intersticial, mantendo-se as tensões efectivas verticais inalteradas face às instaladas inicialmente. Posteriormente, à medida que vai decorrendo a consolidação, os excessos de pressão neutra negativos dissipam-se, diminuindo assim a tensão efectiva vertical.

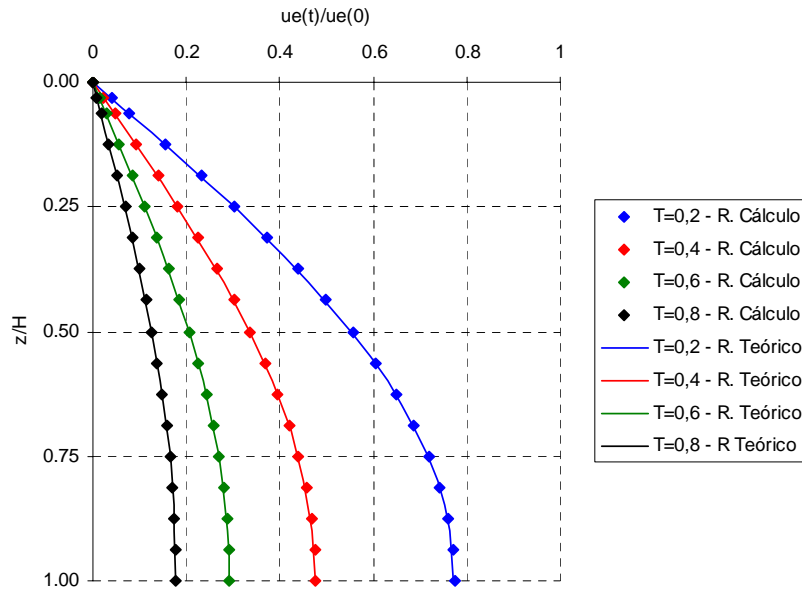


Figura 3.5 – Distribuição dos excessos de pressão neutra em diversos instantes  $T$  – comparação da solução analítica com a solução numérica

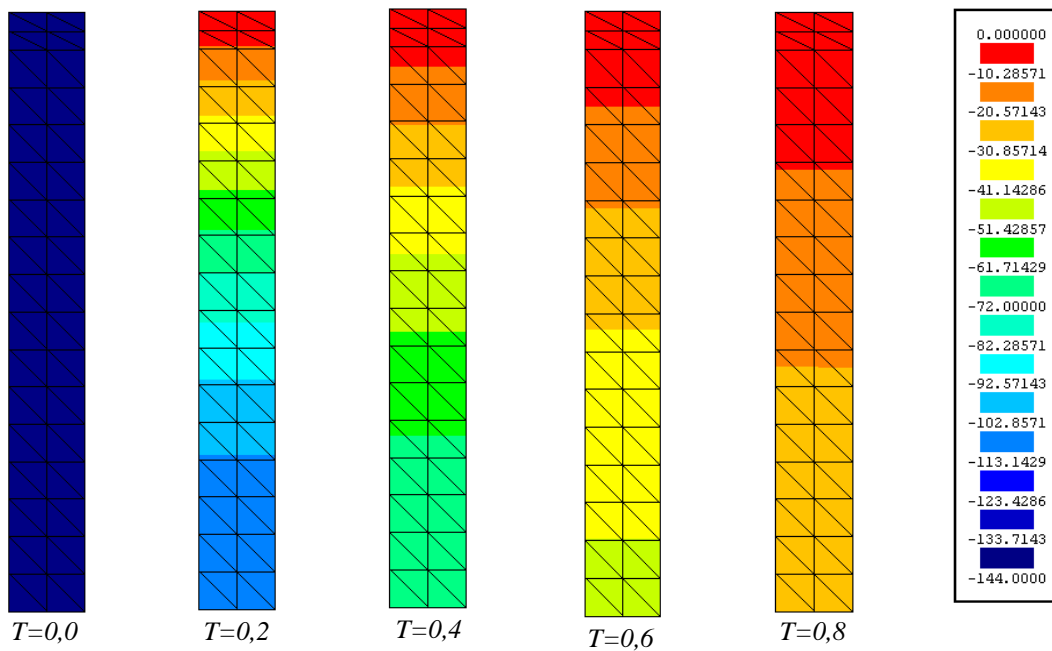


Figura 3.6 – Evolução dos excessos de pressão intersticial

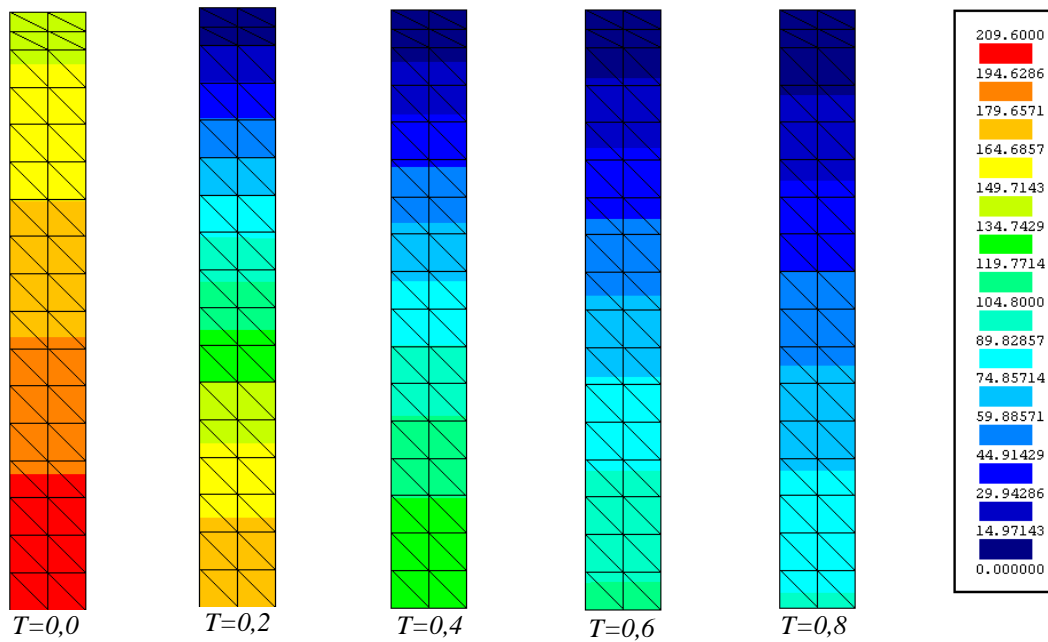


Figura 3.7 –Evolução das tensões efectivas

No segundo caso analisado, uma vez que o teste anterior apresenta carácter unidimensional, procurou-se simular um problema de consolidação bidimensional. São, no entanto, muito limitados os problemas de consolidação bidimensional com solução analítica conhecida. Shiffman et al. (1969), através da teoria de Biot, apresentam uma solução analítica para o carregamento de uma faixa com desenvolvimento infinito num maciço semi-indefinido, isotrópico (tanto relativamente às propriedades mecânicas como hidráulicas) e em regime elástico.

Na Figura 3.8 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada, assim como as propriedades do maciço. O nível freático foi considerado coincidente com a superfície do terreno e em termos de fronteiras hidráulicas considerou-se que os limites da malha seriam impermeáveis, com excepção da fronteira superior, considerada permeável. Dadas as condições de simetria do problema apenas se modelou o lado direito, sendo por isso a largura da faixa de carregamento  $2a$  (no caso em estudo considerou-se  $a=2\text{m}$ ).

No caso bidimensional, Shiffman et al. (1969) define o factor de tempo adimensional da seguinte forma:

$$T = \frac{c_v t}{a^2} \quad [3.20]$$

em que o coeficiente de consolidação,  $c_v$ , é dado pela seguinte expressão:

$$c_v = \frac{E'k}{(1 + \nu')\gamma_w} \quad [3.21]$$

Propriedades do solo:  
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$   
 $E' = 10920 \text{ kPa}$   
 $\nu' = 0,0$   
 $K_0 = 0,5$   
 $k_x = k_y = 10^{-8} \text{ m/s}$

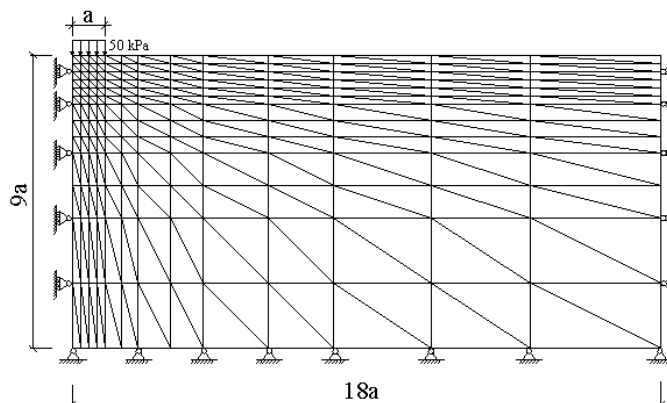


Figura 3.8 – Características do modelo de teste de consolidação 2D

Na Figura 3.9 apresenta-se a distribuição do excesso de pressão neutra ao longo do eixo de simetria do problema para o factor tempo  $T=0,1$ . O gráfico encontra-se na forma adimensional, em que no eixo das ordenadas aparece  $z/a$ , ou seja a profundidade a dividir por metade da largura da faixa de carregamento, e no eixo das abcissas  $u_e/q$ , excesso de pressão neutra a dividir pela carga  $q$ .

Como se pode verificar, a solução numérica é muito próxima da solução analítica, embora não possa deixar de se comentar o facto de neste caso a solução obtida através do programa RECRIB se afastar mais da solução analítica do que no caso anteriormente apresentado. Contudo, existe uma justificação para tal diferença: a expressão analítica refere-se a um maciço semi-indefinido, enquanto na análise numérica o domínio se encontra truncado, daí que as principais diferenças se façam sentir a maior profundidade.

A título meramente ilustrativo da globalidade dos excessos de pressão neutra gerados e da forma como estes se dissipam, na Figura 3.10 apresentam-se os mapas de isovalores do excesso de pressão neutra para diversos factores tempo.

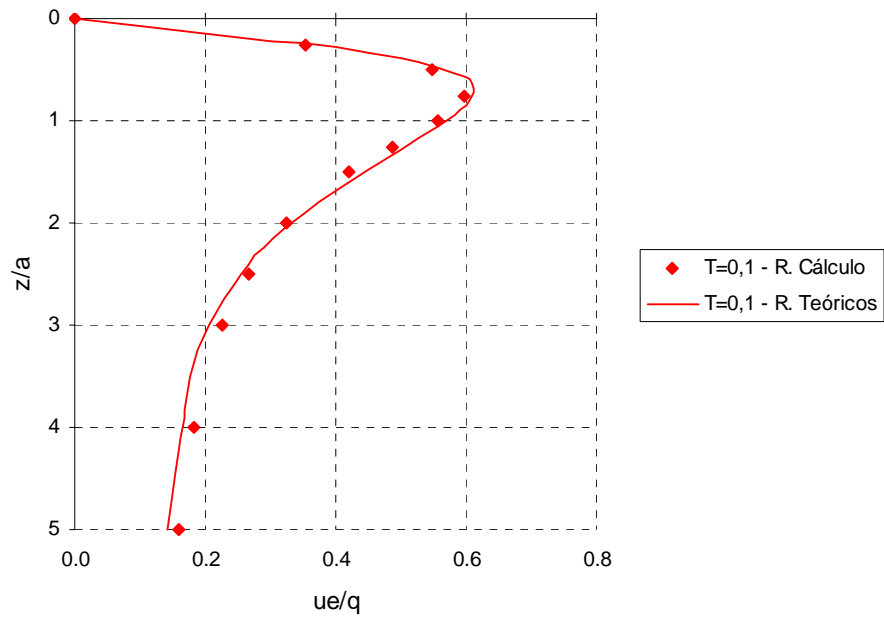
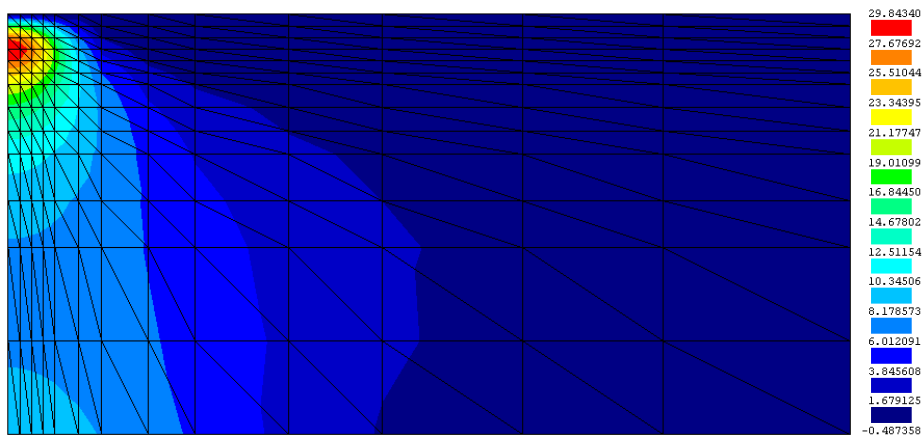
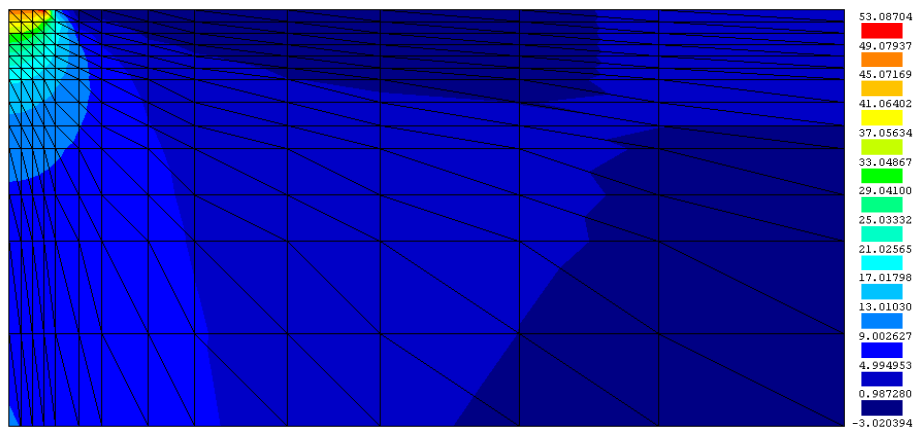
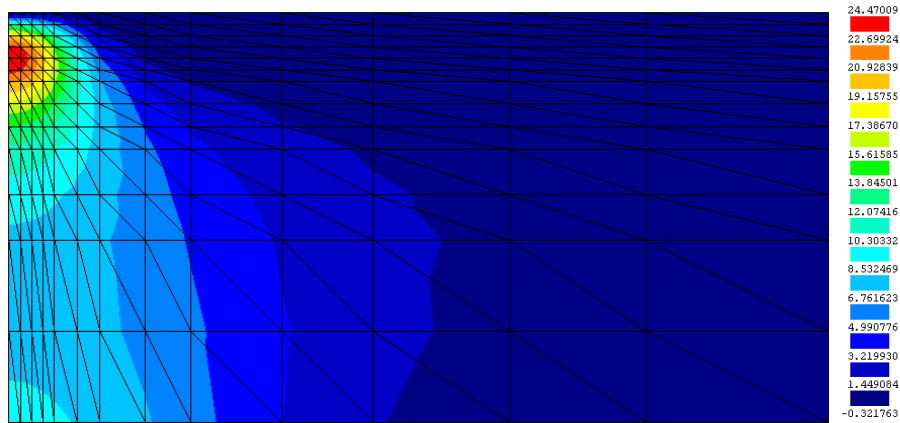


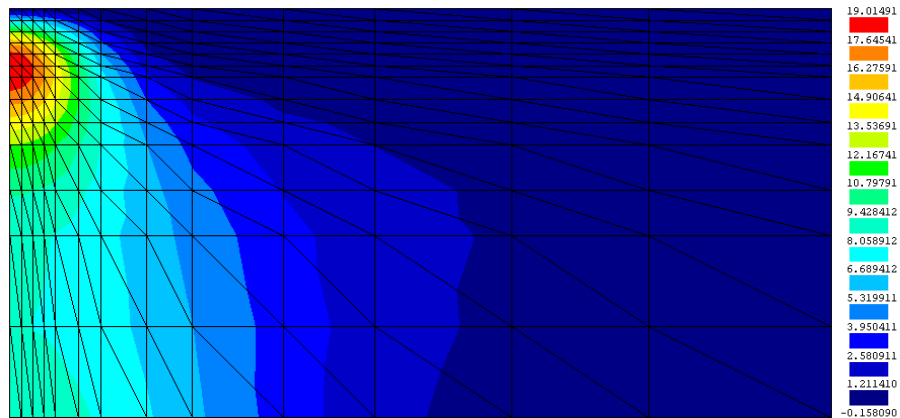
Figura 3.9- Distribuição do excesso de pressão neutra ao longo do eixo de simetria para  $T=0,1$  - comparação da solução analítica com a solução numérica



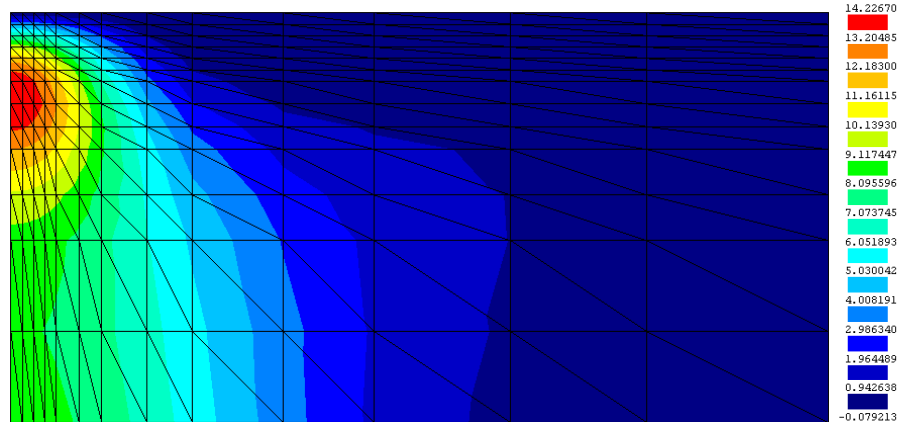




$T=0,2$



$T=0,4$



$T=0,8$

Figura 3.10- Distribuição do excesso de pressão neutra para diversos factores de tempo – resultados numéricos

### **3.5 - Considerações finais**

Neste capítulo procurou-se explicar os fundamentos teóricos principais utilizados na formulação acoplada hidro-mecânica implementada no programa de cálculo automático utilizado na elaboração da presente dissertação. Após a apresentação sucinta da teoria subjacente ao fenómeno em causa, apresentaram-se as simplificações e discutiram-se algumas das potencialidades do modelo de cálculo. Por último, apresentaram-se dois exemplos muito simples, que tendo carácter pedagógico permitiram também validar o programa de cálculo RECRIB.

## **Capítulo 4**

### **Modelo constitutivo do solo**



## **4. Modelo constitutivo do solo**

### **4.1 - Introdução**

A simulação numérica de obras geotécnicas requer a adopção de um modelo constitutivo que represente o comportamento do solo. Actualmente, é elevado o número de modelos passíveis de utilização em programas de elementos finitos.

A escolha de um modelo deverá ter em conta dois factores fundamentais. Por um lado, o modelo analítico a adoptar deverá simular correctamente o comportamento do solo e, por outro, o modelo deverá ser relativamente simples, de forma a não se tornar proibitivo dada a quantidade de parâmetros que envolve ou a dificuldade da sua obtenção através dos ensaios laboratoriais usuais. Estes dois factores são muitas vezes contraditórios na decisão do modelo a adoptar.

Tendo em conta as razões apresentadas, no presente trabalho recorreu-se aos modelos elastoplásticos de “Cambridge”. Os modelos assim designados assentam no conceito de estado crítico, e surgiram na década de sessenta do século XX na Universidade de Cambridge. A vantagem destes modelos, em relação a outros mais complexos, advém do facto de ser relativamente reduzido o número de parâmetros necessários ao estabelecimento das equações governativas, sem que tal prejudique seriamente a simulação dos aspectos fundamentais do comportamento real dos solos (Guedes de Melo e Maranha das Neves, 1975; Britto e Gunn, 1987; Borges, 1995; Chang et al., 1999; Oliveira, 2000.). De entre os vários conceitos inerentes à formulação destes modelos destacam-se os seguintes (Troung e Magnan, 1977):

- conceito de superfície de estado limite;
- noção de índice de vazios crítico (Casagrande) e de estado crítico (Roscoe);
- conceito de estado estável e sua formulação energética (Druker);
- subdivisão da deformação em componente reversível (elástica) e irreversível (plástica) (Roscoe e Pooroshasb);

- aplicação do princípio de trabalho máximo utilizando a superfície de estado limite como superfície de potencial plástico.

Tratando-se de modelos elastoplásticos, e com o intuito de apresentar as potencialidades dos modelos de estados críticos, incluem-se inicialmente breves considerações relativas aos modelos elastoplásticos, tecem-se alguns comentários em relação aos modelos de “Cambridge” e, em seguida, descreve-se o modelo p-q- $\theta$ , modelo utilizado na elaboração do presente trabalho. Por último, através de pequenos exemplos, ilustra-se o funcionamento e as potencialidades do modelo em causa.

## **4.2 - Fundamentos teóricos gerais da elastoplasticidade**

Os modelos elastoplásticos baseiam-se numa série de pressupostos relativos ao tipo de deformação passível de ocorrer num corpo sujeito a uma alteração do estado de tensão, permitindo assim relacionar o estado de tensão com o estado de deformação. Deste modo, nos solos, ocorrendo uma alteração do estado de tensão efectiva  $\{d\sigma'\}$ , o incremento do estado de deformação  $\{d\varepsilon\}$  é decomponível em duas parcelas: uma parcela elástica  $\{d\varepsilon_e\}$ , que corresponde às deformações recuperáveis caso se aplique uma variação de tensão simétrica da anterior, e uma parcela plástica  $\{d\varepsilon_p\}$ , irrecuperável, correspondendo às deformações residuais, caso se aplique uma variação de tensão simétrica da solitação inicial. Deste modo tem-se:

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_p\} \quad [4.1]$$

Em relação à componente elástica, dado o facto de as direcções principais do incremento de tensão serem coincidentes com as direcções principais do incremento de deformação, aquela é dependente apenas do incremento de tensão. Os incrementos de tensão e deformação são relacionáveis através da matriz de rigidez elástica  $[D_e]$ , cujos parâmetros são constantes, caso a elasticidade seja linear, ou variáveis, em função do estado de tensão, nos casos de elasticidade não linear. A relação tensão-deformação pode ser escrita na seguinte forma:

$$\{d\varepsilon_e\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma'\} \quad [4.2]$$

Quanto à parcela plástica, uma vez que a dependência directa entre os incrementos dos estados de tensão e de deformação deixa de se verificar, os incrementos de deformação plástica não se relacionam directamente com os incrementos de tensão, não sendo, por regra, proporcionais a estes; nos modelos elastoplásticos é necessário recorrer aos seguintes conceitos: superfície de cedência, superfície de potencial plástico, lei de fluxo e lei de endurecimento (Britto e Gunn, 1987).

A superfície de cedência, num espaço n-dimensional, representa a fronteira entre os estados de tensão possíveis dos impossíveis, permitindo controlar o tipo de deformações (elásticas e plásticas) correspondentes a um dado incremento de tensão. O critério de cedência é função escalar do estado de tensão efectiva  $\{\sigma'\}$  e das deformações plásticas ocorridas até um determinado momento  $\{\varepsilon_p\}$ , podendo traduzir-se da seguinte forma:

$$f=f(\{\sigma'\},\{\varepsilon_p\}) \quad [4.3]$$

Impondo  $f=0$ , em função das deformações plásticas ocorridas até determinado instante, obtém-se a superfície de cedência. Uma variação do estado de tensão que resulte numa trajectória de tensão no interior da superfície de cedência ( $f<0$ ) resulta somente na ocorrência de deformações elásticas. Caso a trajectória de tensão de um determinado ponto tenda a “cruzar” a superfície de cedência, ocorrem deformações plásticas, a superfície de cedência muda de tamanho (endurecimento isotrópico) ou de posição (endurecimento cinemático), estando o ponto representativo do estado de tensão final sobre a nova superfície de cedência, dado que é impossível a existência de um estado de tensão exterior a esta (Britto e Gunn, 1987). Quando o estado de tensão atinge a superfície de cedência ( $f=0$ ), as deformações totais têm, em geral, duas componentes, a parcela elástica e a parcela plástica.

A alteração da superfície de cedência é controlada pela lei de endurecimento,  $Y$ , função das deformações plásticas ocorridas. A função de endurecimento do material deve ter em conta a simulação correcta do comportamento do material, bem como a simplicidade da sua aplicação. Pela última razão, geralmente, adoptam-se leis de endurecimento isotrópico, ou seja, a superfície de cedência pode expandir ou contrair não ocorrendo translação da mesma. Neste caso, a função de endurecimento pode

expressar-se em função de um só parâmetro,  $h$  (parâmetro de endurecimento), isto é  $Y=Y(h)$ , sendo  $h$  definido em função das deformações plásticas.

Como já foi referido, no caso de a trajectória de tensão encontrar a superfície de cedência, ocorrem deformações plásticas. Dado que a direcção dos incrementos de deformação plástica não é coincidente com a direcção dos incrementos de tensão, é necessário recorrer ao conceito de potencial plástico,  $g$ , função escalar das componentes do estado de tensão e das deformações plásticas,

$$g=g(\{\sigma'\};\{\varepsilon_p\}) \quad [4.4]$$

Considerando  $g=0$ , obtém-se a superfície de potencial plástico.

A direcção do vector dos incrementos de deformação plástica é definida através desta superfície, sendo o primeiro ortogonal à última (Guedes de Melo e Maranha das Neves, 1975; Britto e Gunn, 1987).

A definição da função potencial plástico requer a realização de muitos ensaios, pelo que, em geral, e por uma questão de simplicidade, se admite que  $g=f$ , designando-se a lei de fluxo por associada. Por sua vez, quando  $g \neq f$ , a lei de fluxo designa-se por não associada (Cardoso, 1987).

Chama-se a atenção que a superfície potencial plástico não define a grandeza do incremento de deformação plástica, mas apenas a grandeza relativa das componentes do tensor das deformações através da definição da direcção do vector de deformação plástica incremental.

Deste modo, o vector incremento das deformações plásticas é determinado através da lei de fluxo, expressa da seguinte forma:

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right\} \quad [4.5]$$

sendo  $d\lambda$  um factor de proporcionalidade de cujo valor depende a grandeza do vector de deformação plástica.



Tendo em conta os conceitos apresentados, é possível recorrer a uma formulação geral que permite relacionar incrementos de tensão e de deformação, independentemente das deformações serem elásticas ou plásticas, definindo-se a matriz de rigidez elastoplástica  $[D_{ep}]$  que permite chegar à seguinte relação:

$$\{d\sigma'\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad [4.6]$$

Nos modelos com fluxo associado e endurecimento isotrópico, isto é, quando  $g=f$  e  $Y=Y(h)$ , a matriz  $[D_{ep}]$  é dada por (Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987; Potts e Zdravcovisc, 1999):

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \{a\} \{a\}^T [D_e]}{\{a\}^T [D_e] \{a\} - c \{H\}^T \{a\}} \quad [4.7]$$

em que  $[D_e]$  é a matriz de rigidez elástica e as restantes variáveis são definidas da seguinte forma:

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad [4.8]$$

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} \quad [4.9]$$

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon_p\}} \right\} \quad [4.10]$$

Por uma questão de facilidade do cálculo do vector  $\{a\}$ , é conveniente expressar a função de cedência em função dos invariantes das tensões,  $I_1$ ,  $J_2$  e  $\theta$ :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{I_1}{3} \quad [4.11]$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left[ (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right]} = \sqrt{3J_2} \quad [4.12]$$

$$\theta = \frac{1}{3} \text{sen}^{-1} \left[ -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right] \quad \text{com} \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad [4.13]$$

em que:

$$J_3 = (\sigma'_1 - p')(\sigma'_2 - p')(\sigma'_3 - p') \quad [4.14]$$

e  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$  representam as tensões principais.

Como é óbvio, a formulação da função de cedência em termos dos invariantes de tensões só é possível caso o material apresente comportamento isotrópico.

O vector  $\{a\}$ , definido na expressão 4.8, pode calcular-se da seguinte forma (Zienkiewicz, 1977):

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} = \left( \frac{\partial f}{\partial p'} [M_0] + \frac{\partial f}{\partial J_2} [M_1] + \frac{\partial f}{\partial J_3} [M_2] \right) \{\sigma'\} \quad [4.15]$$

em que  $\{\sigma'\}$  é o vector que caracteriza o estado de tensão instalado (no referencial geral XYZ), e as matrizes  $[M_0]$ ,  $[M_1]$  e  $[M_2]$  definem-se da seguinte forma:

$$[M_0] = \frac{1}{9p} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ \textit{simétrica} & & & & 0 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad [4.16]$$

$$[M_1] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2 & 0 & 0 \\ \textit{simétrica} & & & & 2 & 0 \\ & & & & & 2 \end{bmatrix} \quad [4.17]$$

$$[M_2] = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}\sigma'_x & \frac{1}{3}\sigma'_z & \frac{1}{3}\sigma'_y & -\frac{2}{3}\tau_{yz} & \frac{1}{3}\tau_{zx} & \frac{1}{3}\tau_{xy} \\ & \frac{1}{3}\sigma'_y & \frac{1}{3}\sigma'_x & \frac{1}{3}\tau_{yz} & -\frac{2}{3}\tau_{zx} & \frac{1}{3}\tau_{xy} \\ & & \frac{1}{3}\sigma'_z & \frac{1}{3}\tau_{yz} & \frac{1}{3}\tau_{zx} & \frac{2}{3}\tau_{zx} \\ & & & -\sigma'_x & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ & & & & -\sigma'_y & \tau_{yz} \\ & & & & & -\sigma'_z \end{bmatrix} + p' \begin{bmatrix} -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & -\frac{1}{3} & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & -\frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \quad [4.18]$$

### 4.3 - Os modelos de “Cambridge”

#### 4.3.1 - Generalidades

Tal como já foi referido, os modelos de Cambridge surgiram na década de sessenta, com um modelo inicial designado por “Cam-clay”. Posteriormente, surgiram várias adaptações e melhorias, tendo surgido o modelo “Cam-clay modificado”, o “Cam-clay modificado revisto” e o modelo “ $p-q-\theta$ ”, entre outros. A vantagem destes modelos em relação a outros mais simples, como o elástico-perfeitamente plástico com a superfície de cedência de Mohr-Coulomb, reside no facto de envolverem diversos conceitos relativos ao comportamento dos solos tais como a dependência estado de tensão-volume de vazios e de terem superfícies de cedência fechadas, permitindo a correcta modelação das deformações volumétricas elastoplásticas derivadas da solicitação a que o solo estiver sujeito.

Todos os modelos referidos têm uma base comum: são modelos elastoplásticos com endurecimento em que a superfície de cedência é fechada, e assentam na designada Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Consoante as trajectórias de tensão efectiva, a superfície de cedência, dependendo das deformações volumétricas plásticas, poderá expandir (endurecimento) ou contrair (amolecimento), correspondendo estas duas situações a aumento ou a diminuição da resistência ao corte do material, respectivamente.

### 4.3.2 - Conceitos base

Os modelos de Cambridge são modelos elastopásticos com endurecimento (ou amolecimento), em que o estado do solo no espaço  $p'$ ,  $q$ ,  $v$  é definido de acordo com a Figura 4.1. As variáveis têm o seguinte significado:  $p'$  representa a tensão média efectiva,  $q$  a tensão de desvio e  $v$  o volume específico, isto é, o volume de solo que contém o volume unitário de partículas sólidas.

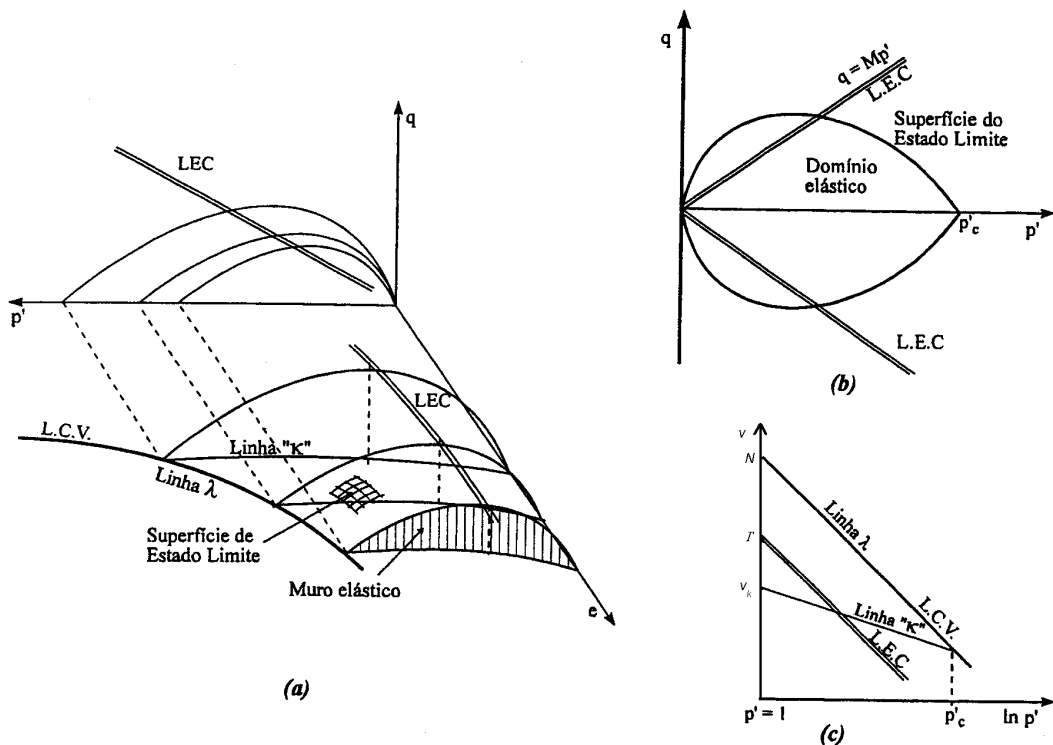


Figura 4.1 – Diagrama  $p', q, v$  correspondente ao modelo Cam-clay (adaptado de Venda Oliveira, 2000).

Na Figura 4.1b, em correspondência com os parâmetros de tensão,  $p'$  e  $q$  (que definem o sistema de eixos), encontram-se os parâmetros de deformação:  $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_d$ , deformação volumétrica e distorcional, respectivamente. Num estado axissimétrico, correspondente a um ensaio triaxial,  $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_d$ , podem ser descritos pelas seguintes expressões, tendo em conta a constância do trabalho realizado durante a deformação:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad [4.19]$$

$$\varepsilon_d = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad [4.20]$$

em que  $\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_r$  representam a extensão axial e radial, respectivamente.

A superfície de cedência ou também designada por superfície de estados limite (S.E.L.), assinalada na Figura 4.1a, delimita os estados de tensão possíveis dos impossíveis. Caso o solo seja submetido a uma trajectória de tensão no interior da superfície as deformações serão elásticas, caso o estado de tensão se encontre sobre a superfície limite as deformações terão componente plástica. Nenhum estado de tensão poderá ocorrer no exterior da superfície de cedência.

Na Figura 4.1 encontra-se assinalada a linha de estados críticos (L.E.C.). O fundamento da formulação dos estados críticos baseia-se no conceito de que o solo quando sujeito a tensões de desvio tende a atingir um estado, estado crítico (ou resistência última do material), correspondente a deformação sem alteração do estado de tensão nem de volume, ou seja, comporta-se como um líquido friccional, ocorrendo apenas distorção do mesmo (Guedes de Melo e Maranha das Neves, 1975).

O estado crítico é definido pelas seguintes equações:

$$q = Mp' \quad [4.21]$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad [4.22]$$

em que  $M$  e  $\lambda$  representam, respectivamente, os declives da linha de estados críticos no referencial  $p'-q$  e no referencial  $\ln(p')-v$ ;  $\Gamma$  corresponde ao volume específico do solo, em situação de estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva unitária. O parâmetro  $M$  é constante nos modelos Cam-clay e Cam-clay modificado e varia com o invariante  $\theta$  das tensões no modelo  $p-q-\theta$ ;  $\lambda$  e  $\Gamma$  são constantes características do solo.

No diagrama  $\ln(p')-v$  da Figura 4.1c, encontram-se representadas as linhas de compressão isotrópica virgem (L.C.V) e uma linha de descarga-recarga (linhas “k”). A linha de compressão isotrópica virgem baseia-se em condições de consolidação isotrópica e é traduzida da seguinte forma:

$$v = N - \lambda \ln(p') \quad [4.23]$$

em que  $N$ , constante característica do solo, representa o volume específico do solo quando  $p'=1$ ; a inclinação da recta no referencial  $\ln(p')-v$ ,  $\lambda$  é a mesma da linha de estados críticos.

Por último, as “linhas  $k$ ” representam, num diagrama  $\ln(p')-v$ , as trajectórias de recarga ou de descarga em condições isotrópicas. Existe uma infinidade de “linhas  $k$ ”, sendo definidas da seguinte forma:

$$v = v_k - k \ln(p') \quad [4.24]$$

em que  $v_k$  representa o volume específico correspondente a uma dada “linha  $k$ ” quando  $p'$  toma valor unitário e  $k$  é um parâmetro característico do solo que define a inclinação no referencial  $\ln(p')-v$  das “linhas  $k$ ”.

Compete aqui referir que as deformações elásticas ocorrem quando a trajectória de tensão no diagrama  $\ln(p')-v$  percorre uma dada “linha  $k$ ”. No espaço  $p'-q-v$  o domínio elástico corresponde ao que se designa por “muro elástico”, que representa a superfície cilíndrica com geratriz vertical apoiada sobre uma “linha  $k$ ”, que se encontra no interior da superfície de cedência (Venda Oliveira, 2000). Existindo uma infinidade de linhas  $k$ , também existe uma infinidade de “muros elásticos”. Sempre que uma dada trajectória de tensão se desenvolver sobre um muro elástico, não ocorrem deformações plásticas. As deformações plásticas derivam da passagem de um “muro elástico” para outro, ou seja, num diagrama  $\ln(p')-v$ , quando a trajectória de tensão implica uma mudança de linha  $k$ .

### **4.3.3 - Modelo p-q- $\theta$**

#### **4.3.3.1 - Superfície de estados críticos**

No decurso dos estudos que conduziram a esta dissertação, utilizou-se o modelo p-q- $\theta$  por ser o mais versátil, pelo que neste capítulo apenas se expõe em pormenor a formulação deste modelo, sendo relativamente simples a analogia entre este e os restantes.

O modelo p-q- $\theta$  apresenta a particularidade, face aos modelos Cam-clay e Cam-clay modificado, de adoptar a superfície de Mohr-Coulomb como superfície de estados

críticos em vez da superfície de Drucker-Prager. Por esta razão, no modelo em apreço, a rotura última é dependente do invariante  $\theta$ , traduzindo-se por uma melhor aproximação aos resultados experimentais, como mostra a Figura 4.3 (Lade e Duncan, 1973; Wood, 1990; Potts e Zdrovkovic, 1999b; Chang et al., 1999).

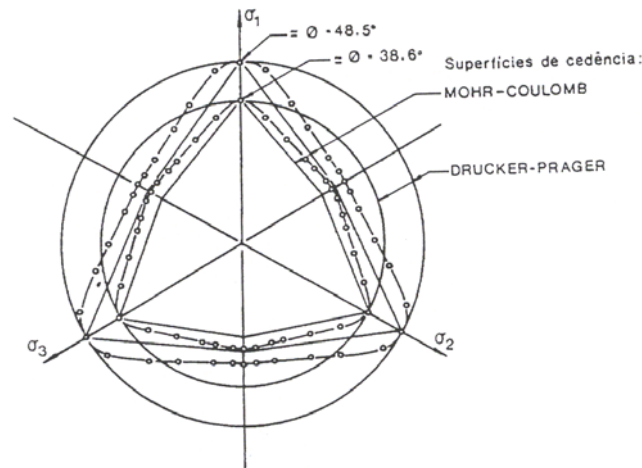


Figura 4.2 – Comparação das superfícies de rotura de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb no plano octaédrico com os resultados experimentais obtidos para uma areia no estado solto e denso (adaptado de Lade e Duncan, 1973)

Embora esta questão possa parecer secundária numa primeira análise, o facto de se adoptar o hexágono de Mohr-Coulomb no plano octaédrico como superfície de rotura última, em detrimento do círculo de Drucker-Prager, traduz-se por uma grande diferença de resposta do solo quando solicitado em condições diferentes às que ocorrem numa câmara triaxial (pois nestas situações o invariante  $\theta$  toma o valor de  $-30^\circ$ , em trajectória de compressão e  $+30^\circ$  em trajectória de extensão).

Com o intuito de avaliar a influência do invariante  $\theta$  na resposta do solo em condições de estado plano de deformação, Potts e Zdravkovic (1999b) realizaram duas análises de uma sapata corrida rígida e rugosa através de um programa de elementos finitos. A análise foi efectuada em condições não drenadas, sendo o solo caracterizado pelos seguintes parâmetros:  $OCR=6$ ,  $N=2,848$ ,  $\lambda=0,161$ ,  $k=0,0322$  e  $\nu'=0,2$ . Numa das análises, admitiram a superfície de Drucker-Prager como superfície de estados críticos, o que se traduz pela constância de inclinação da linha de estados críticos no referencial  $p'-q$ ; independentemente da trajectória de tensão ocorrida, o valor de  $M$  foi tomado igual a 0,8989, correspondendo a um ângulo de atrito em trajectória triaxial de compressão,  $\phi'_{TC}$ , de  $23^\circ$ . Na segunda análise, foi considerada a superfície de

Mohr-Coulomb, tendo considerado  $\phi' = 23^\circ$ . A malha de elementos finitos utilizada pelos autores encontra-se ilustrada na Figura 4.3.

Através da imposição de deslocamentos, os autores procuraram avaliar a carga última vertical atingida nas duas análises. Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 4.4.

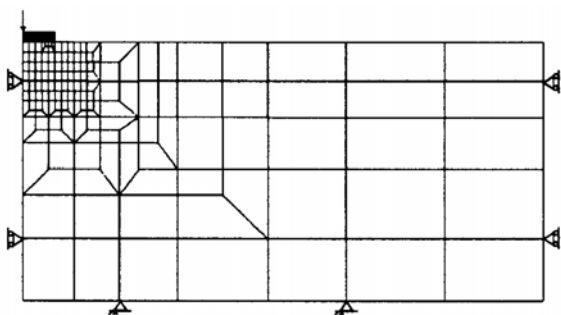


Figura 4.3 – Malha de elementos finitos utilizada (Potts e Zdravcovics, 1999b)

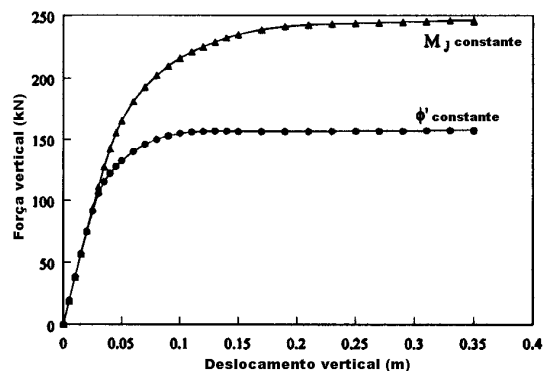


Figura 4.4 – Curvas força deslocamento para as duas análises efectuadas (Potts e Zdravcovics, 1999b)

Como se pode verificar na Figura 4.4, pelo facto de a sollicitação se distanciar muito da trajectória típica do ensaio triaxial, a formulação utilizando o critério de Drucker-Prager leva a sobrestimação da carga de colapso de cerca de 58% face à utilização do critério de Mohr-Coulomb. A análise da Figura 4.4 permite concluir que a partir do momento em que as deformações plásticas passam a ser relevantes para o comportamento global, os dois modelos utilizados levam a resultados bastante distintos. Na análise com  $M$  constante, pela razão de o problema em estudo se caracterizar por condições de estado plano de deformação, o ângulo de atrito realmente utilizado pelo modelo não corresponde a  $23^\circ$  como pretendido, mas sim a  $31,2^\circ$  (Potts e Zdravcovics, 1999b).

Como já foi referido, nos modelos de estados críticos a linha de estados críticos é definida pelas expressões 4.21 e 4.22. Enquanto que o parâmetro  $M$  da expressão 4.21 é constante nos modelos Cam-clay e Cam-clay modificado (o que significa definir a superfície de Drucker-Prager no espaço das tensões principais – superfície cónica com vértice na origem do referencial e eixo no eixo hidrostático), o mesmo não acontece, portanto, no modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ . Neste modelo  $M$  é dependente do invariante  $\theta$  e é dado pela expressão:



$$M = \frac{3\text{sen}(\phi')}{\sqrt{3}\cos(\theta) + \text{sen}(\theta)\text{sen}(\phi')} \quad [4.25]$$

em que  $\phi'$  é o ângulo de resistência ao corte do solo, correntemente designado por ângulo de atrito interno. A expressão 4.25 resulta da aplicação do critério de Mohr-Coulomb considerando coesão nula (a superfície respectiva, no espaço das tensões principais, corresponde a uma superfície piramidal irregular com vértice na origem do referencial, sendo o seu eixo o eixo hidrostático).

#### 4.3.3.2 - Superfície de cedência

A superfície de cedência do modelo é definida no referencial  $p$ - $q$  por uma elipse, tal como se mostra na Figura 4.5a, sendo traduzida pela seguinte equação:

$$f = (p' - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad [4.26]$$

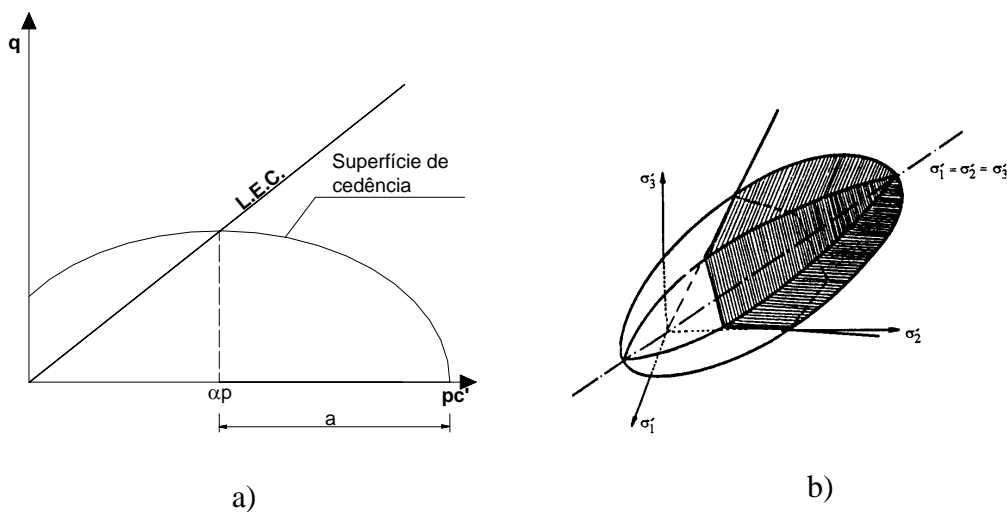


Figura 4.5 – Superfície de cedência do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ : a) no referencial  $p'$ - $q$ ; b) no espaço das tensões principais (Borges, 1995)

em que:  $\alpha_p$  e  $a$  são função das deformações volumétricas plásticas,  $\epsilon_v^p$ , e correspondem respectivamente à coordenada  $p'$  do centro da elipse e ao comprimento do semi-eixo da elipse no eixo  $p'$ ;  $n$  é função do invariante  $\theta$ , e corresponde à razão de eixos da elipse nas direcções  $q$  e  $p$ , sendo dado pela expressão (Borges, 1995):

$$n(\theta) = \frac{M\alpha_p'}{a} \quad [4.27]$$

O parâmetro  $M$  é definido pela expressão 4.25, como atrás se referiu.

O parâmetro  $p'_c$  (Figura 4.5a) designa-se, em geral, por tensão de pré-consolidação isotrópica e é igual ao somatório  $\alpha_p$  com  $a$ .

Como foi demonstrado por Borges (1995), as grandezas  $\alpha'_p$ ,  $a$  e  $p'_c$  estão relacionadas pelas seguintes expressões:

$$p'_c = \left( e^{\left( \frac{N-\Gamma}{\lambda-k} \right)} \right) \alpha'_p \quad [4.28]$$

$$a = \left( e^{\left( \frac{N-\Gamma}{\lambda-k} \right)} - 1 \right) \alpha'_p \quad [4.29]$$

#### 4.3.3.3 - Lei de endurecimento

A lei de endurecimento determina a evolução da superfície de cedência à medida que ocorrem deformações plásticas.

Independentemente da trajectória seguida, a deformação volumétrica plástica é igual à deformação volumétrica total subtraída da parcela elástica, cuja existência é inevitável sempre que ocorra variação de  $p'$ . Por sua vez, as deformações volumétricas elásticas, no referencial  $\ln(p')$ - $v$ , caracterizam-se através de percursos ao longo de uma determinada *linha k*. Considere-se a trajectória representada na Figura 4.6a, em que de A a B a trajectória de tensão ocorre no interior da superfície de cedência, pelo que não há endurecimento; em B atinge a superfície de cedência, iniciando o processo de deformação plástica até atingir C. No percurso de B a C ocorre atravessamento de *linhas k*, como pode ser verificado na Figura 4.6b. Dado que o atravessamento de uma linha  $k$  se traduz, no referencial  $p$ - $q$ , por mudança de “*muro elástico*”, ocorre endurecimento ou amolecimento do material.

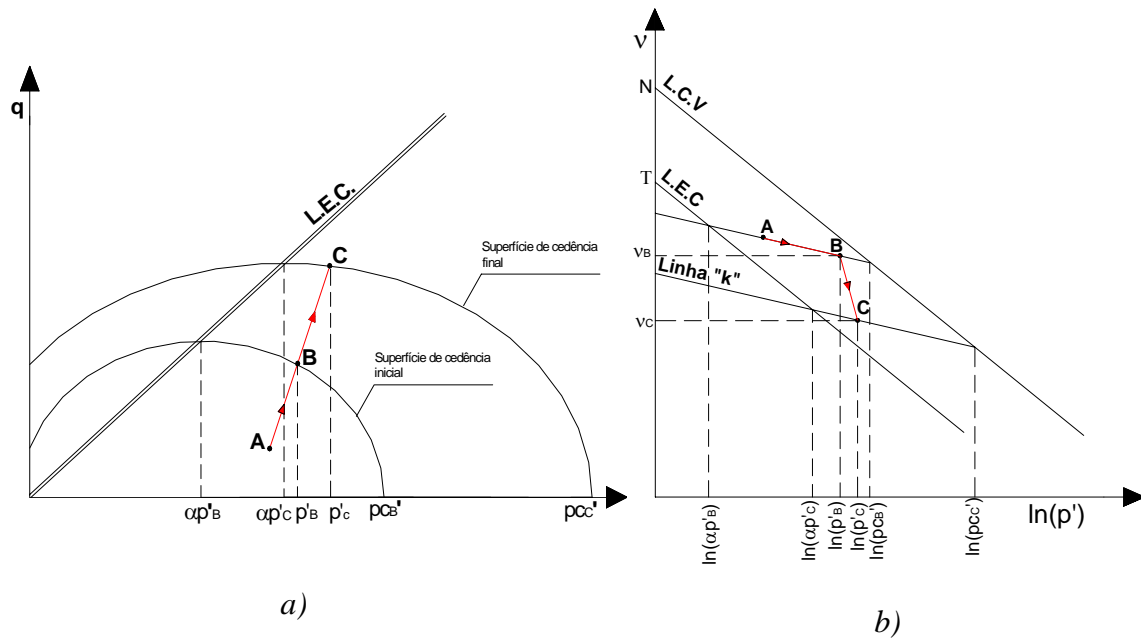


Figura 4.6 – Endurecimento no modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ : a) referencial  $p$ - $q$ ; b) referencial  $\ln(p')$ - $v$

A deformação volumétrica plástica ocorrida de B para C é igual à deformação volumétrica total,  $\varepsilon_v$ , subtraída da parcela elástica,  $\varepsilon_v^e$  :

$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_v - \varepsilon_v^e \quad [4.30]$$

em que  $\varepsilon_v$ , razão entre a diferença de volume de solo inicial e final e o volume inicial, é dada pela expressão (a convenção de sinais adoptada para as deformações volumétricas corresponde a valores positivos quando há diminuição de volume):

$$\varepsilon_v = \frac{v_B - v_C}{v_B} \quad [4.31]$$

Tendo em conta que as deformações elásticas correspondem, no referencial  $\ln(p')$ - $v$ , ao percurso ao longo de uma linha  $k$ , a deformação volumétrica elástica pode ser traduzida da seguinte forma:

$$\varepsilon_v^e = \frac{k \ln\left(\frac{p'_C}{p'_B}\right)}{v_B} \quad [4.32]$$

Substituindo as equações 4.31, 4.32 em 4.30, obtém-se:

$$\varepsilon_v^p = \frac{(v_B - v_C) - k \ln\left(\frac{p'_C}{p'_B}\right)}{v_B} \quad [4.33]$$

Por sua vez, tendo em conta a Figura 4.6b,  $v_B$  e  $v_C$  podem ser traduzidos da forma a seguir indicada:

$$v_B = N - \lambda \ln(p'_{BC}) + k \ln\left(\frac{p'_{BC}}{p'_B}\right) \quad [4.34]$$

$$v_C = N - \lambda \ln(p'_{CC}) + k \ln\left(\frac{p'_{CC}}{p'_C}\right) \quad [4.35]$$

Tendo em conta as expressões 4.33, 4.34 e 4.35, a expressão 4.33 transforma-se em:

$$\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - k) \ln\left(\frac{p'_{CC}}{p'_{BC}}\right)}{v_B} \quad [4.36]$$

Uma vez que o endurecimento é isotrópico, da expressão 4.28 conclui-se que :

$$\frac{p'_{CC}}{p'_{BC}} = \frac{\alpha'_p{}^C}{\alpha'_p{}^B} \quad [4.37]$$

A expressão 4.36 pode então escrever-se da seguinte maneira:

$$\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - k) \ln\left(\frac{\alpha'_p{}^C}{\alpha'_p{}^B}\right)}{v_B} \quad [4.38]$$

ou, desenvolvendo,

$$\alpha'_p{}^C = \alpha'_p{}^B e^{\frac{\varepsilon_v^p v_B}{(\lambda - k)}} \quad [4.39]$$

Generalizando,

$$\alpha'_p = \alpha'_{p_0} e^{\varepsilon_p^v \frac{v_0}{(\lambda-k)}} \quad [4.40]$$

é a expressão que traduz a lei de endurecimento do modelo, a qual permite obter o parâmetro  $\alpha'_p$  da nova superfície de cedência, função das deformações volumétricas plásticas acumuladas,  $\varepsilon_p^v$ , partindo da superfície de cedência inicial (com valores  $\alpha'_{p_0}$  e  $v_0$  conhecidos).

#### 4.3.3.4 - Matriz de rigidez elastopástica

A formulação da matriz de rigidez elastopástica,  $[D_{ep}]$ , foi apresentada em 4.2, pelo que neste ponto apenas se apresenta como são determinadas, para o modelo p-q- $\theta$ , as grandezas intervenientes na expressão 4.7, ou seja,  $\{a\}$ ,  $c$ ,  $\{H\}$  e  $[D_e]$ .

Tendo em atenção que  $Y(h)=\alpha_p(h)$  em que  $h=\varepsilon_p^v$ , ou seja,  $h$  é parâmetro de endurecimento, sendo  $Y(h)$  a lei de endurecimento, a equação 4.29 pode ser traduzida da seguinte forma:

$$a = bY(h) \quad [4.41]$$

em que :

$$b = e^{\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}\right)} - 1 \quad [4.42]$$

Deste modo, a equação da superfície de cedência poderá ser expressa do seguinte modo:

$$f = [p'-Y(h)]^2 + \left[\frac{q}{n(\theta)}\right]^2 - b^2 Y^2(h) = 0 \quad [4.43]$$

Tendo em conta o facto de  $p$ ,  $q$  e  $\theta$  serem invariantes (directamente relacionáveis com os invariantes clássicos  $I_1, J_2, J_3$ , como foi mostrado anteriormente):

$$f = \left[ \frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \left[ \frac{3J_2}{n(\theta)^2} \right] - b^2 Y^2(h) = 0 \quad [4.44]$$

O vector  $\{a\}$  calcula-se pela expressão 4.15 em que para o modelo em estudo, fazendo os cálculos (Borges, 1995):

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = 2(p' - Y) \quad [4.45]$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_2} = \frac{3}{n^2} \quad [4.46]$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial n} \frac{\partial n}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{3\sqrt{3}}{n^2 \cos(3\theta)\sqrt{J_2}} \frac{\text{sen}(\phi)\cos(\theta) - \sqrt{3}\text{sen}(\theta)}{\sqrt{3}\cos(\theta) + \text{sen}(\phi)\text{sen}(\theta)} \quad [4.47]$$

Relativamente ao parâmetro  $c$  e  $\{H\}$  são dados por:

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} = \frac{\partial f}{\partial Y} \frac{\partial Y}{\partial h} = 2[(1 - b^2)Y - p'] \frac{Y v_0}{\lambda - k} \quad [4.48]$$

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon_p\}} \right\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T \quad [4.49]$$

Por último, para a total definição da matriz  $[D_{ep}]$  é necessário definir a matriz de rigidez elástica  $[D_e]$ , até porque as parcelas anteriormente apresentadas só são activadas caso o solo experimente uma trajetória de tensão que encontre a superfície de cedência inicial, caso contrário a resposta do material será em regime elástico.

As características elásticas adoptadas nos modelos de estados críticos são normalmente definidas a partir de dois parâmetros, o módulo de deformação volumétrica  $K'$  e o coeficiente de Poisson  $\nu'$ , ambos definidos em termos de tensões efectivas (Britto e Gunn, 1987). O parâmetro  $K'$ , que relaciona as deformações volumétricas elásticas com a variação da tensão média,  $p'$ , pode obter-se tendo presente que as deformações volumétricas elásticas ocorrem ao longo do percurso através de uma linha  $k$  no referencial  $\ln(p')-\nu$ ; deste modo, diferenciando a expressão 4.24 e dividindo pelo volume específico,  $\nu$ , obtém-se:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{k}{v} \frac{dp'}{p'} \quad [4.50]$$

Deste modo, o módulo de deformação volumétrica vem igual a:

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_v^e} = \frac{vp'}{k} = \frac{(1+e)p'}{k} \quad [4.51]$$

Note-se que  $K'$  não é constante, sendo por isso a elasticidade não linear.

Em relação ao coeficiente de Poisson, o seu valor é admitido constante e é um dos parâmetros do modelo.

De acordo com a teoria da elasticidade, para um material isotrópico, a matriz  $[D_e]$  traduz-se da seguinte forma (Borges, 1995):

$$[D_e] = \begin{bmatrix} AL & DL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & AL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & & AL & 0 & 0 & 0 \\ & & & LL & 0 & 0 \\ \textit{simétrica} & & & & LL & 0 \\ & & & & & LL \end{bmatrix} \quad [4.52]$$

em que:

$$AL = \frac{3K'+4G}{3} \quad [4.53]$$

$$DL = \frac{3K'-2G}{3} \quad [4.54]$$

$$LL = G \quad [4.55]$$

O módulo de deformabilidade distorcional,  $G$ , é obtido pela expressão:

$$G = K' \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad [4.56]$$

#### 4.3.3.5 - Determinação dos parâmetros do modelo p-q- $\theta$

A simulação numérica de obras geotécnicas compreende dois aspectos fundamentais: o modelo utilizado deve caracterizar de forma realista o comportamento global do maciço interessado pela obra e, obviamente, os parâmetros de entrada do modelo devem ser determinados com grande rigor, de modo a garantir que a modelação é o mais correcta possível. Tal como anteriormente foi referido, a vantagem do modelo utilizado incide no facto de serem, relativamente a outros modelos, poucos os parâmetros geotécnicos necessários, garantindo, em simultâneo, que os aspectos fundamentais do comportamento mecânico dos solos são atendidos.

Os parâmetros necessários à definição do modelo são, geralmente, obtidos através de ensaios relativamente simples e usuais da Mecânica dos Solos Clássica. No entanto, é sempre desejável a realização de ensaios *in situ* complementares de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais (Borges, 1995). A informação necessária ao estabelecimento do modelo pode ser dividida em dois grupos, os parâmetros que traduzem as características intrínsecas do material, isto é, independentes da história de tensões a que o maciço foi sujeito ( $\phi'$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\Gamma$ ,  $N$ ) e os parâmetros dependentes da história de tensões, ou seja o grau de sobreconsolidação isotrópica,  $R$ , e o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$  (Gunn, 1996).

O ângulo de atrito,  $\phi'$ , é geralmente determinado através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados com medição de pressões intersticiais. Devem-se realizar vários ensaios a diferentes pressões de consolidação. O ensaio deve ser prolongado até se atingirem grandes deformações, de forma a garantir que a amostra se encontra próxima do estado crítico. O estado crítico em ensaios drenados é denunciado pela constância das deformações volumétricas, tensões de desvio e tensões médias, face ao acréscimo da deformação distorcional aplicada, bem como, em ensaios não drenados, pela constância das pressões intersticiais, das tensões médias e de desvio. De forma a não sobrestimar o valor de  $\phi'$  deve ser dada especial atenção a amostras fortemente sobreconsolidadas em que a resistência ao corte de pico é superior à do estado crítico, como mostra a Figura 4.7.



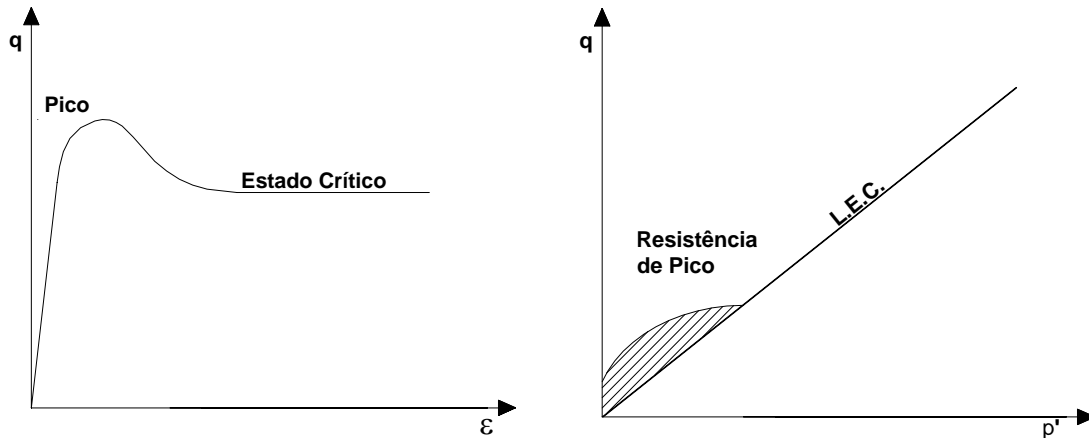


Figura 4.7 – Comportamento de amostras sobreconsolidadas (adaptado de Gunn, 1996)

Os parâmetros de compressibilidade,  $\lambda$  e  $k$ , podem ser obtidos através de ensaios triaxiais em amostras isotropicamente consolidadas, ou com uma razão de tensão correspondente à razão de  $K_0$ . Estes parâmetros também podem ser determinados através do ensaio edométrico, atendendo ao facto de para cada valor constante de  $\eta = q/p'$  o declive da linha de compressão virgem no referencial  $\ln(p')-v$  ser independente de  $\eta$ . Deste modo, os parâmetros obtidos em ensaios triaxiais são relacionáveis com os obtidos em ensaios edométricos através das seguintes expressões, em que  $C_c$  e  $C_r$  são o índice de compressibilidade e o índice de recompressibilidade, respectivamente:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)} \quad [4.57]$$

$$k = \frac{C_r}{\ln(10)} \quad [4.58]$$

Segundo Gunn (1996), o parâmetro  $\lambda$  pode ainda ser estimado, embora de uma forma menos rigorosa, através dos limites de consistência, pela expressão empírica:

$$\lambda = \frac{(w_L - w_p)G_s}{\ln(100)} \quad [4.59]$$

em que  $w_L$  e  $w_p$  são o limite de liquidez e de plasticidade, respectivamente, e  $G_s$  representa a densidade das partículas sólidas.

Britto e Gunn (1987) sugerem que o parâmetro  $k$  pode ser estimado entre  $\lambda/5$  e  $\lambda/3$ . No entanto, estudos experimentais levados a cabo por Coelho (2000) nos solos aluvionares do Baixo Mondego revelaram valores de  $k$  entre  $\lambda/9$  e  $\lambda/5$ .

Em relação aos parâmetros  $N$  e  $\Gamma$ , tal como anteriormente foi referido, correspondem às ordenadas na origem da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estados críticos, no referencial  $\ln(p')-v$ , respectivamente. Consequentemente, o valor de  $N$  pode ser obtido através de ensaios triaxiais de compressão isotrópica em primeira carga. Quanto ao parâmetro  $\Gamma$ , pode ser estimado através dos ensaios para a obtenção do ângulo de atrito, tendo em conta a recta que no referencial  $\ln(p')-v$  melhor aproxime os diversos valores correspondentes às diferentes situações de estado crítico (Borges, 1995; Gunn, 1996).

Relativamente aos parâmetros dependentes da história de tensão do solo, a abordagem é mais complexa. No entanto, existem alguns parâmetros, consequência dos estados de tensão previamente sofridos pelo solo, que são de extrema importância para o dimensionamento de obras geotécnicas, nomeadamente o grau de sobreconsolidação, OCR, definido na Mecânica dos Solos Clássica pela expressão:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad [4.60]$$

em que  $\sigma'_p$  e  $\sigma'_{v0}$  representam, respectivamente, a tensão efectiva vertical máxima a que o solo esteve sujeito e a tensão efectiva vertical de repouso.

Por sua vez, o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , razão entre as tensões efectivas horizontal e vertical em estado de repouso, é função do grau de sobreconsolidação do solo, podendo ser estimado empiricamente de acordo com a seguinte relação (Schmidt, 1966; Mayne e Kulhawy, 1982):

$$K_0 = K_{0nc} OCR^{sen(\phi')} \quad [4.61]$$

sendo  $K_{0nc}$ , dado pela expressão (Jacky, 1944):

$$K_{0nc} = 1 - sen(\phi') \quad [4.62]$$

Ao contrário da mecânica dos solos tradicional, na mecânica dos solos dos estados críticos o grau de sobreconsolidação é avaliado tridimensionalmente através do parâmetro  $R$ , razão entre a tensão de pré-consolidação máxima ( $p'_{cmáx}$ ) a que o solo esteve sujeito e o valor da tensão média efectiva em estado de repouso ( $p'_0$ ):

$$R = \frac{p'_{cmáx}}{p'_0} \quad [4.63]$$

e está representado esquematicamente na Figura 4.8 (Gunn, 1996).

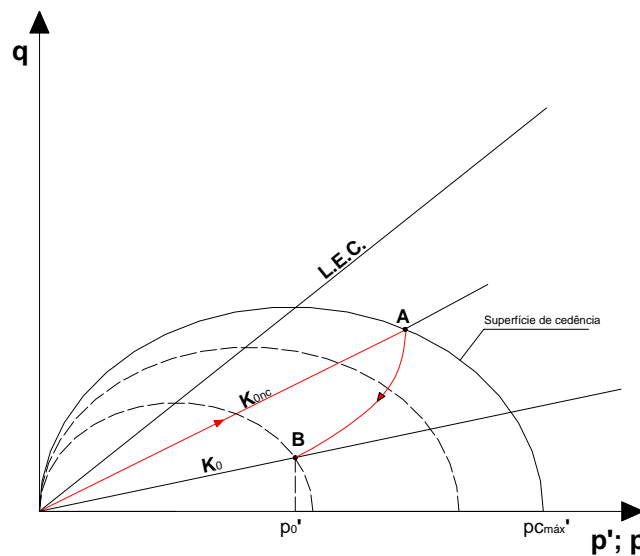


Figura 4.8 – Trajectória de tensão característica seguida por um ponto pertencente a um maciço sobreconsolidado durante o processo de descarga associado à sua génese (adaptado de Gunn, 1996)

Partindo das tensões efectivas em repouso, o grau de sobreconsolidação define o “tamanho” da superfície de cedência, sendo essencial a sua estimativa.

Uma vez que, por razões de simplicidade, na engenharia prática a sobreconsolidação é avaliada através do ensaio edométrico estimando-se o parâmetro OCR, importa aqui diferenciar e relacionar os dois conceitos. Como se pode verificar através da análise da expressão 4.61, o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , depende do parâmetro OCR, pelo que a razão  $R/OCR$  não é constante, sendo dada por (Chang et al., 1999):

$$R = \beta \text{OCR} \quad [4.64]$$

em que  $\beta$  é definido da seguinte forma:

$$\beta = \frac{9(1 - K_{0nc})^2 + M(\theta)(1 + 2K_{0nc})^2}{M(\theta)(1 + 2K_0)(1 + 2K_{0nc})} \quad [4.65]$$

Importa aqui comentar alguns aspectos da expressão anterior. A expressão foi deduzida considerando como hipótese que a elipse que define a superfície de cedência no referencial  $p'-q$  cruza a origem do sistema de eixos, ou seja,  $b=1$  (ver expressão 4.42). Relativamente ao estado de tensão do solo, a expressão é válida tendo em conta uma simplificação muito corrente em Geotecnia (em problemas em que a superfície do terreno seja horizontal), que consiste em admitir que as tensões efectivas verticais são tensões principais. Deste modo, caso  $K_0 < 1$ , então  $\theta = -30^\circ$ , e se  $K_0 > 1$ ,  $\theta = +30^\circ$ .

Na Figura 4.9 encontra-se representada graficamente a razão  $R/OCR$  em função do ângulo de atrito e do grau de sobreconsolidação convencional, para  $b=1$  (Chang et. al., 1999).

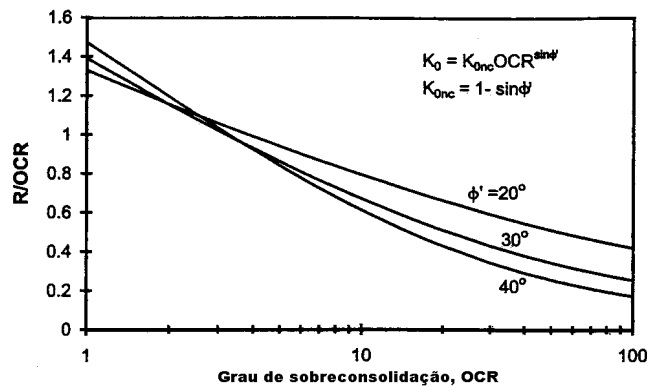


Figura 4.9 – Relação entre o grau de sobreconsolidação isotrópico ( $R$ ) e o grau de sobreconsolidação convencional ( $OCR$ ) (Chang et. al., 1999)

Da figura anterior constata-se que caso se admita para  $R$  o mesmo valor de  $OCR$  pode cometer-se um erro de 30% a 50%, sendo por isso necessário diferenciar os dois parâmetros (Chang et al, 1999).

### Resistência não drenada

Na Mecânica dos Solos Clássica a análise de obras geotécnicas em condições não drenadas é geralmente efectuada em termos de tensões totais, sendo a resistência definida através do conceito de resistência não drenada, vulgarmente designada por  $c_u$  (Potts e Zdravkovic, 1999a;b).

O parâmetro  $c_u$  (que não é uma característica intrínseca do solo, pois depende das tensões efectivas instaladas), não consta entre os parâmetros de definição dos modelos de estados críticos (nestes modelos a resistência do solo é traduzida por  $\phi'$ ). Por outro lado, a resistência não drenada é um dos parâmetros frequentemente estimados em campanhas de reconhecimento geotécnico, tanto através de ensaios *in situ* como laboratoriais. Embora a estimativa da resistência não drenada não seja necessária à definição dos modelos de estados críticos, o seu valor pode ser estimado através dos parâmetros do modelo, o que permite aferir os mesmos de acordo com o perfil de resistência não drenada obtido, por exemplo, através de ensaios *in situ* tais como o ensaio de corte rotativo (*Field Vane Test*) ou o *CPT*. Segundo Potts e Zdravkovic (1999a;b), a comparação da resistência não drenada obtida através da expressão 4.66 com perfis de resistência não drenada estimada através de ensaios *in situ* pode ser extremamente útil na aferição das condições iniciais de tensão ( $K_0$  e OCR):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = OCR \frac{M(\theta)}{\sqrt{3}} \cos(\theta) \frac{1 + 2K_0^{nc}}{6} (1 + B^2) \left[ \frac{2(1 + 2K_0)}{(1 + 2K_0^{nc}) OCR (1 + B^2)} \right]^{\frac{k}{\lambda}} \quad [4.66]$$

em que B toma o seguinte valor:

$$B = \frac{3(1 - K_0^{nc})}{M(\theta = -30^\circ)(1 + 2K_0^{nc})} \quad [4.67]$$

As expressões 4.66 e 4.67 apenas têm validade no caso de  $b=1$ .

## 4.4 - Análise do funcionamento dos modelos de estados críticos

### 4.4.1 - Considerações iniciais

Neste ponto procura-se ilustrar sucintamente o funcionamento teórico dos modelos de estados críticos de Cambridge, chamando a atenção para alguns pormenores importantes. Uma vez que, em termos teóricos, os modelos Cam-Clay, Cam-clay modificado e p-q- $\theta$  são semelhantes, a exposição incide no modelo p-q- $\theta$ , dado que este é mais versátil e complexo.

Com o intuito de ilustrar o funcionamento do modelo p-q- $\theta$ , procedeu-se à simulação numérica de ensaios triaxiais utilizando o programa de cálculo automático RECRIB. Na Figura 4.10 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada na simulação numérica e as propriedades gerais do provete.

*Propriedades do provete:*

$$\lambda=0,30$$

$$k=0,05$$

$$\phi'=26^\circ$$

$$\Gamma=3,953$$

$$N=4,127$$

$$\nu'=0,3$$

$$p'_c=200 \text{ kPa}$$

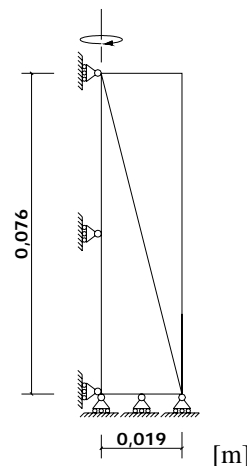


Figura 4.10 –Malha de elementos finitos utilizada na simulação de triaxiais

Considerem-se dois provetes B e C, correspondendo, respectivamente, a um provete ligeiramente sobreconsolidado e a um outro fortemente sobreconsolidado. No caso do provete B, suponha-se que após a consolidação isotrópica à tensão efectiva de 200 kPa, se procede a uma descarga isotrópica até ser atingida a tensão de 150 kPa o que corresponde a  $OCR=1,33$ . O provete C foi descarregado isotropicamente até ser atingida a tensão de 25 kPa, encontrando-se assim fortemente sobreconsolidado,  $OCR=8$ .

Considere-se ainda que no ensaio a pressão da câmara é mantida constante e a pressão no êmbolo aumenta (através de deslocamentos controlados).

## 4.4.2 - Comportamento não drenado

### 4.4.2.1 - Preâmbulo

Quando um provete saturado é solicitado numa condição não drenada a deformação volumétrica é nula, logo o somatório das componentes elástica e plástica também é nulo:

$$d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = 0 \quad [4.68]$$

### 4.4.2.2 - Provede ligeiramente sobreconsolidado

Na Figura 4.11 apresentam-se os resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado do provede ligeiramente sobreconsolidado.

Como se pode verificar na Figura 4.11a, numa primeira fase a tensão média efectiva,  $p'$ , não varia, já que o provede responde à solicitação em regime elástico; isto é, uma vez que a condição não drenada impõe que sejam nulas as deformações volumétricas não pode ocorrer variação de  $p'$ . Durante esta fase, no referencial  $\ln(p')-v$ , o ponto representativo do estado do provede mantém-se inalterado sobre a linha  $k$  que intercepta a linha de compressão virgem para  $p'=200$  kPa. A partir do instante em que a trajetória de tensão cruza a superfície de cedência inicial, inicia-se o processo de deformação plástica. Uma vez que a lei de fluxo é associada, o vector incremento de deformação plástica é ortogonal à superfície de cedência, ou seja, neste caso as deformações volumétricas plásticas têm sinal positivo, o solo tende a diminuir de volume (os solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados apresentam dilatância negativa). No entanto, para que as deformações volumétricas totais sejam nulas, a tensão média efectiva tende a diminuir de forma a provocar uma deformação volumétrica elástica inversa à homóloga plástica. Deste modo, o solo endurece, expandindo a superfície de cedência, até atingir o estado crítico. No referencial  $\ln(p')-v$ , a partir do momento em que se inicia o processo de deformação plástica, o estado do provede evolui em direcção à linha de estado críticos, mantendo-se o volume inalterado.

A diferença, medida paralelamente ao eixo  $p'$ , entre a trajectória de tensões totais e efectivas representadas na Figura 4.11a corresponde ao excesso de pressão neutra gerado devido à solitação aplicada, sendo de notar que a partir do momento em que é atingida a superfície de cedência as trajectórias afastam-se consideravelmente gerando elevados excessos de pressão neutra positivos. A evolução do excesso de pressão neutra em função da deformação axial do provete apresenta-se na Figura 4.11d, o que permite verificar que até uma deformação axial ligeiramente inferior a 1% o acréscimo do excesso de pressão neutra é linear (a trajectória de tensão efectiva encontra-se no interior da superfície de cedência).

Na Figura 4.11c está representada a evolução da tensão de desvio à medida que evolui a deformação axial do provete. Durante a fase elástica a tensão de desvio aumenta linearmente (até uma extensão ligeiramente inferior a 1%). Após o início do processo de endurecimento do solo, a linearidade perde-se, e ocorrem pequenos acréscimos de  $q$  para elevadas deformações axiais; nesta fase, as deformações distorcionais têm uma componente elástica (porque  $q$  continua a aumentar) e plástica.

Quando é atingido o estado crítico, para elevados acréscimos da deformação axial a tensão de desvio e o excesso de pressão neutra mantêm-se inalterados, pois o solo passa a deformar-se apenas distorcionalmente, comportando-se como um líquido friccional. Na Figura 4.11a encontra-se representada a superfície de cedência quando é atingido o estado crítico (linha verde).



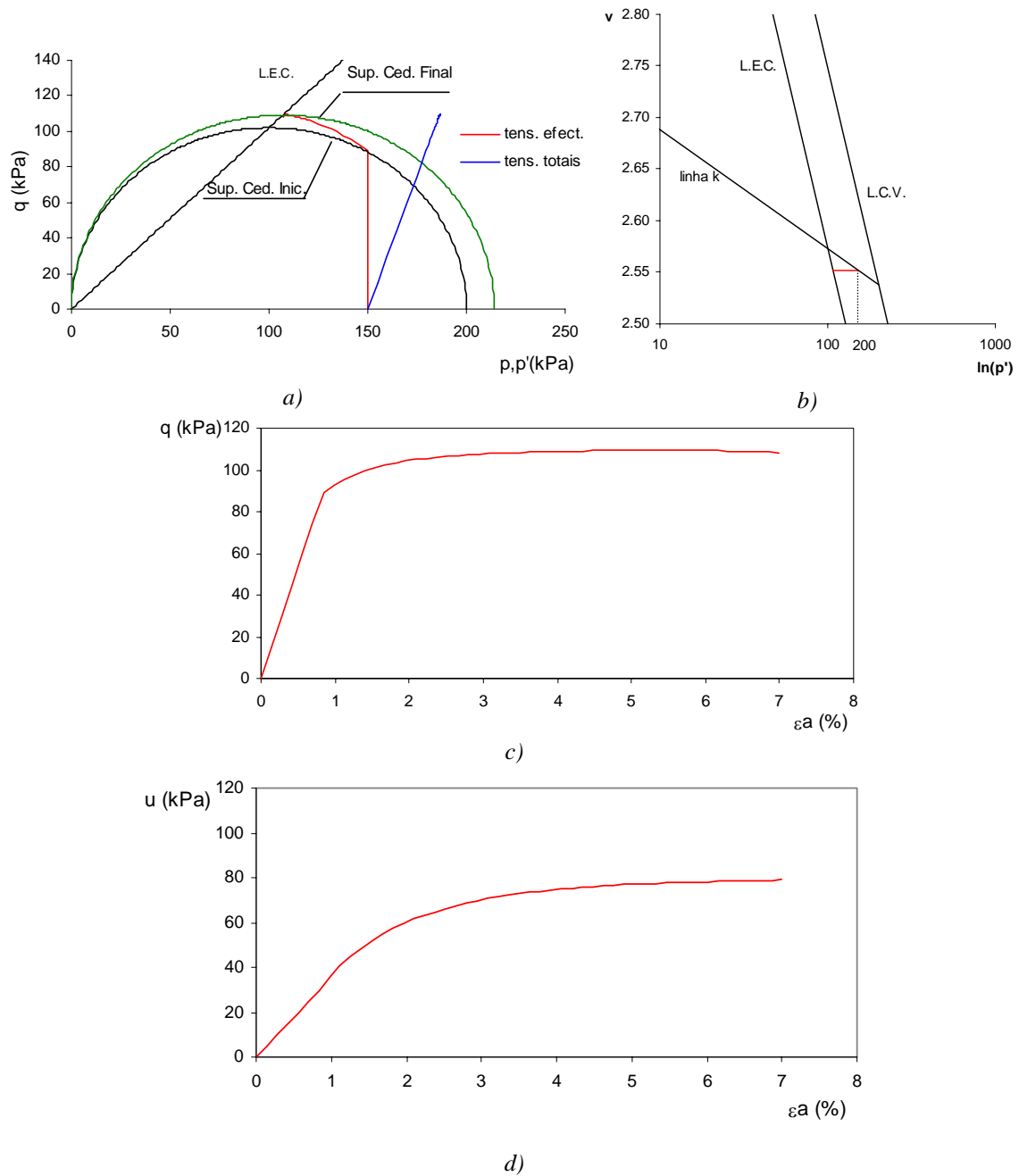


Figura 4.11 – Resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado de um provete de solo ligeiramente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial  $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial  $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução da pressão intersticial versus deformação axial do provete

### 4.4.2.3 - Provetes fortemente sobreconsolidado

Na Figura 4.12 apresentam-se os resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado de compressão de um provete fortemente sobreconsolidado ( $OCR=8$ ).

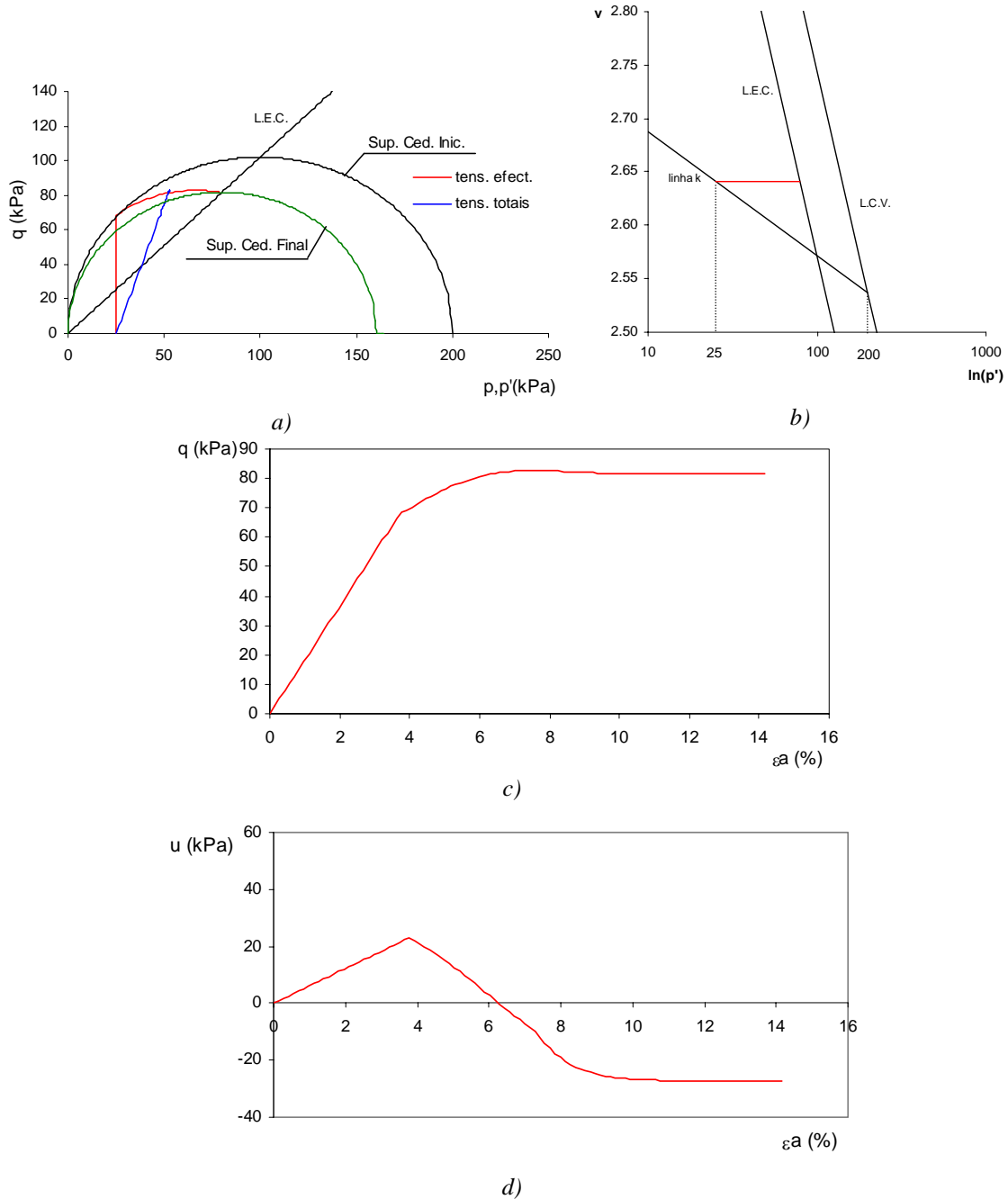


Figura 4.12 – Resultados da simulação do ensaio triaxial não drenado de um provete de solo fortemente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial  $p'$ - $q$ ; b) evolução do estado no referencial  $\ln(p')$ - $v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução da pressão intersticial versus deformação axial do provete

Relativamente às trajectórias de tensão, apresentadas na Figura 4.12a, como no caso do provete ligeiramente sobreconsolidado, verifica-se que à medida que a solicitação é aplicada a trajectória de tensões totais caracteriza-se pelo aumento de  $p$  e de  $q$ . Do mesmo modo, enquanto o solo se mantém em regime elástico (trajectória de tensões efectivas no interior da superfície de cedência inicial) a trajectória de tensões efectivas evolui mantendo-se  $p'$  constante e aumentando  $q$ . Isto deve-se ao facto de a condição não drenada impor que as deformações volumétricas sejam nulas e, uma vez que o solo se encontra em regime elástico, não pode ocorrer variação de  $p'$ , tal como foi explicado no caso anterior. Durante esta fase, dado que não ocorrem deformações volumétricas, no referencial  $\ln(p')-v$  (Figura 4.12b) o estado do provete mantém-se inalterado, encontrando-se o ponto representativo sobre a linha  $k$  que cruza a linha de compressão virgem em  $p'=200$  kPa. O excesso de pressão neutra gerado durante a fase elástica (termina para uma extensão axial ligeiramente inferior a 4%) é positivo e aumenta linearmente à medida que aumenta a solicitação, como se constata na Figura 4.12d. O exame da Figura 4.12c permite verificar que durante a fase elástica a tensão de desvio aumenta linearmente face à evolução da deformação axial do provete.

A partir do momento em que a trajectória de tensão efectiva atinge a superfície de cedência inicial (elipse a preto na Figura 4.12a) inicia-se o processo de deformação plástica. O vector de deformação plástica é ortogonal à superfície de cedência, logo, as deformações volumétricas plásticas terão sinal negativo, ou seja o solo tende a expandir. É devido a este facto que os solos fortemente sobreconsolidados se designam como solos positivamente dilatantes. Para que a deformação volumétrica total seja nula,  $p'$  aumenta de forma a ocorrer uma deformação volumétrica elástica oposta à homóloga plástica. Uma vez que o estado de tensão tem de se encontrar sobre uma superfície de cedência, o solo amolece, retraindo-se a superfície de cedência (na Figura 4.12a, a superfície de cedência correspondente ao estado crítico encontra-se a verde). Como se pode verificar na Figura 4.12a, a trajectória de tensões efectivas “encurva” em direcção ao estado crítico, aproximando-se da trajectória de tensões totais, e chegando mesmo a cruzá-la. Este fenómeno traduz-se pela diminuição do excesso de pressão neutra (Figura 4.12d), anulando-se a pressão de água nos poros no instante em que as trajectórias de tensão se cruzam, e passando a ser negativa até se atingir o estado crítico. No referencial  $\ln(p')-v$ , a partir do momento em que se inicia o processo de amolecimento, o estado evolui em direcção ao estado crítico, mantendo-se o volume constante.

Quando é atingido o estado crítico o solo passa a comportar-se como um fluido friccional, não variando nem a tensão de desvio nem o excesso de pressão neutra, como se pode verificar nas Figuras 4.12c e 4.12d, respectivamente.

### **4.4.3 - Comportamento drenado**

#### **4.4.3.1 - Preâmbulo**

Num ensaio triaxial do tipo drenado as trajectórias de tensões efectivas e totais são paralelas, dado que a pressão de água nos poros pode ser nula ou manter-se constante e igual à contra-pressão aplicada (Venda de Oliveira, 2000). No presente caso, as trajectórias de tensões totais e efectivas são coincidentes, pois admitiu-se que a pressão neutra inicial seria nula.

Considerem-se novamente os provetes B e C, ligeiramente e fortemente sobreconsolidados, respectivamente, nas condições apresentadas em 4.4.1.

#### **4.4.3.2 - Proвете ligeiramente sobreconsolidado**

Na Figura 4.13 apresentam-se os resultados da simulação de um ensaio triaxial de compressão drenado do solo ligeiramente sobreconsolidado.

As trajectórias de tensão total e efectiva, apresentadas na Figura 4.13a, são coincidentes e caracterizam-se pelo aumento de  $p$ ,  $p'$  e de  $q$ . Durante a fase elástica, ou seja, até ser atingida a superfície de cedência inicial, no referencial  $\ln(p')-v$  o estado evolui ao longo da linha  $k$  que cruza a linha de compressão virgem para  $p'=200$  kPa, ocorrendo diminuição de volume já que  $p'$  aumenta (Figura 4.13b). No decurso da fase elástica a tensão de desvio,  $q$ , aumenta à medida que a sollicitação é aplicada, como se constata do exame da Figura 4.13c.

A partir do momento em que é atingida a superfície de cedência inicial, inicia-se o processo de deformação plástica, no qual as deformações volumétricas plásticas são positivas, originando elevada taxa de diminuição volumétrica do solo, ocorrendo

---

endurecimento do material, pelo que a superfície de cedência expande. No referencial  $\ln(p')-v$  o endurecimento do material caracteriza-se pelo atravessamento de diversas linhas  $k$ , ocorrendo diminuição de volume, até ser atingido o estado crítico.

À medida que o solo se aproxima do estado crítico, a Figura 4.13 mostra que são necessários elevados incrementos da deformação axial do provete para provocar ligeiro aumento da tensão de desvio,  $q$ , e que, como seria de esperar, quando é atingido o estado crítico  $q$  mantém-se constante independentemente do incremento de  $\varepsilon_a$ .

Na Figura 4.13d apresenta-se a evolução da superfície de cedência (o invariante  $\theta$  mantém-se constante em todo o ensaio, pelo que conhecido  $p'_c$  fica definida a superfície de cedência), em função da deformação axial do provete. O exame da figura permite verificar que a superfície de cedência expande a partir do momento em que é atingida a superfície de cedência inicial, e que a taxa de evolução tende a diminuir quando o solo se aproxima do estado crítico. Esta ocorrência é explicada pela direcção do vector de incremento de deformação plástica. Nas primeiras fases de endurecimento o ângulo que o vector faz com o eixo  $p'$  do referencial  $p'-q$  é menor, logo maior expressão tem a componente volumétrica da deformação plástica. Quando é atingido o estado crítico o vector faz com esse eixo um ângulo de  $90^\circ$ , logo não há deformação volumétrica, não ocorrendo evolução da superfície de cedência.

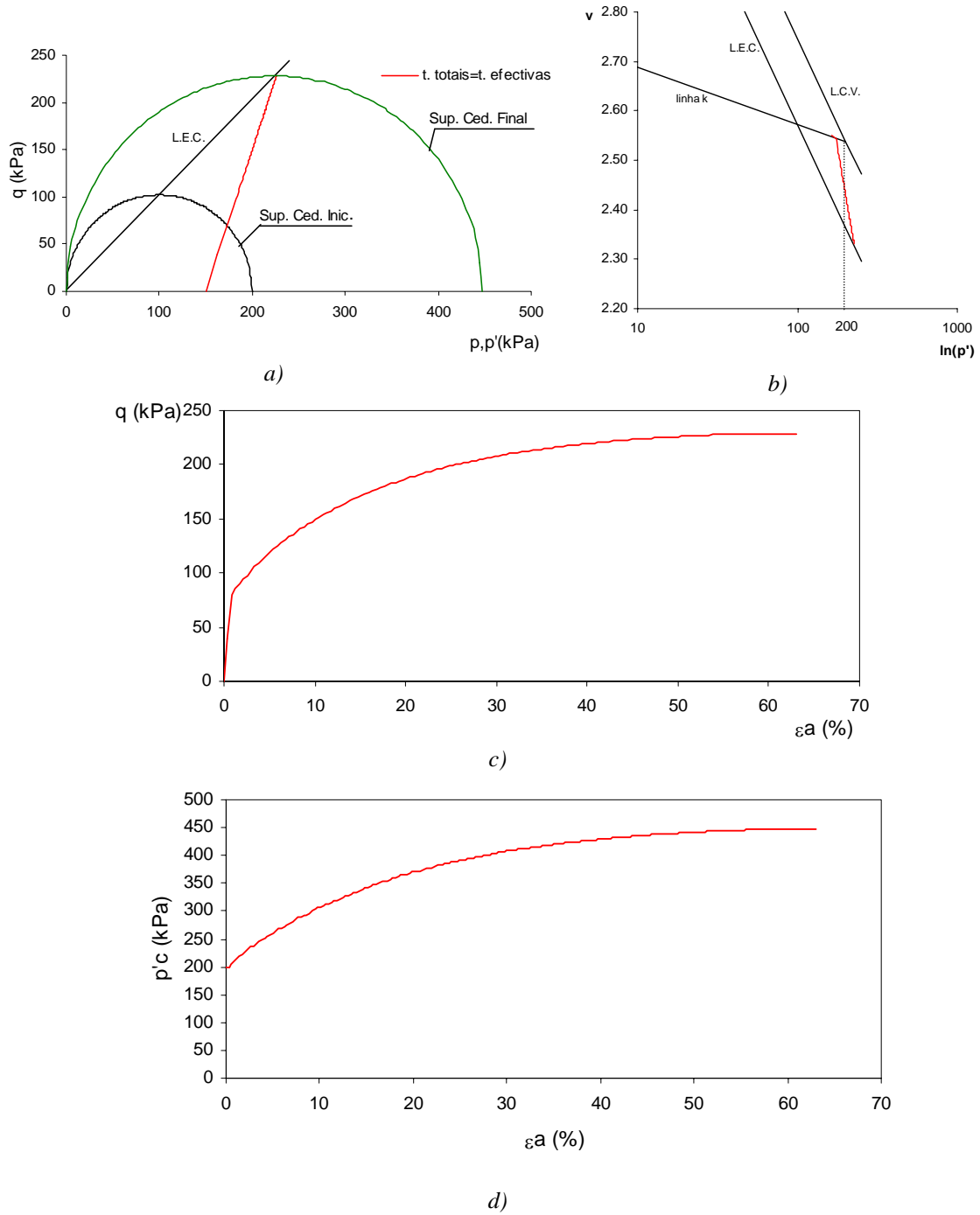


Figura 4.13 – Resultados da simulação do ensaio triaxial drenado de um provete de solo ligeiramente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial  $p'$ - $q$ ; b) evolução do estado no referencial  $\ln(p')$ - $v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução de  $p'_c$  com a deformação axial do provete

#### 4.4.3.3 - Provete fortemente sobreconsolidado

Analise-se agora o comportamento do provete fortemente sobreconsolidado, sujeito a um ensaio triaxial de compressão em condição drenada. Os resultados da simulação numérica apresentam-se na Figura 4.14.

Na Figura 4.14a apresenta-se a evolução da trajectória de tensões efectivas e totais (coincidentes, já que a pressão neutra inicial foi admitida nula) no referencial  $p'-q$ . As trajectórias de tensão caracterizam-se pelo aumento tanto da tensão efectiva média,  $p'$ , como da tensão de desvio,  $q$ , até ser atingida a superfície de cedência inicial. Durante esta fase, já que a trajectória de tensão se encontra no interior de um “muro elástico”, no referencial  $\ln(p')-v$  (Figura 4.14b) o estado do solo evolui ao longo da linha  $k$  que cruza a linha de compressão virgem para  $p'=200$  kPa, ocorrendo diminuição de volume. Relativamente à Figura 4.14c, constata-se que  $q$  aumenta até ser atingida a superfície de cedência, atingindo um “estado de pico”. Uma vez que nesta fase as deformações volumétricas são puramente elásticas, a superfície de cedência não evolui, como se constata do exame da Figura 4.14d.

Quando é atingida a superfície de cedência inicial, inicia-se o processo de deformação plástica, sendo as deformações volumétricas plásticas de sinal negativo, ou seja, o solo tende a expandir, caminhando para o estado crítico através de um processo de amolecimento do solo, no qual ocorre retracção da superfície de cedência. A trajectória de tensão no referencial  $p'-q$  inverte o sentido, ocorrendo diminuição de  $p'$  e de  $q$  até ser atingido o estado crítico. No referencial  $\ln(p')-v$ , o estado evolui em direcção ao estado crítico, atravessando diversas linhas  $k$ , com  $v_k$  cada vez maior, ou seja o volume do solo aumenta à medida que é aplicada a solicitação. O exame da Figura 4.14c permite verificar que após se ter atingido um estado de pico a tensão de desvio diminui à medida que aumenta a deformação distorcional até que é atingido o estado crítico, no qual não ocorre qualquer variação de  $q$ .

Em relação à forma como evolui a superfície de cedência, a Figura 4.14d permite verificar que,  $p'_c$  se mantém constante enquanto as deformações volumétricas são elásticas, passando a diminuir (superfície de cedência a retrair) quando se inicia o

processo de deformação plástica. A taxa de evolução da superfície de cedência é variável pela mesma razão que a indicada em 4.4.3.2.

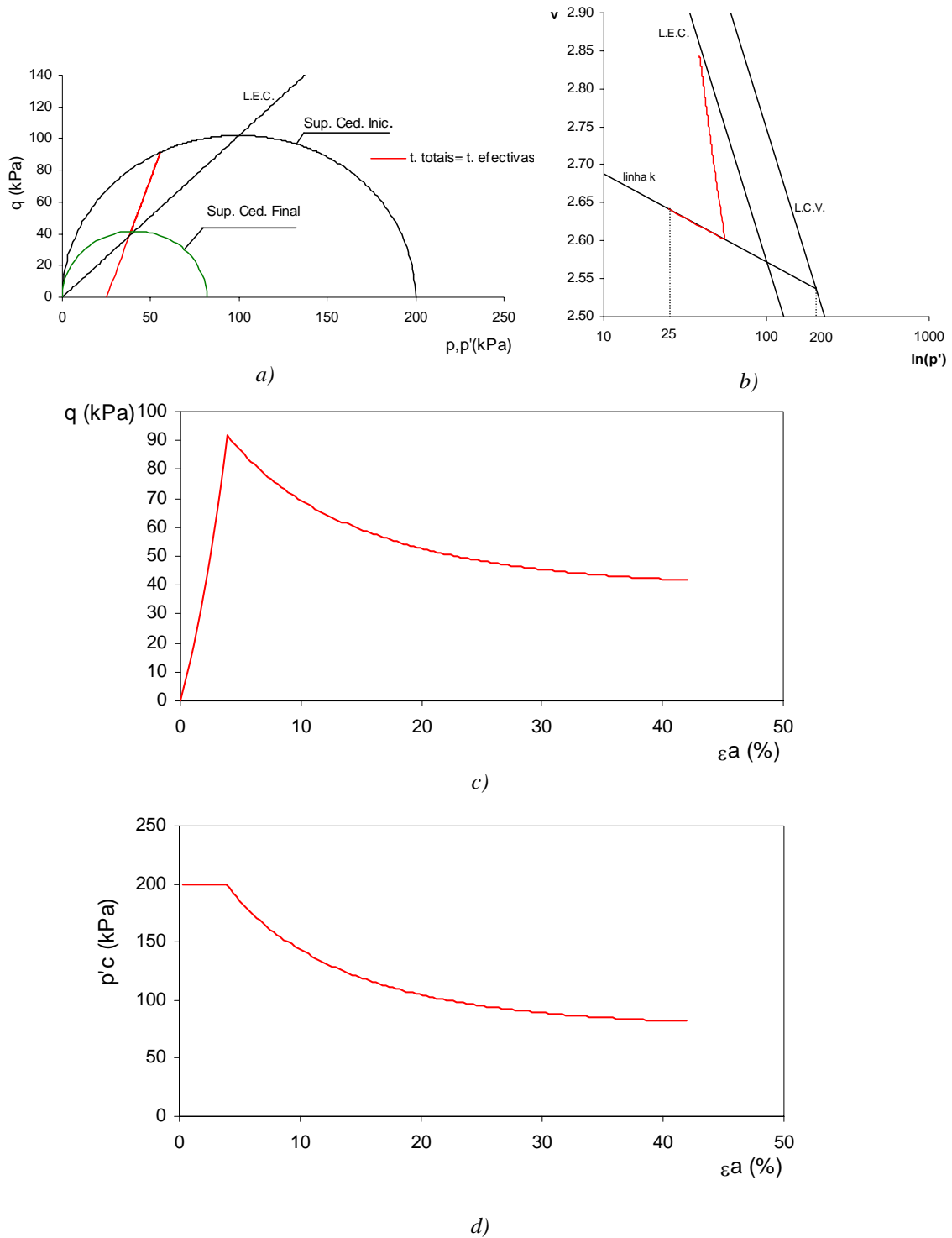


Figura 4.14 – Resultados da simulação do ensaio triaxial drenado de um provete de solo fortemente sobreconsolidado: a) trajectórias de tensão no referencial  $p'-q$ ; b) evolução do estado no referencial  $\ln(p')-v$ ; c) evolução da tensão de desvio com a deformação axial do provete; d) evolução de  $p'_c$  com a deformação axial do provete



#### 4.4.4 - Lado seco e lado húmido do estado crítico

Nos pontos anteriores pôde verificar-se uma grande diferença no comportamento das argilas consoante a sua proximidade do estado normalmente consolidado. Como foi demonstrado, num ensaio drenado a deformação plástica pode levar o solo à expansão ou à compressão, ou, de outra forma, num ensaio não drenado pode ocorrer geração de excessos de pressão nos poros negativos ou positivos devidos à deformação plástica. A ocorrência de qualquer um dos efeitos depende da posição do estado inicial da amostra em relação à linha de estados críticos (Atkinson, 1993). Na teoria dos estados críticos a diferença comportamental verificada é distinguida através da divisão do espaço no lado “seco” e no lado “húmido”.

As amostras que se encontram no lado “seco” apresentam comportamento dilatante positivo, tendendo para expandir quando sujeitas a corte drenado, ou para gerar excessos de pressão neutra negativos, caso a sua deformação volumétrica esteja impedida, como ocorre nos ensaios não drenados. O lado “seco” corresponde a argilas fortemente sobreconsolidadas.

Situação oposta é verificada nos solos que se encontram do lado “húmido”. Estes solos, quando sujeitos a deformações plásticas tendem a retrain, fruto da dilatância negativa que apresentam. Em condições não drenadas, uma vez que a deformação volumétrica terá de ser obrigatoriamente nula, as deformações plásticas traduzem-se por geração de excessos de pressão de água nos poros positivos. Associados à tendência expansiva ou reactiva do solo encontram-se os fenómenos de amolecimento e endurecimento, respectivamente.

Na Figura 4.15b apresenta-se no referencial  $\ln(p')-v$  a localização do lado seco e do lado húmido. O lado seco localiza-se à esquerda da linha de estados críticos, sendo assim designado pelo facto de o solo que se localiza nessa zona ter um volume menor do que o apresentado, para a mesma tensão  $p'$ , pelo solo no estado crítico. Em situação oposta encontra-se o lado húmido, em que o volume apresentado pelo solo para uma dada tensão  $p'$  é superior ao volume em estado crítico desse mesmo solo à mesma tensão. Dado que estados à direita da linha de compressão virgem são impossíveis, o

lado húmido encontra-se entre as linhas paralelas de compressão virgem e de estados críticos.

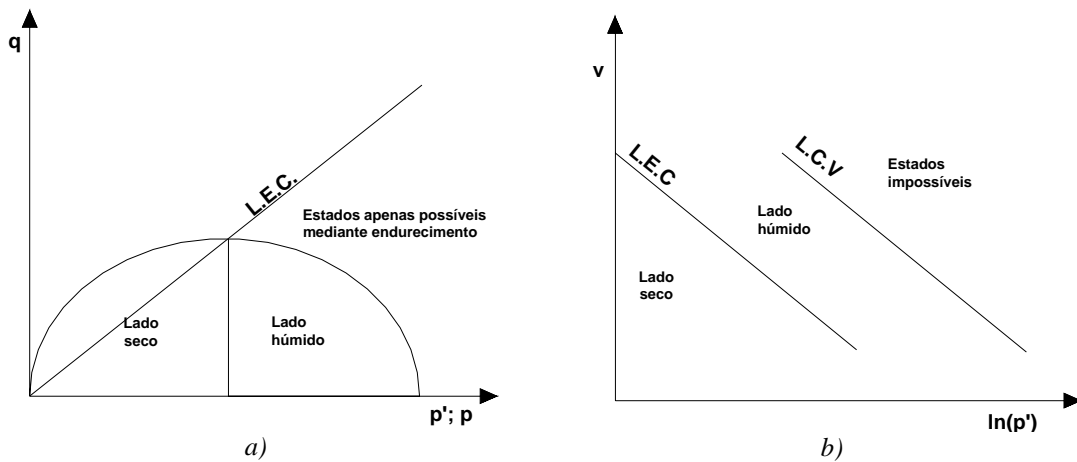


Figura 4.15 – Lado seco e lado húmido do estado crítico: a) representação no referencial  $p'$ - $q$ ; b) representação no referencial  $\ln(p')$ - $v$

Tendo em conta que cada “muro elástico” apenas contém um ponto pertencente à linha de estados críticos, a divisão entre o lado seco e o lado húmido no plano  $p'$ - $q$  é efectuada pela linha vertical que passa pelo ponto de intersecção da superfície de cedência inicial com a linha de estados críticos (ver Figura 4.15a). Solos cujo estado de tensão se represente à esquerda da referida linha apresentam características dilatantes positivas, correspondendo a argilas fortemente sobreconsolidadas, sendo portanto este o lado seco. Caso o estado de tensão de um solo se encontre à direita da linha vertical referida, o solo encontra-se no estado “húmido”, apresentando dilatância negativa, correspondendo a argilas ligeiramente sobreconsolidadas ou normalmente consolidadas.

#### 4.5 - Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se os aspectos essenciais dos modelos de Cambridge, tendo-se detalhado o modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ . Realizaram-se alguns exemplos simples que permitem compreender o funcionamento do modelo e os aspectos do comportamento complexo dos solos que se encontram contemplados no modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ , dando-se especial relevância à simulação do comportamento dilatante do solo implicitamente associado aos fenómenos de amolecimento e endurecimento.

# **Capítulo 5**

Estudo base



## **5. Estudo base**

### **5.1 - Introdução**

Com o objectivo analisar o comportamento imediato e diferido no tempo de estruturas de contenção escoradas escavadas em maciços de natureza argilosa de baixa resistência, apresenta-se neste capítulo um exemplo base a partir do qual se efectuaram estudos com o objectivo de avaliar a influência de diversos parâmetros sobre a resposta do sistema estrutura de contenção – maciço.

Em primeiro lugar tecem-se algumas considerações relativas aos pressupostos em que se baseou a análise, à geometria do problema e aos parâmetros definidores do comportamento dos materiais.

Na segunda parte procura-se evidenciar o comportamento do sistema a curto prazo, sendo dada especial importância à evolução dos estados de tensão total e efectiva, aos deslocamentos imediatos, à evolução dos esforços nos elementos estruturais e, com especial atenção, procura-se analisar a distribuição dos excessos de pressão de água nos poros associados à alteração do estado de tensão inicial.

Por último, numa terceira parte são apresentados resultados relativos ao comportamento diferido no tempo. É dada ênfase à evolução temporal do estado de tensão e aos movimentos induzidos pela dissipação dos excessos de pressão de água nos poros.

### **5.2 - Características do exemplo numérico**

#### **5.2.1 - Geometria e processo construtivo**

O exemplo escolhido refere-se a uma escavação realizada com o intuito de construir um parque de estacionamento subterrâneo. Admitiu-se que a escavação teria 10,8 m de profundidade e 20 m de largura, sendo realizada ao abrigo de uma parede moldada com 0,8 m de espessura. O desenvolvimento longitudinal da escavação foi considerado muito superior ao transversal, de forma a se poder considerar uma análise em termos de estado plano de deformação. Durante a fase provisória a cortina encontra-se escorada

em três níveis, sendo as escoras constituídas por perfis metálicos do tipo tubular, espaçadas horizontalmente de 3,5 m, tal como se ilustra na Figura 5.1. Admitiu-se que as escoras se encontram contraventadas a meio vão.

A escavação ocorre num maciço composto por uma camada arenosa com 2 m de espessura, sobrejacente a um estrato de argila mole com 23 m de possança. Sob a camada argilosa encontra-se o firme que, dada a sua elevada resistência e rigidez face às camadas sobrejacentes, se admitiu como indeformável, não havendo por isso necessidade de o discretizar, para o caso em estudo, através de elementos finitos. A extremidade inferior da cortina encontra-se assente sobre o firme, sendo modelada como uma articulação.

O coeficiente de segurança em relação à rotura de fundo, determinado pelos métodos de Terzaghi e de Bjerrum e Eide, vale aproximadamente 1,2. É de notar que este valor é apenas um indicador aproximado dos níveis de tensão mobilizados no final da escavação, já que aqueles métodos não contabilizam o efeito da altura enterrada da parede.

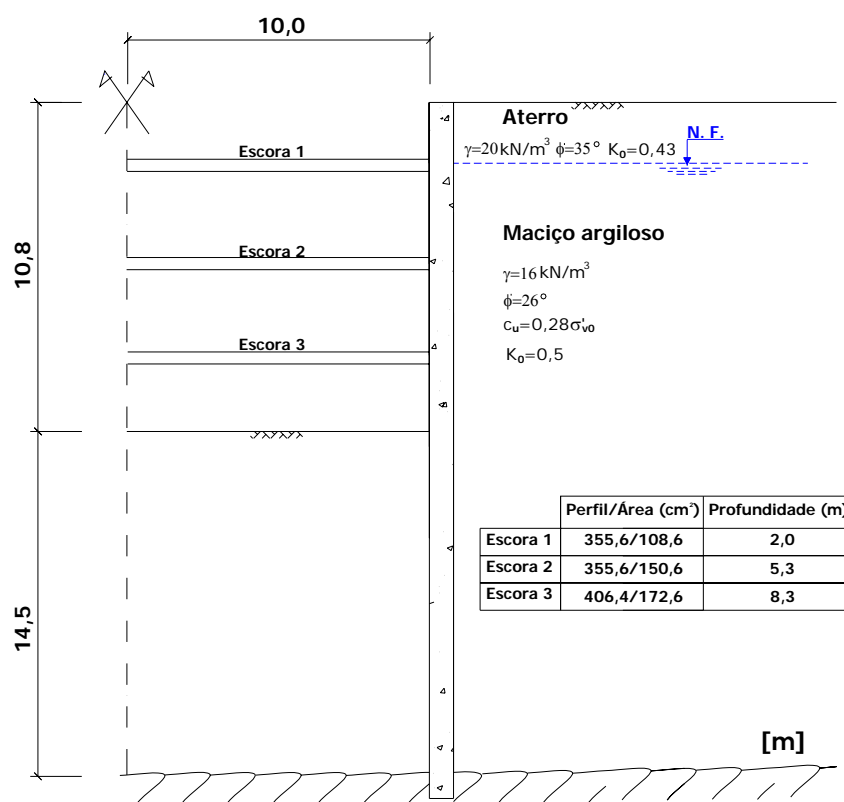


Figura 5.1 – Características da escavação

Atingida a profundidade de 10,8 m, as escoras são progressivamente desactivadas à medida que são construídas as lajes maciças de betão armado dos pisos enterrados. No Quadro 5.1 indicam-se as profundidades a que são instaladas as lajes, assim como a sua espessura. As lajes encontram-se numeradas pela ordem de construção e o valor indicado para a profundidade corresponde ao eixo da laje.

*Quadro 5.1 – Características geométricas e localização das lajes*

Laje	Espessura (m)	Profundidade (m)
1	0,6	10,2
2	0,3	6,9
3	0,3	3,6
4	0,3	0,0

O processo construtivo foi simulado na sua totalidade à excepção da instalação da parede moldada. No Quadro 5.2 e na Figura 5.2 encontra-se representado o esquema construtivo adoptado na análise.

*Quadro 5.2 – Faseamento construtivo adoptado*

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 2 m.
	Instalação do primeiro nível de escoramento.
2	Escavação até à profundidade de 5,3 m.
	Instalação do segundo nível de escoramento.
3	Escavação até à profundidade de 8,3 m.
	Instalação do terceiro nível de escoramento.
4	Escavação até à profundidade de 10,8 m.
	Instalação da primeira laje (laje de fundo).
5	Remoção do terceiro nível de escoramento.
	Instalação da segunda laje.
6	Remoção do segundo nível de escoramento.
	Instalação da terceira laje.
7	Remoção do primeiro nível de escoramento.
	Instalação da quarta laje.

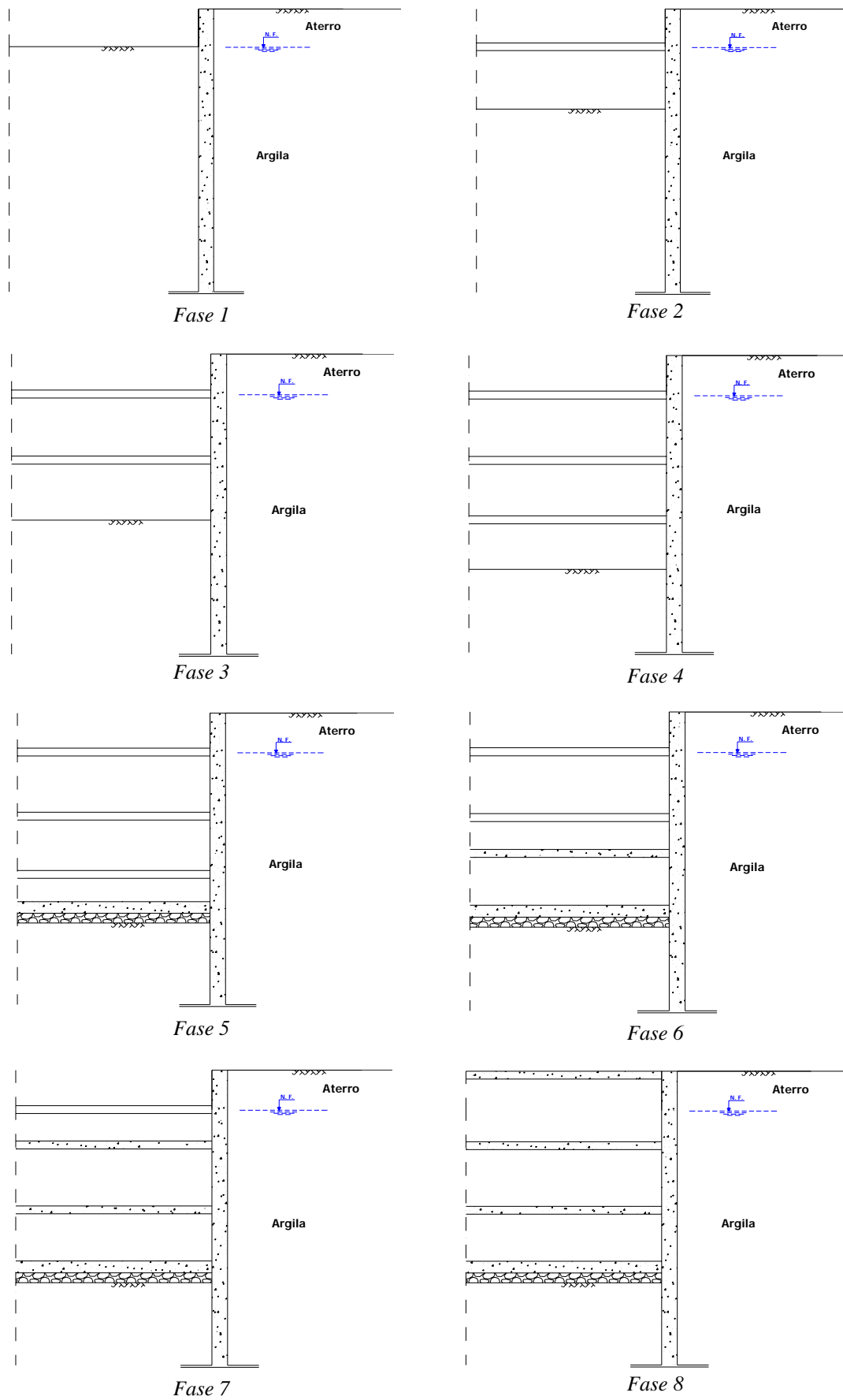


Figura 5.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise



Na Figura 5.3 encontra-se representada a malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio. Trata-se de uma malha constituída por 993 elementos distribuídos da seguinte forma:

- 756 elementos triangulares “híbridos” de 6 nós (interpolação quadrática para os deslocamentos e linear para os excessos de pressão de água nos poros – ver Figura 3.3), que representam a formação argilosa;
- 116 elementos triangulares de 6 nós, que simulam a cortina;
- 50 elementos triangulares de 6 nós, que modelam a camada de aterro;
- 58 elementos de junta de 6 nós, utilizados na simulação da interface da cortina com o solo adjacente;
- 7 elementos de barra de 3 nós, que modelam as lajes e escoras.

A dimensão dos elementos finitos utilizados na discretização do meio teve em conta a grandeza dos gradientes de tensões e hidráulicos, procurando-se seguir o critério de que a malha deveria ser mais refinada nas zonas em que estes tomam maior proporção.

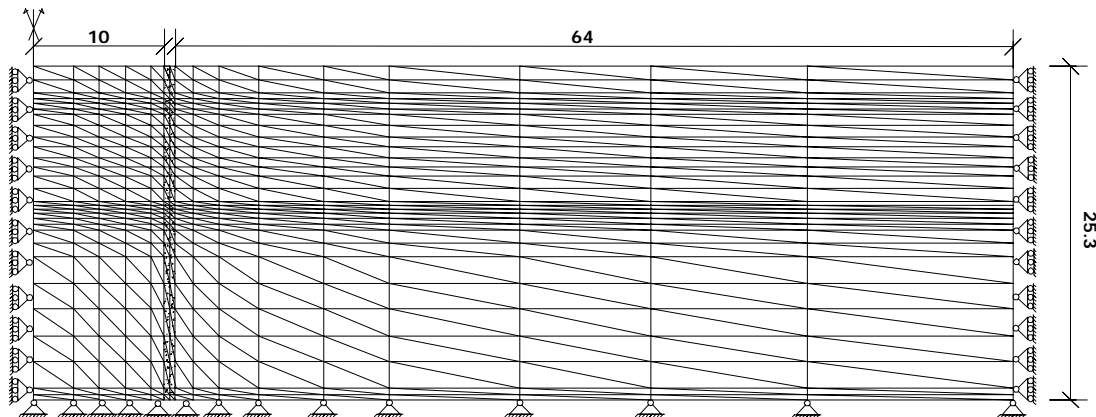


Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no Estudo base

Em relação às condições de fronteira dos deslocamentos estas foram estabelecidas tendo em conta os seguintes aspectos: a simetria do problema, impondo-se deste modo deslocamentos horizontais nulos ao longo do plano de simetria, coincidente com a fronteira lateral esquerda; as características mecânicas do firme, que admitindo-se como indeformável (relativamente às restantes formações) permite supor que os

deslocamentos horizontais e verticais serão nulos na fronteira inferior; e ainda o facto de a perturbação do estado de tensão inicial se esvanecer à medida que aumenta a distância horizontal em relação à escavação, podendo-se admitir que a partir de determinada distância os deslocamentos horizontais serão nulos, definindo-se desta forma a fronteira lateral direita. A estimativa da distância para além da qual os deslocamentos horizontais deixam de ser significativos reveste-se sempre de alguma dificuldade. Com o intuito de avaliar qual a distância aconselhável, realizaram-se diversas análises, tendo-se verificado que, para o caso em estudo, para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação a perturbação do estado de tensão deixava de ter significado, tendo-se adoptado esse critério para a truncagem do meio.

### 5.2.2 - Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial

O comportamento da formação argilosa e do material granular que constitui o aterro foi simulado através da aplicação do modelo de estados críticos  $p-q-\theta$ . No Quadro 5.3 indicam-se os parâmetros adoptados para a definição do modelo para as duas formações. Os parâmetros adoptados para a formação argilosa conduzem à evolução da resistência não drenada apresentada na Figura 5.1.

Quadro 5.3 – Parâmetros caracterizadores do modelo  $p-q-\theta$

	$\lambda$	$\kappa$	N	$\Gamma$	$\nu$	$\phi'(^{\circ})$
Argila	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26
Aterro	0,025	0,005	1,817	1,80	0,30	35

Os valores adoptados para os parâmetros que definem o comportamento da formação argilosa correspondem, aproximadamente, aos utilizados por Finno et al. (1991a,b) na análise da escavação HDR-4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago. Relativamente aos parâmetros de compressibilidade da camada de aterro, adoptaram-se valores considerados correntes para este tipo de solos.

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático, tomando-se o peso volúmico de  $20 \text{ kN/m}^3$  para o material de aterro e  $16 \text{ kN/m}^3$  para a formação argilosa

mole. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , tomaram-se os valores de 0,43 e 0,5, para o material de aterro e para a formação argilosa, respectivamente.

Para ambas as formações, considerou-se um ligeiro grau de sobreconsolidação, definido por  $OCR=1,1$ .

Os elementos estruturais de betão foram considerados como tendo um comportamento elástico, linear e isotrópico, sendo o modelo caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson, tendo-se adoptado, respectivamente, os valores de 18 GPa e 0,2.

O comportamento das escoras também foi admitido como elástico, linear e isotrópico. Dada a diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras, tomou-se como rigidez efectiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992).

Relativamente ao comportamento da interface solo-parede, procurou-se estabelecer uma lei de comportamento cuja validade fosse corroborada por resultados experimentais. Infelizmente, a pesquisa bibliográfica efectuada não permitiu encontrar resultados experimentais que permitissem estabelecer uma lei de comportamento em termos de tensões efectivas para a interface parede-solo argiloso.

Deste modo, tendo em conta os resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983), considerou-se que a interface seria regida por um modelo elástico perfeitamente plástico, em que a resistência ao corte seria igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

Cabe aqui fazer uma observação de que o ideal seria adoptar um modelo constitutivo em termos de tensões efectivas, já que o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. No entanto, o modelo adoptado, para além de se basear em resultados experimentais, foi já utilizado por diversos autores (Trigo, 1991; Fortunato, 1994; Guerra, 1998), tendo-se obtido resultados que permitem afirmar que

reflecte bem a realidade física inerente à existência de uma interface entre materiais com características mecânicas distintas.

Na Figura 5.4 ilustra-se o modelo adoptado para o comportamento mecânico da interface solo-parede.

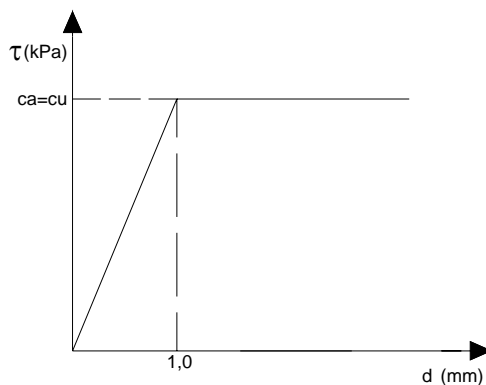


Figura 5.4 – Lei de comportamento da interface solo-parede

### 5.2.3 - Condições hidráulicas

Em relação às condições hidráulicas iniciais admitiu-se que o nível freático se encontra a 2,0 m de profundidade, isto é, coincidente com o tecto do estrato de argila. A formação granular correspondente ao aterro foi considerada de grande permeabilidade, sendo lícito admitir comportamento totalmente drenado para esta camada. Relativamente à formação argilosa considerou-se que teria um comportamento isotrópico em termos de permeabilidade, sendo definido pelo coeficiente de permeabilidade,  $k$ , constante e de valor igual a  $10^{-9}$  m/s. A parede moldada foi considerada como impermeável, bem como a fronteira inferior correspondente ao firme.

Dado que a cortina, tida como impermeável, assenta sobre o firme, também considerado impermeável, não é permitida a percolação do lado suportado para o lado escavado. Deste modo, a cortina apresenta as funções de elemento da estrutura de contenção e de “corta-águas”.

Como condições de fronteira considerou-se que do lado suportado a posição do nível freático se manteria inalterada. Do lado escavado admitiu-se que a longo prazo tenderia para uma situação hidrostática, na qual a posição do nível freático coincide com

a base da escavação. Na Figura 5.5 ilustra-se a posição do nível freático quando é atingido o equilíbrio hidrostático (final da consolidação).

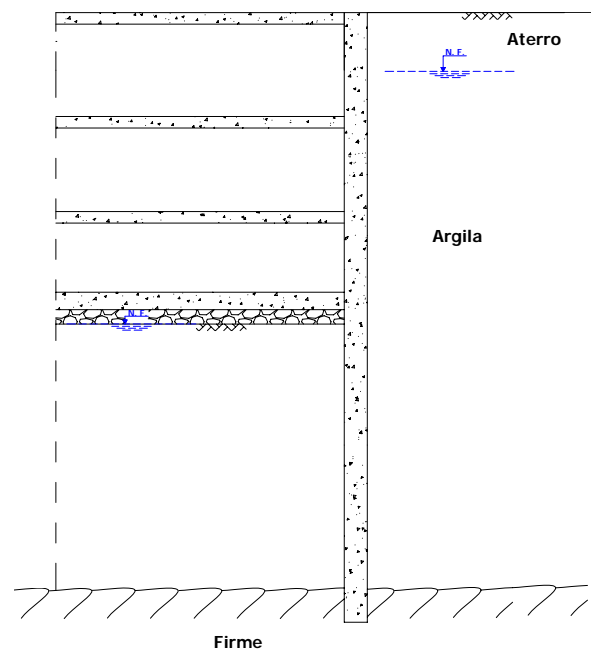


Figura 5.5 – Condições hidráulicas no final da consolidação

As fronteiras laterais do problema também foram consideradas como impermeáveis, embora por razões distintas: a fronteira lateral esquerda pelo facto de coincidir com o plano de simetria do problema, a fronteira lateral direita por uma questão de truncagem do meio.

## 5.3 - Análise de resultados

### 5.3.1 - Considerações gerais

O estudo aqui apresentado contempla três estádios distintos de solicitação, podendo ser divididos da seguinte forma:

- estádio 1, correspondente ao período de escavação, em que ocorrem variações de tensões que incidem quer no esqueleto sólido, tensões efectivas, quer no fluido intersticial (pressão neutra);

- estágio 2, durante o qual se procede à instalação das lajes e remoção das escoras; durante esta fase apenas ocorre alteração das condições de apoio da cortina, não sendo de esperar alterações profundas no estado de tensão do maciço;
- estágio 3, correspondente ao período pós-construção, durante o qual as alterações no estado de tensão-deformação estão associadas à dissipação dos excessos de pressão de água nos poros gerados principalmente durante o estágio 1.

Embora o fenómeno de transferência de carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido também ocorra durante o período de construção, o seu significado pode ser considerado diminuto caso a permeabilidade do solo seja baixa e curto o período de tempo em que ocorre a construção (Osaimi e Clough, 1979). Assim sendo, considerou-se, na simulação numérica acoplada, um tempo de construção muito pequeno, de modo a que o maciço se comportasse de uma forma não drenada durante os estádios 1 e 2, nos quais as deformações induzidas terão carácter puramente distorcional, e que apenas no período pós-construção ocorrerá dissipação dos excessos de pressão de água nos poros induzindo deformações volumétricas no maciço argiloso.

Dado o carácter distinto das solicitações nas diferentes fases, optou-se por analisar separadamente os estádios 1 e 2 (período de construção) do estágio 3 (período pós-construção).

### **5.3.2 - Período de construção**

#### **5.3.2.1 - Evolução do estado de tensão**

Nas Figuras 5.6 a 5.9 apresentam-se os resultados obtidos durante o estágio 1, correspondente ao período de escavação, em termos de tensões totais. A análise dos resultados apresentados permite identificar tendências distintas no maciço escavado e no maciço suportado.

Deste modo, em relação ao maciço subjacente à escavação tecem-se as seguintes considerações:

- o maciço é solicitado devido a dois efeitos: a remoção do peso das terras e água sobrejacentes e a compressão lateral devido ao movimento da cortina em direcção ao corte;
- em todas as fases de escavação assiste-se a uma diminuição generalizada das tensões totais horizontais e verticais, sendo no entanto mais significativa a diminuição das tensões verticais;
- as tensões horizontais e verticais totais atingem o valor mínimo junto ao eixo de simetria, aumentando com a proximidade da cortina; o fenómeno é justificado pela pressão que a cortina exerce sobre o maciço à medida que se desloca em direcção ao corte (este efeito faz-se sentir principalmente sobre as tensões horizontais) e pela adesão solo-cortina que restringe o movimento ascendente do maciço, exercendo aquela uma força vertical descendente sobre este que conduz a uma menor diminuição das tensões verticais na sua proximidade (Fortunato, 1994; Matos Fernandes et al., 1997); este efeito toma maior significado quanto maior for a profundidade escavada;
- junto à cortina mobilizam-se elevadas tensões de corte  $\tau_{xy}$ , tomando maior expressão à medida que a escavação progride, o que reflecte que nesta zona as direcções vertical e horizontal deixam de ser direcções principais de tensão.

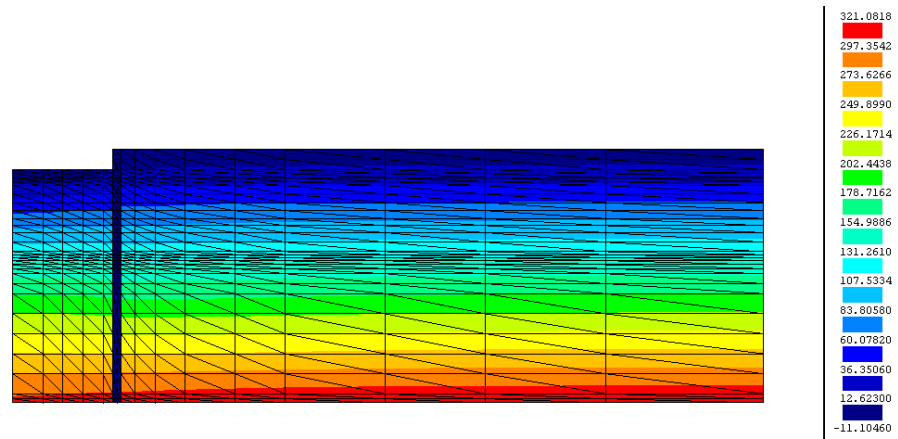
Como se pode verificar nas Figuras 5.6 a 5.9, o maciço do lado suportado apresenta um comportamento distinto, podendo-se retirar as seguintes conclusões:

- o maciço suportado sofre desconfinamento lateral devido ao movimento da cortina em direcção ao corte, reflectindo-se na diminuição das tensões horizontais, que se torna mais evidente nas últimas fases de escavação, abaixo da cota da mesma;
- na zona escorada, as tensões horizontais totais tendem a diminuir nas primeiras fases de escavação, verificando-se um acréscimo das mesmas nas fases seguintes; este fenómeno era previsível se se atender ao efeito de arco que leva à transferência de tensões nas regiões mais profundas para a

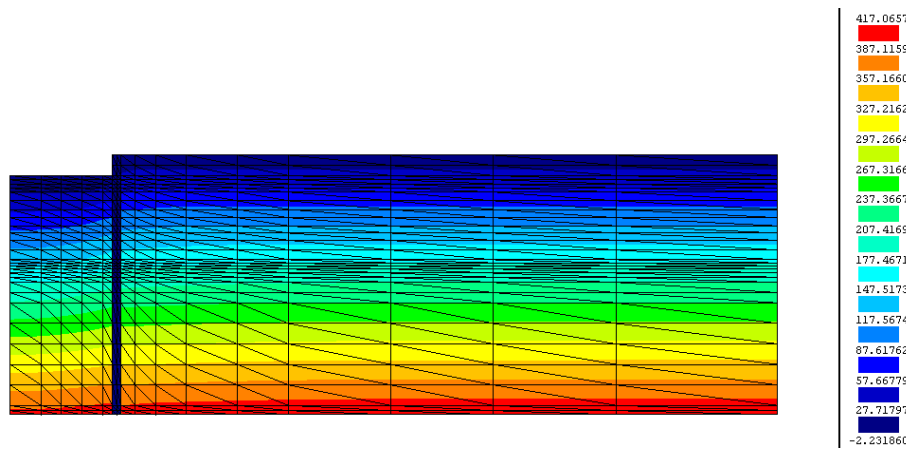
zona escorada devido ao diferencial de deslocamentos verificado entre as mesmas regiões (Bjerrum et al., 1972);

- as tensões verticais totais junto à cortina diminuem consideravelmente, assistindo-se a um ligeiro aumento das mesmas a certa distância da escavação, tendendo depois para o estado de tensão inicial;
- junto à cortina mobilizam-se tensões de corte elevadas, sendo mais significativas abaixo da cota de escavação do que na zona escorada; à medida que a distância em relação à cortina aumenta, as tensões de corte desvanecem-se, tendendo para o estado de tensão inicial no qual são nulas as tensões  $\tau_{xy}$ .

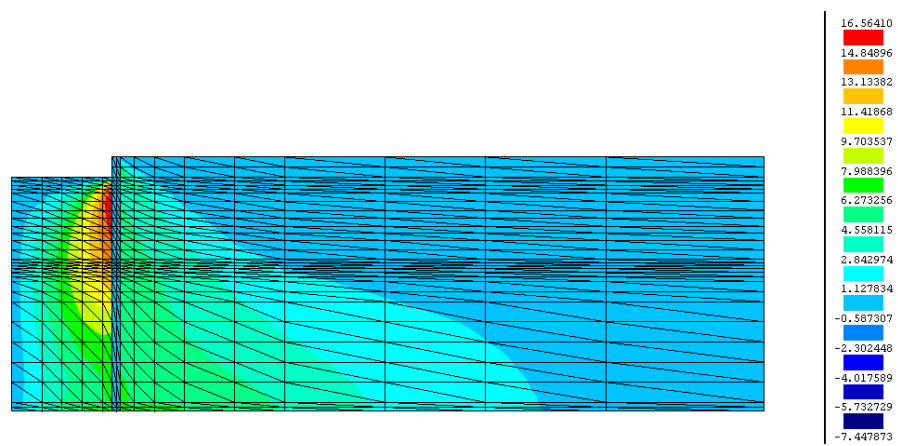




a)

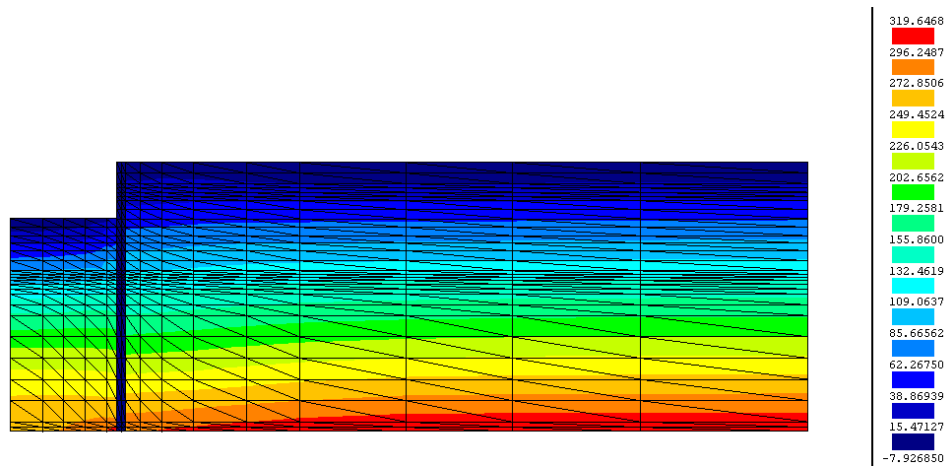


b)

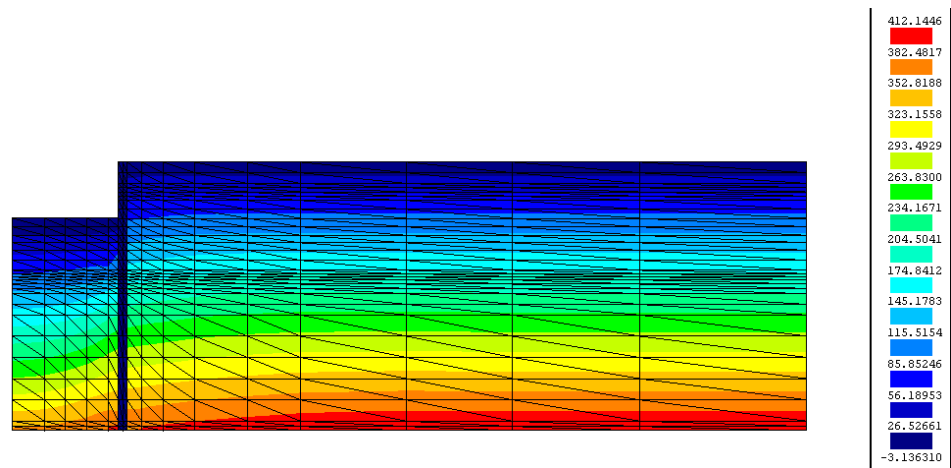


c)

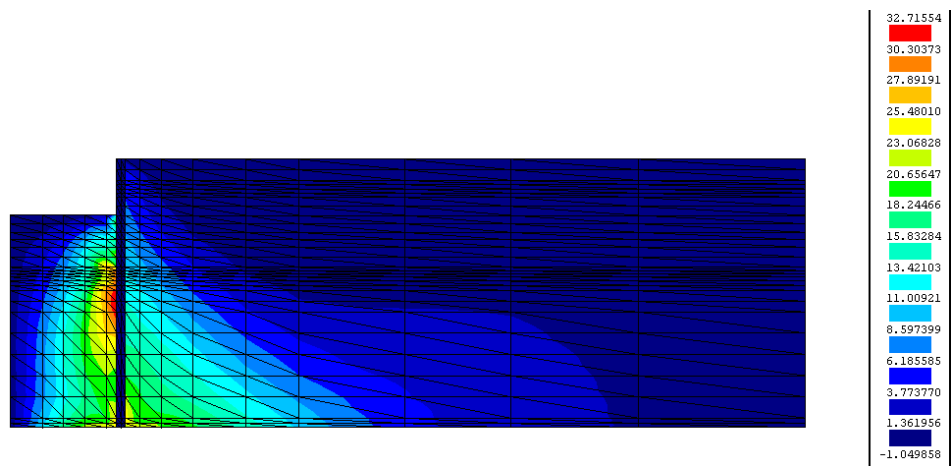
Figura 5.6 – Estado de tensão total após a fase 1 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ )



a)

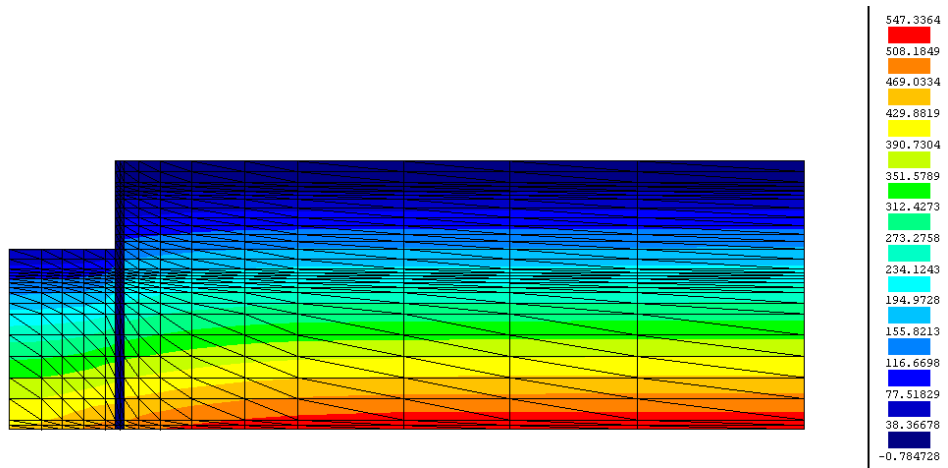


b)

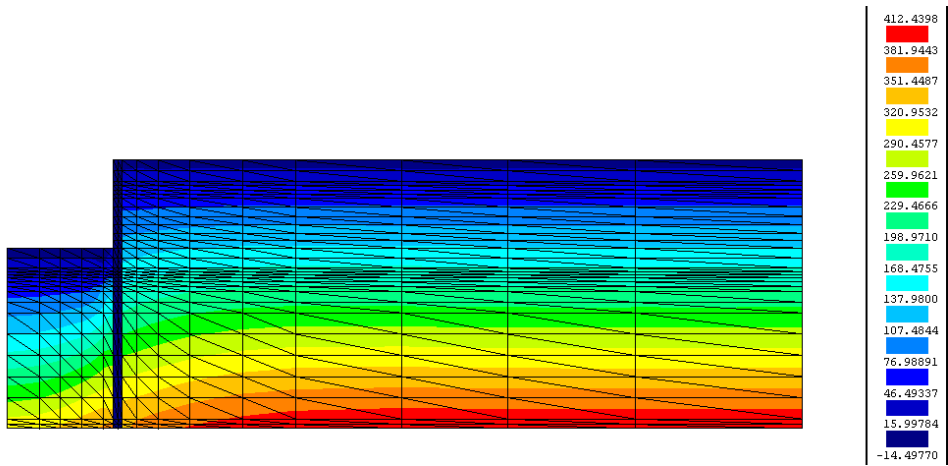


c)

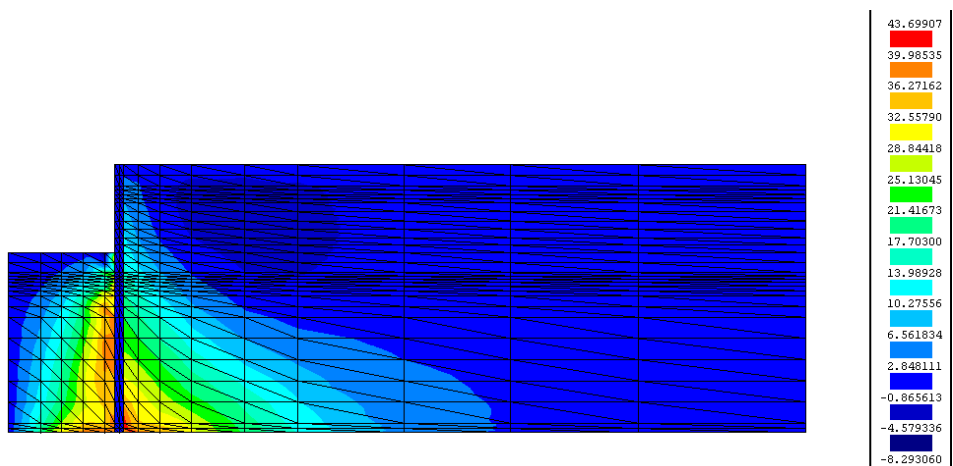
Figura 5.7 – Estado de tensão total após a fase 2 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ )



a)

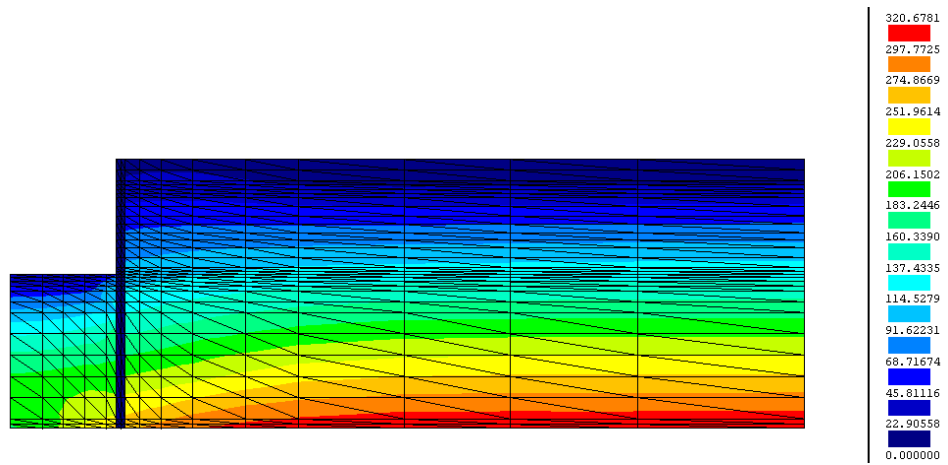


b)

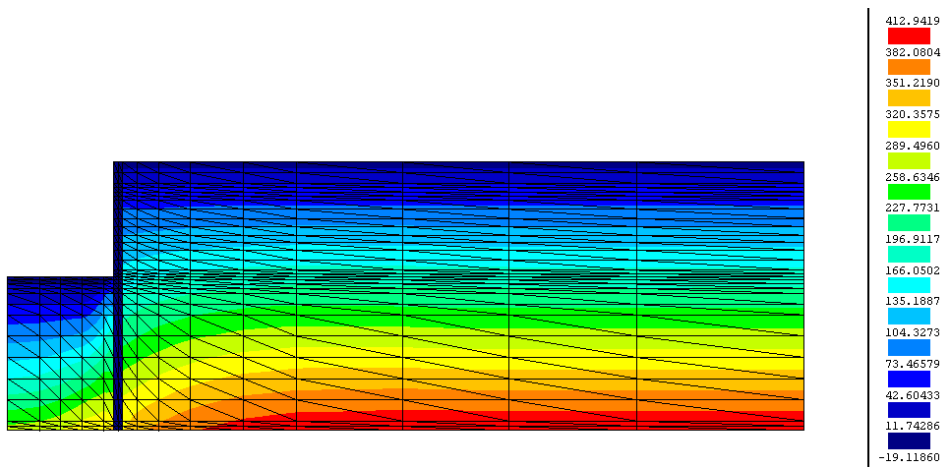


c)

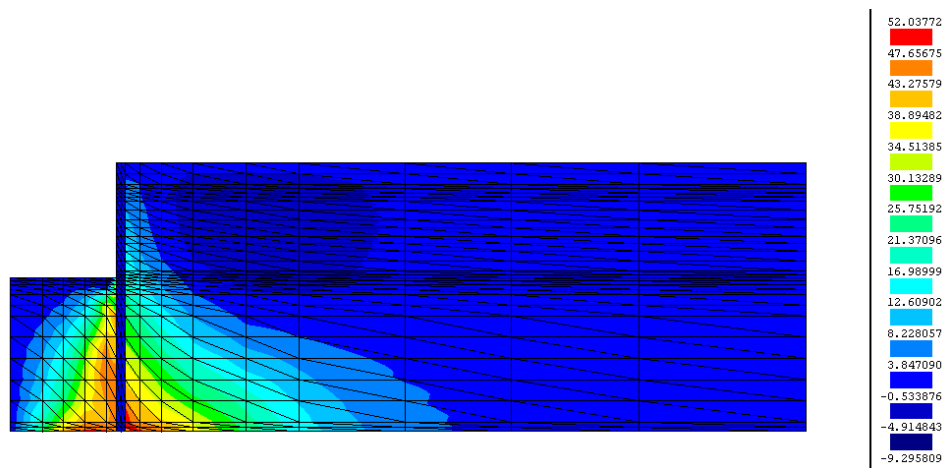
Figura 5.8 – Estado de tensão total após a fase 3 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ )



a)



b)



c)

Figura 5.9 – Estado de tensão total após a fase 4 de escavação: a) tensões normais totais horizontais ( $\sigma_x$ ); b) tensões normais totais verticais ( $\sigma_y$ ); c) tensões de corte ( $\tau_{xy}$ )

Quando um maciço é solicitado de uma forma não drenada, a alteração ao estado de tensão total inicial é repartida, geralmente, em dois incrementos, um correspondente à variação da pressão no fluído intersticial e outro à variação das tensões efectivas. Na Figura 5.10 ilustra-se um esquema teórico da repartição em tensões efectivas e excessos de pressão intersticial devido a uma solicitação num ensaio triaxial de um provete saturado.

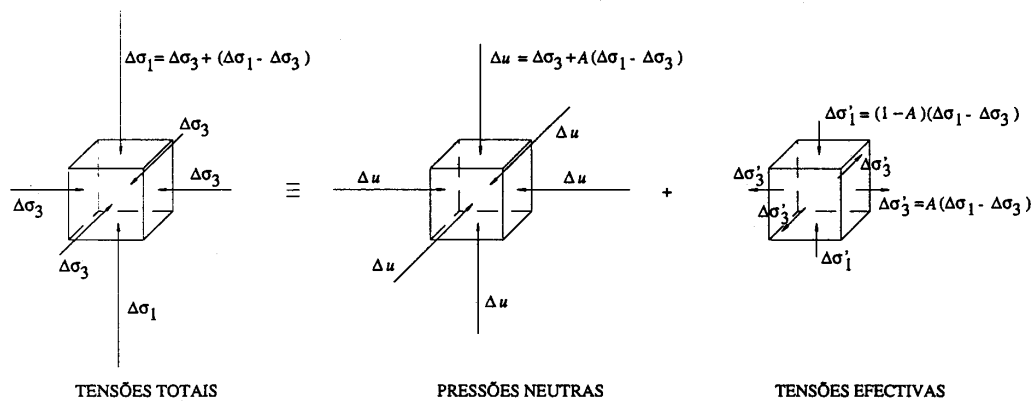
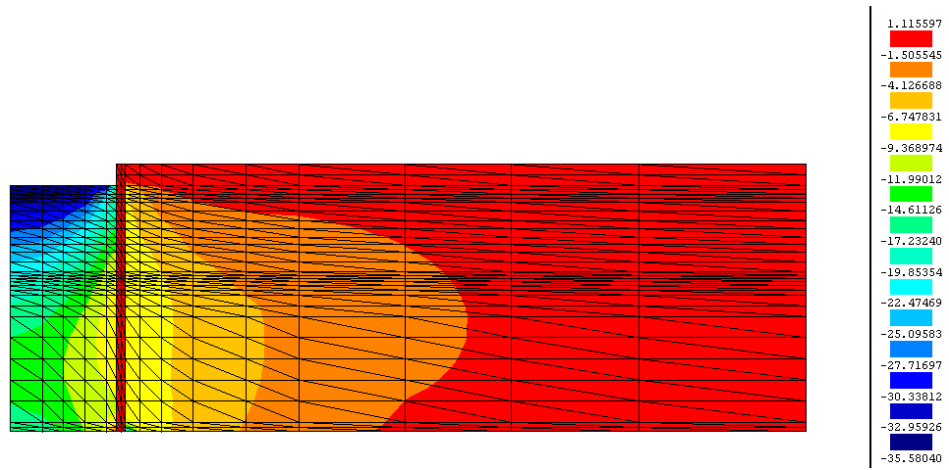


Figura 5.10 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado (Borges, 1995)

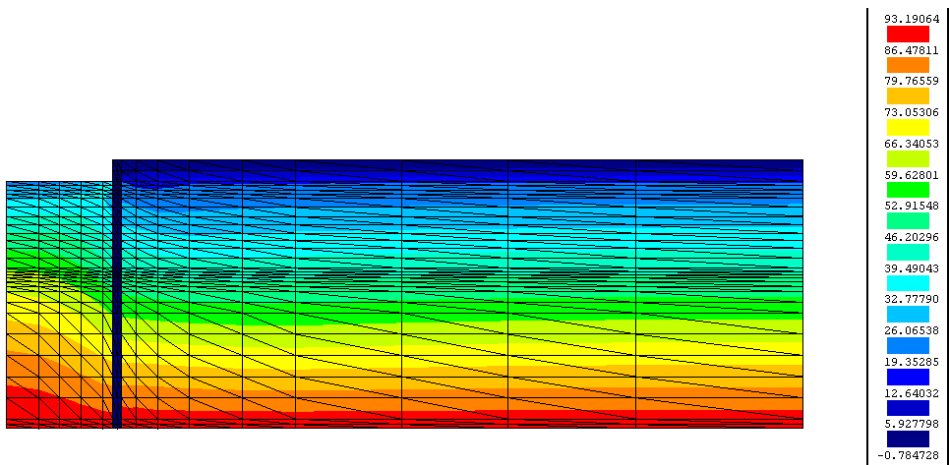
Como se pode verificar, o incremento de tensão que se instala no fluído intersticial (excesso de pressão neutra) e no esqueleto sólido (tensões efectivas) depende das características do solo, contempladas através do parâmetro  $A$  de Skempton, mas também do tipo de trajectória de tensões totais aplicada (Matos Fernandes, 1994; Borges, 1995).

No caso de uma obra geotécnica complexa, como é uma escavação escorada, são múltiplos os tipos de trajectória de tensões totais induzidas no maciço, só sendo possível a estimativa dos excessos de pressão de água nos poros gerados através da utilização de métodos computacionais em que esteja implementada uma análise acoplada, como é o caso do programa de elementos finitos utilizado.

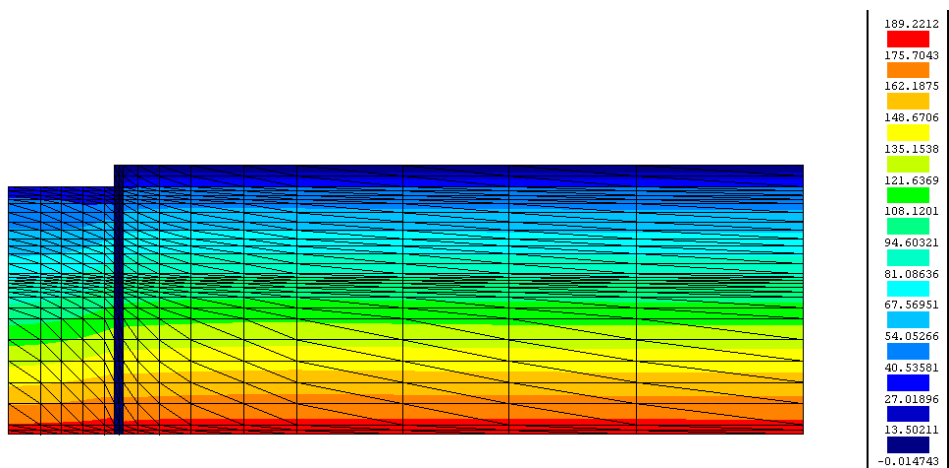
Nas Figuras 5.11 a 5.14 apresenta-se a evolução do estado de tensão efectivo, em termos de tensões horizontais e verticais efectivas, bem como o excesso de pressão neutra gerado em cada fase de escavação.



a)

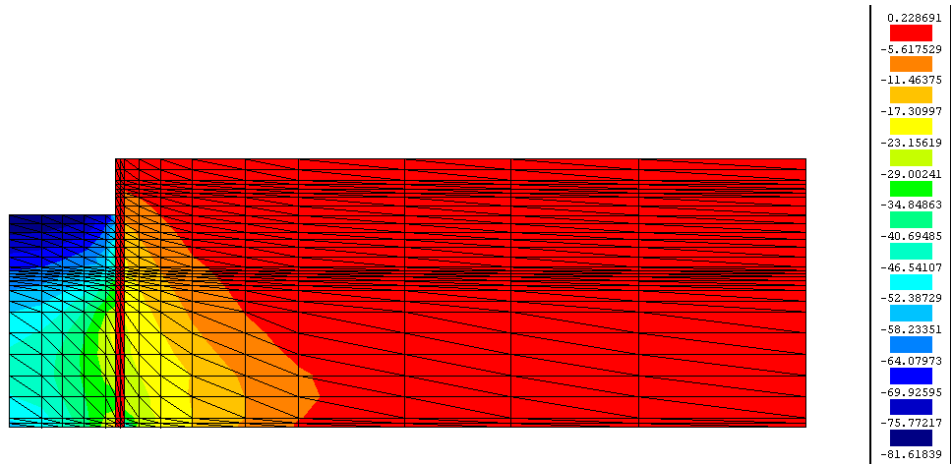


b)

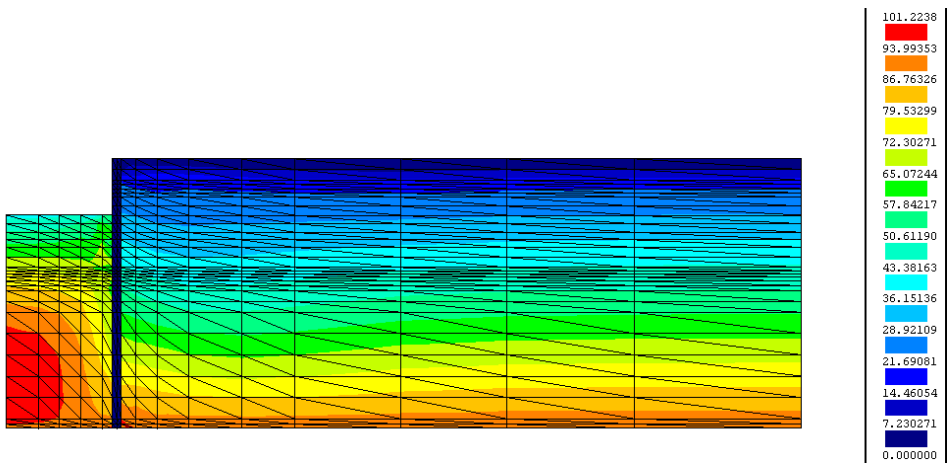


c)

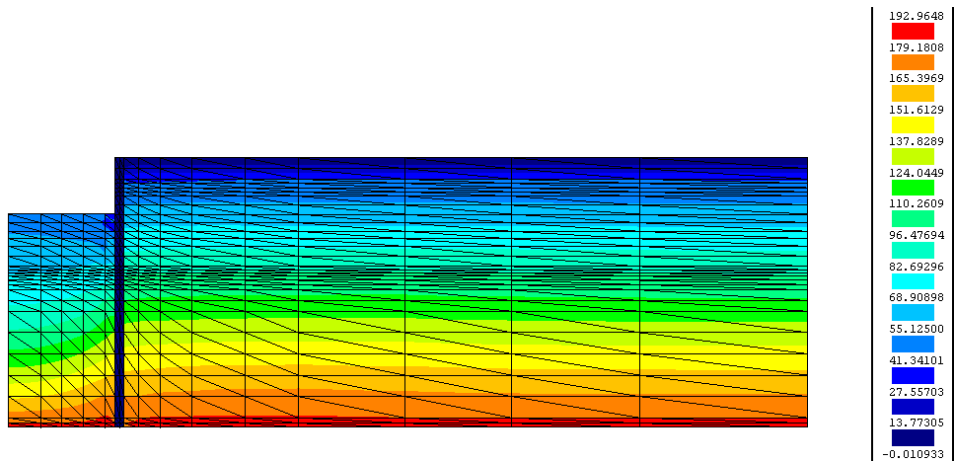
Figura 5.11 – Estado de tensão efectiva após a fase I de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais



a)

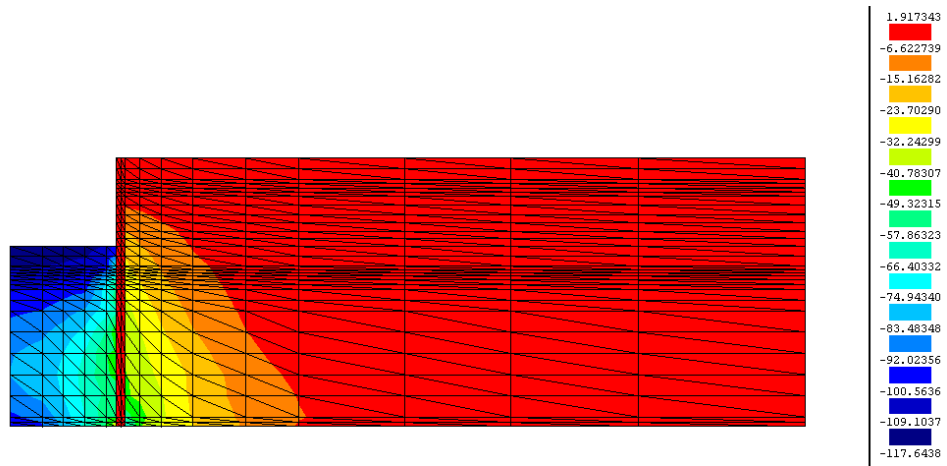


b)

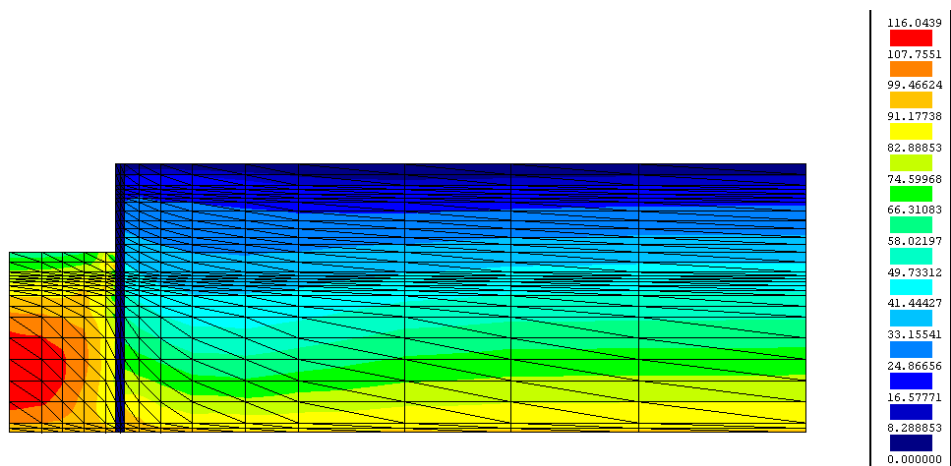


c)

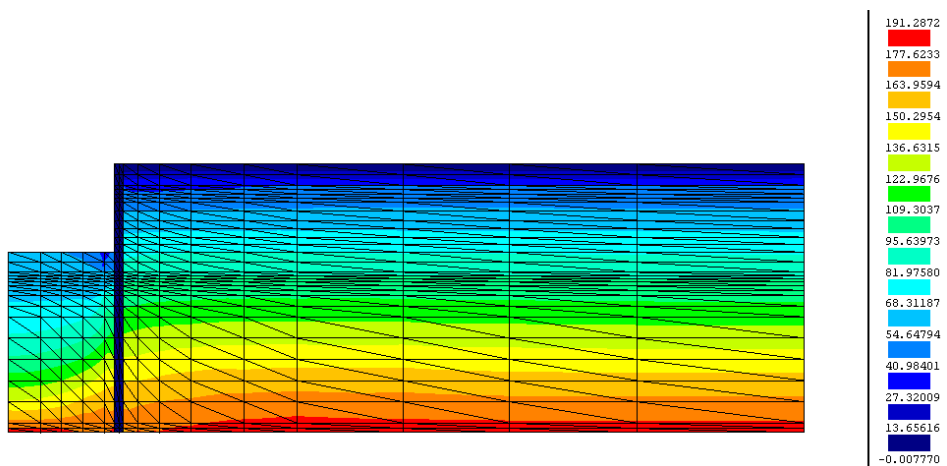
Figura 5.12 – Estado de tensão efectiva após a fase 2 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais



a)



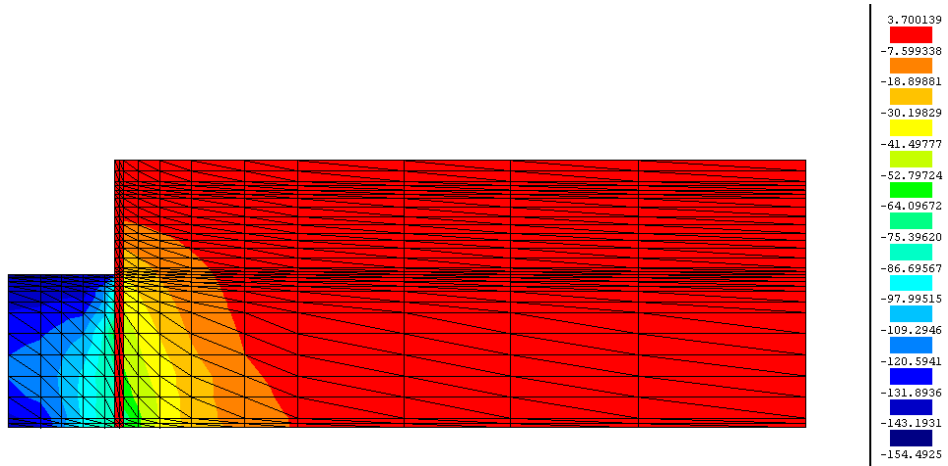
b)



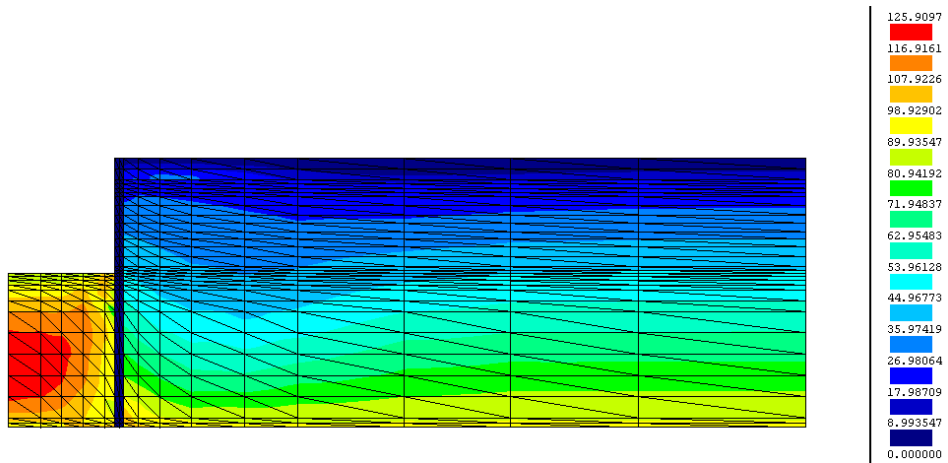
c)

Figura 5.13 – Estado de tensão efectiva após a fase 3 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais

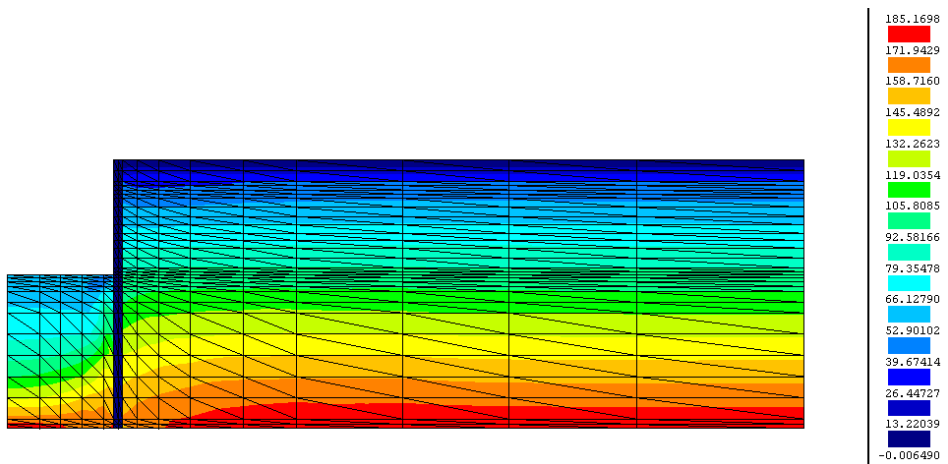




a)



b)



c)

Figura 5.14 – Estado de tensão efectiva após a fase 4 de escavação: a) excesso de pressão neutra; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais

Os maciços argilosos moles, próximos de uma situação normalmente consolidada, apresentam dilatância negativa, ou seja, se por um lado a diminuição da tensão octaédrica média leva à geração de excessos de pressão de água nos poros negativos, por outro, o aumento das tensões de corte tende a acarretar excessos de pressão de água nos poros positivos. No final, mediante a supremacia de um ou de outro efeito, os excessos de pressão de água nos poros serão positivos ou negativos. A análise das Figuras 5.11 a 5.14 permite concluir que, no caso em estudo, se geraram excessos de pressão de água nos poros negativos tanto no maciço suportado como no interior do maciço escavado. Tal como foi efectuado para a análise das tensões totais, analisam-se os fenómenos verificados no maciço suportado e no interior do maciço escavado separadamente.

Os resultados expostos nas figuras anteriores permitem retirar as seguintes conclusões relativamente ao maciço do lado escavado:

- em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos que são tanto maiores quanto maior a profundidade de escavação; os incrementos negativos da pressão neutra atingem maiores proporções junto ao eixo de simetria (onde tomam valores absolutos próximos do peso das terras e água sobrejacentes que foram removidos durante a escavação) diminuindo gradualmente em profundidade;
- dado que junto ao eixo de simetria, como atrás se constatou, a tensão média total diminui, principalmente devido à diminuição da tensão total vertical, os excessos de pressão neutra negativos gerados determinam um aumento considerável da tensão horizontal efectiva; este aumento da tensão horizontal efectiva inicia-se logo na primeira fase de escavação, principalmente nos níveis mais profundos; no entanto, com o progredir da escavação este efeito acentua-se e na fase 4 pode-se verificar um aumento muito significativo na zona central do maciço escavado;
- em relação às tensões verticais verifica-se, para todas as fases de escavação, que sofrem a maior diminuição junto ao eixo de simetria, reduzindo-se tal variação com a aproximação à cortina; na proximidade da

superfície escavada a diminuição da tensão vertical efectiva é pouco acentuada, sendo mais significativa a maior profundidade.

Relativamente ao maciço suportado, a análise das figuras permite destacar os seguintes aspectos:

- em todas as fases de escavação, verificou-se a geração de excessos de pressão neutra negativos, tomando maior significado abaixo da base da escavação; na zona escorada, assiste-se a uma diminuição das pressões intersticiais durante as primeiras fases de escavação, podendo ocorrer um ligeiro aumento nas fases seguintes, estando em consonância com as tensões totais horizontais, que após diminuição durante as primeiras fases de escavação sofrem um aumento nas fases seguintes; a este aspecto será dada maior importância mais à frente;
- as tensões verticais efectivas variam pouco, sendo de notar que na última fase de escavação apresentam uma ligeira diminuição abaixo da cota da base da escavação e junto à cortina; a essa mesma cota, a certa distância da cortina verifica-se que as tensões verticais efectivas aumentam, seguindo-se uma diminuição até se atingir o equilíbrio inicial;
- em relação às tensões horizontais, na proximidade da cortina, não ocorreu alteração significativa do seu valor, sobretudo nas primeiras fases de escavação (fases 1 e 2); no entanto, a observação atenta da Figura 5.14, correspondente à última fase de escavação, permite verificar que na zona escorada as tensões horizontais aumentaram relativamente ao estado de tensão em repouso; é interessante verificar que a pequena distância da cortina, e abaixo da base de escavação, as tensões horizontais efectivas apresentam uma ligeira diminuição, aumentando em seguida até se atingir o estado de tensão em repouso a partir de determinada distância; analisando a Figura 5.14a, 5.14b e 5.9a, em simultâneo, pode-se concluir que a trajectória de tensão induzida nesta zona do maciço levou a que a alteração do estado de tensão horizontal total se instalasse principalmente no esqueleto sólido (tensões horizontais efectivas) ao contrário do que se verifica junto à cortina.

Na Figura 5.15, ilustra-se, através de um mapa de colorações, os níveis de tensão mobilizados na última fase de escavação.

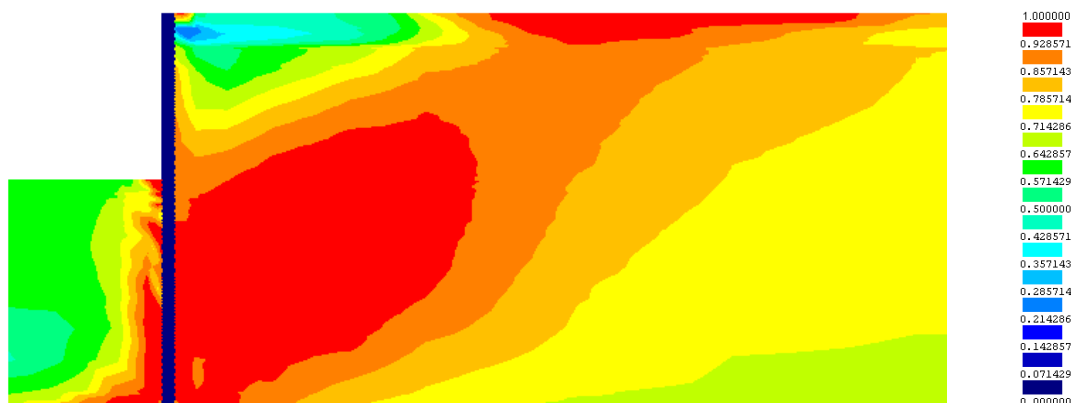


Figura 5.15 – Níveis de tensão mobilizados no final do estágio 1

O nível de tensão define a proximidade do estado de tensão em relação ao estado crítico, sendo definido, neste trabalho, da seguinte forma (SL de *stress level*):

$$SL = \frac{q}{p'M} \quad [5.1]$$

em que as variáveis têm o significado indicado no Capítulo 4. O nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo o último valor correspondente ao estado crítico.

O exame da figura anterior permite identificar uma zona extensa do maciço suportado em estado crítico. Contudo, no maciço subjacente ao fundo da escavação, as zonas em estado crítico encontram-se limitadas à proximidade da cortina.

Analise-se agora com maior pormenor a variação das pressões intersticiais no decorrer do processo de escavação. Tal como já se apresentou, tanto no maciço suportado como no maciço do lado escavado, a alteração do estado de tensão provoca alteração da pressão no fluído intersticial e das tensões no esqueleto sólido. Como seria de esperar, as alterações da pressão de água nos poros são mais notórias no interior do maciço escavado do que no maciço suportado, verificando-se variações das mesmas no interior de cada uma das zonas. Com o objectivo de comparar as alterações da pressão de água nos poros em zonas distintas, consideraram-se 16 pontos, cuja localização se encontra representada na Figura 5.16.

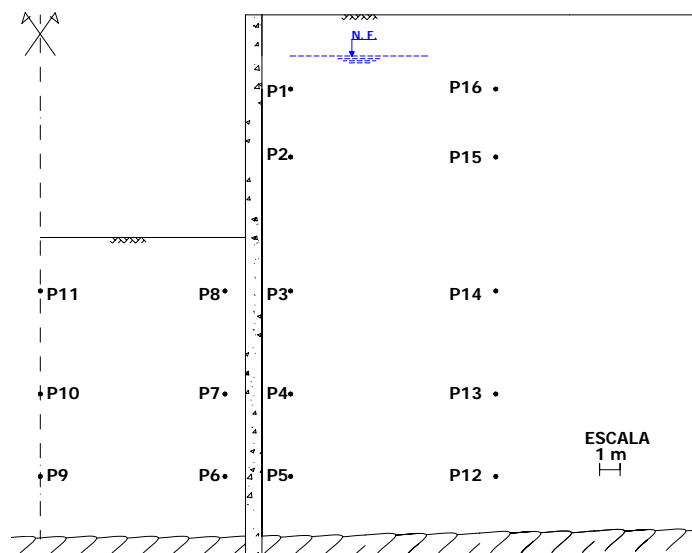


Figura 5.16 – Localização dos pontos piezométricos considerados

Na Figura 5.17 encontra-se representada a variação da pressão intersticial nos diversos pontos considerados ao longo das quatro fases de escavação.

As Figuras 5.17a, b e c permitem constatar que, no caso em estudo, se geram excessos de pressão neutra negativos maiores, em valor absoluto, no solo subjacente à escavação do que no maciço suportado. No interior do maciço escavado verifica-se uma maior diminuição das pressões intersticiais junto ao eixo de simetria do que junto à cortina, tendendo esta diferença a aumentar com o progredir da escavação. Na Figura 5.17a, cujos pontos considerados se encontram próximos da profundidade máxima de escavação, observa-se uma grande diferença entre as pressões de água nos poros no lado escavado em relação ao lado suportado.

Na zona escorada a evolução das pressões intersticiais segue tendência diferente, o que se encontra explícito nas Figuras 5.17d e e. Como se pode verificar, geram-se excessos de pressão de água nos poros negativos enquanto os pontos considerados se encontram abaixo da cota da base da escavação. Após a instalação de escoramentos na proximidade dos pontos em análise, as pressões neutras apresentaram um aumento, que no caso do ponto P1 foi significativo, visto que no final da fase 4 a pressão de água nos poros é idêntica à pressão hidrostática.

Se se tiver em conta a análise anteriormente efectuada das tensões totais, este aspecto pode ser explicado. Com efeito, tal como já foi comentado, a partir do momento em que se instala o escoramento os movimentos dessa zona estão intimamente ligados à

rigidez das escoras, sendo inferiores aos movimentos da cortina abaixo da base de escavação. O diferencial de deslocamentos leva a que, por efeito de arco, ocorra migração de tensões horizontais das zonas mais profundas para a zona escorada, aumentando as tensões horizontais totais nessa zona. Deste modo, o aumento de tensão média total na zona escorada reparte-se por aumento da pressão intersticial e da tensão efectiva, daí o aumento das pressões neutras na zona escorada à medida que a escavação atinge níveis mais profundos.

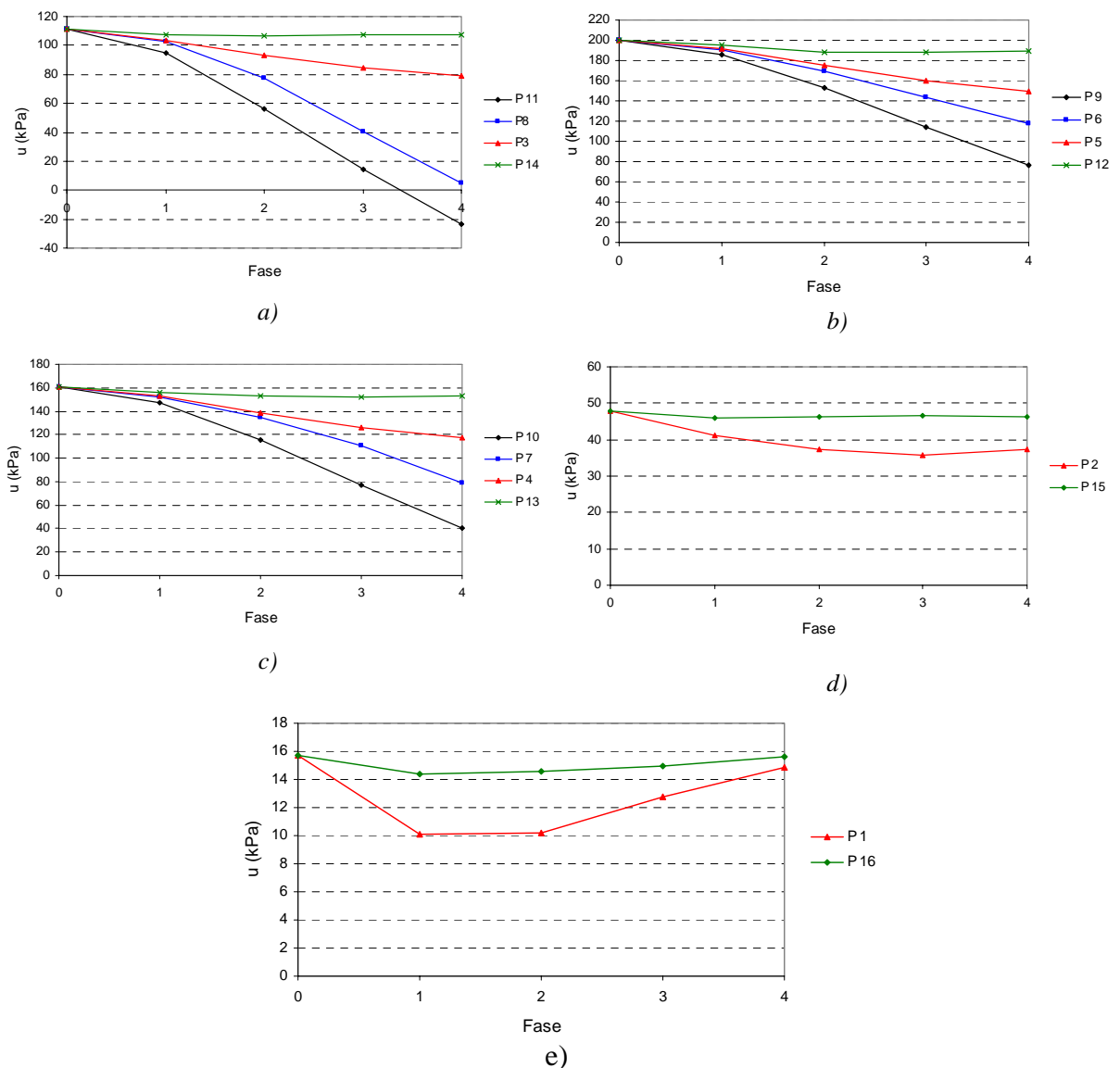


Figura 5.17 – Evolução da pressão intersticial ao longo das fases de escavação em diversos pontos do maciço

Como se pode verificar, ainda pelos cinco gráficos da Figura 5.17, no maciço suportado, a uma distância aproximadamente igual à profundidade máxima da escavação e independentemente da profundidade considerada, não ocorre perturbação

do equilíbrio inicial da pressão de água nos poros, mantendo-se praticamente constante durante todas as fases de escavação.

Tal como foi anteriormente referido, o processo de instalação das lajes não induz alterações significativas do estado de tensão no maciço, pelo que se optou por não apresentar os resultados referentes a essa fase construtiva.

### 5.3.2.2 - Movimentos induzidos

A Figura 5.18 mostra os deslocamentos laterais da cortina ao longo da evolução do processo construtivo.

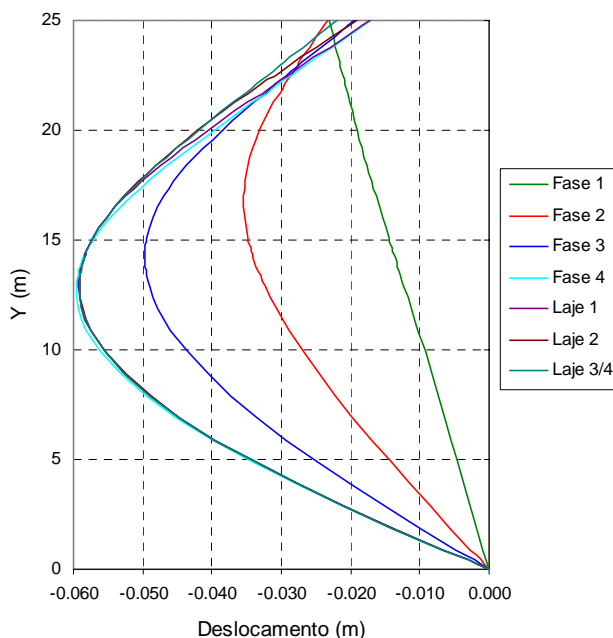


Figura 5.18 – Deslocamentos laterais da cortina ao longo das diversas fases construtivas

O exame da figura permite identificar alguns aspectos típicos deste tipo de obras, que se abordam de seguida.

Na primeira fase de escavação o deslocamento máximo do topo da cortina é atingido, sofrendo esta uma rotação em torno do seu pé. A partir do momento em que o primeiro nível de escoramento é instalado a cortina começa a apresentar uma deformada com convexidade voltada para a escavação, invertendo-se a tendência de deslocamento verificada na primeira fase. Os movimentos acima da base da escavação são relativamente pequenos, estando intrinsecamente dependentes da rigidez do

escoramento, pelo que a grande percentagem dos deslocamentos durante as fases de escavação ocorre abaixo da cota da mesma. O deslocamento máximo ocorre abaixo da base da escavação, sendo inferior a 0,6% da profundidade atingida.

Durante o processo de instalação das lajes e de desactivação das escoras, como seria de esperar, os movimentos abaixo da base da escavação são insignificantes, notando-se, no entanto, um ligeiro decréscimo do deslocamento horizontal máximo da cortina. O processo de instalação das lajes provoca alteração das condições de apoio da cortina, levando a que a área de influência do nível de escoramento situado à cota imediatamente superior à da laje a instalar aumente, aumentando assim a força nesse nível de escoramento (ver ponto 5.3.2.3.1). Pelas razões apontadas, verifica-se um aumento do deslocamento lateral da cortina acima da cota de escavação durante a fase de instalação das lajes. O deslocamento verificado é em grande parte comandado pela rigidez das escoras.

Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície, representados nas Figuras 5.19 e 5.20, respectivamente, apresentam uma evolução típica do verificado em obras similares.

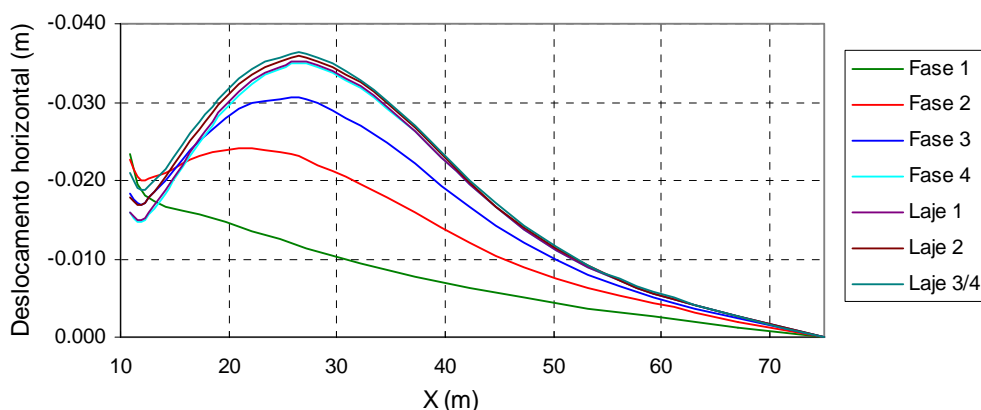


Figura 5.19 – Deslocamentos horizontais da superfície ao longo da construção



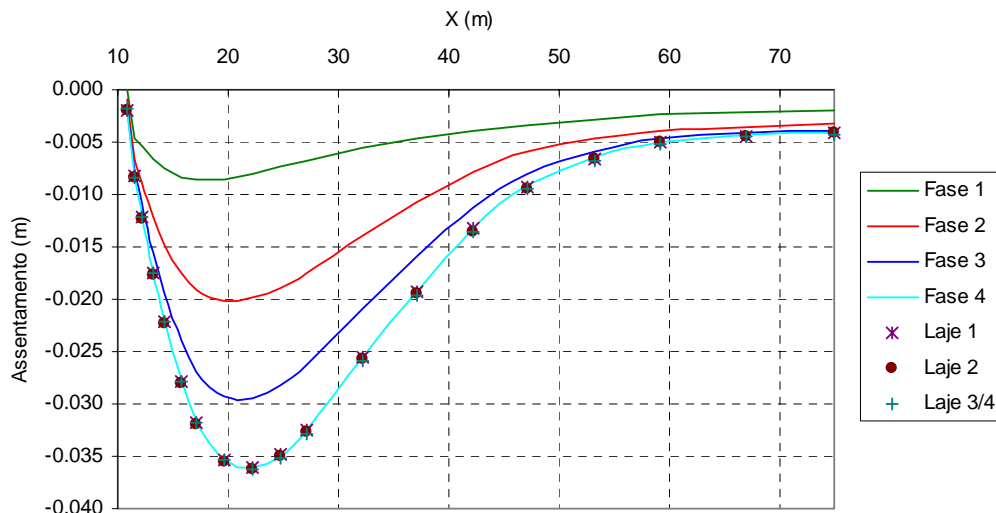


Figura 5.20 – Deslocamentos verticais da superfície ao longo da construção

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície compete dizer que o perfil concavo apresentado pela bacia de subsidência é típico de escavações em solos moles, em que o pé da cortina apresenta boas condições de apoio, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre esta e o maciço suportado. A concavidade apresentada tende a pronunciar-se com o evoluir das fases de escavação, afastando-se o deslocamento vertical máximo da proximidade da cortina, atingindo o valor de 3,61 cm à distância de 14,5 metros da cortina. Este perfil de assentamento está de acordo com a tipologia identificada por Clough e O'Rourke (1990), Ou et al. (1993) e Long (2001) através da compilação de resultados da observação de um vasto número de obras. Como se pode verificar, o processo de instalação das lajes não provocou acréscimo dos deslocamentos verticais. Este resultado já era esperado pois os deslocamentos verticais da superfície induzidos por escavações escoradas em solos moles são claramente dependentes de movimentos da cortina abaixo da base da escavação.

No que compete aos deslocamentos horizontais, cuja importância é idêntica à dos verticais para a indução de danos nas edificações próximas da escavação (Portugal et al., 2004), verifica-se uma diferença de tipologia da primeira fase de escavação para as restantes fases. Na primeira fase de escavação, pelo facto de a cortina apresentar um perfil de deslocamento do tipo autoportante, o deslocamento horizontal máximo ocorre junto à cortina, diminuindo de uma forma mais ou menos linear à medida que a distância a esta aumenta. Após a instalação do primeiro nível de escoramento, a cortina começa a apresentar uma deformada concava, ocorrendo os maiores deslocamentos laterais abaixo da base da escavação. Os deslocamentos horizontais máximos da

superfície do terreno deixam então de ocorrer junto à cortina, mas sim a certa distância horizontal desta.

Este efeito torna-se mais notório à medida que a profundidade da escavação aumenta, atingindo o valor de 3,49 cm à distância medida na horizontal de 16,4 metros da cortina. Ao contrário do verificado em relação aos assentamentos da superfície, o processo de instalação das lajes induz acréscimo do deslocamento horizontal máximo, atingindo o valor de 3,61 cm aquando da instalação da última laje.

Pode assim concluir-se que os deslocamentos verticais da superfície do terreno estão intimamente ligados a movimentos abaixo da base da escavação, não sendo sensíveis a ligeiros movimentos laterais da cortina após as fases de escavação, ao contrário dos deslocamentos horizontais, que se mostram sensíveis ao movimento lateral da cortina acima do fundo da escavação.

Na Figura 5.21 mostra-se a evolução dos levantamentos do fundo da escavação durante as diferentes fases do processo construtivo. Conforme mostra a figura, os movimentos ascendentes do fundo da escavação aumentam com o progredir da mesma, atingindo valores muito superiores aos assentamentos da superfície do terreno. A remoção das escoras e a instalação das lajes não provoca alteração dos levantamentos provocados pelas fases de escavação.

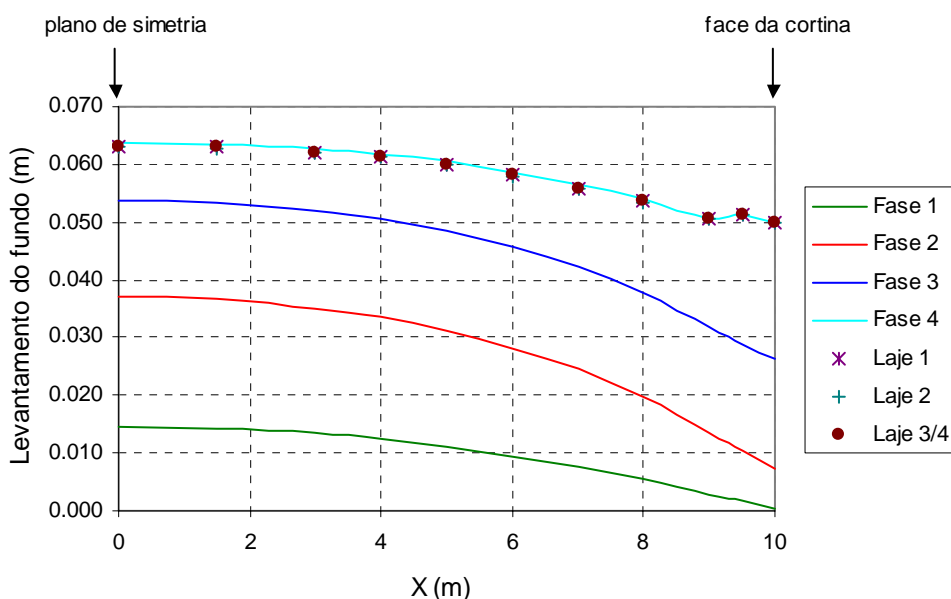


Figura 5.21 – Levantamento do fundo da escavação ao longo da construção

### 5.3.2.3 - Esforços nos elementos estruturais

#### 5.3.2.3.1 - Esforços axiais no escoramento e lajes

A Figura 5.22 ilustra a evolução dos esforços nos níveis de escoras e lajes durante o processo de construção.

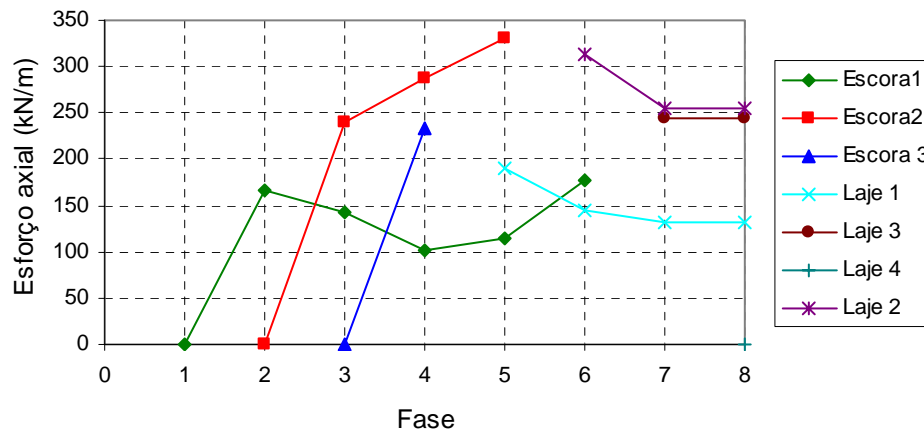


Figura 5.22 – Evolução dos esforços nos escoramentos

O exame da figura sugere os seguintes comentários:

- durante as fases de escavação (fases 1, 2, 3 e 4), à excepção do primeiro nível de escoras, o esforço axial aumenta com o progresso da escavação;
- o primeiro nível de escoramento, após registar um aumento significativo do esforço axial durante a fase de escavação consecutiva à sua instalação, apresenta diminuição do esforço mobilizado nas fases de escavação seguintes;
- o esforço axial mobilizado no segundo nível de escoramento aumenta mesmo após a instalação do terceiro nível de escoras;
- a remoção das escoras para a instalação das lajes leva a um incremento substancial no esforço axial mobilizado nos níveis de escoramento remanescentes; chama-se a particular atenção para o facto de o esforço máximo mobilizado no primeiro e segundo níveis de escoramento ocorrer durante a fase de instalação das lajes;

- durante a fase de remoção das escoras e instalação das lajes verifica-se que o esforço axial que se encontrava instalado no nível a remover é conduzido para a laje previamente instalada (na sua grande parte, dado que a rigidez das lajes é superior à dos níveis de escoramento) e para os níveis de escoramento remanescentes;
- verifica-se que o esforço axial mobilizado nas lajes atinge o valor máximo aquando da remoção do nível de escoramento correspondente, assistindo-se a uma diminuição progressiva do mesmo após a instalação do nível de lajes seguinte.

#### *5.3.2.3.2 - Momentos flectores na cortina*

Os diagramas de momentos flectores instalados na cortina nas diversas fases do processo construtivo encontram-se representados na Figura 5.23.

Em todas as fases de construção os momentos flectores mobilizados são predominantemente positivos, atingindo o seu valor máximo abaixo da cota da base de escavação em cada uma das fases de escavação. O momento flector máximo é mobilizado quando é atingida a profundidade máxima de escavação.

Durante as fases de instalação das lajes, as condições de apoio da cortina são alteradas originando modificações no diagrama de momentos flectores. A instalação da laje 1 e a remoção do terceiro nível de escoramento provoca uma diminuição algo significativa no momento flector máximo mobilizado, mantendo-se este valor praticamente inalterado mesmo após a remoção dos níveis de escoramento seguintes.

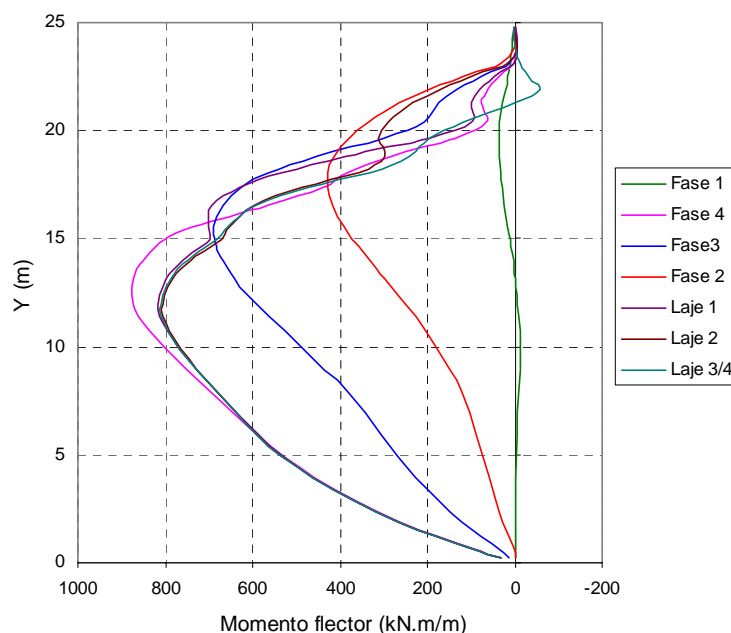


Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores

## 5.4 - Comportamento pós-construção

### 5.4.1 - Generalidades

No ponto anterior foram apresentados os principais resultados referentes à construção de escavações em solos moles. A generalidade dos estudos elaborados sobre esta matéria termina neste ponto, considerando comportamento não drenado durante a fase de construção e não tendo em conta os efeitos diferidos no tempo decorrentes da consolidação. No entanto, tal como foi demonstrado no ponto anterior, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço interessado pela obra repartem-se em incrementos na pressão intersticial e na tensão efectiva. Dada a baixa permeabilidade do solo e a rapidez da construção, os gradientes hidráulicos gerados demoram um período de tempo considerável a dissiparem-se, acarretando assim deformações do maciço diferidas no tempo.

Após o período de construção continuam a ocorrer alterações nos campos de tensões e de deformações, caracterizando-se o problema pelo processo transitório de escoamento ao qual se associam transferências de pressão no fluído intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995). Assim, até se atingir um regime permanente, o maciço

sofre deformações predominantemente de carácter volumétrico devido à alteração do teor em água existente no mesmo.

Neste ponto será dada especial atenção ao comportamento diferido no tempo do sistema associado à consolidação do maciço, analisando-se os parâmetros que possam ter mais interesse em termos de projecto: esforços na estrutura de suporte e movimentos induzidos no maciço.

## **5.4.2 - Análise de resultados**

### **5.4.2.1 - Estado de tensão no maciço**

Tal como foi anteriormente referido, durante o período de consolidação o estado de tensão altera-se devido à transferência do excesso de pressão intersticial para o esqueleto sólido.

Os resultados relativos ao estado de tensão efectiva e total no final da consolidação encontram-se representados na forma de mapas de colorações na Figura 5.24 e 5.25, respectivamente.

Uma vez que os excessos de pressão de água nos poros gerados durante o período de construção são, no caso em estudo, eminentemente negativos, a sua dissipação leva à diminuição das tensões efectivas. Comparando as Figuras 5.24 e 5.14 podem-se retirar as seguintes conclusões:

- no maciço suportado e na proximidade da cortina, as tensões horizontais efectivas apresentam um decréscimo muito significativo face ao ocorrido no final da construção; por sua vez, as tensões verticais junto à cortina também diminuíram com o decorrer do processo de consolidação, sendo mais evidente a sua diminuição abaixo da base da escavação;
- no lado escavado as tensões efectivas verticais e horizontais também diminuíram, sendo o efeito ligeiramente mais significativo relativamente às tensões verticais do que em relação às horizontais; a diferença entre a grandeza das tensões efectivas horizontais e verticais acentua-se, sendo as

primeiras maiores do que as segundas, o que demonstra que o maciço tende a caminhar para o estado de equilíbrio limite passivo;

- ainda no lado escavado, uma última referência prende-se com o facto de o maciço, que anteriormente à escavação se encontrava ligeiramente sobreconsolidado, se encontrar num estado fortemente sobreconsolidado, fruto da remoção das terras sobrejacentes; encontrando-se o maciço num estado fortemente sobreconsolidado (principalmente a zona mais próxima do fundo da escavação), e também com níveis de tensão muito elevados, é natural que esta zona se encontre num estado de “pico”, isto é, com um estado de tensão superior ao estado crítico.

Relativamente às tensões totais o fenómeno da consolidação não afectou de forma significativa o campo de tensões. Este resultado já era esperado, visto que o fenómeno de consolidação, a menos de efeitos de redistribuição interna por efeito de “arco” e de expansão confinada do maciço, leva a uma variação da tensão média efectiva sem grande variação da tensão de desvio. Comparando a Figura 5.25c, na qual se representa o campo de tensões  $\tau_{xy}$  no final da consolidação, com a Figura 5.9c constata-se que as variações das tensões de corte devido à consolidação foram pouco significativas.

De qualquer forma, os mapas de colorações de  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  no final da consolidação, representados nas Figuras 5.25a e 5.25b, respectivamente, quando comparados com as figuras homólogas (Figuras 5.9a e b) correspondentes ao final do período de construção, permitem tirar as seguintes conclusões:

- no maciço suportado, junto à cortina, assiste-se a um acréscimo das tensões totais horizontais, principalmente abaixo da base da escavação; o aumento das tensões totais é justificado pelo facto de o maciço expandir à medida que dissipa os excessos de pressão de água nos poros negativos, e devido ao confinamento conferido pela parede (que tem maior influência sobre os acréscimos de tensões horizontais);
- no lado escavado as tensões totais verticais não apresentam variações significativas; no entanto, as tensões totais horizontais aumentam devido à inibição da expansão lateral do maciço pela parede e pela condição de simetria do problema.

A variação das tensões totais durante a fase de consolidação está em consonância com a análise teórica efectuada por Liao e Neff (1990).

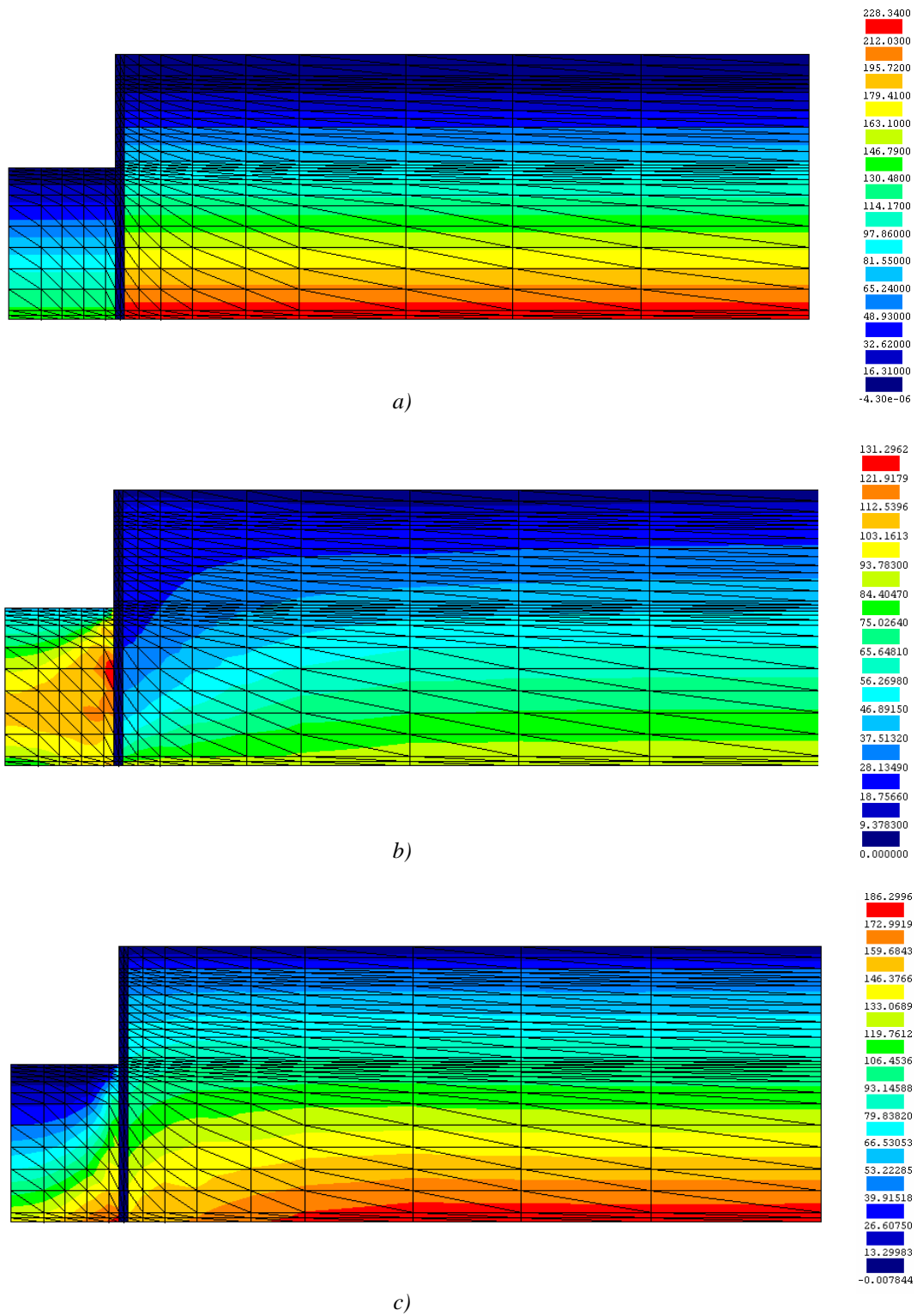
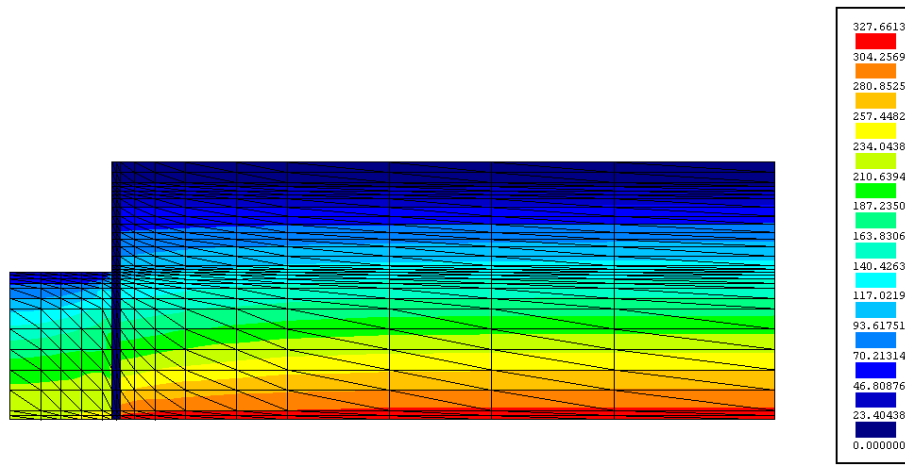
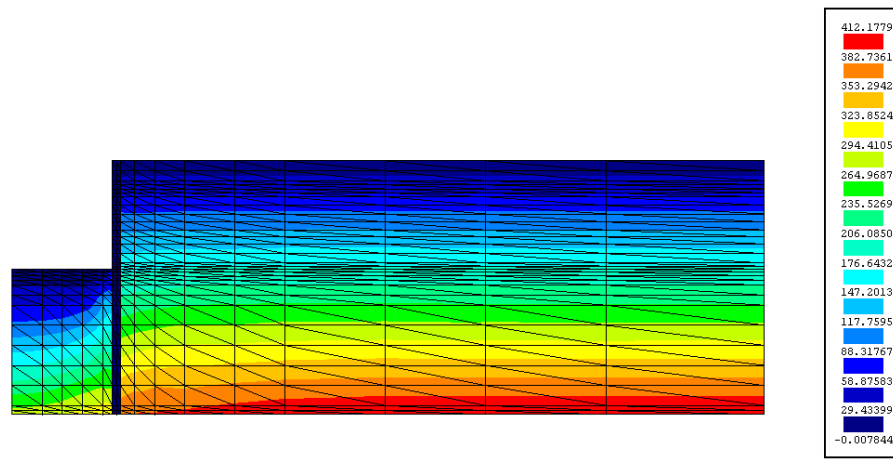


Figura 5.24 – Estado de tensão efectiva no final da consolidação: a) pressão intersticial; b) tensões efectivas horizontais; c) tensões efectivas verticais

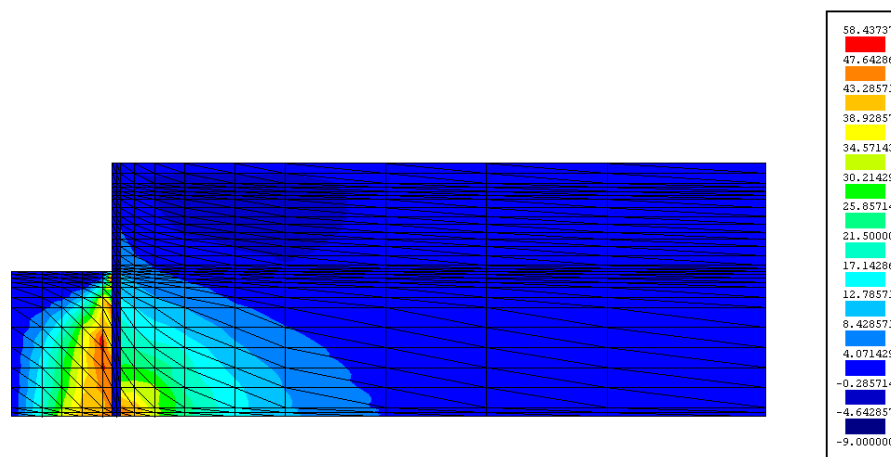




a)



b)



c)

Figura 5.25 – Estado de tensão total no final da consolidação: a) tensões totais horizontais; b) tensões totais verticais; c) tensões de corte  $\tau_{xy}$

### 5.4.2.2 - Movimentos induzidos

Nas Figuras 5.26 e 5.27 apresentam-se os perfis de deslocamentos verticais e horizontais da superfície do maciço suportado, no final do período de construção e no final da consolidação.

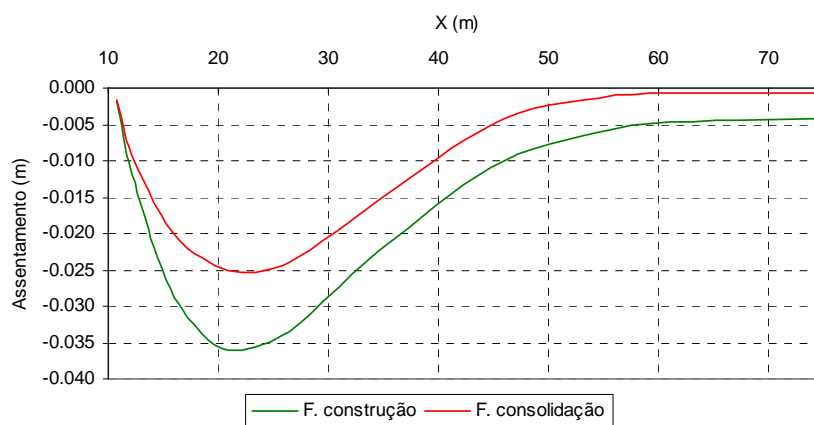


Figura 5.26 – Assentamentos da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação

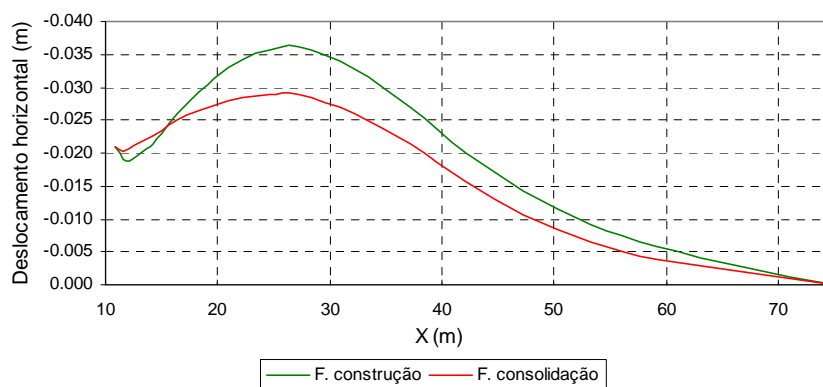


Figura 5.27 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno no fim da construção e no fim da consolidação

Como se pode constatar, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do terreno diminuem devido à consolidação do maciço. Com efeito, os excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção no maciço suportado são de sinal negativo, logo, durante o período de consolidação a pressão intersticial tende para o equilíbrio hidrostático, implicando a entrada de água no sistema. O aumento do teor em água no maciço leva à sua expansão, o que origina um movimento da superfície do terreno contrário ao verificado durante o período de construção.

No que concerne aos assentamentos da superfície, o exame da Figura 5.26 permite identificar uma diminuição significativa do assentamento máximo, que era de 3,61 cm

no final da construção, passando para 2,33 cm no final da consolidação, correspondendo a uma diminuição de aproximadamente 35%. A diminuição dos assentamentos verifica-se ao longo de toda a extensão da malha, sendo pouco significativa nas proximidades da cortina.

Relativamente aos deslocamentos horizontais, o deslocamento máximo diminuiu cerca de 20 % face ao deslocamento verificado em condição não drenada. Junto à cortina o deslocamento horizontal praticamente não sofreu alteração (dada a rigidez da cortina e das lajes que impede o movimento da cortina no sentido do corte), seguindo-se uma zona em que os deslocamentos horizontais apresentam algum acréscimo. A Figura 5.27 ainda permite observar que a “campânula” que define o perfil de deslocamentos horizontais se torna menos acentuada após a consolidação do maciço.

Situação curiosa e que merece uma breve observação é o facto de no final da construção os deslocamentos horizontais e verticais máximos da superfície serem praticamente idênticos, ao passo que no final da consolidação os últimos passam a ser menores do que os primeiros.

Como seria previsível, e se encontra exposto na Figura 5.28, o movimento ascendente do fundo da escavação tende a agravar-se significativamente com o evoluir das pressões intersticiais para a condição hidrostática.

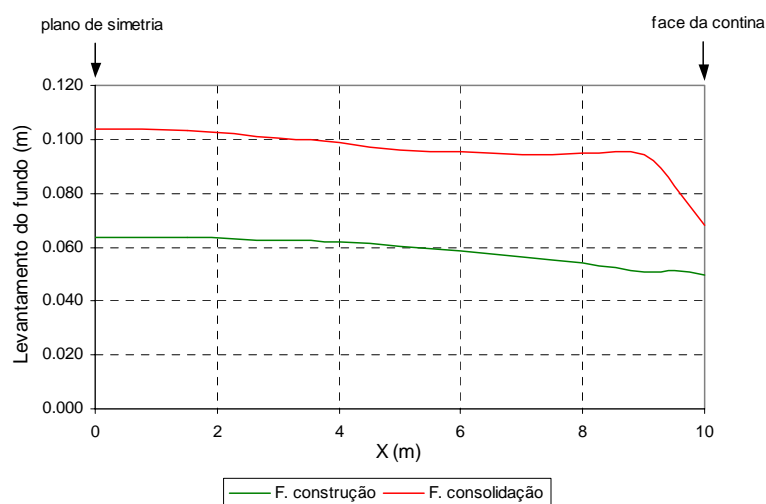


Figura 5.28 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação

Os elevados excessos de pressão neutra negativos gerados no interior do maciço escavado, associados ao confinamento lateral exercido pela parede e pelas condições de simetria do problema, levam a que a expansão do maciço devida à consolidação se faça

sentir sobretudo em movimentos verticais ascendentes do fundo da escavação, originado um acréscimo do deslocamento máximo de cerca 60 % face ao verificado no final da construção.

A velocidade com que evoluem os deslocamentos apresentados é função de diversas variáveis, entre as quais a permeabilidade do maciço, os gradientes hidráulicos gerados durante a construção e as condições de fronteira. Nas Figura 5.29 a 5.31 é mostrada a evolução do deslocamento máximo ao longo do tempo (em escala logarítmica).

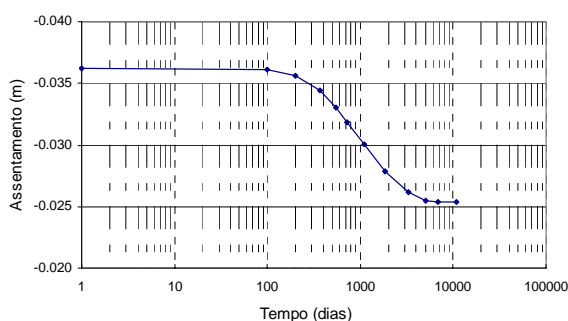


Figura 5.29 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do terreno

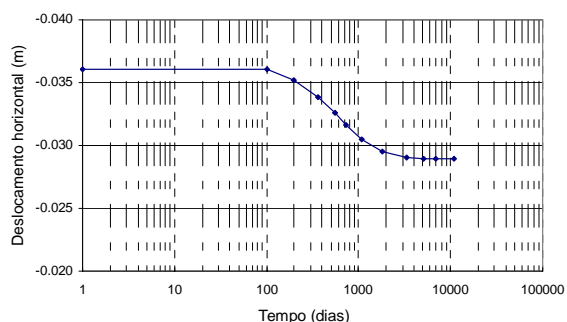


Figura 5.30 – Evolução temporal do deslocamento horizontal máximo da superfície do terreno

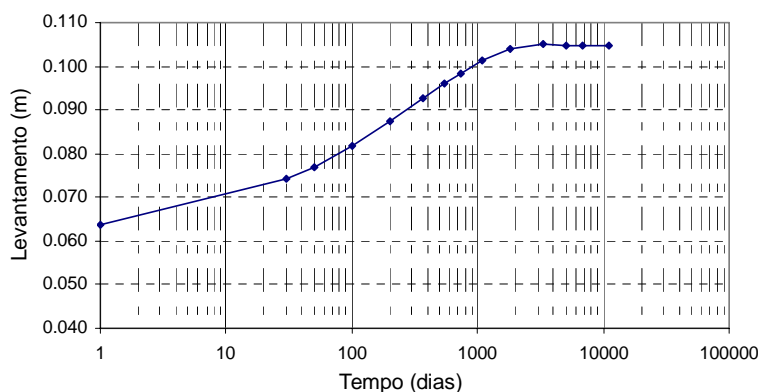


Figura 5.31 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

A análise da evolução temporal dos movimentos permite verificar comportamento distinto consoante se trata do maciço subjacente ao fundo da escavação ou do maciço suportado.

Os deslocamentos da superfície do maciço suportado mantêm-se praticamente inalterados 100 dias após o final da construção, assistindo-se a uma taxa de decréscimo dos deslocamentos pouco acentuada dos 100 aos 200 dias. A partir dos 200 dias e até cerca dos 1825 dias (5 anos), no caso do deslocamento horizontal máximo, e 3285 (9

anos), no caso do deslocamento vertical máximo, a taxa de decréscimo do deslocamento é praticamente uniforme (considerando o tempo em escala logarítmica) e bastante pronunciada. Após este período de tempo, os gradientes hidráulicos já são muito baixos, pelo que os movimentos tendem a esvanecer-se ao longo do tempo.

Situação oposta é verificada no maciço escavado, onde ao fim de apenas 25 dias após o final do período de construção já ocorreu um acréscimo considerável do levantamento do fundo da escavação. Ao fim de 1095 dias (3 anos), o levantamento do fundo da escavação no eixo de simetria já ocorreu praticamente na sua totalidade, podendo afirmar-se que a consolidação primária do maciço escavado pode-se dar como terminada após esse período de tempo.

A diferença na evolução temporal dos deslocamentos no maciço escavado e no maciço suportado é justificada pelo facto de os gradientes hidráulicos gerados no interior do maciço escavado serem superiores e pela geometria do problema, que implica que o percurso seguido pela água durante o processo de consolidação seja menor nesta região do que no maciço suportado.

Cabe aqui fazer uma última reflexão relativamente à análise das Figura 5.29 a 5.31 que se prende com a consideração ou não de comportamento não drenado para o maciço durante o período de construção. Na opinião do autor, se se observar apenas as Figuras 5.29 e 5.30, a adopção de comportamento não drenado durante a construção poderia parecer adequada, pois só após os 200 dias se fazem sentir nos deslocamentos os efeitos da consolidação, sendo este tempo razoável para a realização da obra em estudo. No entanto, após 25 dias, o levantamento do fundo da escavação apresenta um acréscimo significativo, denunciando o efeito da consolidação num curto espaço de tempo, mesmo tendo o maciço uma conductividade hidráulica muito baixa. É pois legítimo questionar se os resultados do comportamento da obra seriam diferentes caso se tivesse considerado o factor tempo ao longo do período de construção.

Os deslocamentos laterais da parede são apresentados na Figura 5.32. Pelo facto de a estrutura de contenção ser muito rígida (parede moldada com 80 cm de espessura, escorada por lajes e assente no firme), praticamente não ocorreu evolução dos deslocamentos laterais devido à consolidação do maciço. Chama-se no entanto a atenção para o facto de o deslocamento lateral máximo ter diminuído, ainda que

ligeiramente, devido à expansão pronunciada do maciço escavado. Esta tendência está de acordo com análises numéricas levadas a cabo por Martins (1993) e Ou e Lai (1994).

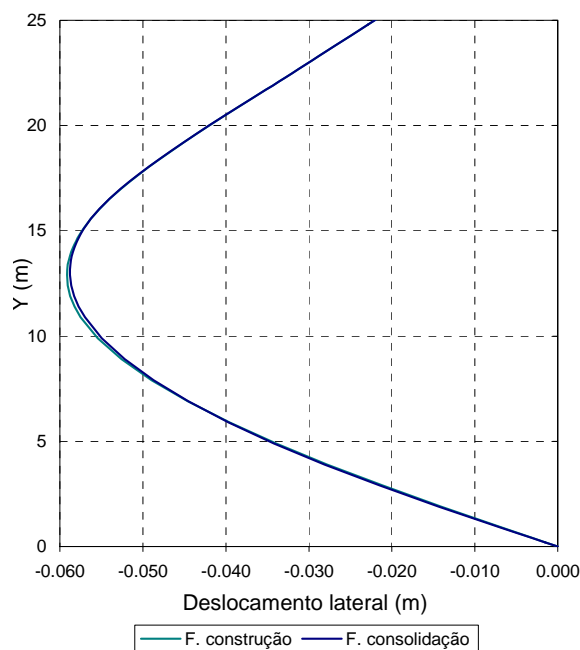


Figura 5.32 – Deslocamentos laterais da parede no fim da construção e no fim da consolidação

Os resultados apresentados nas Figuras 5.26 e 5.27 são bastante importantes para o estabelecimento de critérios de dano em estruturas adjacentes com fundações superficiais. Por outro lado, dado que o maciço em que decorre a obra em estudo apresenta baixa capacidade resistente, é de esperar que estruturas adjacentes à escavação estejam fundadas por estacas, sendo por isso importante avaliar a distribuição em profundidade dos movimentos horizontais do maciço. Na Figura 5.33 mostram-se os deslocamentos horizontais do maciço suportado em quatro alinhamentos verticais. Como se pode verificar, à medida que a distância ao corte aumenta, a concavidade do perfil de deslocamentos esvanece-se, passando a partir de determinada distância os deslocamentos máximos a ocorrer à superfície.

Os perfis de deslocamentos a curto e a longo prazos têm configuração idêntica. No entanto, os deslocamentos horizontais a longo prazo são menores. Situação interessante que se encontra evidenciada na Figura 5.33 prende-se com a sensibilidade do perfil de deslocamentos em relação à distância horizontal ao corte, tanto em termos imediatos como diferidos no tempo. Esta questão assume particular relevância na geração de esforços em estacas existentes na proximidade da escavação, podendo os esforços

incrementais gerados ser totalmente distintos, mediante a localização das estacas face ao corte.

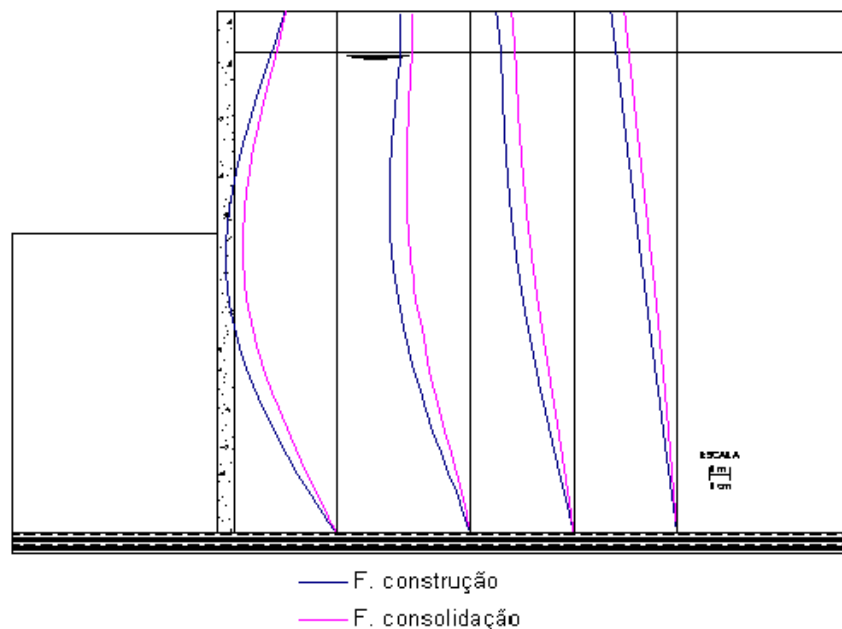


Figura 5.33 – Deslocamentos horizontais em alinhamentos verticais no maciço suportado no fim da construção e no fim da consolidação

### 5.4.2.3 - Esforços nos elementos estruturais

#### 5.4.2.3.1 - Evolução dos esforços axiais mobilizados nas lajes

Ao contrário do esperado, o efeito da consolidação do maciço não se fez notar em grande alteração nos esforços axiais mobilizados nas lajes, como é mostrado na Figura 5.34.

A laje 1 apresenta um decréscimo do esforço axial mobilizado no final da consolidação face ao resultado obtido no final do período de construção. Este resultado poderá ser justificado pelo facto de o maciço escavado apresentar expansão mais significativa do que o maciço suportado, levando a um movimento lateral da parede no sentido contrário ao do corte, diminuindo assim o esforço axial mobilizado na laje mais próxima do fundo da escavação. Situação inversa ocorre na laje 2, em que há um ligeiro aumento do esforço axial, devendo-se à expansão do maciço suportado que comprime a parede no sentido da escavação e ao movimento da cortina durante a fase de

consolidação. As lajes 3 e 4 não apresentam alteração do esforço axial que mereça comentário em especial.

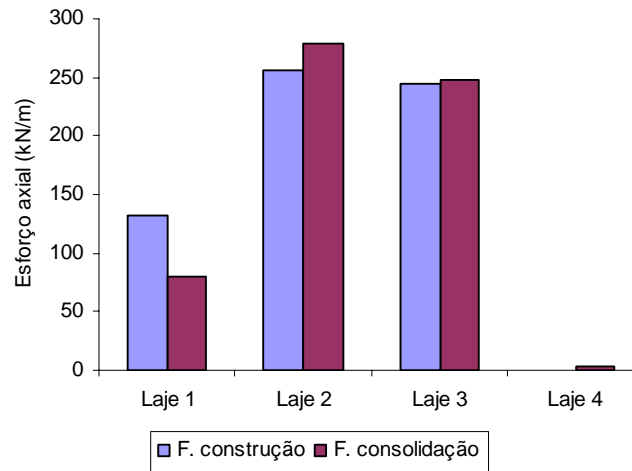


Figura 5.34 – Esforços axiais mobilizados nas lajes no final dos períodos de construção e de consolidação

#### 5.4.2.3.2 - Evolução dos momentos flectores na cortina

A evolução dos esforços de flexão mobilizados na cortina está intimamente ligada à evolução dos deslocamentos laterais da mesma. Na Figura 5.35 são apresentados os resultados referentes ao final da construção e da consolidação.

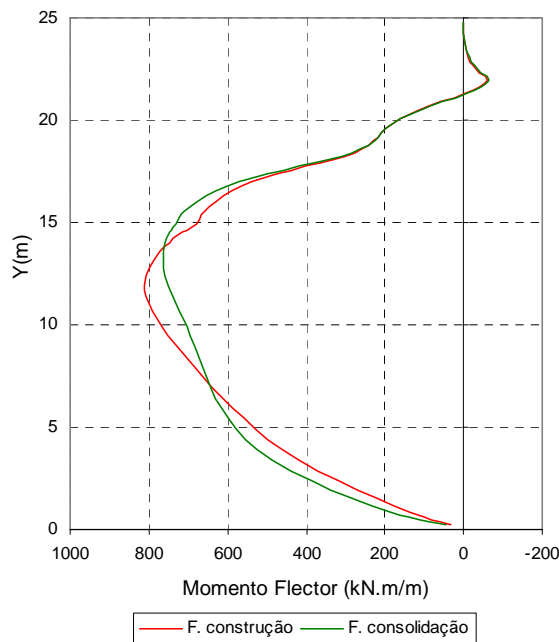


Figura 5.35 – Momentos flectores mobilizados na cortina no final do período de construção e de consolidação



A observação da figura permite referenciar que no final da consolidação o momento máximo positivo sofreu um ligeiro decréscimo, encontrando-se agora num nível mais superficial em relação à base da escavação. Na zona escorada entre a laje 1 e 2 os momentos flectores aumentaram, mantendo-se inalterados acima da laje 2. Na zona enterrada, abaixo dos 6 m, também se assiste a um ligeiro aumento dos momentos flectores.

## **5.5 - Mecanismo de transferência de tensões**

### **5.5.1 - Preâmbulo**

Durante o processo de escavação e posterior dissipação dos excessos de pressão neutra desenvolvem-se mecanismos de transferência e variação de tensões através do já referido efeito de arco. Vários têm sido os autores que se têm debruçado sobre esta questão. No entanto, uma vez que a maioria dos estudos publicados sobre escavações em solos argilosos moles assenta no princípio da condição não drenada, os fenómenos inerentes ao efeito de arco têm sido analisados em termos de tensões totais (Mana, 1978; Fortunato, 1994; Matos Fernandes et al., 1997; Bose e Som, 1998). Neste ponto procura-se analisar os mecanismos de transferência de tensões tendo em conta as trajectórias de tensões totais e efectivas não só durante a construção mas também durante o período de consolidação.

### **5.5.2 - Pressão de terras sobre as faces da cortina**

Na Figura 5.36, apresenta-se a distribuição da tensão total horizontal sobre as faces da cortina (na Figura 5.36 não se encontram representadas as pressões exercidas nas fases de instalação das lajes por não ocorrerem alterações significativas relativamente à fase 4).

Como se pode verificar, as pressões de terras não só evoluem durante a fase de escavação, como também durante a consolidação, assistindo-se a um aumento das pressões tanto do lado passivo como do lado activo, durante este último período.

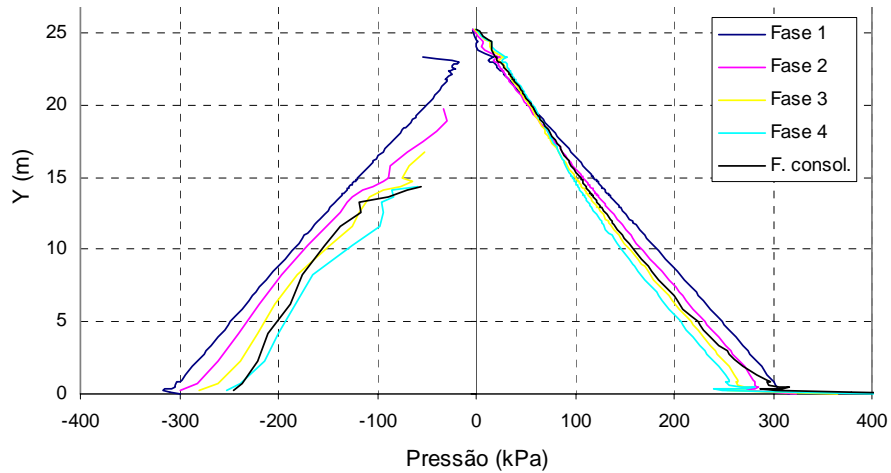


Figura 5.36 – Pressão de terras na cortina nas fases de escavação e no fim da consolidação

A análise da distribuição das pressões exercidas sobre a cortina é questão complexa devido aos fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco (Bjerrum et al., 1972). De forma a tornar a explicação mais clara considerem-se os pontos representados na Figura 5.37 (coincidentes com os pontos de Gauss de elementos finitos) para os quais se traçaram as trajetórias de tensões totais e efectivas. As trajetórias de tensões foram representadas em diagramas  $s$ ,  $s'$ ,  $t$ , em que:

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad [5.2]$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad [5.3]$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [5.4]$$

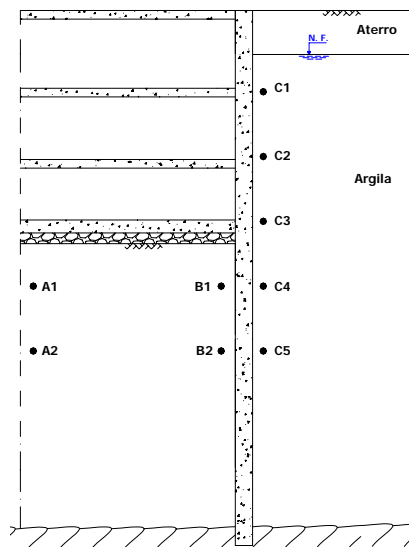


Figura 5.37 – Pontos de Gauss considerados no estudo da evolução das trajetórias de tensão

As Figuras 5.38 e 5.39 mostram a evolução do estado de tensão total e efectiva dos pontos A1 e A2, respectivamente, localizados no interior do maciço escavado junto ao plano de simetria.

Durante a fase de construção, os pontos A1 e A2 seguem trajectórias de extensão caracterizadas pela diminuição tanto da tensão média total como da tensão de desvio, ocorrendo rotação de  $90^\circ$  das direcções principais de tensão, ou seja, a tensão vertical passa de tensão principal máxima a tensão principal mínima. Uma vez que o eixo de simetria dista 10 m da cortina, nesta zona o solo é solicitado principalmente devido à remoção do peso de terras durante a fase de escavação, não se fazendo sentir de forma acentuada a acção da cortina sobre o maciço.

Iniciado o processo de consolidação, os excessos de pressão neutra negativos gerados durante a construção dissipam-se e as trajectórias de tensão total e efectiva afastam-se. Dado que a tensão total vertical (que corresponde a uma das tensões principais) não evolui ao longo do processo de consolidação, pois corresponde ao peso de terras sobrejacentes, a evolução da trajectória de tensões totais durante a fase de consolidação deve-se a um acréscimo da tensão horizontal devido à expansão do maciço.

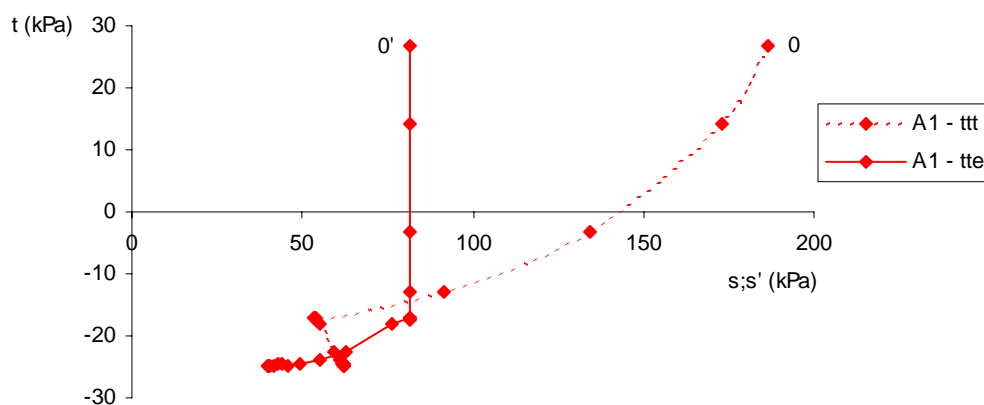


Figura 5.38 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto A1

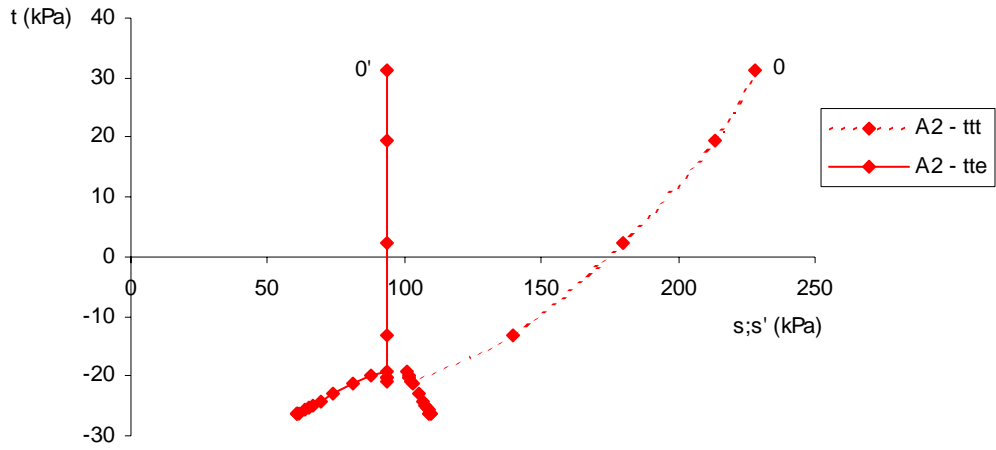


Figura 5.39 – Trajetórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto A2

Considerem-se agora as trajetórias de tensão dos pontos B1 e B2 localizados junto à cortina, no lado escavado, e à mesma cota que os pontos A1 e A2, respectivamente, representadas nas Figuras 5.40 e 5.41.

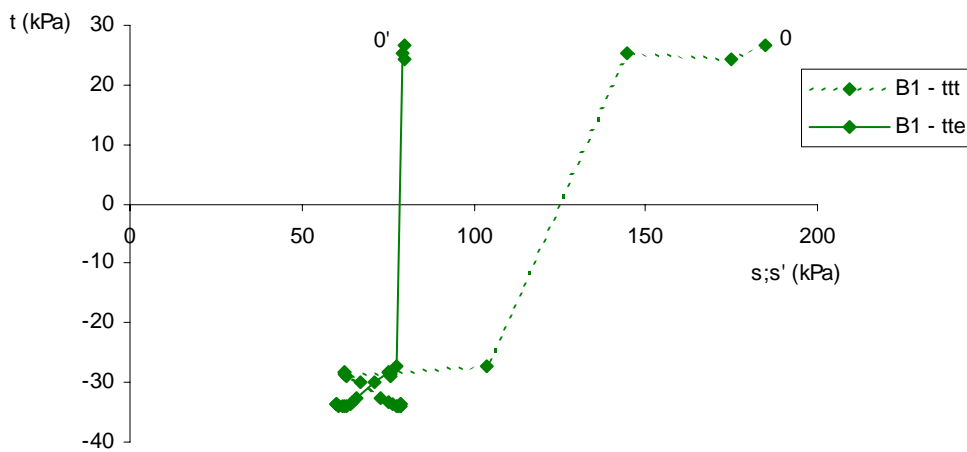


Figura 5.40 – Trajetórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto B1

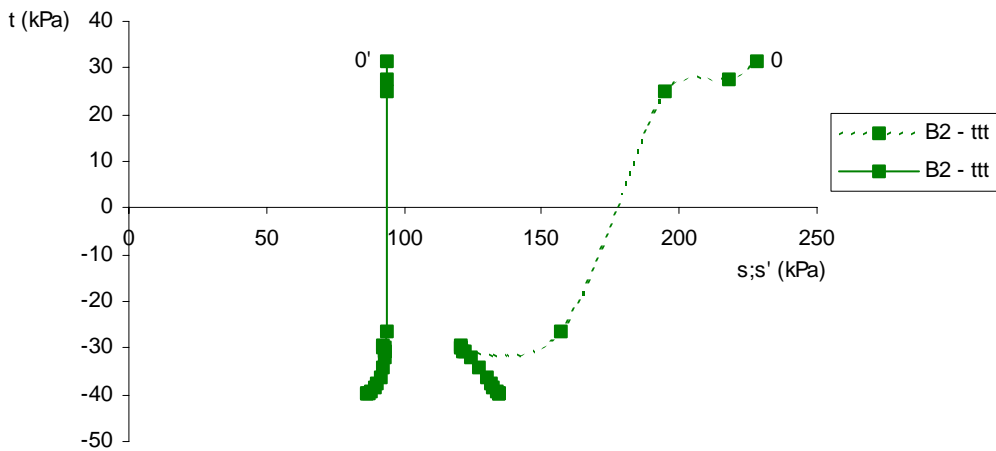


Figura 5.41 – Trajetórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto B2

As trajectórias de tensão ilustradas nestas figuras anteriores não são simples de interpretar, pois as direcções vertical e horizontal não correspondem às direcções principais de tensão, já que são mobilizadas tensões tangenciais na interface solo-cortina.

Segundo Fortunato (1994) e Matos Fernandes et al. (1997), a mobilização de tensões tangenciais entre o maciço escavado e a cortina é potenciadora do desenvolvimento de um complexo efeito de arco vertical. Com efeito, durante as fases de escavação o solo subjacente à base sofre um movimento ascendente. Estando o movimento vertical da cortina restringido, mobilizam-se assim tensões tangenciais na interface. Para além disso, o próprio processo de deformação da cortina também gera tensões tangenciais na interface. Deste modo, a migração de tensões entre o solo e a cortina leva a que, na proximidade desta, as tensões verticais totais deixem de corresponder às determinadas pelo peso de terras sobrejacentes. Isto mesmo pode ser verificado na Figura 5.42, onde se representa a distribuição de tensões totais verticais na fiada de pontos de Gauss imediatamente à frente da cortina (os pontos B1 e B2 pertencem a esta fiada). É curioso todavia verificar que, apesar de o levantamento do fundo da escavação tender a aumentar durante a consolidação, as tensões verticais nesta fiada de pontos de Gauss não variam significativamente após o fim da construção. Este fenómeno é justificado pelo facto de os elementos de junta se encontrarem em regime plástico no final da fase de construção, não permitindo pois a mobilização de novos incrementos de tensões tangenciais.

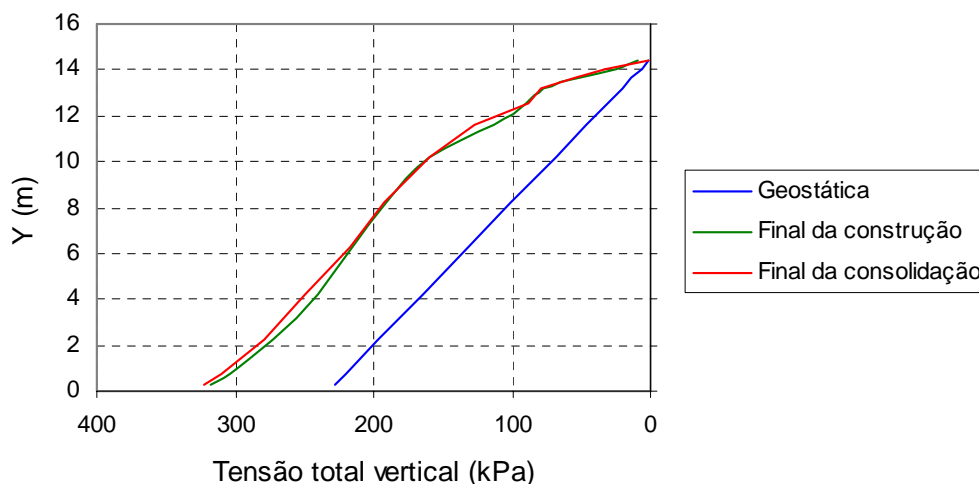


Figura 5.42 – Distribuição da tensão total vertical à frente da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

Regressando às trajectórias de tensão dos pontos B1 e B2, durante a fase de construção, a tensão total média diminui assim como a tensão de desvio, gerando-se excessos de pressão neutra negativos. Como tal, durante a consolidação as trajectórias de tensão total e efectiva afastam-se. Devido ao facto de o maciço escavado se encontrar confinado e de a sua deformabilidade ser variável, a expansão do mesmo durante o processo de dissipação dos excessos de pressão neutra leva a que a pressão exercida sobre a cortina aumente, como é ilustrado na Figura 5.36.

A evolução da distribuição das pressões de terras exercidas pelo maciço suportado sobre a cortina permite a identificação de um efeito de arco horizontal. Como se pode verificar na Figura 5.36, nas primeiras fases do processo de escavação as pressões tendem a diminuir caminhando o estado de tensão do maciço para o estado limite activo. No entanto, uma vez que a partir do momento em que são instaladas as escoras os deslocamentos horizontais da cortina na região adjacente ao escoramento ficam restringidos, geram-se deslocamentos diferenciais entre a zona escorada e a zona abaixo da base da escavação, sendo mais significativos os últimos. Os deslocamentos diferenciais entre a zona suportada e as zonas mais profundas do maciço conduzem à mobilização de tensões tangenciais, migrando pressões de terras das zonas mais “flexíveis” para regiões mais “rígidas” (zona escorada). Deste modo, justifica-se que nas últimas fases de escavação as pressões de terras até à profundidade de cerca de 7 m tendam a aumentar face aos valores verificados nas fases de escavação anteriores.

Para melhor avaliar os fenómenos de redistribuição de tensões considerem-se as trajectórias de tensão dos pontos de Gauss  $C_i$  assinalados na Figura 5.37, que se encontram ilustradas nas Figuras 5.43 a 5.47.

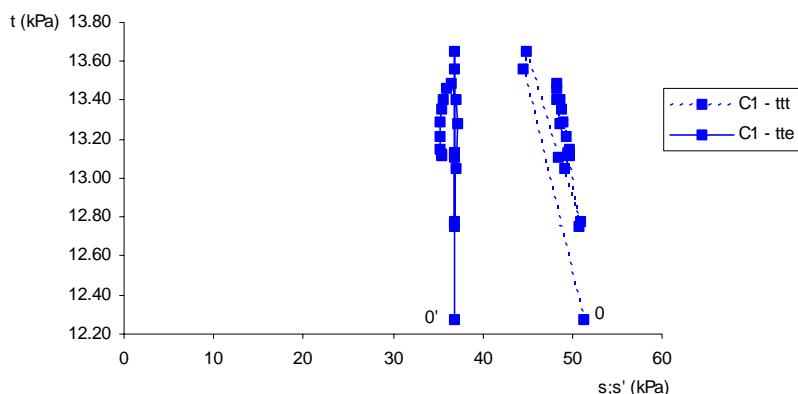


Figura 5.43 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C1

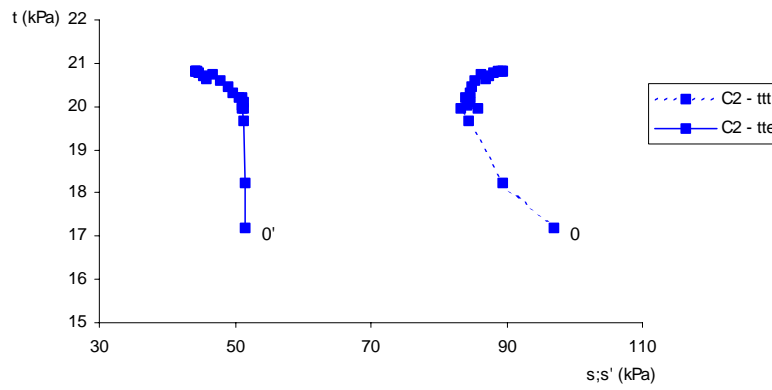


Figura 5.44 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C2

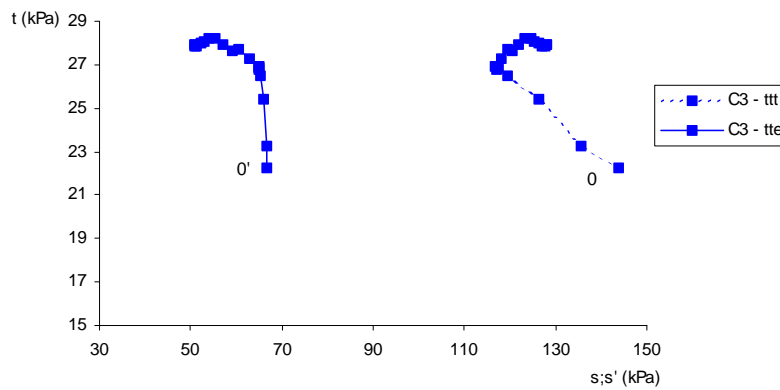


Figura 5.45 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C3

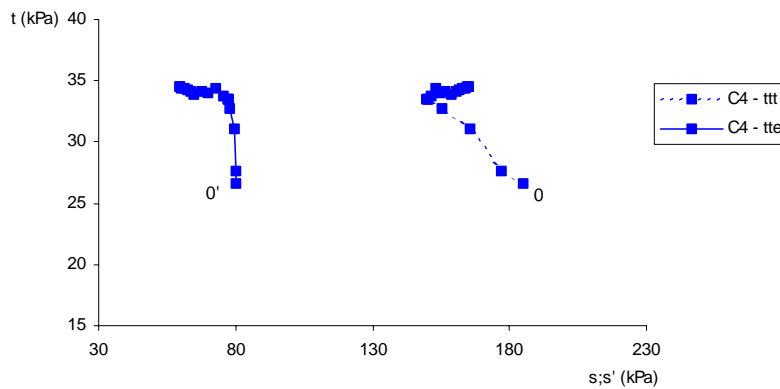


Figura 5.46 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C4

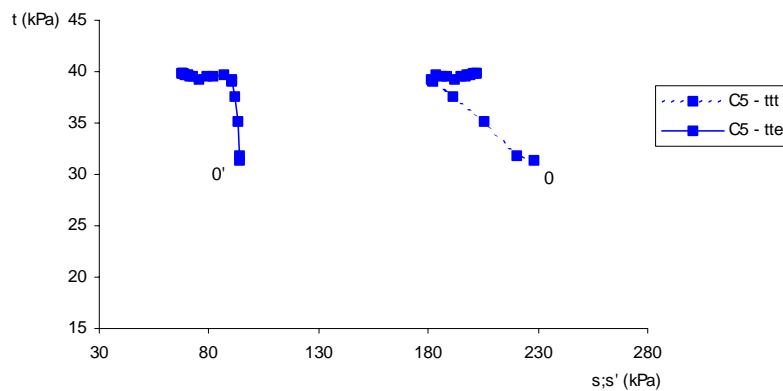


Figura 5.47 – Trajectórias de tensões totais e efectivas seguidas pelo ponto C5

Durante as primeiras fases de escavação, a trajectória de tensão total dos pontos C1 e C2, localizados na zona escorada, é caracterizada pela diminuição da tensão média com aumento da tensão de desvio. No entanto, nas fases de escavação posteriores à instalação do escoramento nesta zona, a trajectória de tensão tende a inverter-se, fruto do efeito de arco, que provoca um acréscimo da tensão principal mínima. Este efeito é muito notório no ponto C1, como ilustra a Figura 5.43.

Por outro lado, nas zonas mais profundas do maciço suportado a tendência anteriormente referida não se verifica, ou seja, as trajectórias de tensão mantêm o mesmo sentido em todas as fases de escavação.

Da mesma forma que se verifica o efeito de arco horizontal, também ocorre um complexo fenómeno de transferência de tensões verticais, pois no decorrer do processo de escavação as tensões totais verticais deixam de corresponder a tensões principais (Fortunato, 1994; Matos Fernandes et. al., 1997; Hashash e Whittle, 2002), pelo que, como se mostra na Figura 5.48, as tensões verticais totais na fiada de pontos de Gauss que contém os pontos  $C_i$  não correspondem às tensões geostáticas iniciais.

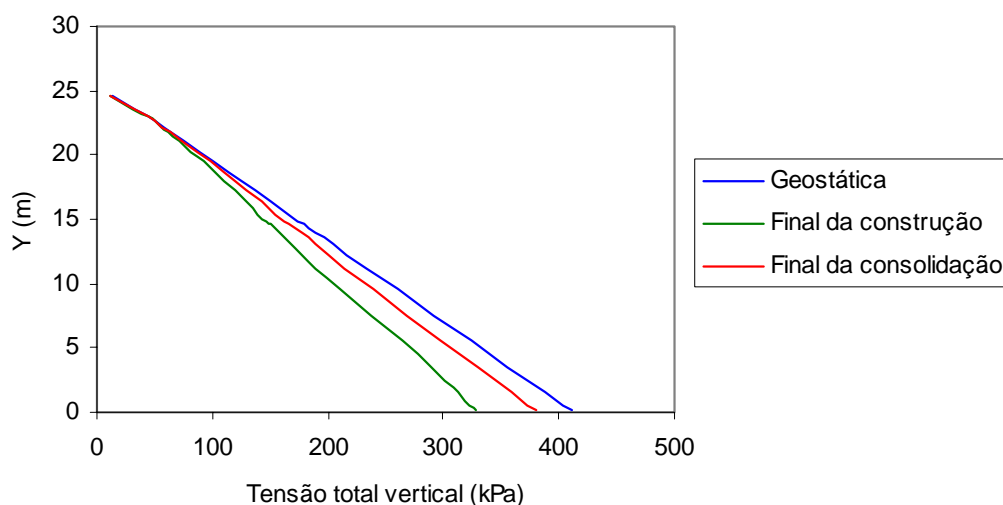


Figura 5.48 – Distribuição da tensão total vertical atrás da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

Durante as fases de escavação o maciço suportado tende a assentar. Encontrando-se a cortina com deslocamentos verticais impedidos (pelo facto de estar assente sobre o firme indeformável), através da mobilização de tensões tangenciais na interface solo cortina, ocorre migração de tensões verticais do solo suportado quer para a cortina quer para zonas do maciço mais afastadas onde os assentamentos são menores. Daí o facto de



as tensões verticais no maciço suportado serem menores que as geostáticas, como ilustra a Figura 5.48.

Durante a fase de consolidação, tal como foi referido anteriormente, o maciço tende a expandir (já que os excessos de pressão neutra são predominantemente negativos), levando ao empolamento da superfície do terreno. Uma vez que durante esta fase o movimento relativo solo-cortina é contrário ao ocorrido durante a fase de escavação, a transferência de tensões ocorre agora no sentido inverso, ou seja parte das tensões que tinham sido transmitidas à cortina durante o processo de escavação são de novo devolvidas ao maciço, tal como é ilustrado na Figura 5.48.

Regressando às trajectórias de tensão anteriormente ilustradas, durante a fase de consolidação as trajectórias de tensão efectiva e total afastam-se à medida que são dissipados os excessos de pressão neutra negativos gerados durante a construção. Como seria de esperar, as trajectórias de tensões totais evoluem durante esta fase, o que implica a rotação das direcções principais de tensão, justificada por efeito de redistribuição de tensões. Para além da transferência de tensões verticais por efeito de arco vertical, ocorre também variação das tensões totais horizontais devido à expansão não uniforme e confinada do maciço, o que justifica o acréscimo das pressões exercidas sobre a cortina, ilustrado na Figura 5.36.

## **5.6 - Considerações finais**

Neste capítulo foi apresentado e analisado um problema base referente a uma escavação escorada num maciço argiloso mole. A análise contemplou o processo de construção, incluindo a escavação e a posterior substituição de escoras por lajes, e o processo pós-construção, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Comentaram-se os resultados obtidos e discutiram-se algumas questões relacionadas com os comportamentos instantâneo e diferido no tempo deste tipo de obras, dando-se ênfase aos aspectos relacionados com os movimentos associados à consolidação, com os esforços na estrutura de contenção e com a forma como evolui o estado de tensão no maciço.



## **Capítulo 6**

### **Análises paramétricas**



## **6. Análises paramétricas**

### **6.1 - Introdução**

No presente capítulo são apresentados resultados, considerações e conclusões referentes a estudos efectuados com o intuito de avaliar a dependência da resposta do sistema estrutura de suporte-macizo adjacente em relação a certos parâmetros considerados importantes.

Como já foi referido, a grande maioria dos estudos elaborados sobre escavações em solos moles assenta no princípio de que o solo se comporta segundo uma condição não drenada, pelo que a generalidade dos resultados apresentados na bibliografia da especialidade não contempla a evolução temporal da resposta da estrutura. Tendo em conta este facto, a análise aqui apresentada procura esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido no tempo de escavações. Uma vez que a resposta temporal do sistema solo-estrutura de contenção é condicionada, em grande parte, pela grandeza dos excessos de pressão intersticial gerados durante a construção e a sua posterior dissipação, as análises efectuadas procuraram compreender os parâmetros que, através de raciocínios simples, pareciam ter mais influência sobre a grandeza dos excessos de pressão de água nos poros gerados ou do modo como estes se dissipam.

Deste modo, tendo por base a escavação analisada no Capítulo 5, foram considerados como parâmetros influentes sobre a resposta do sistema os seguintes: a largura da escavação, a rigidez à flexão da cortina, a altura da cortina abaixo da base da escavação, o pré-esforço das escoras, a anisotropia de permeabilidade e a profundidade da escavação. No Quadro 6.1 são sintetizados os cálculos efectuados.

Quadro 6.1 - Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico.

Caso de estudo	Nome do cálculo	Largura da escavação (m)	Profundidade da escavação (m)	Altura enterrada da cortina (m)	Espessura da cortina (m)	Pré-esforço das escoras	Permeabilidade do solo (m/s)
Largura da escavação	L0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	L1	14	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	L2	28	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
Pré-esforço das escoras	P0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	P1	20	10,8	14,5	0,8	Sim	$k_x=k_y=10^{-9}$
	P2	20	10,8	14,5	0,8	Sim	$k_x=k_y=10^{-9}$
	P3	20	10,8	14,5	0,8	Sim	$k_x=k_y=10^{-9}$
Rigidez à flexão da cortina	E0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	E1	20	10,8	14,5	0,6	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	E2	20	10,8	14,5	1,0	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
Altura enterrada da cortina	A0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	A1	20	10,8	7,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	A2	20	10,8	3,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
Anisotropia de permeabilidade	k0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	k1	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=5k_y$ $k_y=10^{-9}$
	k2	20	10,8	3,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	k3	20	10,8	3,5	0,8	-	$k_x=5k_y$ $k_y=10^{-9}$
Profundidade da escavação	D0	20	10,8	14,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	D1	20	16,8	8,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$
	D2	28	16,8	8,5	0,8	-	$k_x=k_y=10^{-9}$

Como se compreende, a análise do comportamento diferido no tempo da obra não pode ser realizada de uma forma desacoplada do seu comportamento instantâneo, já que a forma como o sistema reage à dissipação dos excessos de pressão neutra gerados está intimamente ligada à grandeza destes últimos, logo ao comportamento imediato da estrutura. Tendo este facto presente, os resultados aqui expostos procuram ter em conta uma visão global do comportamento da obra e, embora em alguns casos possam ser genéricos, devem ser enquadrados nas condições do problema em estudo. Neste capítulo apenas se apresentam resultados considerados como mais relevantes, não se expondo os aspectos de forma tão pormenorizada como no Capítulo 5.

## **6.2 - Largura da escavação**

### **6.2.1 - Preâmbulo**

A largura da escavação é um dos parâmetros que pode ter grande influência no processo de deformação do solo. Com efeito, sendo maior a largura da escavação, o volume de solo afectado pela alteração do estado de tensão inicial é maior, traduzindo-se por diferenças na deformação do maciço que se fazem notar sobre os deslocamentos laterais da parede, os movimentos da superfície do maciço suportado e o levantamento do fundo da escavação (Bose e Som, 1997; Cardoso, 2004; Aun e Gonçalves, 2004).

No caso designado por problema base – designado por L0 nesta secção - foi considerada uma largura de escavação de 20 m. Com intuito de avaliar a influência deste parâmetro no comportamento da obra efectuaram-se análises numéricas de escavações designadas da seguinte forma:

- L1 – Largura de escavação de 14 m;
- L2 – Largura de escavação de 28 m;

As restantes propriedades, quer geométricas, quer materiais foram consideradas iguais às adoptadas para o estudo base. Tendo como finalidade que o único parâmetro a sofrer variação nos diversos cálculos fosse a largura da escavação, manteve-se a rigidez axial das escoras e lajes.

### **6.2.2 - Análise da evolução do estado de tensão**

Por forma a permitir a fácil análise da evolução do estado de tensão durante o processo construtivo, apresentam-se de seguida as trajectórias de tensão para os pontos identificados na Figura 5.37 em redor da escavação.

Uma vez que as trajectórias de tensão seguidas no maciço suportado e no maciço escavado são claramente distintas, tal como apresentado no capítulo 5, efectuou-se a análise das duas zonas em separado.

No que respeita ao maciço escavado, as Figuras 6.1 e 6.2 apresentam a evolução do estado de tensão total nos pontos A1 e A2, situados junto ao plano de simetria.

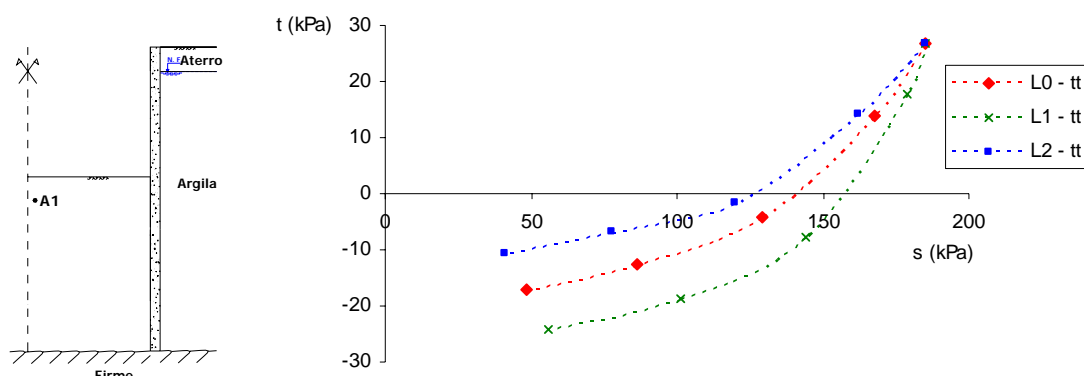


Figura 6.1 – Trajectórias de tensão total no ponto A1 ao longo da escavação: cálculos L0 a L2

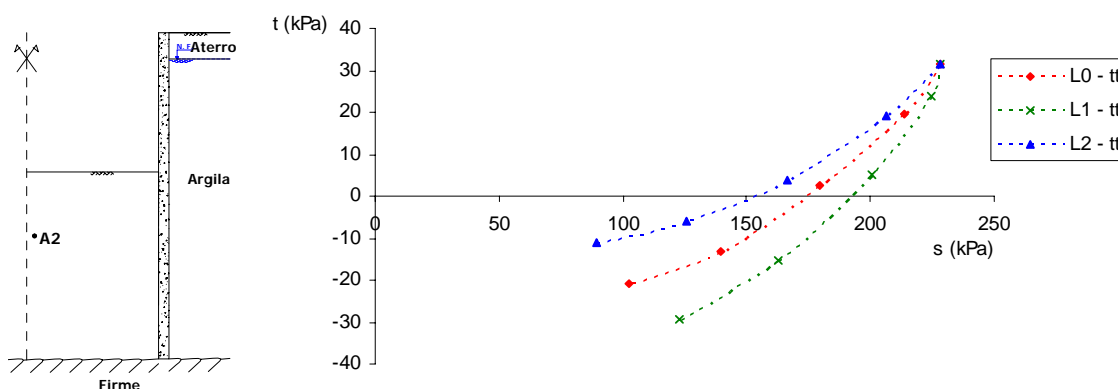


Figura 6.2 – Trajectórias de tensão total no ponto A2 ao longo da escavação: cálculos L0 a L2

Em termos globais pode referir-se que, tal como foi analisado no Capítulo 5, junto ao eixo de simetria, o estado de tensão nos pontos de Gauss considerados segue uma trajetória de extensão com inversão das tensões principais.

A análise das figuras anteriores permite ainda verificar que, nos casos analisados, quanto menor for a largura da escavação, menor é a diminuição da tensão total média e maior a diminuição da tensão de desvio. Este facto, aliás já esperado, prende-se com o maior confinamento a que o maciço subjacente à escavação está sujeito. Se por um lado a remoção do peso de terras leva a uma diminuição da tensão total horizontal, por outro, o movimento da cortina em direcção ao corte leva a um incremento positivo da mesma. Se a largura da escavação for elevada, junto ao eixo de simetria não é de esperar que o segundo efeito se faça sentir, já que ocorre degradação da carga aplicada pela cortina, enquanto que no caso contrário este efeito se manifesta. Os fenómenos aqui explicados podem ser verificados através da análise da Figura 6.3a.



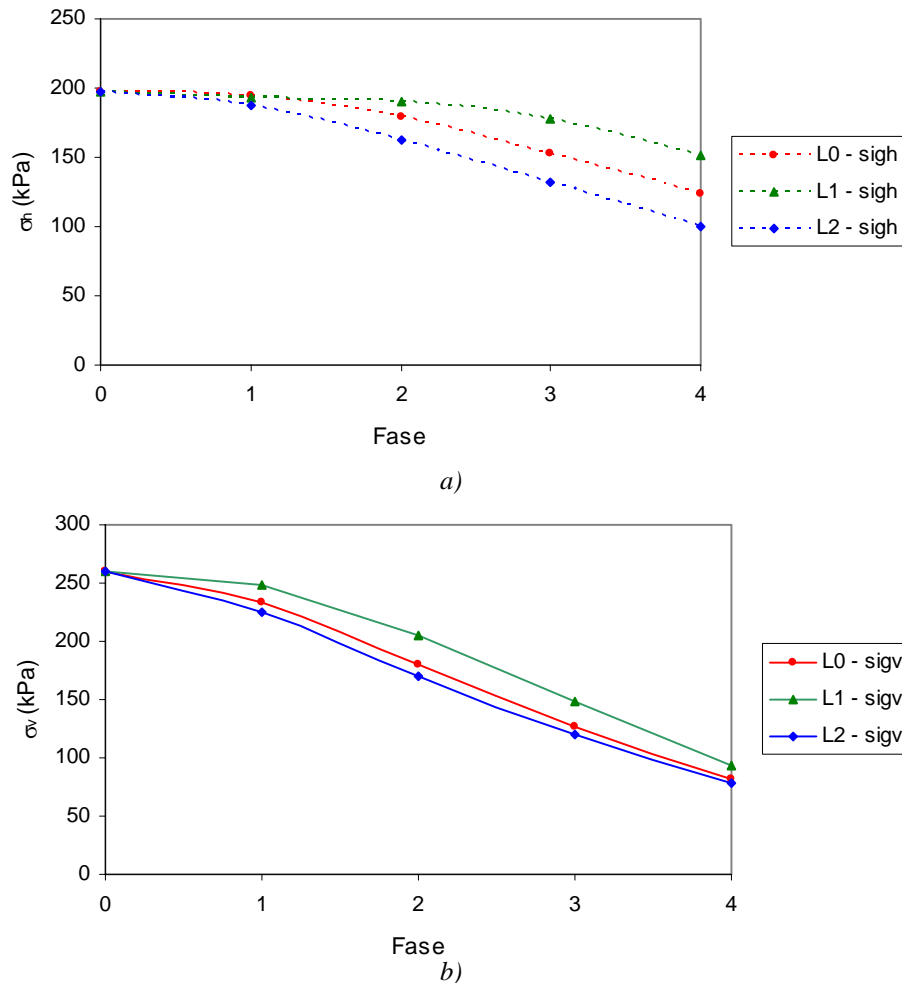


Figura 6.3 – Evolução das tensões totais no ponto A2 durante as fases de escavação: a) tensão vertical; b) tensão horizontal

Na Figura 6.3b pode ser verificado que a alteração das tensões verticais totais não é exactamente igual ao peso das terras removido durante o processo de escavação, pois nesse caso os incrementos de tensão total vertical tomariam o mesmo valor independentemente da largura da escavação. A diferença encontrada no valor das tensões totais verticais mediante a largura da escavação pode ser justificada devido ao efeito de arco vertical já identificado, o qual, devido ao tipo de movimento relativo entre o maciço escavado e a cortina leva à mobilização de tensões tangenciais entre os dois materiais, gerando no solo subjacente à escavação um acréscimo da tensão total vertical face ao seu valor geostático (Fortunato, 1994; Matos Fernandes et al., 1997). Naturalmente, à medida que aumenta a distância em relação à cortina este efeito tende a esvanecer, e daí o facto de ele ser tanto mais significativo junto ao plano de simetria quanto menor for a largura da escavação.

As Figuras 6.4 e 6.5 dizem respeito às trajectórias de tensão total seguidas pelos pontos B1 e B2 situados do lado escavado e na proximidade da cortina, durante a escavação.

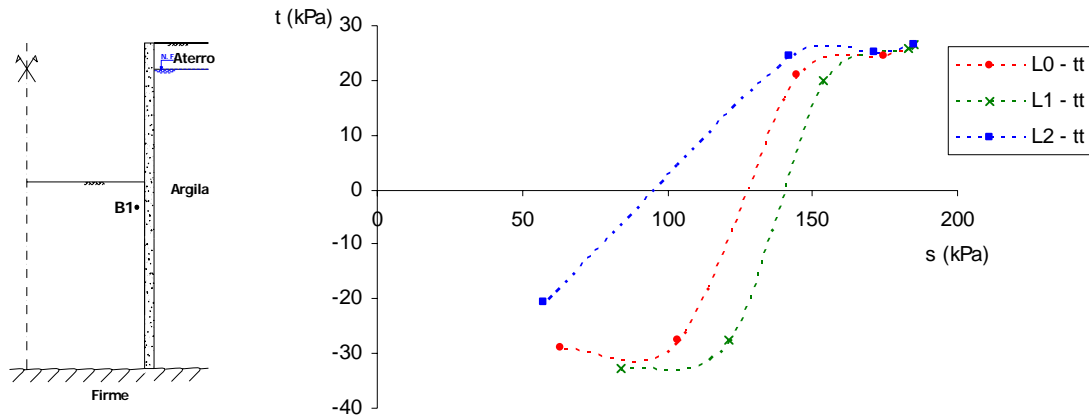


Figura 6.4 – Trajectórias de tensão total do ponto B1 durante as fases de escavação – cálculos L0 a L2

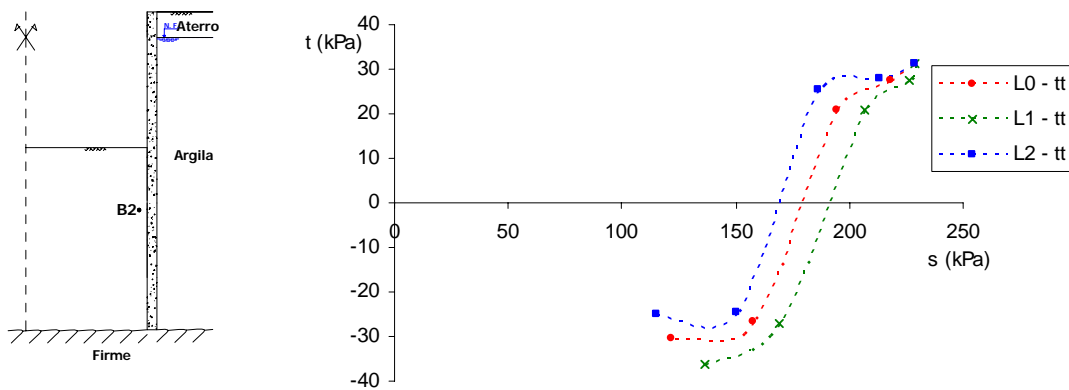


Figura 6.5 – Trajectórias de tensão total do ponto B2 durante as fases de escavação – cálculos L0 a L2

Na proximidade da parede as tensões verticais e horizontais não se mantêm tensões principais ao longo do evoluir da escavação. O estado de tensão dos pontos B1 e B2 evolui segundo uma trajectória de extensão com diminuição das tensões de desvio e das tensões totais médias. A diminuição da tensão total média é tanto mais acentuada quanto maior for a largura de escavação, mobilizando-se, no entanto, maiores valores absolutos da tensão de desvio. Comparando as trajectórias de tensão seguidas pelos pontos B1 e B2 com as trajectórias já apresentadas nos pontos A1 e A2, verifica-se que a diminuição da tensão média é menor nas proximidades da cortina, sendo acompanhada por maior diminuição das tensões de desvio. As variações bruscas das tensões de desvio que podem ser observadas nas Figuras 6.4 e 6.5 no decorrer da terceira fase de escavação devem-se ao facto de nessa fase ter ocorrido plastificação de elementos de junta, provocando assim uma alteração brusca do estado de tensão nos pontos adjacentes.

No que respeita ao maciço suportado, na Figura 6.6 são apresentados os resultados relativos às trajectórias de tensões totais seguidas em pontos adjacentes à cortina.

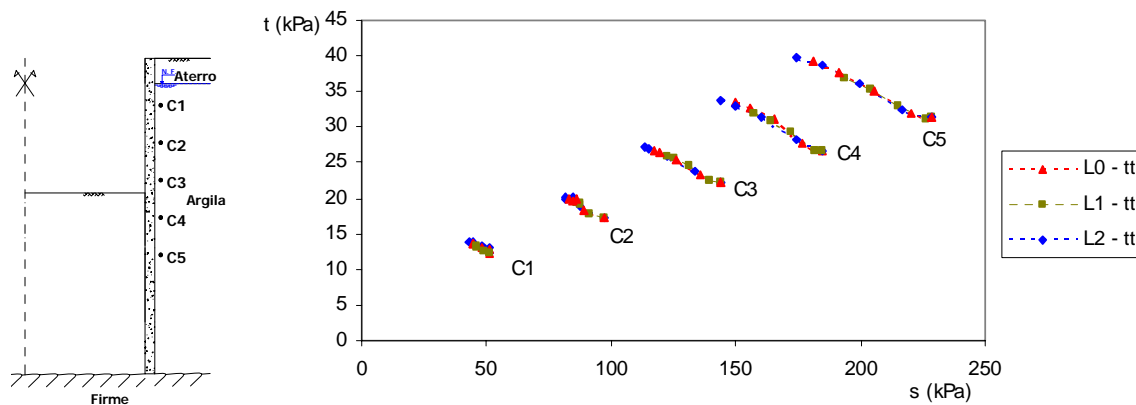


Figura 6.6 – Trajectórias de tensões totais dos pontos  $C_i$  durante a escavação – cálculos L0 a L2

A análise da figura anterior permite constatar que, independentemente da largura da escavação, o estado de tensão nos pontos considerados segue uma trajectória de compressão com diminuição da tensão total média e aumento da tensão de desvio. É também possível observar que à medida que a largura da escavação aumenta as trajectórias de tensão se tornam mais longas, principalmente nos pontos considerados a maior profundidade.

Para as três escavações aqui analisadas, e embora tal não seja totalmente perceptível na Figura 6.6, verificou-se que nos pontos C1 e C2 (pontos situados na zona escorada mais próximos da superfície), após um decréscimo da tensão total média nas primeiras fases de escavação se assiste a uma inversão da trajectória de tensão, ocorrendo aumento da tensão média total e diminuição da tensão de desvio. Este fenómeno, atribuído ao efeito de arco horizontal que permite a transferência de tensões de zonas mais flexíveis do maciço para zonas mais rígidas, é tanto mais pronunciado quanto maior é a largura da escavação, dado que os deslocamentos relativos entre a zona escorada da cortina e a zona enterrada da mesma são tanto mais significativos quanto mais largo for o corte.

Uma vez que as trajectórias de tensão total nas diferentes zonas do maciço são do mesmo tipo para as três escavações consideradas, é de esperar que os excessos de pressão neutra gerados sejam qualitativamente semelhantes, variando apenas a sua grandeza. Nas Figuras 6.7 e 6.8 apresenta-se a distribuição dos excessos de pressão

neutra instalados no maciço, representados através de mapas de isovalores, no final da construção para as escavações L1 e L2, respectivamente.

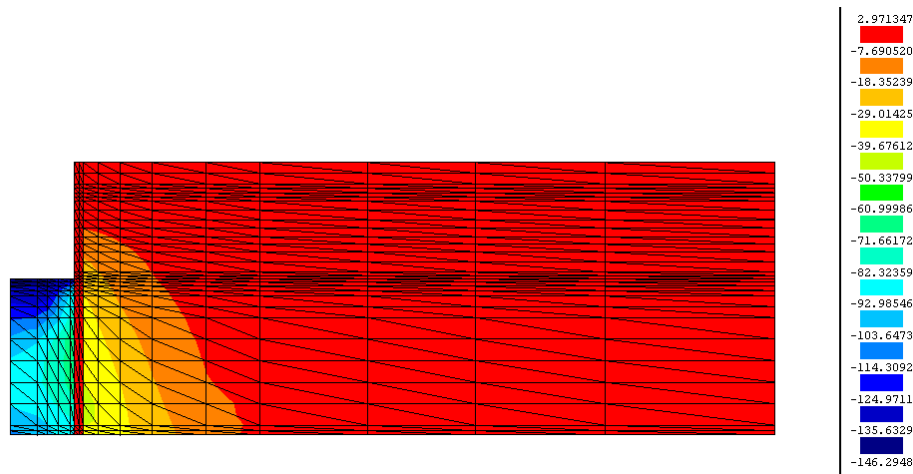


Figura 6.7 – Distribuição dos excessos de pressão intersticial no final da construção da escavação L1

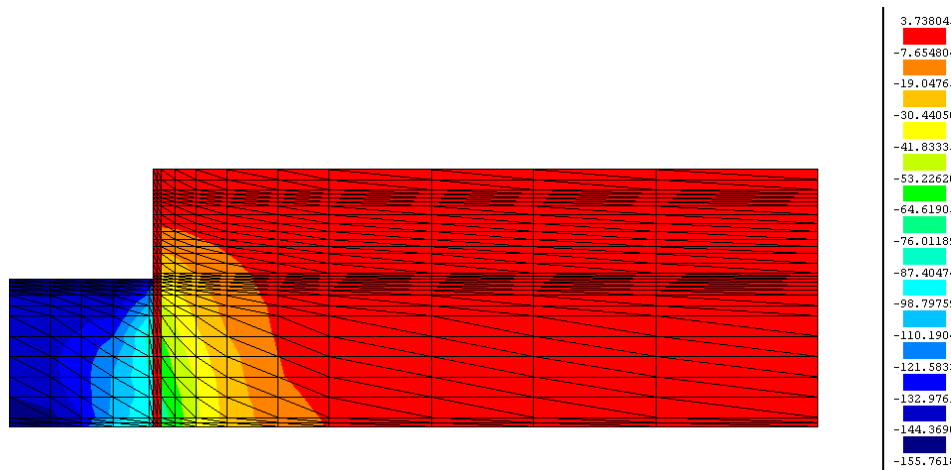


Figura 6.8 – Distribuição dos excessos de pressão intersticial no final da construção da escavação L2

Comparando os resultados apresentados nas Figuras 6.7 e 6.8 e os resultados homólogos apresentados no capítulo 5, é evidente a diferença em termos quantitativos dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção.

Do lado escavado, a alteração ao equilíbrio hidrostático é devida aos seguintes efeitos: remoção do peso das terras sobrejacentes, movimento da parede em direcção ao corte, resistência mobilizada na interface maciço-cortina e ao rebaixamento do nível freático, tendo-se admitido que quando o equilíbrio final for atingido o mesmo se encontra na base da escavação.

A observação das figuras anteriores permite desde já concluir que a largura da escavação é um parâmetro que afecta claramente a grandeza dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Para tornar mais clara a exposição considere-se a

Figura 6.9 que se refere à pressão de água nos poros instalada no final da construção nos alinhamentos verticais correspondentes ao eixo de simetria e junto à cortina, respectivamente.

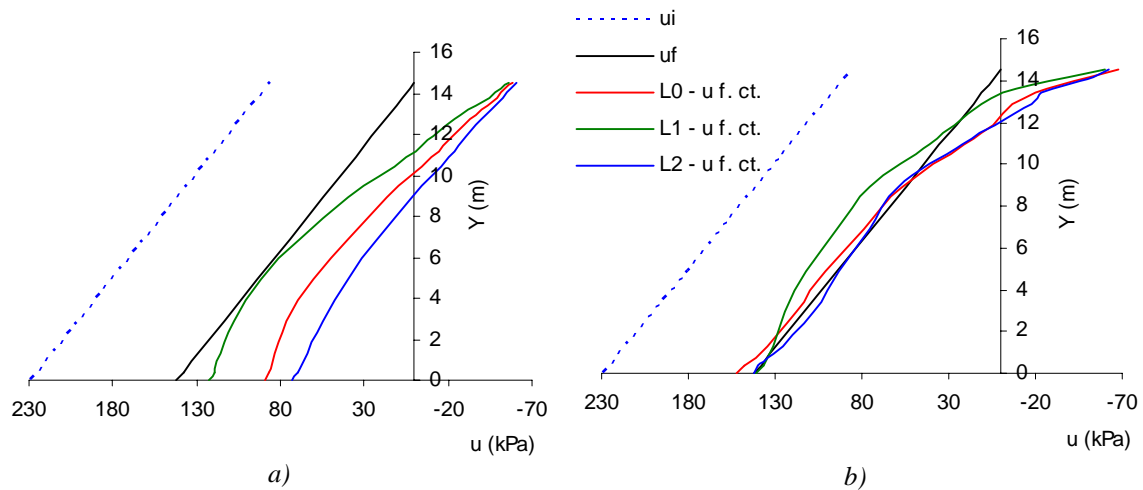


Figura 6.9 – Pressão intersticial no final da construção ao longo de alinhamentos verticais (cálculos L0 a L2): a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

A Figura 6.9a demonstra que a grandeza dos excessos de neutra instalados no final da construção junto ao plano de simetria é claramente dependente da largura da escavação. Imediatamente abaixo da base da escavação, a pressão intersticial é praticamente igual nos três casos analisados, sendo o excesso de pressão neutra,  $\Delta u$ , em relação à posição inicial do nível freático, igual ao peso das terras removidas durante a construção. No entanto, para maiores profundidades, o valor absoluto de  $\Delta u$  diminui, sendo tanto mais pronunciada a sua diferença em relação à pressão removida quanto mais estreita for a escavação. No caso da escavação L1, à cota de aproximadamente 5 m, a pressão instalada no final da construção é semelhante à pressão de equilíbrio final. Este efeito advém do maior confinamento a que o maciço escavado está sujeito, não permitindo a degradação da pressão lateral exercida pela cortina no seu movimento em direcção ao corte. Aliás, caso a largura da escavação fosse indefinida, a partir de determinada distância a problemática da geração dos excessos de pressão intersticial teria carácter unidimensional, sendo o excesso de pressão neutra gerado numericamente igual ao peso das terras sobrejacentes à base da escavação.

Na proximidade da cortina (Figura 6.9b), a pressão de água nos poros instalada no final da construção reflecte claramente o efeito do movimento da parede em direcção ao corte, bem como a mobilização de tensões tangenciais na interface solo-cortina. Os excessos de pressão neutra são tanto menores, em valor absoluto, consoante é maior a

proximidade à cortina. Realça-se o facto de para profundidades superiores a cerca de 5 m em relação à base da escavação, a pressão intersticial instalada ser semelhante à pressão de equilíbrio final, sendo por isso pequenos os excessos de pressão neutra a dissipar durante o período de consolidação. No caso da escavação L1 é curioso verificar que, relativamente à posição final do nível freático, a pressão instalada no final da construção é superior à de equilíbrio no final da consolidação, sendo por isso positivos os excessos de pressão neutra instalados nesta zona do maciço escavado.

No maciço suportado a observação das Figuras 6.7 e 6.8 permite identificar que quanto menor é a largura da escavação, menores são os excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Para uma comparação clara dos resultados obtidos no tardo da cortina, observe-se a Figura 6.10. Este resultado é corroborado pelas trajectórias de tensão total apresentadas na Figura 6.6, pois as trajectórias de tensão total são tanto mais “longas” quanto maior é a largura da escavação. Convém no entanto chamar a atenção para o facto de a validade desta afirmação se referir aos casos analisados, pois as argilas ligeiramente sobreconsolidadas apresentam dilatância negativa, sendo por isso possível que em determinadas condições (mediante as propriedades reológicas do solo e níveis de deformação permitidos) os excessos de pressão neutra gerados em escavações muito largas sejam inferiores aos gerados em escavações mais estreitas.

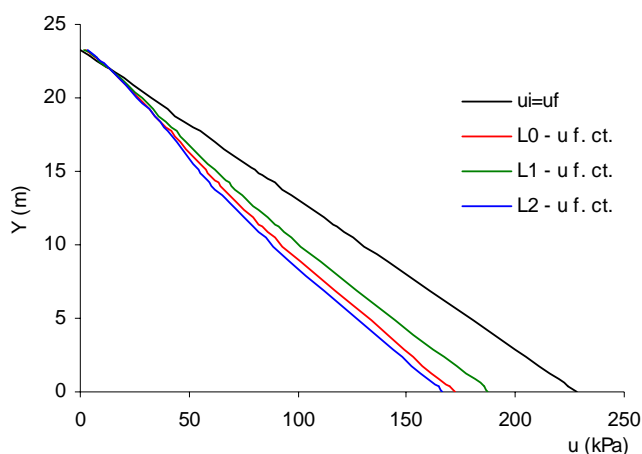


Figura 6.10 – Pressão intersticial no final da construção ao longo do alinhamento vertical no tardo da cortina – cálculos L0 a L2

Sendo o maciço interessado pela obra um meio bifásico, a alteração do estado de tensão total reparte-se pelas duas fases existentes: água e partículas sólidas. Os gradientes hidráulicos gerados pela perturbação do equilíbrio existente levam ao estabelecimento de um regime de percolação transitório, durante o qual o excesso de

pressão neutra é dissipado, ocorrendo alteração do estado de tensão efectiva e total. A alteração dos estados de tensão instalados será tanto mais pronunciada quanto maiores forem os excessos de pressão neutra existentes no final da construção.

### 6.2.3 - Movimentos induzidos

A Figura 6.11 apresenta a evolução dos assentamentos da superfície do maciço suportado durante o período de construção nas escavações L1 e L2.

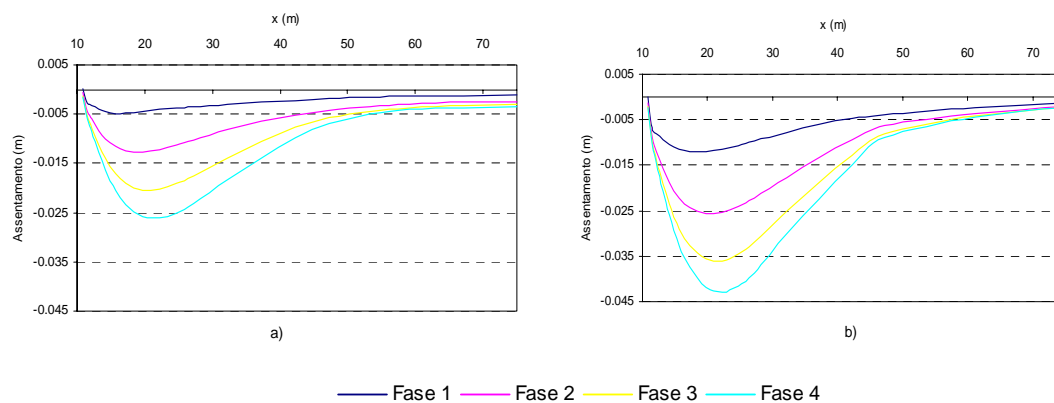


Figura 6.11 – Assentamento da superfície do terreno em todas as fases de escavação nos cálculos: a) cálculo L1; b) cálculo L2

As configurações dos perfis de assentamentos apresentados na Figura 6.11 para os cálculos L1 e L2 são semelhantes às obtidas no cálculo apresentado como estudo base (ver Figura 5.20). A principal diferença não reside em aspectos qualitativos, mas sim em termos quantitativos, sendo notório que à medida que a largura da escavação aumenta, aumentam também os assentamentos imediatos.

Relativamente aos deslocamentos horizontais da cortina durante o período de construção, a Figura 6.12 apresenta sua evolução para os cálculos L1 e L2.

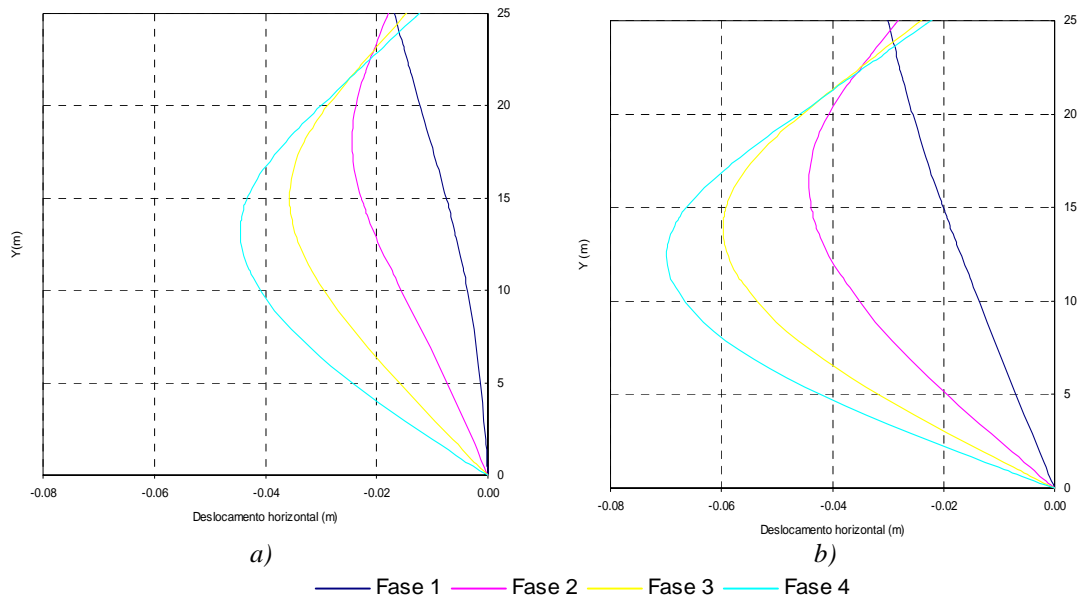


Figura 6.12 – Deslocamentos horizontais na cortina em todas as fases de escavação: a) cálculo L1; b) cálculo L2

Os deslocamentos laterais da cortina, à semelhança do que ocorre relativamente aos assentamentos da superfície, tendem a aumentar com a largura da escavação. Este efeito é notório logo na primeira fase de escavação.

A variação das deformações mediante a largura considerada para a escavação é à partida um resultado expectável. Com efeito, em condições idênticas, escavações mais largas, ao envolverem maior volume do maciço circundante apresentam menor factor de segurança em relação à rotura de fundo. Como é sabido, os deslocamentos ocorridos durante a construção são claramente dependentes do factor de segurança em relação à rotura de fundo (Clough e Schmidt, 1981). Bose e Som (1997), através de análises numéricas, concluíram que o aumento dos deslocamentos com a largura da escavação se devia ao facto de ocorrer cedência em maior volume do maciço interessado pela obra.

No entanto, nas situações aqui analisadas, verificou-se que logo na primeira fase de escavação as diferenças entre os deslocamentos laterais da cortina (e também dos assentamentos) obtidos nos diferentes cálculos eram notórias, não se verificando cedência plástica de regiões consideráveis do maciço.

Procedendo a uma analogia estrutural, o maciço abaixo da base da escavação poderá ser considerado como uma grande escora. Logo, à medida que o comprimento dessa “escora” aumenta, diminui a sua rigidez axial, não sendo por isso de estranhar o aumento dos deslocamentos laterais com a largura da escavação. Na Figura 6.12 este



efeito é bem ilustrado pela deformação sofrida pela cortina na primeira fase de escavação. Enquanto que para o cálculo L1 a deformada é aproximada à deformada de uma consola, no cálculo L2 a cortina sofre uma rotação em torno do seu pé, ou seja em L1 a “grande escora” constituída pelo maciço subjacente à base da escavação é mais rígida, não permitindo o movimento do tipo de rotação, desenvolvendo a cortina alguma concavidade na face exposta.

Os movimentos até aqui analisados são aqueles que ocorrem de forma instantânea durante o período construtivo, tendo-se admitido que o maciço seria solicitado segundo uma condição não drenada. No período pós-construção o maciço continua a experimentar deformações até que ocorra a total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Com o objectivo de tornar fácil a comparação dos resultados obtidos nos cálculos L0, L1 e L2, na Figura 6.13 apresentam-se os resultados relativos aos assentamentos da superfície no fim da construção e no fim da consolidação.

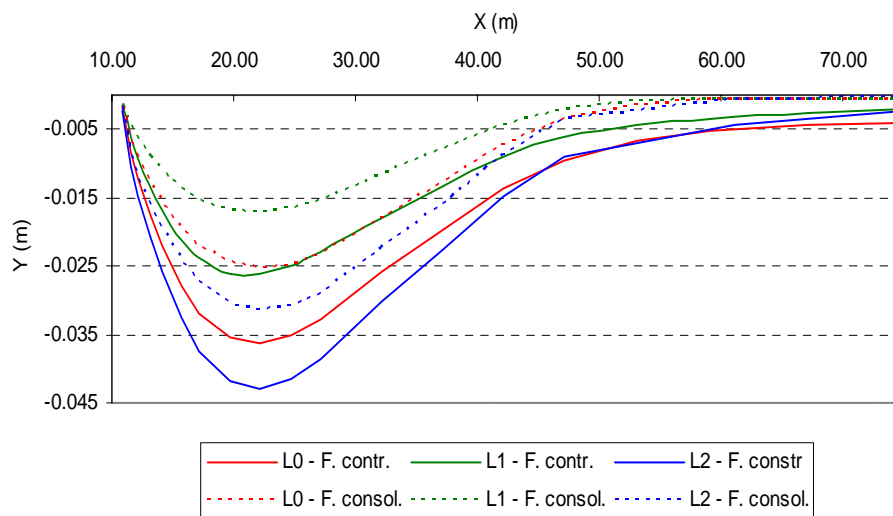


Figura 6.13 – Assentamento da superfície no final da construção e no final da consolidação – cálculos L0 a L2

Analisando a Figura 6.13, pode verificar-se, tal como seria de esperar, que no decorrer do período de consolidação as tensões médias efectivas diminuem por efeito da dissipação dos excessos de pressão neutra negativos, ocorrendo deste modo expansão do maciço. A expansão do maciço traduz-se por um deslocamento da superfície do terreno em sentido inverso ao ocorrido durante as fases de construção. Em todos os cálculos aqui apresentados se verificou que o volume da bacia de subsidiência diminui com o decorrer da consolidação. No entanto, embora em termos absolutos o maior

empolamento da superfície do terreno tenha ocorrido no cálculo L2, em termos percentuais, face ao assentamento imediato, foi neste cálculo que se constatou a menor diminuição do valor do assentamento máximo (26%, face aos 36% verificados no cálculo L1).

Uma análise cuidada das trajetórias de tensão no maciço suportado anteriormente apresentadas permite justificar este facto. Com efeito, as trajetórias de tensão no maciço suportado são do tipo “activo” e são tanto mais “longas” quanto maior é a largura da escavação, logo susceptíveis de gerar maiores excessos de pressão neutra negativos. Contudo, pelo facto de os solos ligeiramente sobreconsolidados terem características de dilatância negativa, o aumento da tensão de desvio a partir do instante em que é atingida a superfície de cedência gera excessos de pressão neutra positivos. Pode pois compreender-se por que razão no cálculo L2 os excessos de pressão neutra gerados são, em termos percentuais, face à alteração da tensão média, menores do que os obtidos nos cálculos L0 e L1. Uma vez que os movimentos diferidos no tempo estão associados aos excessos de pressão neutra gerados, não é de estranhar os resultados obtidos.

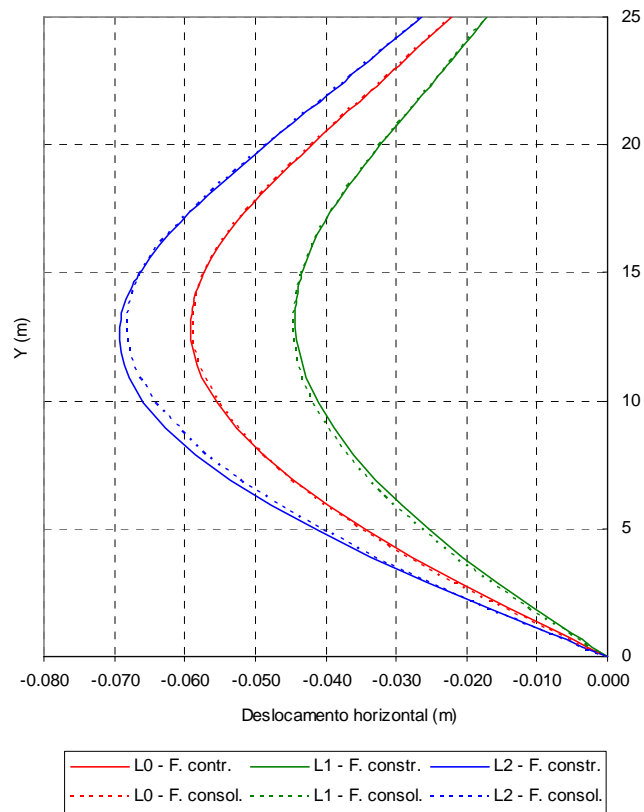


Figura 6.14 – Deslocamentos laterais da parede no final da construção e no final da consolidação

Relativamente aos deslocamentos horizontais da cortina, a Figura 6.14 permite constatar que os deslocamentos no final da consolidação são próximos aos verificados no final da construção. Contudo, a mesma figura, permite verificar a ocorrência de duas tendências distintas de evolução dos deslocamentos. No caso do cálculo L2, durante o período de consolidação tende a ocorrer um movimento inverso ao ocorrido durante a construção, sendo por isso os deslocamentos no final da consolidação menores do que no final da construção. Este efeito é notório abaixo da base da escavação. Por seu turno, no caso do cálculo L1 a cortina movimentava-se em direcção ao corte durante o período de consolidação, sendo por isso maiores os deslocamentos a longo prazo do que a curto prazo.

A ocorrência de movimentos laterais da cortina diferidos no tempo é dependente da grandeza dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Nas Figuras 6.9 e 6.10 ficou bem patente a influência da largura da escavação, sobre os excessos de pressão neutra gerados durante a construção principalmente no maciço do lado escavado. Uma vez que os excessos de pressão neutra no interior do maciço escavado tomam maiores proporções no caso de a largura de escavação ser maior, a expansão dessa zona do maciço será também maior neste caso, exercendo maior pressão sobre a cortina na direcção contrária à do corte. No caso da escavação L1, dado que a diferença entre os excessos de pressão neutra gerados no lado suportado e no lado escavado é menor do que nos cálculos L0 e L2, a pressão exercida pelo maciço suportado abaixo da base da escavação durante a consolidação foi mais pronunciada relativamente ao verificado do lado escavado, levando a um ligeiro acréscimo do movimento da cortina em direcção ao corte.

#### **6.2.4 - Momentos flectores na cortina**

Como seria expectável, os momentos flectores instalados na cortina, quer durante o período de construção, quer após a conclusão da obra, são diferentes consoante a largura considerada para a escavação. Na Figura 6.15 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores na cortina mobilizados durante a construção, para os casos L1 e L2.

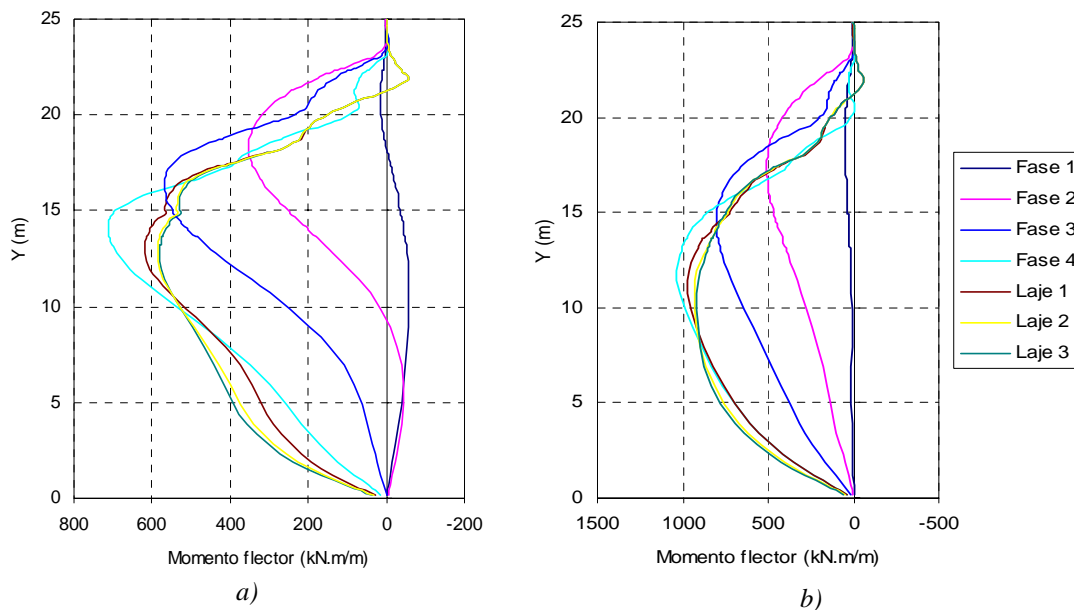


Figura 6.15 – Diagramas de momentos flectores nas diversas fases de construção: a) cálculo L1; b) cálculo L2

A observação da figura anteriormente apresentada e da figura homóloga apresentada no capítulo 5 (Figura 5.23), permite desde já retirar as seguintes conclusões: os esforços de flexão mobilizados na cortina são claramente dependentes da largura da escavação, sendo que quanto mais larga esta for, maiores serão os esforços mobilizados. A posição do momento flector máximo ocorre, nos três casos analisados abaixo da base da escavação, e correspondendo à última fase de escavação. No entanto, a distância em relação à base da escavação tende a aumentar à medida que aumenta a largura da escavação.

No que respeita à evolução dos esforços de flexão na cortina devido à consolidação, na Figura 6.16 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores instalados no final da consolidação e no final da construção.

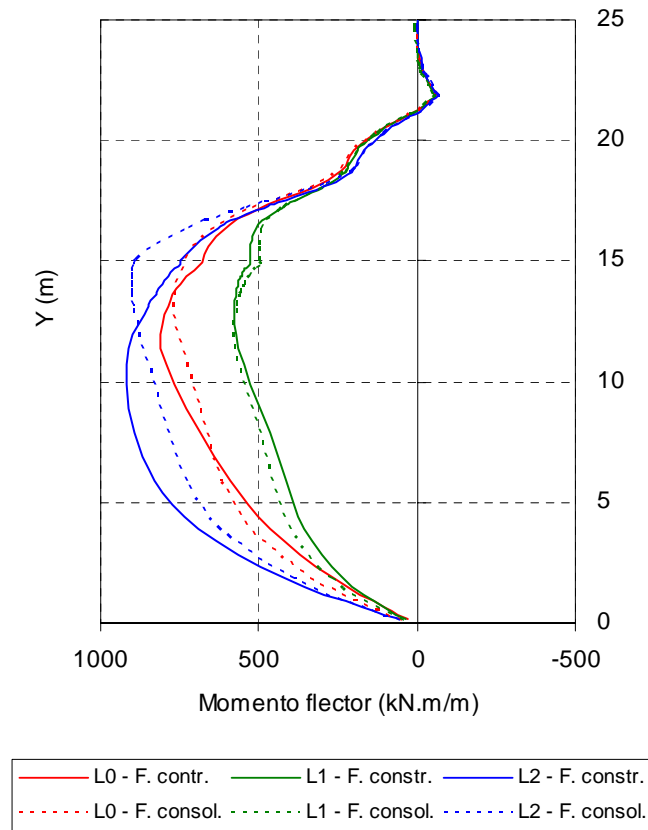


Figura 6.16 – Momentos flectores da parede no final da construção e no final da consolidação – cálculos L0 a L2

A alteração dos esforços instalados na cortina durante o período de consolidação é dependente dos excessos de pressão neutra gerados, pelo que, a alteração mais significativa é verificada no cálculo L2.

## **6.3 - Pré-esforço das escoras**

### **6.3.1 - Preâmbulo**

Analisa-se neste ponto o efeito do pré-esforço das escoras no comportamento da estrutura de suporte, dando-se especial ênfase às questões associadas ao comportamento diferido no tempo do sistema maciço-estrutura de suporte. A técnica do pré-esforço, embora tenha sido inicialmente desenvolvida para a aplicação em ancoragens, tem vindo a ser crescentemente aplicada em escavações escoradas.

Estudos anteriormente realizados por diversos autores (Clough e Tsui, 1974; Matos Fernandes, 1983; Clough e O'Rourke, 1990; Trigo, 1991; Som e Bose, 1997; Guerra, 1999) apontam diversas razões para a diminuição dos movimentos da cortina, e conseqüentemente do maciço adjacente, associados à aplicação de pré-esforço. De entre aquelas razões destacam-se as seguintes:

- a rigidez efectiva das escoras, parâmetro de grande importância sobre os movimentos acima da base da escavação, é geralmente muito inferior à rigidez teórica; a aplicação de pré-esforço nas escoras leva à eliminação de possíveis folgas entre a cortina e o escoramento aproximando a rigidez efectiva da rigidez teórica (Clough e O'Rourke, 1990);
- ao ser aplicado pré-esforço nas escoras parte dos deslocamentos laterais da cortina ocorridos nas fases anteriores de escavação são recuperados;
- a aplicação de pré-esforço, ao movimentar a cortina no sentido contrário ao do corte, faz com que sejam menores as pressões de tipo passivo que o maciço escavado subjacente à escavação exerce sobre a cortina e, portanto, menores também as forças estabilizadoras que serão retiradas nas fases de escavação posteriores;
- no interior do maciço suportado, durante as fases de escavação assiste-se a um decréscimo da tensão horizontal, sendo a alteração da tensão vertical pouco expressiva; deste modo, as tensões de desvio tendem a aumentar evoluindo o estado de tensão no sentido do estado limite activo; a aplicação de pré-esforço no nível de escoramento instalado de seguida permite repor parte da alteração ao

estado de tensão, diminuindo as tensões de corte mobilizadas; deste modo, a aplicação de pré-esforço garante que se mantenham no maciço suportado níveis de tensão moderados, apresentando uma deformabilidade mais baixa.

Tendo em conta os aspectos mencionados, Matos Fernandes (1983) indica que a aplicação de pré-esforço, ao restaurar no maciço suportado parte da acção da massa de solo retirada, leva a que os excessos de pressão neutra gerados no interior do maciço suportado sejam atenuados. Sendo os excessos de pressão neutra atenuados pela aplicação do pré-esforço, o autor sugere que os aspectos associados à sua dissipação serão pouco expressivos.

Tendo como objectivo avaliar a influência da aplicação de pré-esforço no comportamento de escavações, realizaram-se diversas simulações numéricas tendo por base o problema apresentado no capítulo 5. As análises efectuadas incidiram quer sobre a resultante do diagrama de pré-esforço adoptado, quer sobre a distribuição da mesma pelos três níveis de escoramento. Todas as características do modelo de cálculo foram consideradas iguais às apresentadas no estudo base, à excepção da rigidez adoptada para as escoras, que para o caso da aplicação de pré-esforço se adoptou igual a 75% da rigidez teórica. No Quadro 6.2 indicam-se as análises contempladas no presente estudo.

Quadro 6.2 - Nível de pré-esforço e sua distribuição pelo escoramento.

Cálculo	Diagrama de pré-esforço	Resultante (kN/m)	
P1	Terzagi e Peck	788.6	
P2	Distribuição triangular	788.6	
P3	$K_0$	690	

O problema considerado como estudo base, no qual as escoras não foram pré-esforçadas, passa a ser aqui designado por P0.

Naturalmente, com a aplicação de pré-esforço o faseamento construtivo adoptado é distinto do apresentado no Capítulo 5. A diferença reside no facto de cada fase de

escavação e instalação do nível de escoramento ser seguida de uma fase de aplicação de pré-esforço no escoramento precedente.

### **6.3.2 - Evolução do estado de tensão**

As linhas gerais da evolução do estado de tensão durante o processo de escavação já foram apontadas no ponto anterior. Este ponto apenas terá como objectivo clarificar algumas das questões anteriormente enunciadas através dos resultados obtidos nos cálculos efectuados.

A título de exemplo, considere-se o ponto C2 e o ponto C5 localizados no interior do maciço suportado, encontrando-se o ponto C2 na zona escorada e o ponto C5 abaixo da base da escavação (ver Figura 5.37). Tal como anteriormente foi referido, a aplicação de pré-esforço nas escoras após a sua instalação permite inverter a tendência da trajectória de tensão seguida durante a fase de escavação anterior. A aplicação do pré-esforço conduz assim a um estado de tensão próximo do instalado antes da fase de escavação.

Na Figura 6.17 é apresentada a trajectória de tensão total seguida pelo ponto C2 durante todas as fases de escavação para os quatro casos aqui considerados.

A observação da Figura 6.17 permite verificar que no final da construção, o estado de tensão total é muito semelhante ao existente em repouso, assistindo-se a uma diminuição da tensão de desvio acompanhada de aumento da tensão média após a instalação de pré-esforço nas escoras, situação inversa à que ocorre durante as fases de escavação. A Figura 6.17 permite ainda observar que, no caso P1, para o qual se adoptou um diagrama de pré-esforço trapezoidal, o nível de tensão de desvio mobilizado no final da construção é inferior ao mobilizado em estado de repouso. Como é evidente, se nas fases de escavação a diminuição da tensão média leva à geração de excessos de pressão neutra negativos, aquando da aplicação do pré-esforço o maciço suportado é comprimido pela cortina atenuando parte dos excessos de pressão de água nos poros negativos gerados durante as fases de escavação.



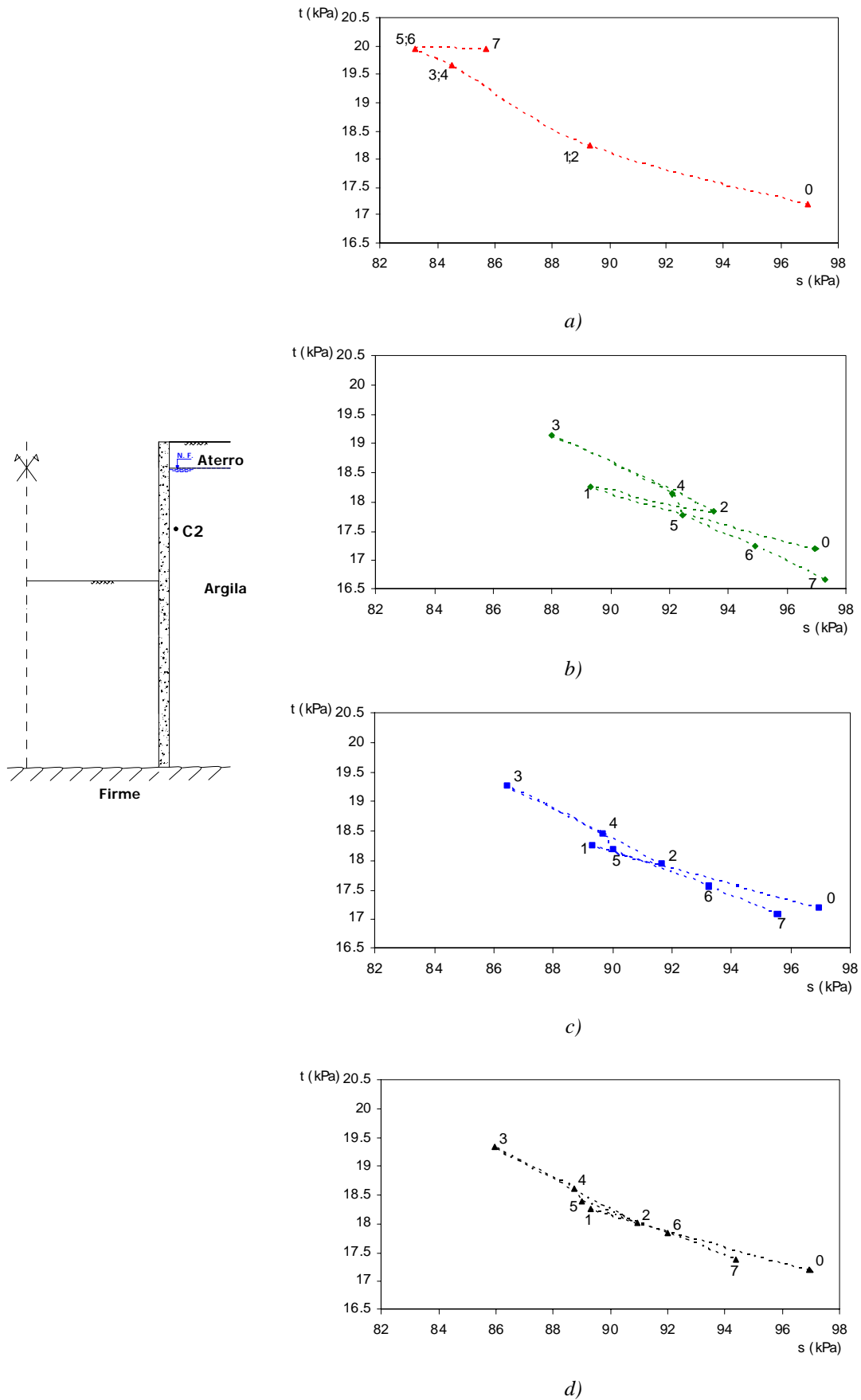


Figura 6.17 – Trajetória de tensão total seguida pelo ponto C2 ao longo da escavação: a) cálculo P0; b) cálculo P1; c) cálculo P2; d) cálculo P3

A Figura 6.18 apresenta a evolução da pressão intersticial no ponto C2 nas diversas fases construtivas e para os quatro casos em análise.

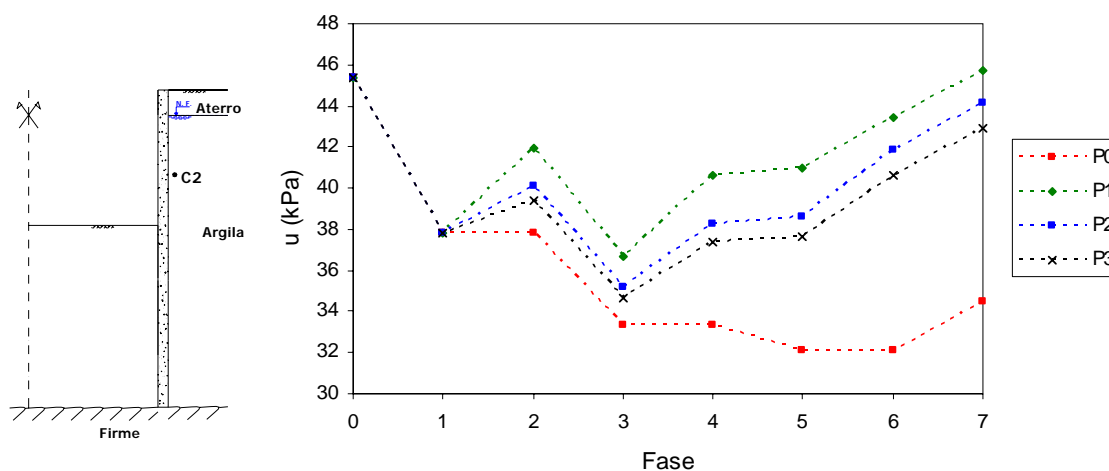


Figura 6.18 – Evolução da pressão intersticial no ponto C2 ao longo da escavação – cálculos P0 a P3

Como se pode verificar, com excepção do cálculo P0, após um decréscimo da pressão intersticial durante as duas primeiras fases de escavação assiste-se a um aumento da mesma nas fases em que é aplicado pré-esforço. Nos casos em que foi aplicado pré-esforço, verifica-se que a pressão instalada no final da construção é praticamente igual à pressão inicial hidrostática, ou seja, os excessos de pressão neutra a dissipar durante o período de consolidação são insignificantes.

Por último, a figura anterior ainda permite constatar que a aplicação de um diagrama de pré-esforço trapezoidal leva a uma maior recuperação dos excessos de pressão neutra gerados durante as fases anteriores de escavação. No cálculo P1, a pressão de água nos poros no final da construção é mesmo superior à pressão inicial. A adopção do diagrama correspondente ao estado de tensão em repouso, caso P3, ou a adopção do diagrama triangular no caso P2, traduz-se por uma resposta qualitativamente similar, apresentando alguma diferença quantitativa pelo facto de a resultante das forças aplicadas nas escoras ser distinta.

Considere-se agora a Figura 6.19, onde é apresentada a evolução da trajectória de tensão total no ponto C5, localizado no interior do maciço suportado à profundidade 5 metros face à cota da base da escavação.

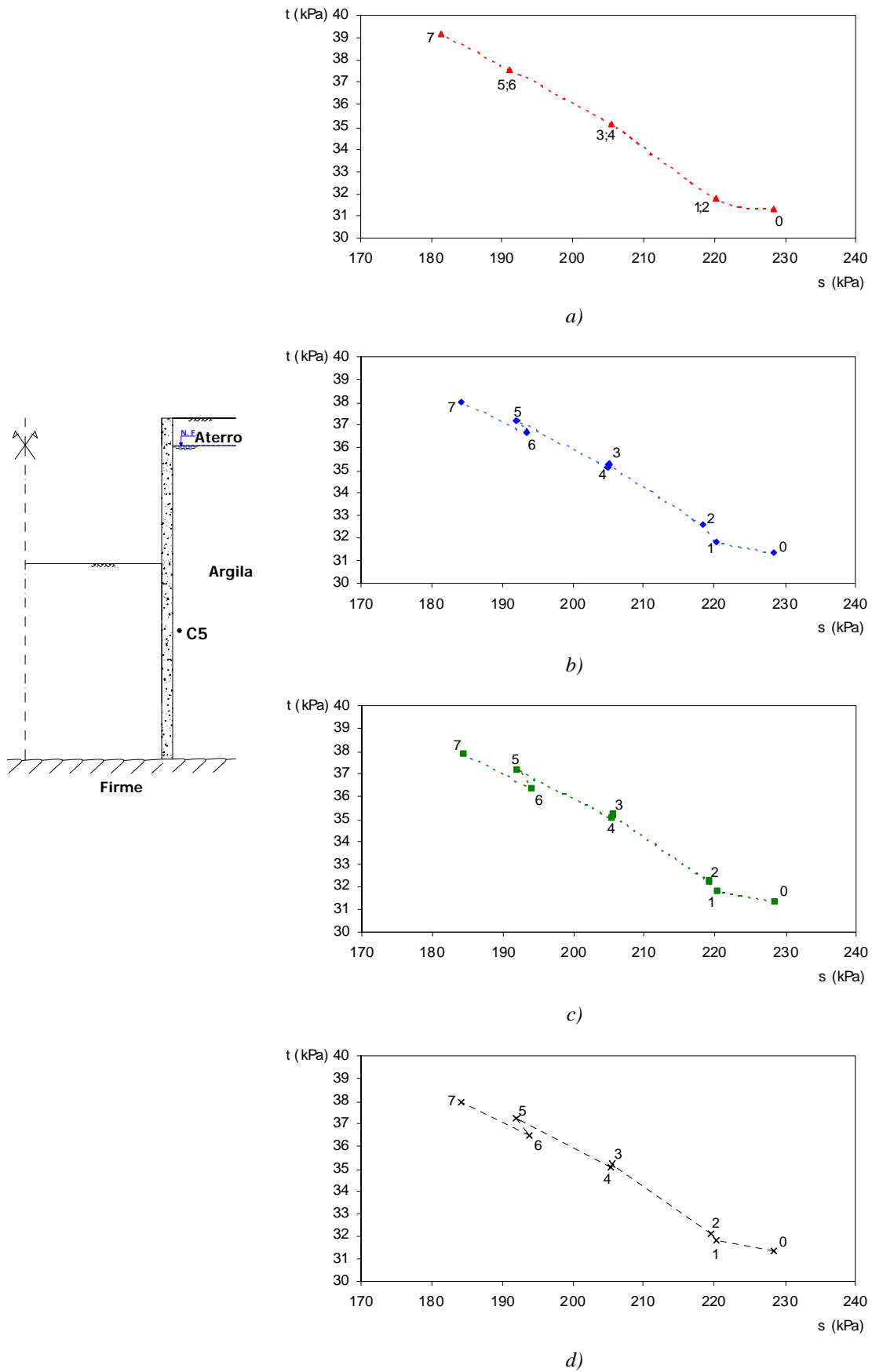


Figura 6.19 – Trajetória de tensão total seguida pelo ponto C5 ao longo da escavação: a) cálculo P0; b) cálculo P1; c) cálculo P2; d) cálculo P3

As diferenças qualitativas da trajectória de tensão total seguida pelo ponto C5 e pelo ponto C2 são notórias, permitindo desde já referir que no maciço suportado, e abaixo da base da escavação a inversão da trajectória de tensão aquando da aplicação do pré-esforço só se faz notar quando é pré-esforçado o último nível de escoramento, e de forma pouco significativa. Quanto ao nível de pré-esforço e à sua distribuição pelos níveis de escoramento, a Figura 6.19 não permite avaliar diferenças significativas, sendo mesmo o estado de tensão total final do ponto C5 bastante semelhante nos casos em que foi aplicado pré-esforço e no caso P0.

Uma vez que, ao contrário do que ocorre na zona suportada, a aplicação de pré-esforço não se traduz em alterações significativas da trajectória de tensão do ponto C5, os excessos de pressão neutra gerados nesta zona do maciço não serão muito distintos mediante o pré-esforço aplicado, tal como se mostra na Figura 6.20.

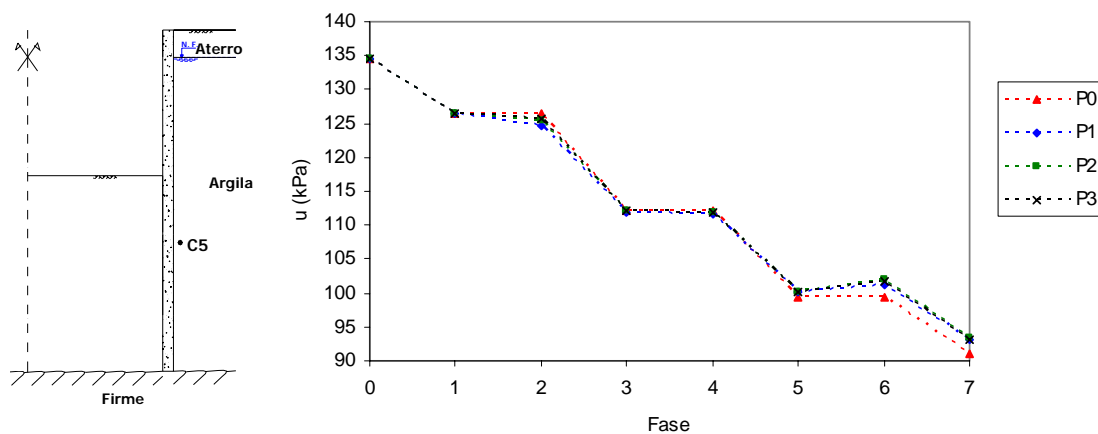


Figura 6.20 – Evolução da pressão intersticial no ponto C5 ao longo da escavação – cálculos P0 a P3

No maciço subjacente à escavação, os resultados obtidos nos diferentes cálculos não se traduziram por diferenças assinaláveis, sendo apenas de notar que a pressão exercida pela cortina sobre o maciço adjacente é ligeiramente atenuada quando as escoras são pré-esforçadas.

Apresentam-se agora os resultados referentes à pressão de água nos poros instalada no final da construção em alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação, junto à cortina (Figura 6.21a) e junto ao plano de simetria do problema (Figura 6.21b) e no maciço suportado imediatamente atrás da cortiça (Figura 6.22).

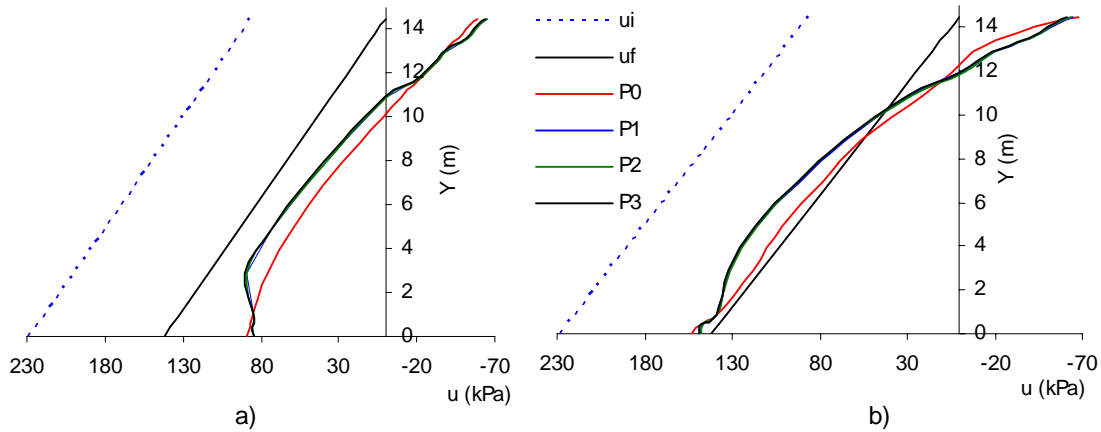


Figura 6.21 – Pressão intersticial no final da construção ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos P1 a P3: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

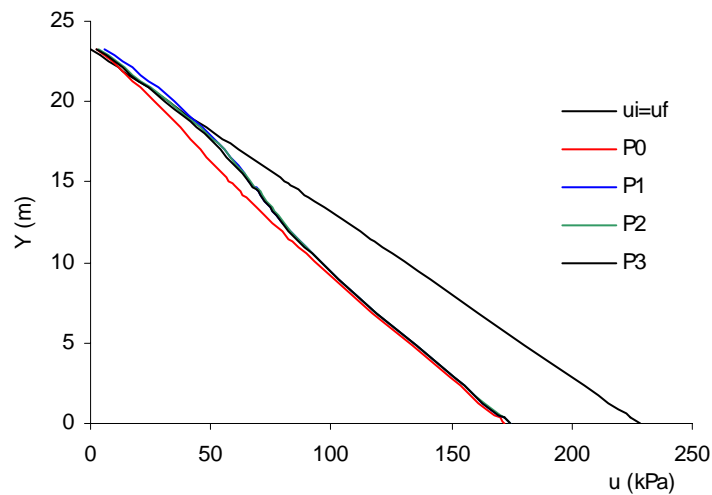


Figura 6.22 – Pressões intersticiais atrás da cortina no final da construção – cálculos P0 a P3

Como se pode verificar pela Figura 6.21, do lado escavado, nos casos em que foi aplicado pré-esforço, as pressões intersticiais instaladas no final da construção são ligeiramente superiores às obtidas quando não se aplicou pré-esforço. Em relação ao maciço suportado, a Figura 6.22, permite verificar que a partir dos 5 m de profundidade em relação à base da escavação os excessos de pressão neutra gerados são praticamente independentes da aplicação de pré-esforço. Na zona suportada, e até 5 m abaixo da base da escavação, a aplicação de pré-esforço leva a que se gerem menores excessos de pressão neutra. Em relação ao nível de pré-esforço e sua distribuição pelos diversos níveis de escoras, apenas merece referência o facto de no cálculo P1 se terem gerado excessos de pressão neutra positivos na zona do maciço adjacente ao primeiro nível de escoramento.

No período pós-construção, os excessos de pressão neutra gerados dissipam-se, ocorrendo aproximação das trajectórias de tensões totais e efectivas nas zonas em que os excessos de pressão intersticial são positivos, e o oposto nas zonas em que os mesmos tomam sinal negativo. Não será aqui apresentada a evolução das trajectórias de tensões totais e efectivas durante o período de consolidação pelo facto de se considerar que tais resultados não acrescentariam informação relevante face aos já apresentados.

### 6.3.3 - Movimentos induzidos

A aplicação de pré-esforço permite minimizar quer os deslocamentos da cortina em direcção ao corte, quer os movimentos da superfície do maciço suportado. Uma vez que existem diversos estudos totalmente dedicados a este aspecto, não será aqui dedicada especial atenção à evolução dos movimentos mediante o nível de pré-esforço aplicado. Apenas a título de exemplo, nas Figura 6.23 e Figura 6.24 é apresentada a evolução dos deslocamentos horizontais da cortina e os movimentos da superfície do terreno durante o período de escavação no cálculo P1.

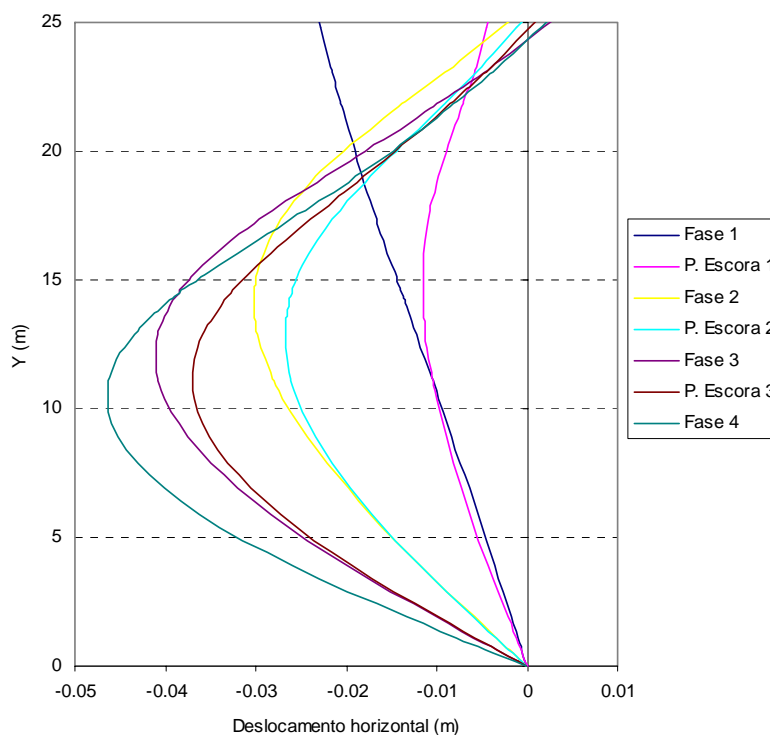


Figura 6.23 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina no cálculo P1 durante a escavação

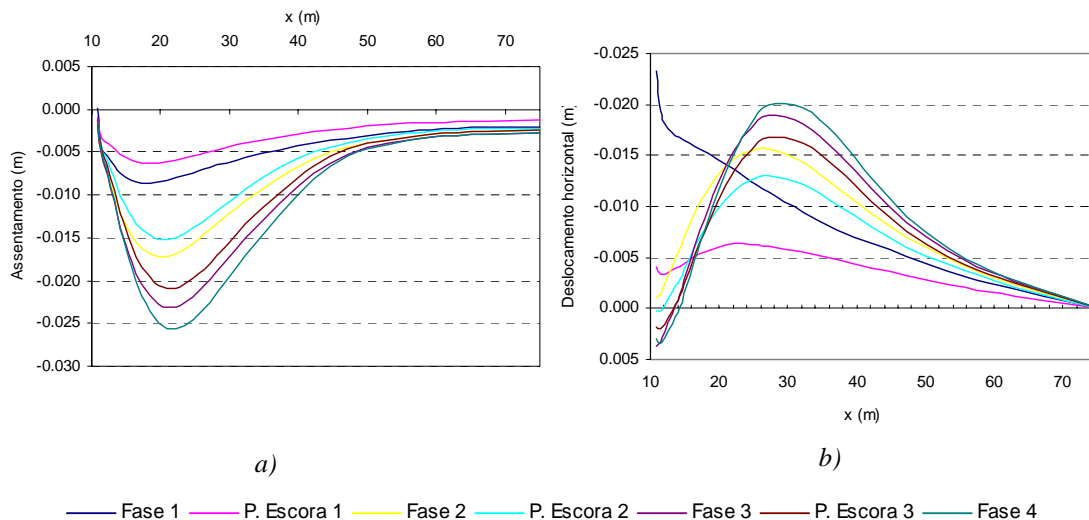


Figura 6.24 – Evolução dos movimentos da superfície no cálculo P1 durante a escavação:  
 a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais

Os resultados apresentados nas figuras anteriores podem ser qualitativamente generalizados para os restantes cálculos, tendo em conta que nas fases de aplicação dos pré-esforços ocorre recuperação parcial dos movimentos ocorridos na fase de escavação anterior.

Na Figura 6.25 apresentam-se os deslocamentos horizontais da cortina, no final da construção (após a instalação das lajes) e no final da consolidação para os quatro casos em estudo.

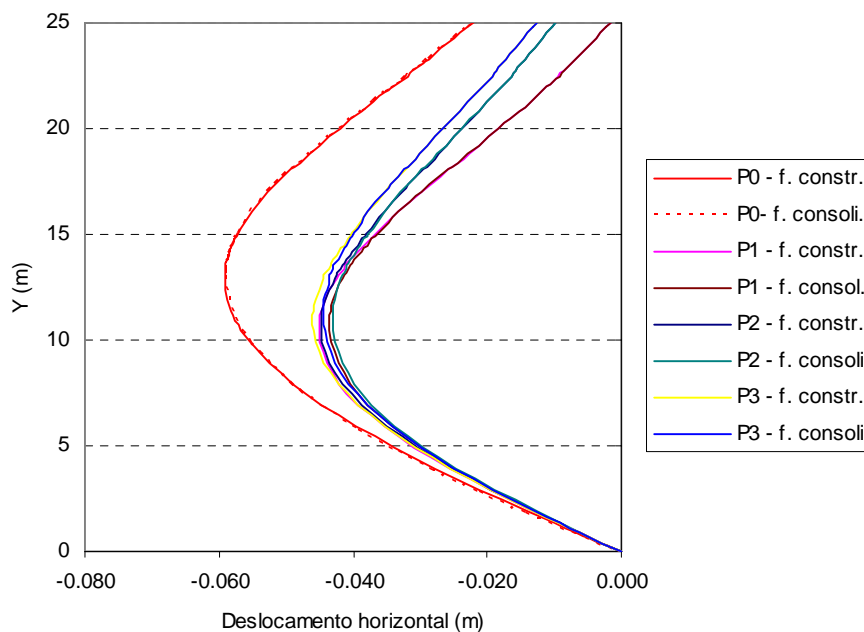


Figura 6.25 – Deslocamentos horizontais da cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3

Como se pode verificar, são muito reduzidos os deslocamentos horizontais experimentados pela cortina durante o período de consolidação. Esta observação estende-se aos quatro casos em estudo, sendo de notar que o efeito do pré-esforço, embora assuma grande relevância na redução dos deslocamentos horizontais da cortina a curto prazo, ou seja, durante o período de construção, não se traduz por diferenças significativas no movimento da cortina durante o período de consolidação.

A figura anterior permite ainda referir que, ao contrário de resultados existentes na bibliografia (Matos Fernandes, 1990), a adopção de um diagrama de pré-esforço rectangular (cálculo P1) ou de um diagrama triangular (cálculo P2), não se reflectiu numa alteração significativa do deslocamento horizontal máximo da cortina a curto prazo. A maior diferença verificada fez-se notar sobre os deslocamentos sofridos na zona escorada, sendo que no cálculo P1 são bastante inferiores aos verificados no cálculo P2. Comparando os resultados obtidos nos cálculos em que as escoras são pré-esforçadas com os resultados apresentados no estudo base, pode verificar-se que quando é aplicado pré-esforço nas escoras o deslocamento horizontal máximo da cortina não só diminui, como passa a localizar-se a maior profundidade em relação à base da escavação.

Em relação aos movimentos da superfície, as Figura 6.26 e Figura 6.27 apresentam os resultados obtidos, sob a forma de assentamentos e de deslocamentos horizontais, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação.

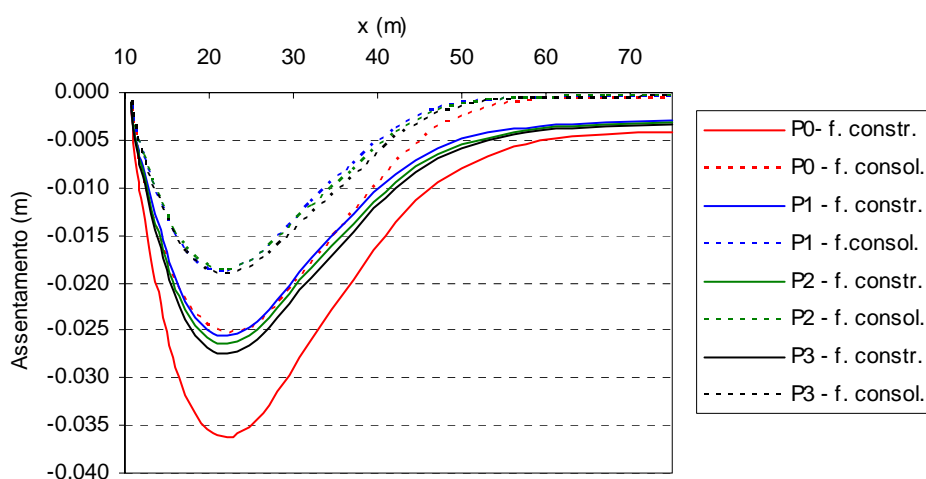


Figura 6.26 – Assentamentos do terrapleno no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3



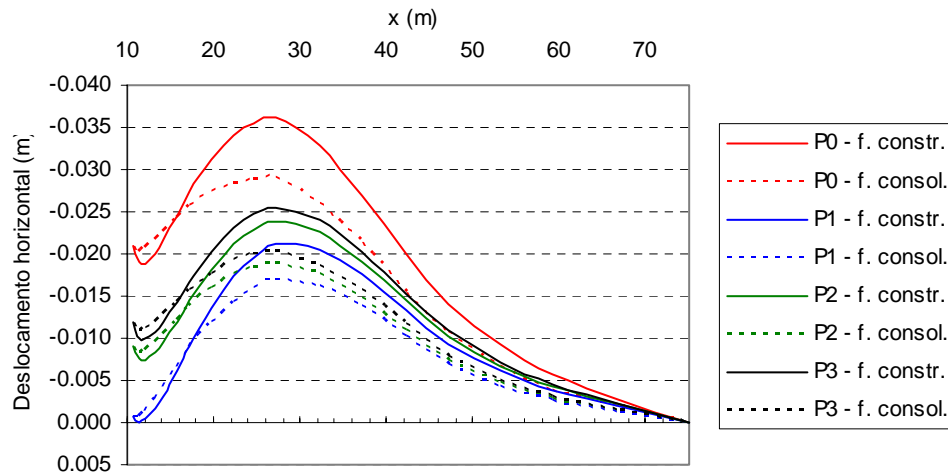


Figura 6.27 – Deslocamentos horizontais da superfície no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3

No final da construção os deslocamentos da superfície são tanto menores quanto maior é a resultante do pré-esforço aplicado. Em relação à distribuição do pré-esforço pelos níveis de escoramento, as figuras anteriores permitem verificar que a adoção de diagramas trapezoidais permite uma maior minimização dos deslocamentos do que a adoção de diagramas triangulares, principalmente no que se refere à componente horizontal do deslocamento.

Os deslocamentos horizontais da superfície nas proximidades da cortina são muito influenciados pelos movimentos da parede acima da base da escavação. Situação oposta ocorre a partir de determinada distância, em que os deslocamentos se devem, principalmente ao movimento da cortina abaixo da base da escavação. Tendo em conta este facto, e os resultados apresentados na Figura 6.25, pode compreender-se que a aplicação de pré-esforço, ao provocar a diminuição dos deslocamentos da cortina principalmente acima da base da escavação, faça com que a diminuição dos deslocamentos horizontais da superfície seja mais notória junto à cortina do que a determinada distância da mesma.

A longo prazo os assentamentos e os deslocamentos horizontais da superfície tendem a diminuir face à diminuição da tensão média efectiva que provoca um aumento de volume do maciço. Este efeito faz-se sentir em todos os casos analisados. Como seria de esperar, os movimentos que ocorrem durante a consolidação não são muito distintos nos três cálculos com pré-esforço, pois os maiores excessos de pressão neutra negativos no maciço suportado ocorrem abaixo da base da escavação e, como já foi demonstrado,

a aplicação de pré-esforço não consegue minimizar consideravelmente a grandeza dos excessos de pressão neutra nessa zona do maciço (ver Figura 6.22).

Em termos de conclusão deste ponto, nas análises efectuadas a aplicação de pré-esforço toma clara importância na diminuição dos movimentos ocorridos a curto prazo, não se podendo afirmar o mesmo em relação aos movimentos diferidos no tempo, dado que, em termos globais, o excesso de pressão neutra gerado não é substancialmente afectado pela aplicação de pré-esforço.

### 6.3.4 - Esforços nos elementos de suporte

A Figura 6.28 apresenta os esforços de flexão mobilizados na cortina após a conclusão da obra e após a total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção.

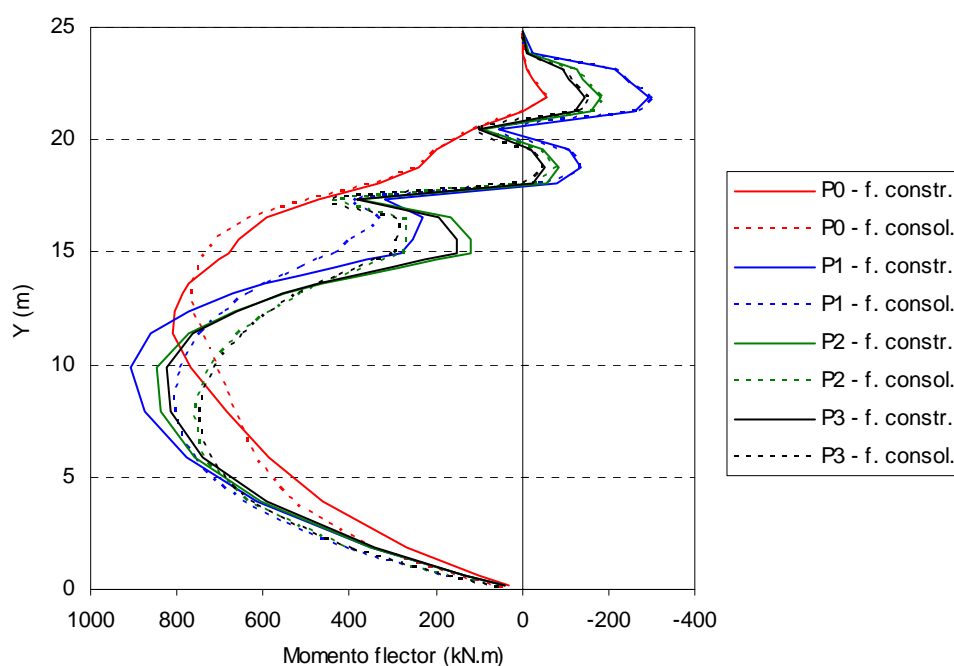


Figura 6.28 – Momentos flectores mobilizados na cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos P0 a P3

A análise da Figura 6.28 permite desde já referir que a aplicação de pré-esforço provoca um aumento significativo dos momentos flectores negativos, acompanhado de um ligeiro aumento dos momentos flectores positivos. Como seria previsível, face ao

perfil de deslocamentos horizontais experimentado pela cortina nos casos em que é aplicado pré-esforço, o momento flector máximo é mobilizado numa secção da cortina mais profunda em relação à base da escavação (principalmente nos casos em que é adoptado um diagrama de pré-esforço trapezoidal). Relativamente à distribuição dos pré-esforços pelos diferentes níveis de escoramento, a adopção de um diagrama trapezoidal gera maiores esforços de flexão, tanto na zona escorada (momentos flectores negativos) como na zona enterrada da cortina (momentos flectores positivos).

A comparação dos esforços obtidos no final da construção e no final da consolidação permite identificar que o momento flector máximo positivo diminui com o decorrer do período de consolidação em todos os casos em estudo. No entanto, a maior diminuição foi observada no caso P1. Na zona imediatamente acima da cota da laje 1 assiste-se a um ligeiro aumento do momento flector devido à dissipação dos excessos de pressão neutra, enquanto que na zona apoiada nas lajes os momentos se mantêm praticamente inalterados.

Relativamente aos esforços axiais mobilizados nas lajes, na Figura 6.29 apresentam-se os resultados obtidos correspondentes ao final da construção e ao final da consolidação.

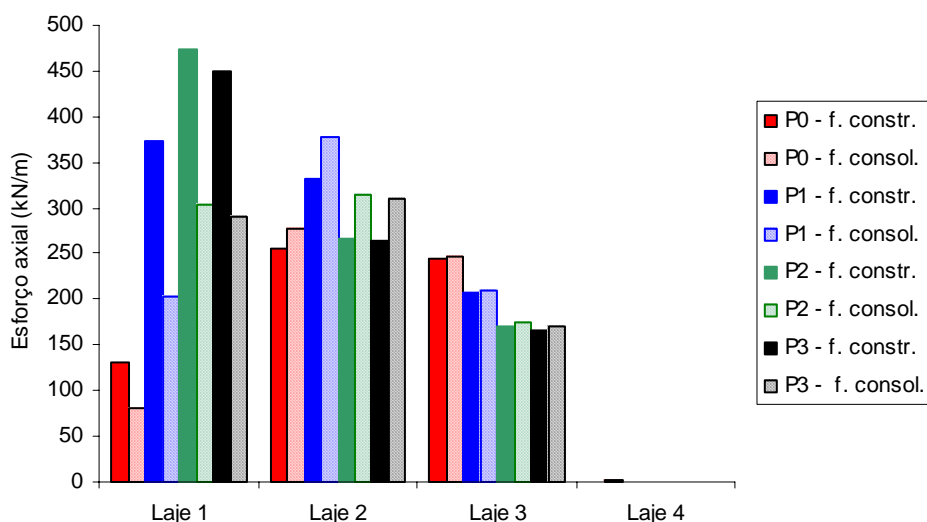


Figura 6.29 – Esforços axiais mobilizados nas lajes no instante correspondente ao final da construção e no final da consolidação

A Figura 6.29 permite verificar que em todos os cálculos efectuados se assiste a uma diminuição do esforço axial mobilizado na laje 1 com o decorrer da consolidação. Situação inversa ocorre na laje 2, na qual se verifica um acréscimo do esforço axial. A

diminuição do esforço axial na laje 1 deve-se ao facto de a expansão do maciço subjacente à escavação empurrar a cortina na direcção contrária à do corte. Por sua vez, o movimento experimentado pela cortina leva ao acréscimo do esforço axial na laje 2. O nível de pré-esforço adoptado e a sua distribuição sobre os níveis de escoramento é claramente influente sobre os esforços axiais mobilizados nas lajes, sendo de notar que a adopção de diagramas de base triangular provoca um acréscimo do esforço axial mobilizado na laje situada mais próximo da base da escavação.

## 6.4 - Influência da rigidez à flexão da cortina

### 6.4.1 - Preâmbulo

Para avaliar a influência da rigidez à flexão da cortina sobre a resposta do sistema efectuaram-se dois cálculos além do designado por estudo base (aqui designado por cálculo E0) nos quais se considerou que a espessura da parede de betão armado corresponderia a 0,6 m (cálculo E1) e a 1,0 m (cálculo E2). No Quadro 6.3 apresenta-se a rigidez de flexão da cortina para os três casos em estudo.

*Quadro 6.3 - Espessura da cortina e rigidez de flexão.*

Cálculo	Espessura (m)	Rigidez de flexão – EI (kN.m <sup>2</sup> /m)
E0	0,8	$7,68 \times 10^5$
E1	0,6	$3,25 \times 10^5$
E2	1,0	$1,50 \times 10^6$

A influência da rigidez da cortina sobre o comportamento do sistema encontra-se bem documentada na bibliografia (Goldberg et al., 1976; Clough e O' Rourke (1990); O'Rourke, 1992; Fortunato, 1994). No entanto, as análises efectuadas referem-se sempre ao comportamento imediato do sistema, não sendo dada ênfase à geração de

excessos de pressão neutra e à sua posterior dissipação. Neste ponto, do mesmo modo que nos pontos anteriores, será dada maior importância aos excessos de pressão neutra gerados durante a construção e aos efeitos da sua dissipação a longo prazo.

#### 6.4.2 - Evolução do estado de tensão

A rigidez de flexão da cortina toma especial importância relativamente ao mecanismo de transferência de tensões por efeito de arco. Para que o efeito de arco se materialize é necessária a ocorrência de deslocamentos diferenciais entre zonas do maciço de forma a se mobilizarem tensões tangenciais. A rigidez de flexão da cortina é um parâmetro que tem clara influência sobre os deslocamentos experimentados pela mesma, sendo que quanto menor for a rigidez maiores, naturalmente, serão os deslocamentos. Desta forma, encontrando-se os deslocamentos da zona escorada restringidos pela rigidez axial das escoras, é expectável que uma diminuição da rigidez da cortina amplifique a transferência de tensões por efeito de arco, na medida em que serão maiores os deslocamentos diferenciais no interior do maciço suportado.

Na Figura 6.30 ilustra-se as pressões exercidas em ambas as faces da cortina no final da escavação. Como se pode verificar, para o cálculo E2, o diagrama de pressões atrás da cortina assume uma distribuição mais próxima da triangular, reflectindo uma menor transferência de tensões da zona abaixo do fundo da escavação para a zona escorada.

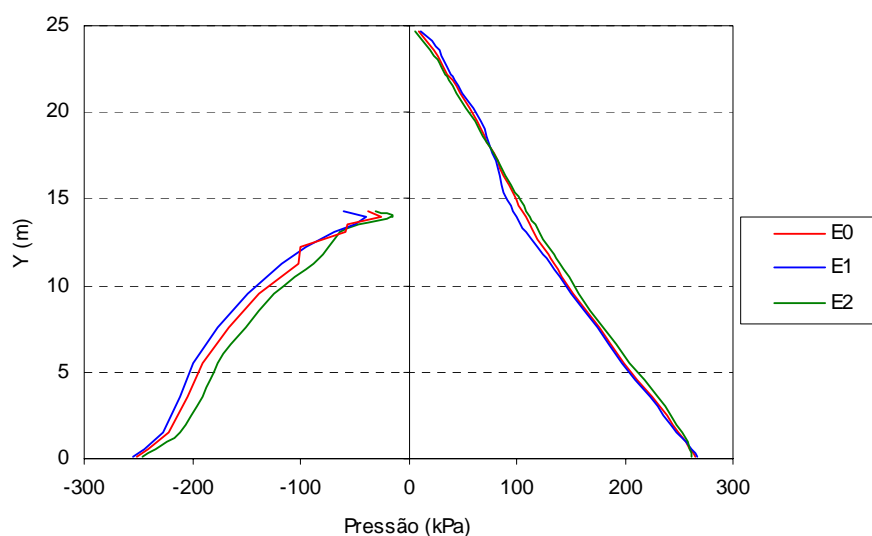


Figura 6.30 – Pressões de terras no final da escavação – cálculos E0 a E2

Uma vez que a evolução do estado de tensão total e efectiva no maciço é dependente da rigidez da cortina, os excessos de pressões neutras gerados no final da construção variarão consoante aquela rigidez. É precisamente isto que patenteia a Figura 6.31 onde são ilustrados os excessos de pressão neutra instalados no final da construção para os cálculos E1 e E2: no maciço suportado, quanto maior é a rigidez da cortina menores são os excessos de pressão neutra gerados; no solo subjacente à base da escavação verifica-se o oposto, quanto menor é a rigidez menores são os excessos de pressão neutra gerados. No maciço suportado o efeito enunciado já era esperado, pois ao aumentar a rigidez da cortina minimiza-se a perturbação do estado de tensão induzida pela escavação. Relativamente ao comportamento do solo subjacente à base da escavação, a questão é mais complexa, podendo ser justificada pelo facto de a diminuição da rigidez da cortina acentuar o efeito de compressão lateral do solo à medida que esta se movimenta em direcção ao corte.

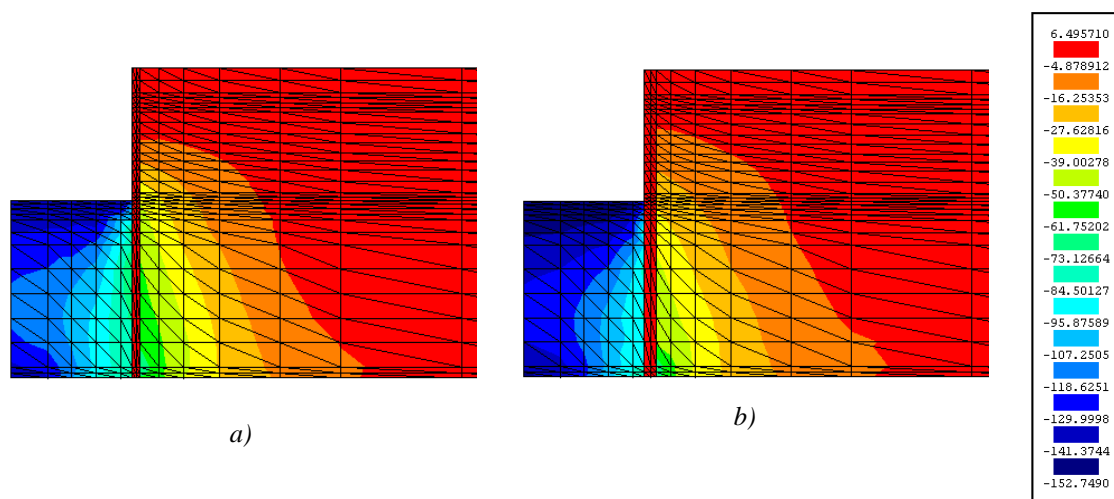


Figura 6.31 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo E1; b) cálculo E2

Como complemento, nas Figuras 6.32 e 6.33 ilustra-se a distribuição da pressão intersticial ao longo de alinhamentos verticais no maciço escavado e no maciço suportado, respectivamente.

Como os solos argilosos ligeiramente sobreconsolidados apresentam dilatância negativa, os resultados aqui apresentados deverão ser encarados como válidos para o caso em estudo. Contudo qualquer tentativa de generalização deverá ser cuidadosa, tendo sempre presente as características mecânicas dos solos interessados pela obra.

Os resultados dos cálculos efectuados permitem constatar que no maciço suportado, e principalmente abaixo da base da escavação, a sollicitação é caracterizada por redução

da tensão total média com aumento da tensão de desvio (trajectória de tensão do tipo “activo”). Se por um lado a diminuição da tensão média leva à geração de excessos de pressão neutra negativos, o incremento de tensão de desvio, a partir do momento em que é atingida a superfície de cedência, gera excessos de pressão neutra positivos. O valor global do excesso de pressão neutra depende da preponderância dos factores enunciados, sendo função das propriedades reológicas do solo e do nível de deformação permitido. A diminuição da rigidez da cortina provoca trajectórias de tensão mais longas, ou seja maior diminuição da tensão média mas maior aumento da tensão de desvio. Nos cálculos aqui apresentados o somatório dos efeitos anteriormente referidos traduziu-se pela geração de maiores excessos de pressão neutra negativos. No entanto, admite-se que em maciços também ligeiramente sobreconsolidados a tendência aqui identificada possa não se verificar.

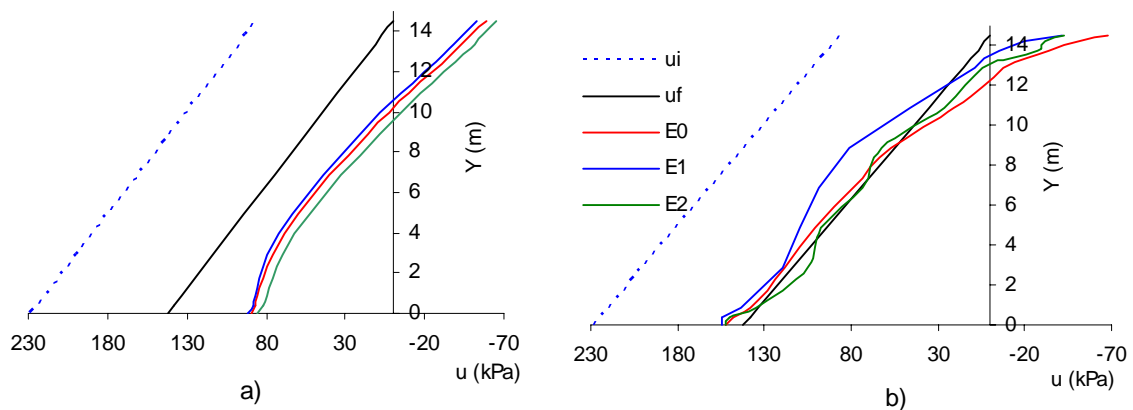


Figura 6.32 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os excessos de pressão intersticial no final da construção ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos E0 a E2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

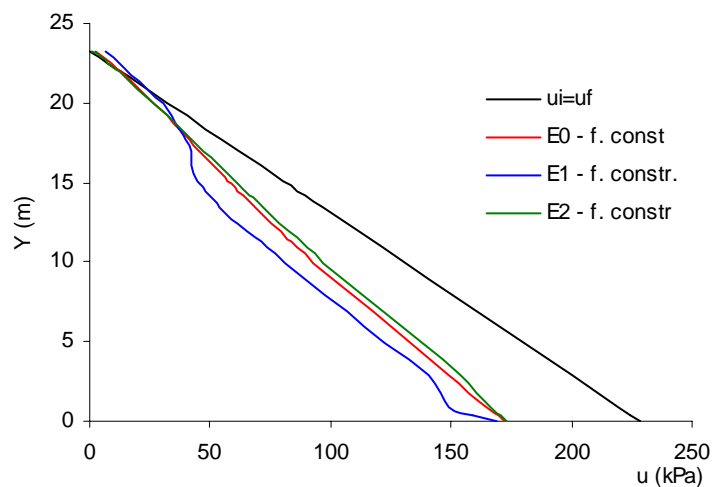


Figura 6.33 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os excessos de pressão intersticial atrás da cortina no final da construção – cálculos E0 a E2

Durante o período de consolidação ocorre alteração do estado de tensão total e efectiva, sendo tanto mais significativa a variação das tensões quanto maior for o excesso de pressão neutra a dissipar. Tal como nos estudos anteriormente apresentados, nas zonas em que os excessos de pressão de água nos poros são positivos as trajectórias de tensão efectiva e total tendem a aproximar-se, verificando-se o oposto quando a pressão intersticial no final da construção é inferior à pressão intersticial de equilíbrio.

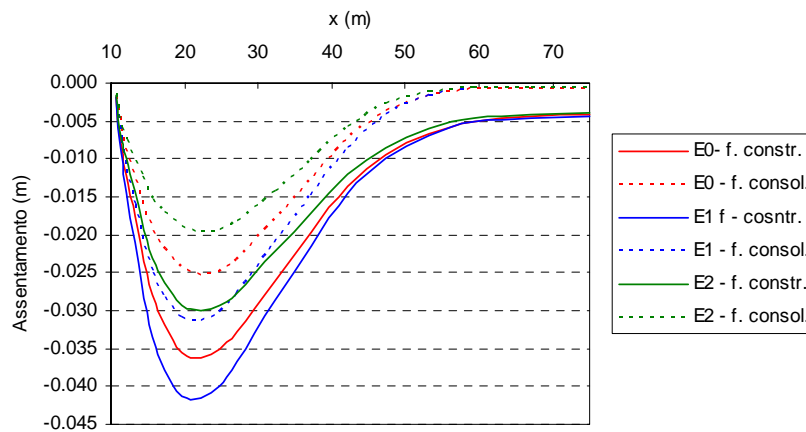
### **6.4.3 - Movimentos induzidos**

Nas Figuras 6.34 e 6.35 são ilustrados, respectivamente, os movimentos da superfície e os deslocamentos horizontais da cortina no final da construção e no final da consolidação.

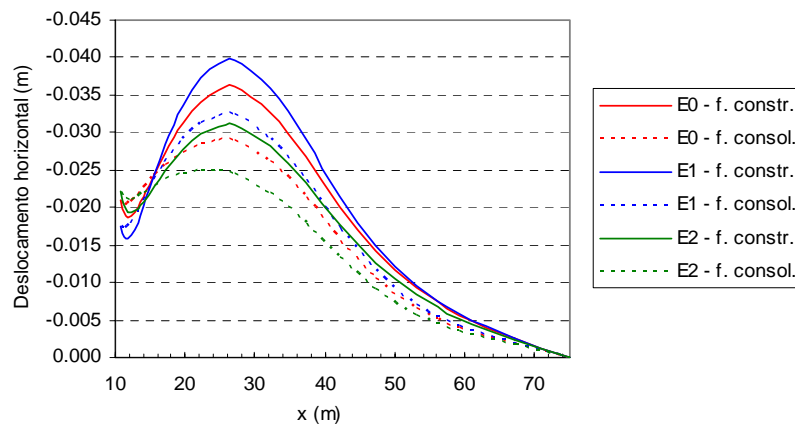
A diminuição da rigidez da cortina faz-se notar pelo acréscimo dos movimentos induzidos a curto prazo. É de notar que em maciços mais resistentes a influência da rigidez da cortina é mais modesta, já que devido à possibilidade de mobilização de maiores pressões do tipo passivo, os esforços de flexão da cortina abaixo da base da escavação são menos significativos (Clough e Tsui, 1974).

Em relação ao comportamento diferido no tempo, a tendência obtida nos diferentes cálculos é idêntica: recuperação parcial dos movimentos da superfície e muito ligeira diminuição do deslocamento horizontal máximo da cortina. Embora o exame das figuras apresentadas possa não ser totalmente elucidativo, cabe aqui referir que em termos relativos, face aos valores dos movimentos imediatos, a relação de recuperação do assentamento máximo não é constante. Com efeito, nos cálculos E0 e E2, o assentamento máximo após a total dissipação dos excessos de pressão neutra é 35% menor do que o verificado no final da construção; já no caso do cálculo E1 a taxa de recuperação diminui para cerca de 25%, demonstrando que a questão aqui analisada não tem carácter constante ou linear.





a)



b)

Figura 6.34 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre movimentos da superfície imediatos e diferidos no tempo – cálculos E0 a E2: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais

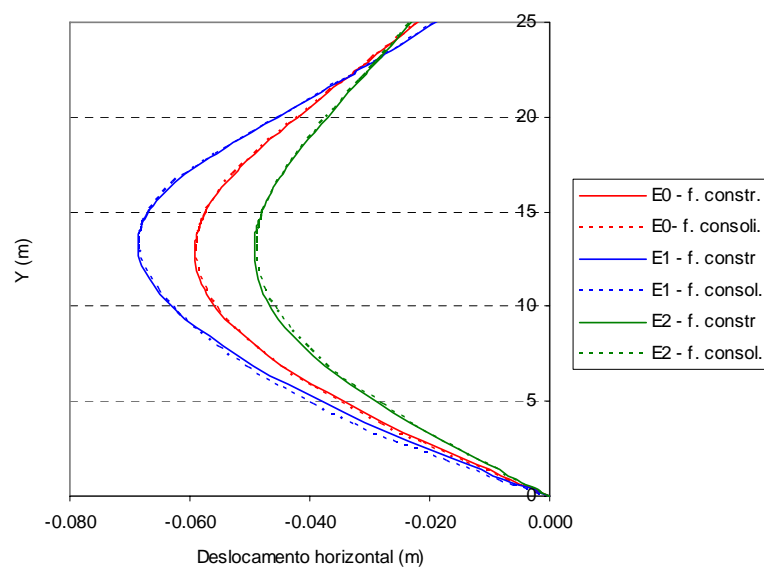


Figura 6.35 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os deslocamentos laterais da cortina a curto e a longo prazos – cálculos E0 a E2

Na Figura 6.36 encontram-se representados os levantamentos do fundo da escavação. A curto prazo, sendo admitido comportamento não drenado para o maciço

argiloso, as deformações volumétricas são nulas. Deste modo, a área varrida pela cortina abaixo da base da escavação no seu movimento em direcção ao corte terá de ser igual à área compreendida entre o contorno teórico do fundo da escavação e o contorno real do mesmo. O aumento da rigidez de flexão da cortina, ao minimizar os deslocamentos horizontais da mesma, minimiza também os levantamentos imediatos do fundo da escavação.

A longo prazo, a dissipação dos excessos de pressão intersticial provoca deformações volumétricas, pelo que a igualdade anteriormente referida deixa de ser válida. É curioso constatar que a longo prazo, junto ao plano de simetria da cortina, o levantamento do fundo da escavação é maior no caso em que se considerou maior inércia da cortina. Este facto é justificado tendo em conta os excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Como já foi analisado, quanto maior é a rigidez à flexão da cortina menores são as pressões do tipo passivo que têm que ser mobilizadas à sua frente (ver Figura 6.30), logo, no interior do maciço escavado, o problema assume um carácter mais próximo do unidimensional, gerando-se maiores excessos de pressão neutra negativos. Quanto maiores forem estes excessos de pressão neutra, maior será o levantamento do fundo da escavação devido à consolidação. Deste modo, embora a curto prazo os levantamentos do fundo sejam distintos consoante a rigidez de flexão considerada para a cortina, a longo prazo a diferença existente tende a atenuar-se.

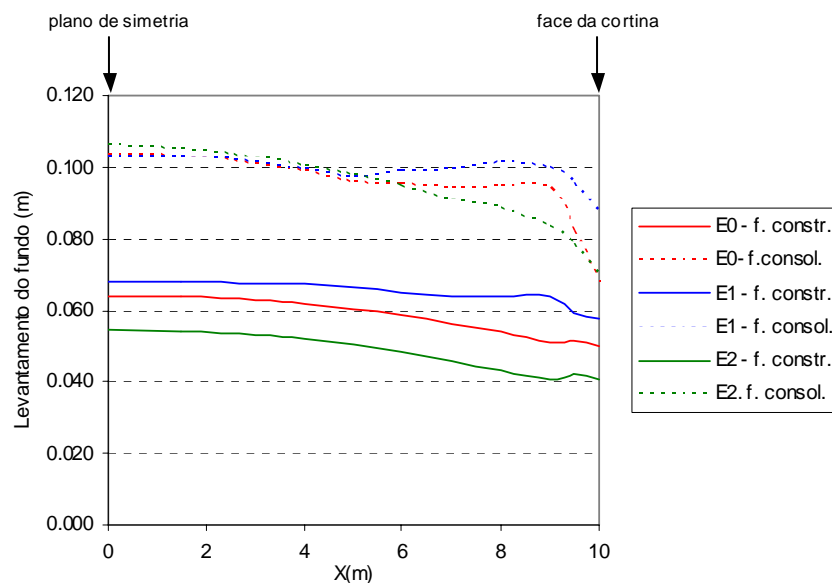


Figura 6.36 – Influência da rigidez de flexão da cortina sobre os levantamentos do fundo da escavação a curto e longo prazo – cálculos E0 a E2

#### 6.4.4 - Esforços nos elementos de contenção

Relativamente aos momentos flectores instalados na cortina, a Figura 6.37 ilustra os resultados obtidos no final da fase de construção e no final da consolidação. O exame da figura permite identificar, antes de mais, um acréscimo muito elevado dos momentos flectores com a rigidez da cortina, o que aliás está de acordo com resultados existentes na bibliografia (Fortunato, 1994). Quando é atingido o final da consolidação verifica-se nos três cálculos que o momento flector máximo apresenta uma ligeira diminuição face ao resultado obtido no final da construção. É curioso constatar que quanto maior é a rigidez da cortina maior é a diferença entre os diagramas de momentos no final da construção e no final da consolidação.

Em relação aos esforços axiais instalados nas lajes, na Figura 6.38 encontram-se representados os resultados obtidos no final da construção e no final da consolidação. Aumentando a rigidez da cortina o somatório dos esforços instalados nas lajes é maior, principalmente devido ao acréscimo dos esforços instalados nas lajes 2 e 3. Na fase de consolidação, é quando a rigidez da cortina é maior que se verifica maior variação dos esforços axiais, quer em termos absolutos, quer relativos. No Cálculo E2, correspondente à maior rigidez da cortina, verifica-se um decréscimo muito acentuado do esforço axial na laje 1, acompanhado por aumento dos esforços nas lajes 2 e 3. No entanto, a resultante dos esforços axiais é menor no final da consolidação do que no final da construção, tal como seria de esperar dado o efeito de expansão do maciço subjacente à escavação durante a consolidação.

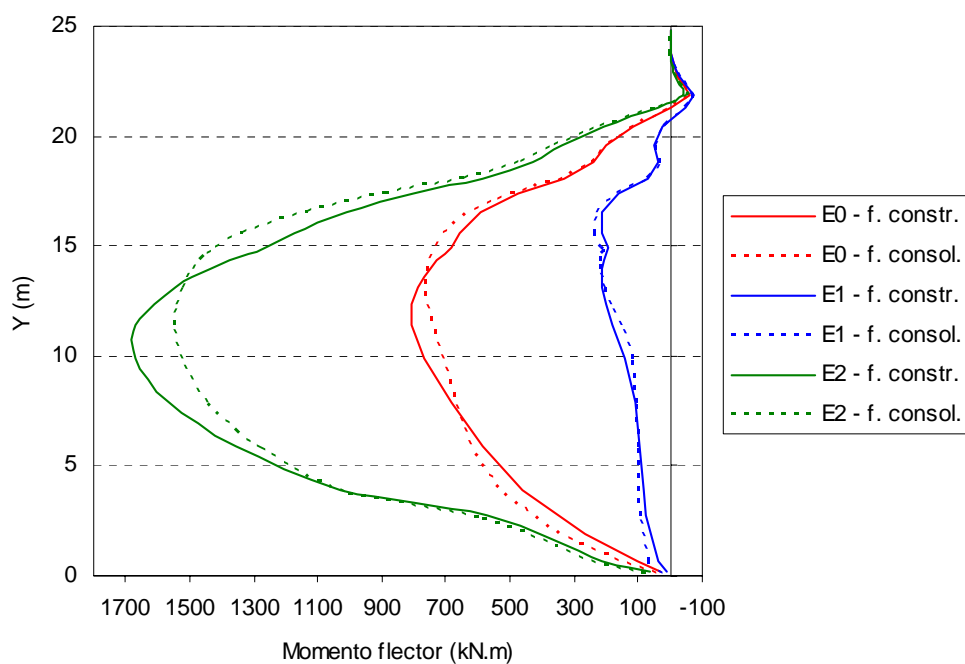


Figura 6.37 – Influência da rigidez de flexão da cortina nos momentos flectores instalados no final da construção e no final da consolidação – cálculos E0 a E2

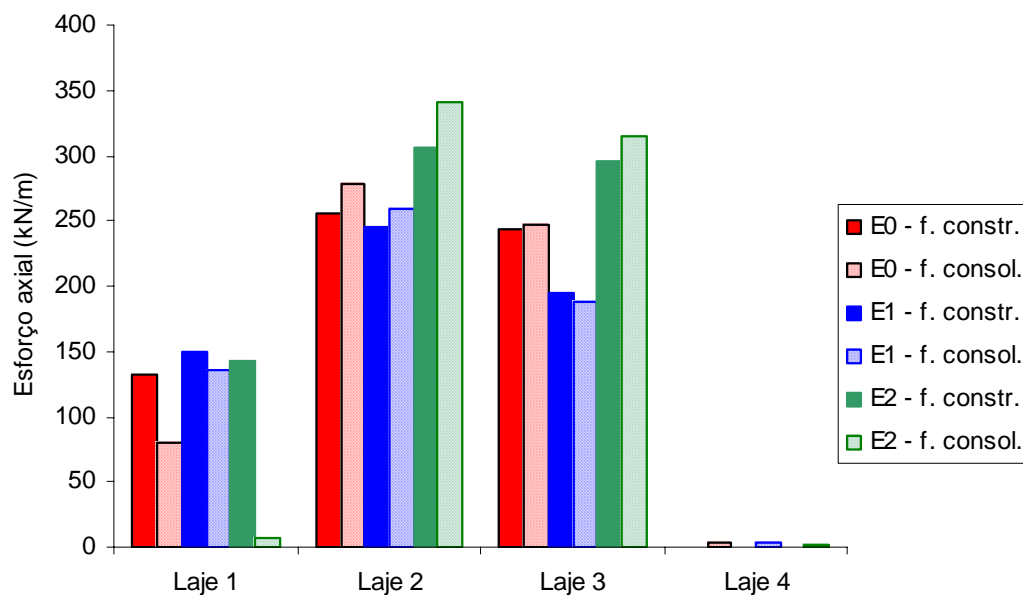


Figura 6.38 – Influência da rigidez de flexão da cortina nos esforços axiais instalados nas lajes no final da construção e no final da consolidação – cálculos E0 a E2

## 6.5 - Altura enterrada da parede

### 6.5.1 - Abordagem à problemática em estudo

A influência da altura enterrada da cortina sobre o comportamento de escavações é notória, encontrando-se evidenciada em diversos estudos (Lambe, 1970; Matos Fernandes, 1981,1983,1997; Clough e O'Rourke,1990; O'Rourke, 1992; Fortunato,1994; Bose e Som, 1997). No âmbito do presente estudo, a importância da altura enterrada da parede pode ser dividida em duas questões: a questão mecânica e a questão hidráulica, que se passa em seguida a explicar.

A questão mecânica prende-se com o facto de quando a cortina é prolongada abaixo da base da escavação, e principalmente se o for até um estrato rígido e tiver elevada resistência à flexão, permitir que sejam encontrados estados de equilíbrio que o maciço por si só não estaria apto a suportar. Como exemplo considere-se a escavação ilustrada na Figura 6.39 (Matos Fernandes, 1981), assim como os elementos A, B, C e D no interior do maciço.

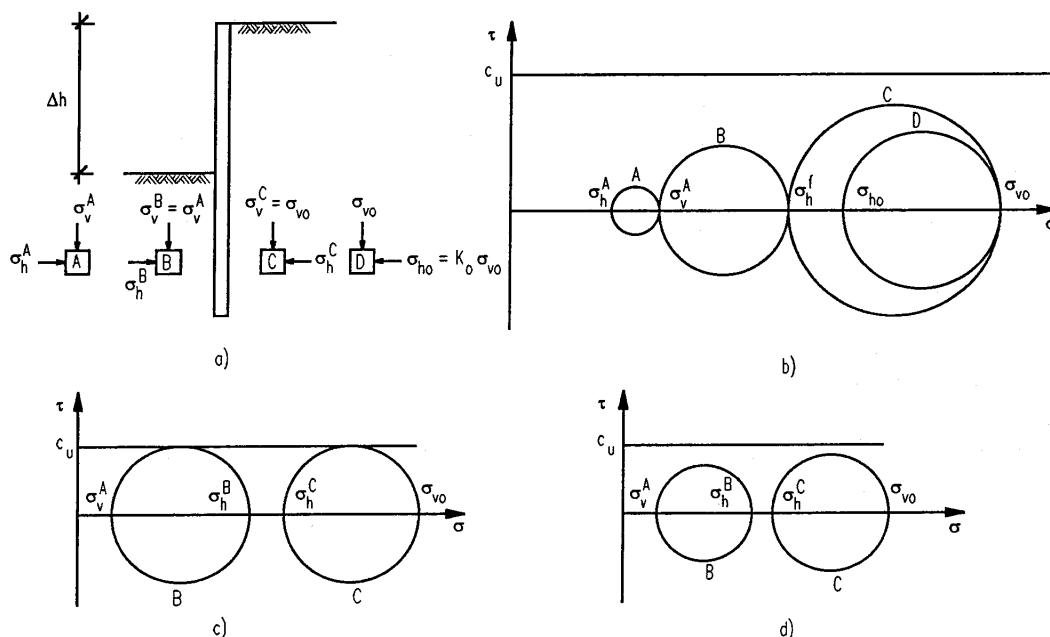


Figura 6.39 – Estado de tensão abaixo do nível da escavação: a) localização dos pontos em análise; b) estado de tensão equilibrado; c) estado de tensão não equilibrado; d) cortina com grande rigidez e com boas condições de apoio no pé

Tendo em conta uma análise em condições não drenadas, sejam  $\sigma_{vo}$  e  $\sigma_{ho}$  as tensões totais principais correspondentes ao estado de tensão em repouso e que continuarão instaladas em D. No elemento A, devido à retirada do solo sobrejacente, a tensão

vertical sofre um decréscimo igual ao peso de terras removido, ocorrendo variação proporcional da tensão horizontal. Nos elementos B e C, a menos de fenómenos de redistribuição por efeito de arco, as tensões verticais serão iguais às instaladas em A e D, respectivamente. Relativamente às tensões horizontais em B e C, a análise é mais complexa, e nela a interacção solo-estrutura toma especial relevância.

Caso a cortina seja muito flexível, ou não se encontre prolongada abaixo do fundo da escavação, então, por uma questão de equilíbrio, as tensões horizontais em B e C terão de ser iguais (Figura 6.39b). Para isso, o estado de tensão em C evolui no sentido do equilíbrio limite activo, sendo a tensão horizontal neste elemento inferior à verificada em D. Por sua vez, o estado de tensão em B evolui no sentido do equilíbrio limite passivo, no qual a tensão horizontal em B é superior à experimentada no elemento A. Como é óbvio, esta alteração do estado de tensão acarreta deformações, sendo estas tanto mais significativas quanto maior tiver de ser a evolução do estado de tensão nos elementos referidos.

Porém, a capacidade resistente do maciço pode não permitir que o equilíbrio anteriormente referido seja atingido. Este caso ocorre caso os estados de tensão em B e C evoluam para um estado de equilíbrio limite, sem que no entanto as tensões horizontais se igualem (Figura 6.39c). Nestas condições ocorrerá rotura do fundo, implicando a rotura da própria cortina.

Nos casos em que a parede possui grande rigidez e, principalmente, se possuir boas condições de apoio no pé, então o equilíbrio de tensões horizontais em B e C deixa de ser indispensável, sendo o diferencial de tensões redistribuído pela cortina, quer para a zona escorada, quer para o estrato rígido onde se encontra apoiada (Figura 6.39d). Quanto maior for a rigidez da cortina, na qual toma especial importância a altura enterrada, maior será o défice de tensões que a mesma terá capacidade de redistribuir, ou seja, menor terá de ser a evolução do estado de tensão dos elementos B e C em direcção ao estado de equilíbrio limite. Estando as deformações directamente relacionadas com a evolução do estado de tensão, é evidente que quanto menor tiver de ser a evolução do estado de tensão para que se encontre o equilíbrio, menores serão as deformações, ou seja, quanto maior for o défice de pressões equilibrado e redistribuído pela parede, menores serão as deformações ocorridas abaixo da base da escavação.

Nos estudos até agora apresentados considerou-se que a cortina seria impermeável e prolongada até um estrato também impermeável. Neste tipo de situação a passagem de água contornando inferiormente a cortina não é possível, pelo que, após a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção, o equilíbrio atingido corresponde à situação hidrostática (Lambe, 1970).

Quando, pelo contrário, a cortina não é prolongada até um estrato impermeável, a passagem de água para o interior da escavação contornando inferiormente a cortina passa a ser possível, estabelecendo-se a longo prazo um regime de fluxo permanente. Nestes casos, a análise deixa de ser simples, sendo necessário o conhecimento da rede de fluxo, quer para o estabelecimento da pressão que a água exerce sobre a cortina, quer para a estimativa das pressões exercidas pelo solo, já que a alteração do regime hidráulico acarreta alteração do estado de tensão efectiva.

Admitindo-se que no interior da escavação o nível da água corresponde à cota do fundo da escavação (situação corrente, na qual toda a água que entra no interior do corte é conduzida para o exterior através de um sistema de bombagem), a perda de carga total será igual à diferença de cota entre a posição do nível freático no exterior e o fundo da escavação. Esta situação é válida caso se admita que o abastecimento é contínuo, ou seja que não ocorre rebaixamento do nível freático no exterior da escavação. Devido à perda de carga existente, a pressão de água nos poros ao longo da linha de corrente adjacente à cortina será, do lado suportado, inferior à pressão hidrostática. Por seu turno, do lado escavado, a pressão será obrigatoriamente superior à correspondente à situação hidrostática. Como se compreenderá, em termos de pressões directamente relacionadas com a água, esta situação até é vantajosa, dado que as forças estabilizadoras são superiores e as forças desestabilizadoras são inferiores, em relação à situação hidrostática (Matos Fernandes, 1981).

Contudo, o estabelecimento de um regime de percolação gera forças de percolação, que têm a direcção e o sentido do escoamento. Deste modo, no lado suportado as forças de percolação são dirigidas para baixo, verificando-se a situação oposta no lado escavado. Este fenómeno é pernicioso pois, deste modo, as tensões efectivas no lado suportado são superiores às verificadas em situação hidrostática, logo maiores serão as forças desestabilizadoras provocadas pelas partículas de solo, verificando-se o oposto do lado escavado, ou seja, menores serão os impulsos estabilizadores.

Associado à alteração das tensões octaédricas médias encontram-se as deformações volumétricas do solo. O aumento das tensões médias instaladas no maciço suportado traduz-se pela diminuição volumétrica do solo, logo acréscimo dos assentamentos da superfície (Lambe, 1970). Por outro lado, no interior do maciço escavado, a diminuição das tensões efectivas leva a um acréscimo do aumento de volume do solo e dos movimentos ascensionais do fundo.

Uma vez que em solos argilosos, dada a sua baixa permeabilidade, o estabelecimento de um regime de percolação permanente não é imediato, ocorrendo inicialmente um regime transitório até que seja encontrado o novo equilíbrio da pressão do fluído intersticial, a análise do problema em questão só é possível através de um programa de elementos finitos com acoplamento mecânico-hidráulico. Lambe (1970) chama a atenção para o facto de a análise deste tipo de situação ser complexa, em boa parte pela dificuldade em conhecer os excessos de pressão neutra gerados durante a construção, situação que hoje em dia pode ser ultrapassada por recurso a modelos numéricos como o utilizado na elaboração deste estudo.

### **6.5.2 - Análises numéricas contempladas no estudo**

Com o intuito de avaliar a resposta do sistema maciço-estrutura face à altura enterrada da parede realizaram-se novos cálculos, tendo por base o estudo apresentado no Capítulo 5. Nos cálculos realizados as características do modelo foram admitidas iguais às do estudo base (aqui designado por cálculo A0) à excepção da altura enterrada da cortina, sendo esta indicada no Quadro 6.4.

*Quadro 6.4 – Altura enterrada da cortina nos diferentes cálculos efectuados*

Cálculo	Altura enterrada (m)
A0	Estudo base
A1	7,5
A2	3,5



### 6.5.3 - Evolução do estado de tensão

As linhas gerais da evolução do estado de tensão total durante a construção já foram apresentadas ao longo do ponto 6.5.1. Com efeito, uma vez que se admitiu que o processo construtivo ocorreria segundo uma condição não drenada, durante a construção a questão hidráulica anteriormente referida não influencia os resultados obtidos. As diferenças existentes nos resultados dos diversos cálculos prendem-se com a influência da altura enterrada da parede sobre o equilíbrio mecânico do sistema.

De acordo com o exposto anteriormente é, principalmente, abaixo do fundo da escavação que a altura enterrada da parede tem maior influência no equilíbrio do sistema. A título de exemplo, nas Figuras 6.40 e 6.41 são apresentadas as trajetórias de tensão total nos pontos C5 e B2, situados à mesma profundidade no interior do maciço escavado e suportado, respectivamente (a localização dos pontos está indicada na Figura 5.37).

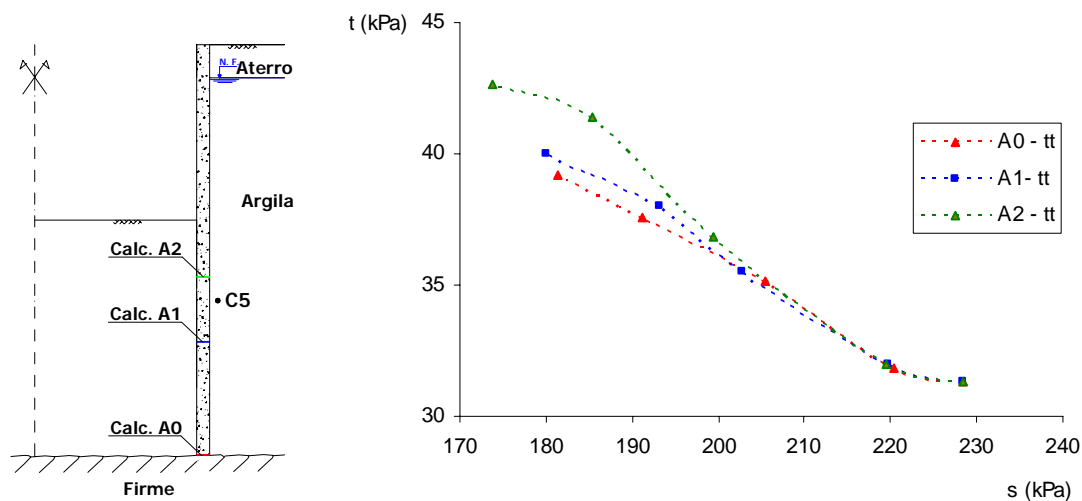


Figura 6.40 – Trajetória de tensão total seguida pelo ponto C5 durante a escavação – cálculos A0 a A2

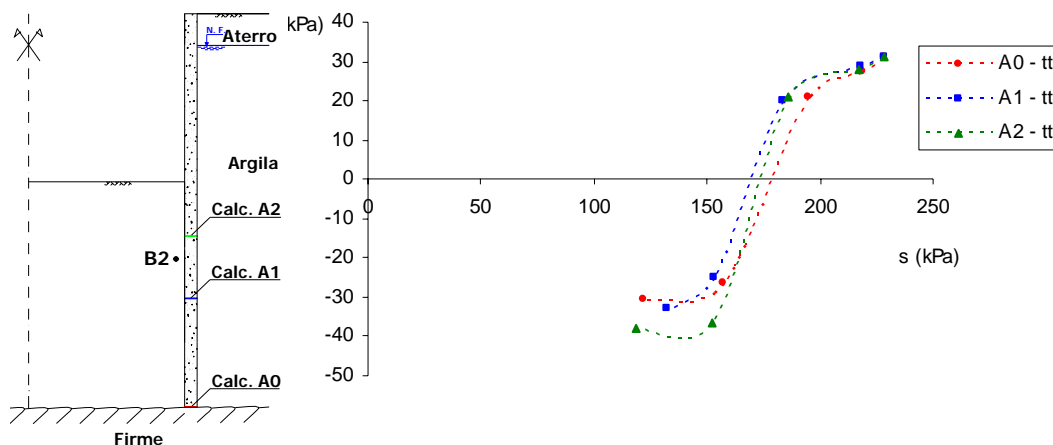


Figura 6.41 – Trajectória de tensão total seguida pelo ponto B2 durante a escavação – cálculos A0 a A2

A observação das trajetórias de tensão permite verificar que, embora a tendência geral seja idêntica nos três cálculos apresentados, quanto menor é a altura enterrada da parede, maior é a alteração do estado de tensão inicial, sendo este efeito mais notório no ponto C5 do que no ponto B2. No entanto, em todos os cálculos se verificou que a tensão de desvio mobilizada nos pontos C5 e B2 é tanto maior quanto menor for a altura enterrada da parede.

Na Figura 6.42 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados no final da escavação para os três cálculos. Como seria de esperar, de acordo com a análise efectuada no ponto anterior, à medida que a altura enterrada da cortina diminui aumentam as zonas em estado crítico.

Nos cálculos A1 e A2, no interior do maciço suportado, as zonas em que o solo atinge o estado crítico entendem-se desde o firme até à superfície do terreno. No entanto, no maciço subjacente ao fundo da escavação, as zonas em rotura última são menos expressivas.

A Figura 6.42 permite ainda verificar, que no caso do cálculo A2, em que a altura enterrada é reduzida, o estado crítico é atingido numa zona já algo significativa do maciço subjacente à escavação. Este facto indicia que, no caso em estudo, a altura enterrada da cortina toma especial importância no confinamento do escoamento plástico; possivelmente, caso a altura enterrada fosse nula, estariam reunidas as condições para a ocorrência da rotura de fundo da escavação.

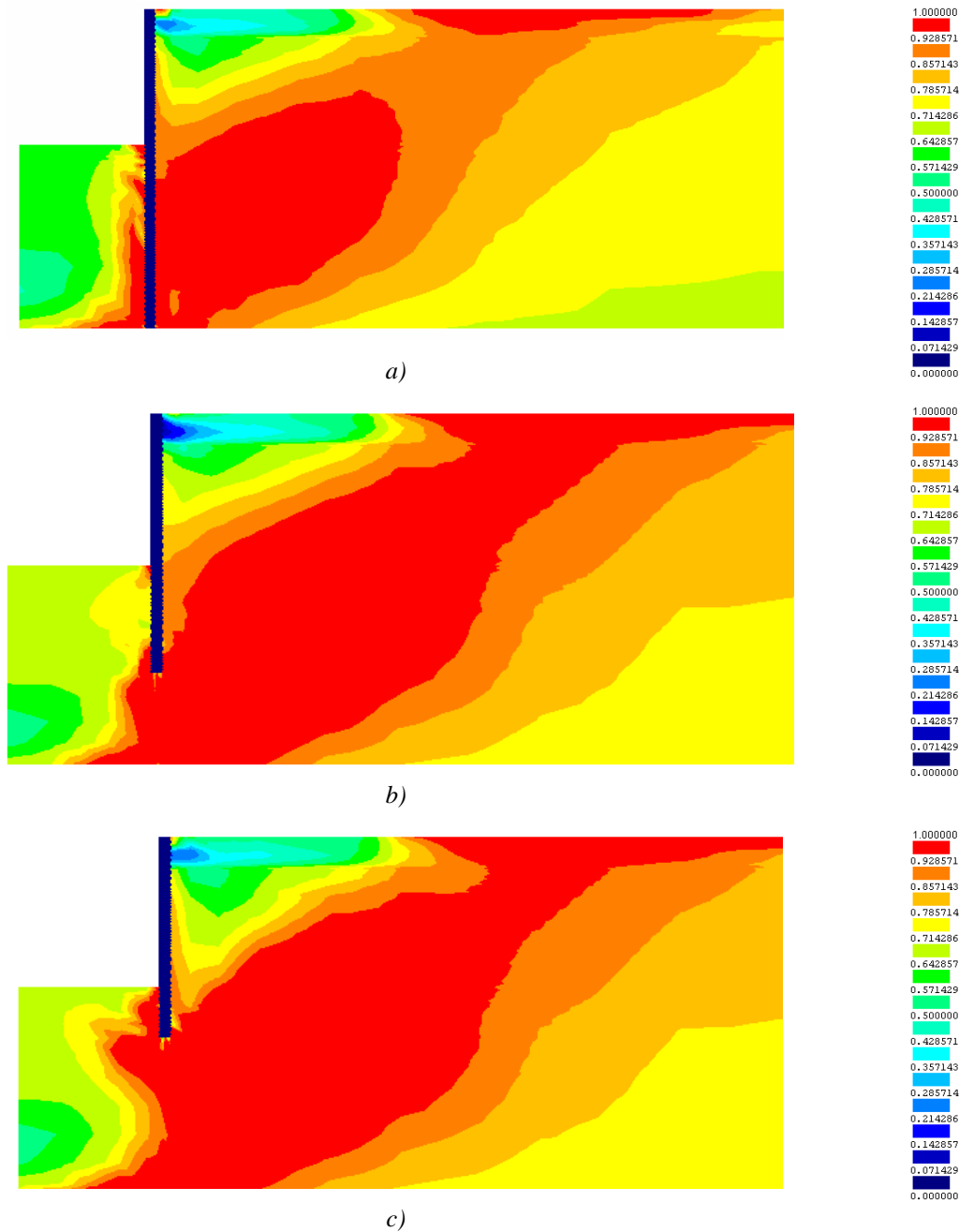


Figura 6.42 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os mobilizados níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo A0; b) cálculo A1; c) cálculo A2

Como ficou patente da análise das trajectórias de tensão, o estado de tensão total segue a mesma tendência de evolução nos diferentes casos considerados, logo os excessos de pressão neutra gerados no final da construção seguem uma distribuição semelhante, identificando-se apenas algumas diferenças quantitativas. Na Figura 6.43 é apresentado o campo de excessos de pressão neutra verificado no final da construção nos cálculos A1 e A2.

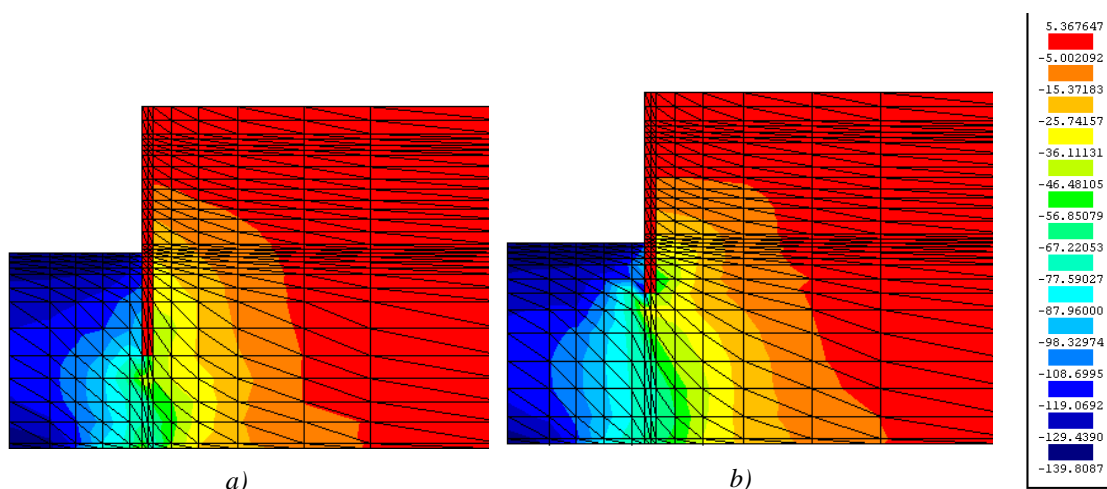


Figura 6.43 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo A1; b) cálculo A2

Comparando os resultados expostos na Figura 6.43 com os apresentados na figura homóloga do Capítulo 5 correspondente ao cálculo A0 (Figura 5.14a), verifica-se que a distribuição dos excessos de pressão neutra é muito mais irregular quando a parede não é prolongada até a um estrato impermeável. Este facto deve-se à necessidade de compatibilidade entre os excessos de pressão gerados em pontos pertencentes ao maciço escavado e suportado, adjacentes ao plano da cortina.

Os estudos até este momento apresentados partiram sempre do princípio de que a cortina era prolongada até um estrato rígido e impermeável, pelo que era conhecida *a priori* a pressão intersticial que iria ficar instalada após a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Não sendo a cortina prolongada até um estrato impermeável, a pressão de água nos poros no final da consolidação é função da permeabilidade do meio e das condições de fronteira hidráulicas, criando-se um regime permanente de percolação para o interior da escavação. Nas Figuras 6.44 e 6.45 é apresentada a distribuição da pressão de água nos poros no final da construção e no final da consolidação ao longo de alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação, junto à cortina e ao longo do plano de simetria, e no maciço suportado imediatamente atrás da cortina.

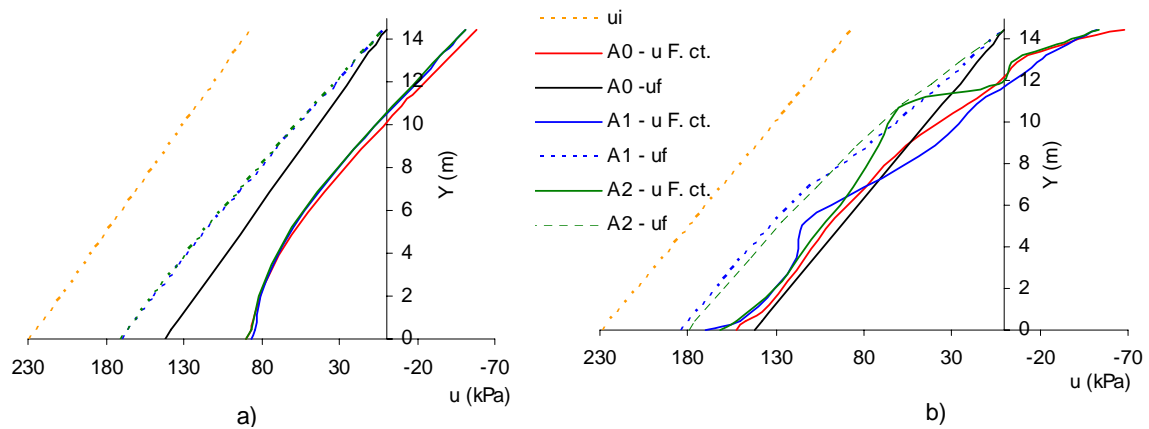


Figura 6.44 – Influência da altura enterrada da cortina sobre as pressões intersticiais no final da construção e no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos A0 a A2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

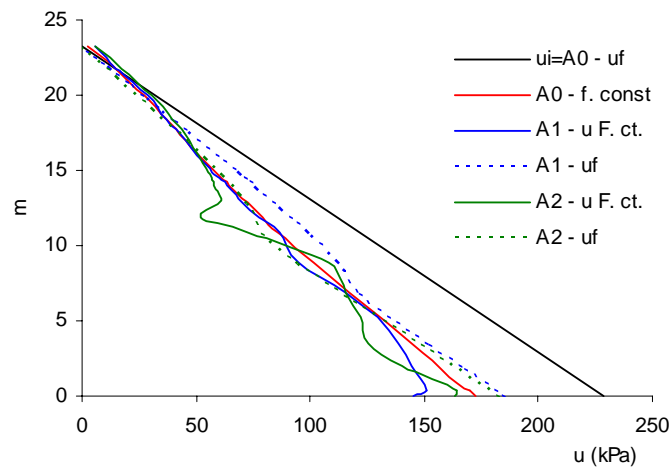


Figura 6.45 – Influência da altura enterrada da cortina sobre as pressões intersticiais atrás da cortina no final da construção e no final da consolidação – cálculos A0 a A2

O exame dos resultados apresentados nas figuras anteriores permite observar que a distribuição da pressão intersticial no final da construção segue uma tendência idêntica nos diferentes cálculos em questão. As maiores diferenças nos excessos de pressão de água nos poros verificam-se na proximidade do pé cortina e abaixo deste, tanto do lado escavado como do lado suportado, devido à necessidade de compatibilidade de pressões intersticiais entre pontos adjacentes pertencentes ao interior dos maciços escavado e suportado.

Em relação ao comportamento a longo prazo, como seria de esperar, caso se permita a passagem de água para o interior da escavação, as pressões intersticiais no lado suportado são inferiores às hidrostáticas, verificando-se o contrário no interior do maciço escavado. As Figuras 6.44 e 6.45 reflectem bem esta situação.

No maciço suportado, independentemente da altura enterrada da cortina, durante a construção as pressões intersticiais diminuem face ao equilíbrio inicial. A longo prazo as pressões intersticiais tendem a aumentar, atingindo o equilíbrio hidrostático caso não seja permitida a entrada de água para o interior da escavação ou, caso contrário, atingindo um equilíbrio correspondente a uma situação hidrodinâmica estacionária. Caso seja permitida a instalação de um regime de percolação permanente, a pressão de água nos poros no maciço suportado é inferior à hidrostática, sendo por isso menores os excessos de pressão neutra negativos a dissipar.

Veja-se agora o que ocorre no maciço escavado. No final da construção os excessos de pressão neutra são idênticos, pelo menos em tendência, quer junto à cortina quer junto ao plano de simetria. Por outro lado, a longo prazo, a existência de fluxo para o interior da escavação impõe que, em regime permanente, a pressão de água nos poros seja superior à verificada em regime hidrostático (Figura 6.44). O excesso de pressão neutra a dissipar é igual à diferença entre a pressão de água verificada no final da construção e a longo prazo, logo, caso seja permitido o estabelecimento de fluxo para interior do corte, os excessos de pressão neutra negativos que serão dissipados durante a consolidação são superiores face aos que seriam verificados caso a cortina funcionasse como corta-águas.

Nas Figuras 6.46 e 6.47 encontra-se representado, através de mapas de colorações, o diferencial entre a pressão hidrostática inicial e a pressão de água nos poros após ser atingido um regime de fluxo permanente, para os cálculos A1 e A2, respectivamente.

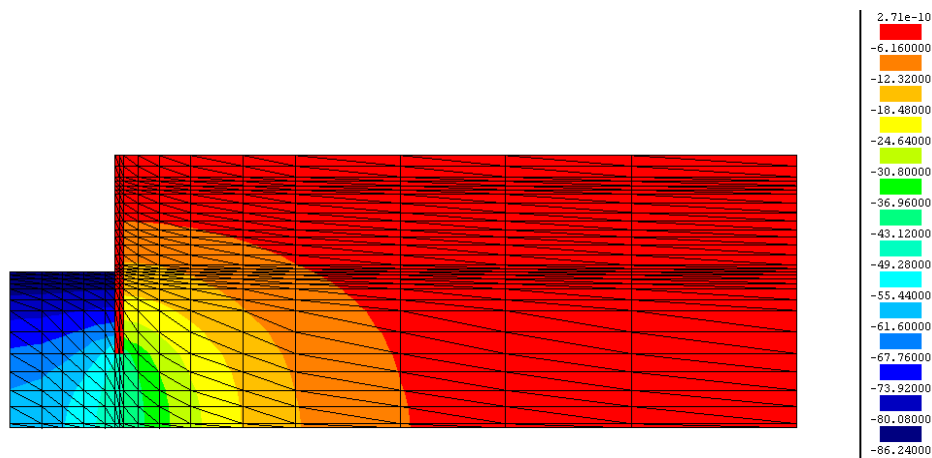


Figura 6.46 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e após se atingir um escoamento permanente - cálculo A1

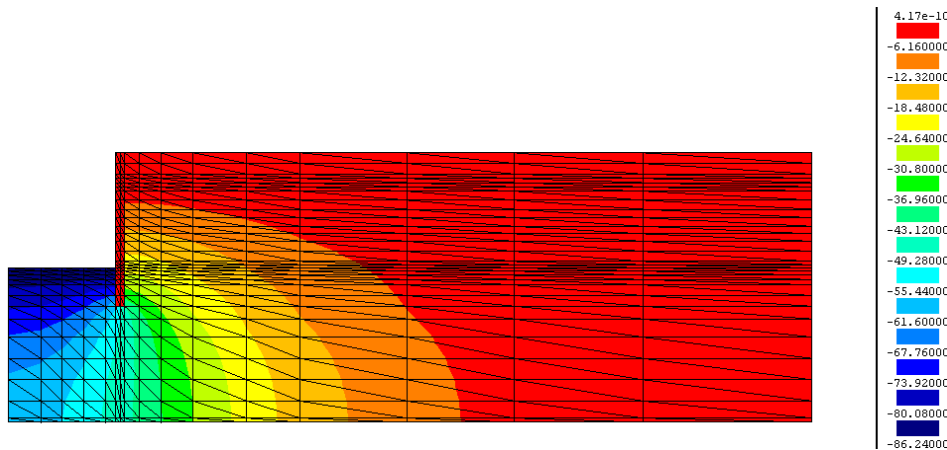


Figura 6.47 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e após se atingir um escoamento permanente - cálculo A2

As linhas de corrente da rede de fluxo são perpendiculares às linhas apresentadas nas figuras anteriores, podendo verificar-se que é junto ao pé da cortina que são maiores os gradientes hidráulicos, logo também maiores as forças de percolação. Tsui e Cheng (1990) referem que as forças de percolação geradas nesta região podem tomar proporções significativas.

A ocorrência de percolação para o interior do corte impõe alterações significativas ao estado de tensão efectiva. As forças de percolação são forças mássicas que têm a direcção e o sentido das linhas de correntes. Deste modo, no maciço suportado junto à cortina serão verticais e descendentes. À medida que a distância à cortina aumenta o ângulo das forças de percolação com a direcção horizontal diminui. Deste modo, e de forma simplificada, pode afirmar-se que a existência de um regime de percolação permanente a longo prazo provoca aumento das tensões verticais efectivas no interior do maciço suportado. Na Figura 6.48 são apresentados os resultados obtidos no cálculo A1, referentes às tensões efectivas verticais instaladas no final da construção e a longo prazo no maciço suportado, ao longo de alinhamentos horizontais à profundidade de 5 m, 10 m e 15 m.

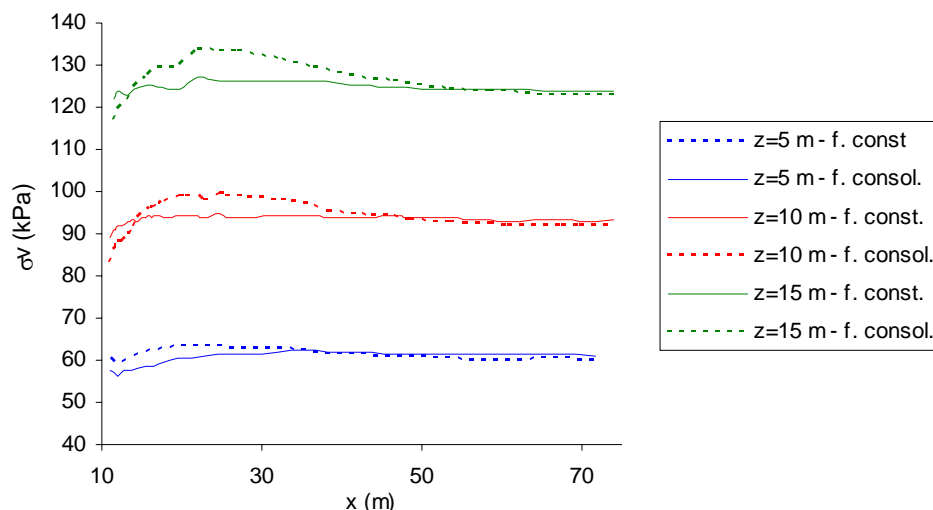


Figura 6.48 – Tensões efectivas verticais no maciço suportado a curto e longo prazos ao longo de três alinhamentos horizontais – cálculo A1

A análise da figura permite verificar que, junto à cortina, a evolução das tensões efectivas verticais é claramente afectada pelo excesso de pressão neutra negativo gerado durante a construção. Nesta zona, e principalmente abaixo do fundo da escavação, a pressão intersticial no final da construção é inferior à pressão de equilíbrio hidrodinâmico, tal como é demonstrado nas Figuras 6.45 e 6.46. Deste modo, durante a consolidação a pressão de água nos poros aumenta, assistindo-se a uma diminuição da tensão efectiva vertical. No entanto, à medida que a distância à cortina aumenta verifica-se que a pressão da água a longo prazo é inferior à instalada no final da construção, ocorrendo acréscimo da tensão efectiva vertical com o decorrer da consolidação. É curioso constatar que à medida que a profundidade aumenta este efeito, além de se tornar mais significativo, também se propaga para maiores distâncias no interior do maciço suportado.

Embora em termos quantitativos os resultados obtidos no cálculo A2 sejam ligeiramente distintos dos obtidos no cálculo A1, em termos gerais a tendência de evolução é a mesma, pelo que não serão aqui apresentados.

Relativamente ao maciço subjacente à escavação, como já foi referido e pode ser verificado na Figura 6.44, a pressão intersticial a longo prazo é superior à pressão hidrostática. Deste modo, durante a consolidação assiste-se a um acréscimo da pressão neutra que é acompanhado pelo decréscimo da tensão efectiva vertical.



#### 6.5.4 - Movimentos induzidos

A considerável dependência dos movimentos induzidos face à altura enterrada da cortina é um resultado expectável tendo em conta o exposto até este momento. Tendo presente a análise simplificada efectuada no ponto 6.5.1 pode também aqui dividir-se a influência mecânica e hidráulica nos movimentos induzidos no sistema solo-cortina. Durante a construção não é permitida a circulação de água no maciço já que se admitiu que a resposta seria do tipo não drenado. Deste modo, constata-se que as diferenças verificadas nos resultados dos diferentes cálculos relativamente aos movimentos induzidos no maciço a curto prazo se devem à influência da altura enterrada da cortina sobre a anteriormente designada “questão mecânica”. Com o decorrer do tempo os deslocamentos evoluem à medida que são encontrados novos estados de equilíbrio da pressão intersticial. Como ficou demonstrado no ponto anterior, o equilíbrio hidráulico é afectado pela profundidade atingida pela cortina considerada impermeável.

Relativamente aos deslocamentos horizontais imediatos da cortina, ilustrados na Figura 6.49, é possível constatar que acima da base da escavação os deslocamentos são idênticos independentemente da altura enterrada da parede. Situação contrária é verificada abaixo do último nível de escoramento, podendo observar-se que os deslocamentos são tanto maiores quanto menor é a altura enterrada da cortina. A longo prazo, quando a cortina não é prolongada até ao firme, ocorre uma variação significativa dos deslocamentos abaixo da base da escavação, sendo mais notória no cálculo A1, em que o movimento do pé da cortina em direcção contrária à do corte é acentuado. Tal como já fora identificado anteriormente, os deslocamentos horizontais abaixo da base da escavação tendem a diminuir devido à expansão do solo no interior do maciço escavado, efeito este também identificado por Martins (1993) e Ou e Lai (1994).

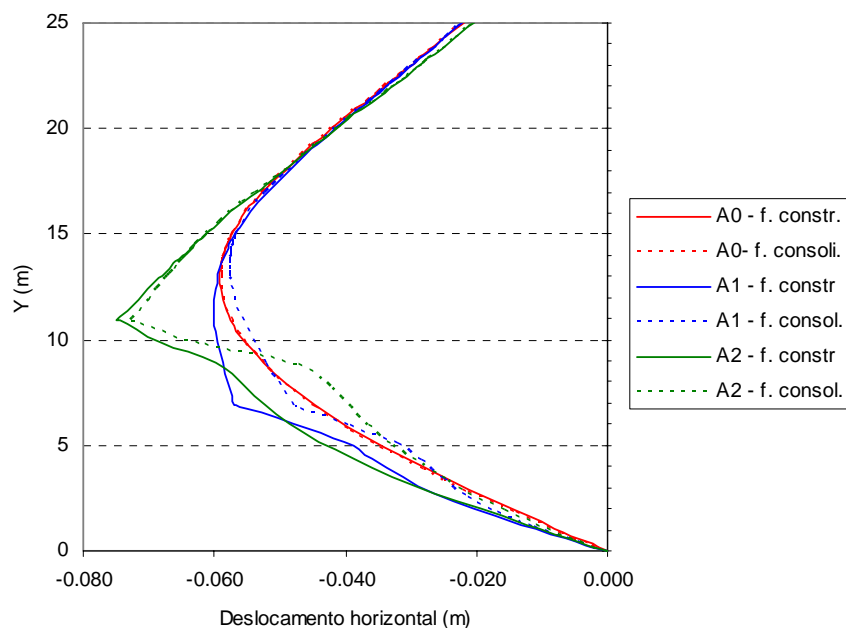


Figura 6.49 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina a curto e longo prazos – cálculos A0 a A2

A Figura 6.49 sugere ainda que a configuração do perfil de deslocamento da cortina a curto prazo está intimamente relacionado com a altura enterrada da cortina, sendo tanto mais pronunciada a convexidade do perfil de deslocamentos quanto maior é a altura enterrada. Cabe também aqui referir que a longo prazo, nas condições do presente estudo, se verifica um acréscimo da convexidade do perfil de deslocamentos.

Da comparação dos resultados referentes aos movimentos da superfície no final da construção, ilustradas na Figura 6.50, pode concluir-se que as configurações dos assentamentos são semelhantes nos três casos em estudo. Nos cálculos A1 e A2, durante as primeiras fases de escavação o solo adjacente à cortina acompanha-a num movimento ascendente, e na última fase ocorre um assentamento brusco da cortina levando a um acréscimo do assentamento da superfície nas proximidades da escavação. Como seria previsível, o assentamento máximo atinge maiores valores quanto menor é a altura enterrada da cortina.

Em relação aos assentamentos da superfície diferidos no tempo, a Figura 6.50a permite identificar um comportamento distinto nos casos em que a cortina não é prolongada até um estrato impermeável, relativamente ao cálculo A0 em que a cortina desempenha a função de “corta-águas”. De acordo com o anteriormente referido, quando é permitida a entrada de água para o interior da escavação contornando a cortina inferiormente, no interior do maciço suportado a pressão de água nos poros diminui.

Tendo em conta os resultados expostos nas Figuras 6.47 e 6.48, verifica-se que na proximidade da escavação as forças de percolação terão direcção praticamente vertical e sentido descendente, pelo que a longo prazo as tensões efectivas verticais tendem a aumentar (ver Figura 6.48), verificando-se o oposto quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável.

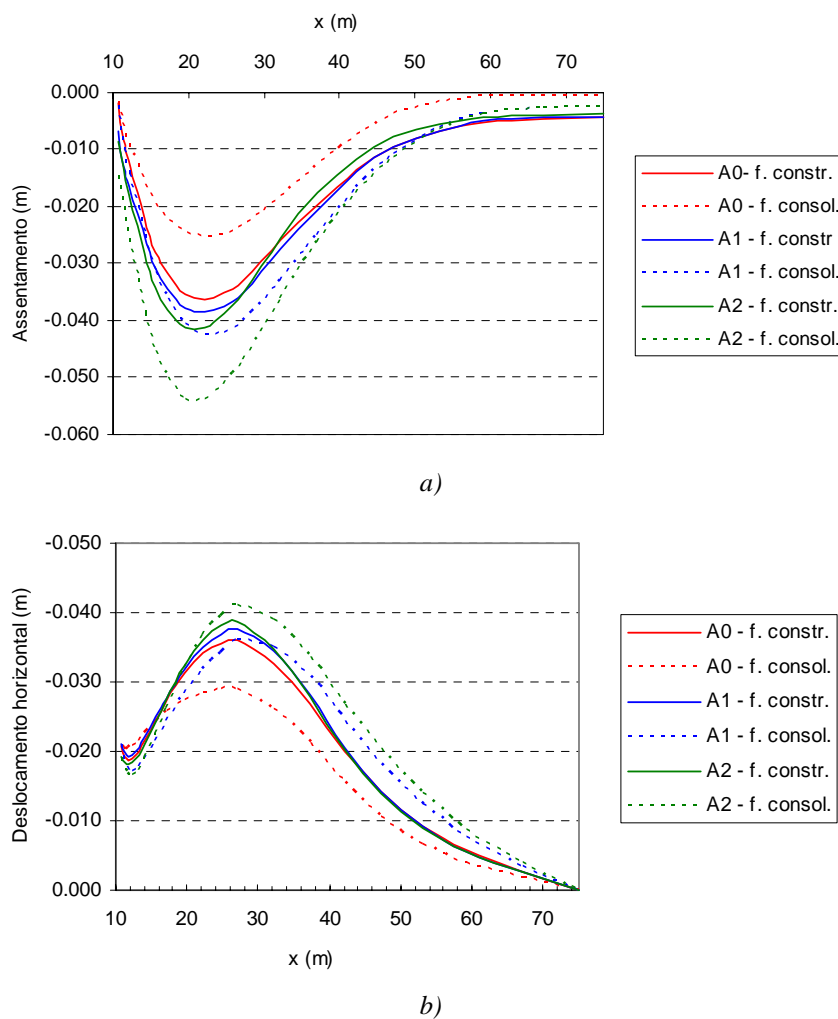


Figura 6.50 – Influência da altura enterrada da cortina sobre movimentos da superfície imediatos e diferidos no tempo – cálculos A0 a A2: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais

Deste modo, nos cálculos A1 e A2, o volume da bacia de subsidência a longo prazo aumenta, verificando-se um acréscimo dos assentamentos, tanto mais pronunciado quanto menor é a altura enterrada da parede. Este resultado é justificado pelo facto das tensões efectivas verticais aumentarem a longo prazo, tal como ilustra a Figura 6.48. Além disso, as distorções angulares a longo prazo sofrem um elevado incremento, principalmente a partir do ponto em que é atingido o assentamento máximo. O aumento

das distorções, altamente prejudicial para a segurança das edificações nas proximidades da escavação, atinge mesmo valores superiores a 1/100 no caso do cálculo A2.

Da mesma forma que para os assentamentos da superfície, relativamente aos deslocamentos horizontais da mesma, representados na Figura 6.50b, o comportamento é distinto consoante a cortina é prolongada até ao estrato impermeável ou não. Embora as diferenças sejam menos significativas, ao contrário dos resultados obtidos no cálculo A0, nos cálculos A1 e A2 o deslocamento horizontal máximo no final da consolidação aumenta face ao resultado obtido no final da construção. Curiosamente, é a partir da distância em que é atingido o deslocamento horizontal máximo que se verifica um maior incremento durante a consolidação. Este fenómeno poderá ser justificado pelo facto de as linhas de corrente se afastarem da direcção vertical com o aumento da distância à face ao corte, logo, a partir de determinada distância a componente horizontal das forças de percolação passa a ser mais expressiva, acarretando um aumento dos deslocamentos horizontais.

Relativamente à segurança das edificações vizinhas à escavação, além de ser importante a grandeza e a distribuição dos deslocamentos do maciço, é também importante a forma como ocorre a evolução dos mesmos ao longo do tempo, especialmente no caso de edifícios antigos, em que a ocorrência de movimentos instantâneos ou diferidos no tempo provoca danos distintos.

Na Figura 6.51 é ilustrada a evolução do assentamento máximo da superfície ao longo do tempo. O exame da figura permite retirar que o comportamento é claramente distinto quando a cortina não é prolongada até um estrato impermeável, assistindo-se nestes casos a um acréscimo do assentamento máximo, que é tanto maior quanto menor é a altura enterrada da cortina. Relativamente à evolução temporal do assentamento máximo, nos casos em que a cortina não é prolongada até ao firme verifica-se um acréscimo dos assentamentos logo a partir dos 10 dias após a conclusão da obra, enquanto que no cálculo A0 ao fim de 100 dias o assentamento máximo permanecia inalterado. Este fenómeno é explicado pelo facto de no cálculo A0 não ser permitido o fluxo entre o maciço escavado e o maciço suportado, o que se traduz por maior “caminho” a ser percorrido pela água, sendo por isso maior o tempo necessário para que se façam sentir os efeitos da consolidação do maciço. Situação oposta ocorre no cálculos A1 e A2, em que a sendo permitida a percolação por baixo do pé da cortina, e

existindo diferença de potencial hidráulico entre o maciço escavado e o maciço suportado, a consolidação ocorre mais rapidamente.

Henkel (1970) chama a atenção de que quando é permitido o escoamento do fluido intersticial por baixo do pé da cortina, a dissipação dos excessos de pressão neutra é mais rápida, dada a diferença de excessos de pressão neutra gerados no interior do maciço escavado e no maciço suportado.

Por último, na Figura 6.51 assiste-se a um facto curioso: no cálculo A1 o assentamento máximo da superfície é atingido ao fim de cerca de 1000 dias após o final da construção, verificando-se depois um ligeiro decréscimo do mesmo, o que denuncia o comportamento não linear do maciço.

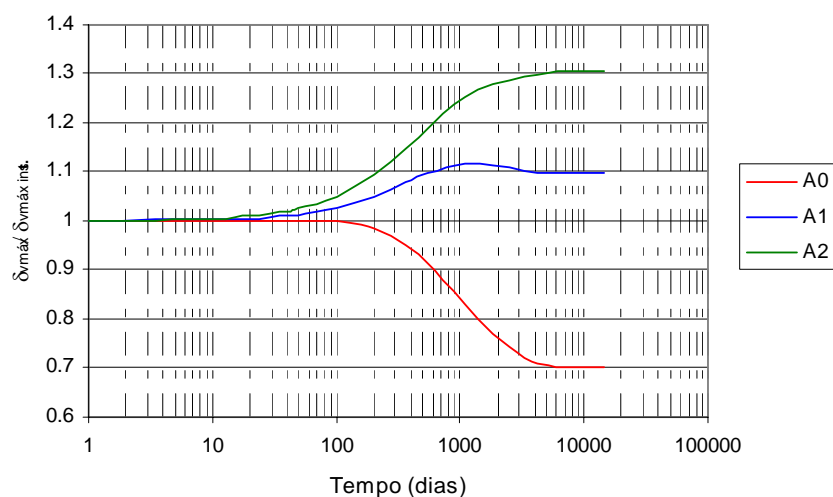


Figura 6.51 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do maciço suportado – cálculos A0 a A2

### 6.5.5 - Esforços nos elementos estruturais

A evolução dos deslocamentos laterais da cortina durante a consolidação quando esta não é prolongada até ao firme (Figura 6.49) permite prever fortes alterações no diagrama de momentos flectores. Na Figura 6.52 apresentam-se os resultados obtidos nos diferentes cálculos. Em ambos os casos em que a cortina não foi prolongada até ao firme assiste-se a um elevado acréscimo do momento flector máximo positivo devido à consolidação do maciço. No cálculo A1 o momento flector máximo positivo no final da consolidação é cerca de 66 % superior ao verificado no final da construção, enquanto que no cálculo A2 o acréscimo correspondeu a cerca de 103% do momento flector

máximo positivo instalado no final da construção. Relativamente aos momentos flectores negativos não se verifica uma alteração significativa do seu valor devido à consolidação.

No que respeita à evolução dos esforços axiais instalados nas lajes, ilustrados na Figura 6.53, constata-se que, independentemente da altura enterrada da cortina, a tendência comportamental é semelhante, observando-se uma diminuição do esforço axial na primeira laje e aumento na segunda. Na terceira e quarta lajes as diferenças são pouco significativas, sendo de notar que o movimento da cortina durante a consolidação gera esforços de tracção na quarta laje, embora sem grande importância.

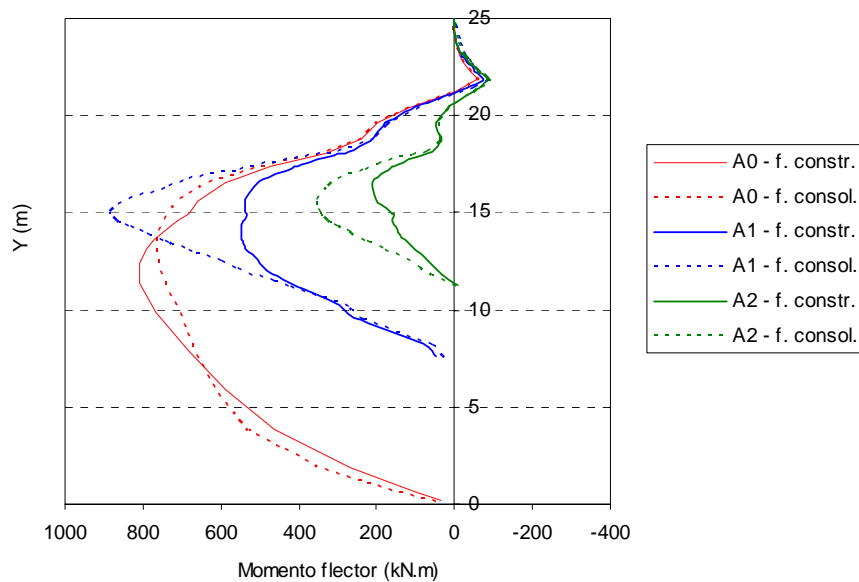


Figura 6.52 – Momentos flectores na cortina a curto e longo prazos - cálculos A0 a A2

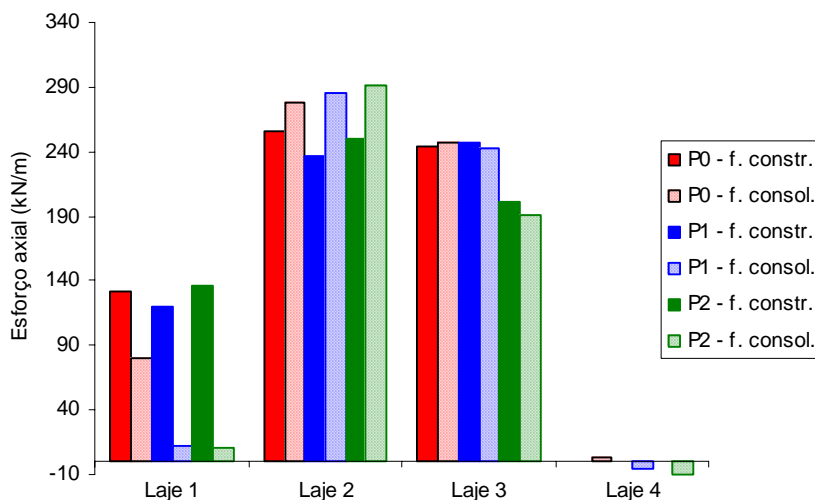


Figura 6.53 – Esforços axiais nas lajes a curto e longo prazos - cálculos A0 a A2.

## 6.6 - Anisotropia de permeabilidade do maciço

### 6.6.1 - Preâmbulo

O processo de geração de maciços sedimentares induz, frequentemente, uma marcada anisotropia de permeabilidades exibindo um coeficiente de permeabilidade horizontal superior ao coeficiente de permeabilidade vertical (Matos Fernandes, 1994).

Para avaliar o efeito da anisotropia de permeabilidade foram realizados novos cálculos em que se admitiu um coeficiente de permeabilidade horizontal cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical.

Uma vez que as condições de fronteira hidráulica são distintas consoante a altura enterrada da cortina, efectuaram-se duas análises: cortina prolongada até ao firme impermeável; cortina prolongada até 3,5 m abaixo da base da escavação.

Os resultados dos cálculos em que é considerada a anisotropia de permeabilidade são comparados com os resultados obtidos considerando o solo como isotrópico, cálculos esses que já foram apresentados em pontos anteriores.

As análises utilizadas no presente estudo foram designadas da forma indicada no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 – Cálculos utilizados na análise da influência da anisotropia de permeabilidade

Cálculo	Altura enterrada (m)	Razão de permeabilidade
k0	Estudo base	$k_x/k_y=1$
k1	Estudo base	$k_x/k_y=5$
k3	3,5	$k_x/k_y=1$
k4	3,5	$k_x/k_y=5$

### 6.6.2 - Influência da anisotropia de permeabilidade quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável

Numa primeira análise, considerou-se o problema base admitindo-se as novas condições de permeabilidade do maciço argiloso (cálculo  $k_1$ ). Como seria de esperar, neste caso em que a cortina é prolongada até um estrato impermeável, a anisotropia de permeabilidade não provoca alterações significativas na resposta do sistema face à dissipação dos excessos de pressão neutra. A título de exemplo, na Figura 6.54 compara-se o perfil de assentamento da superfície do maciço suportado no final da consolidação obtido admitindo isotropia e anisotropia de permeabilidade. Para o instante correspondente ao final da construção, o perfil de assentamento é o mesmo nos dois cálculos, já que se admitiu que a obra é realizada em condições não drenadas.

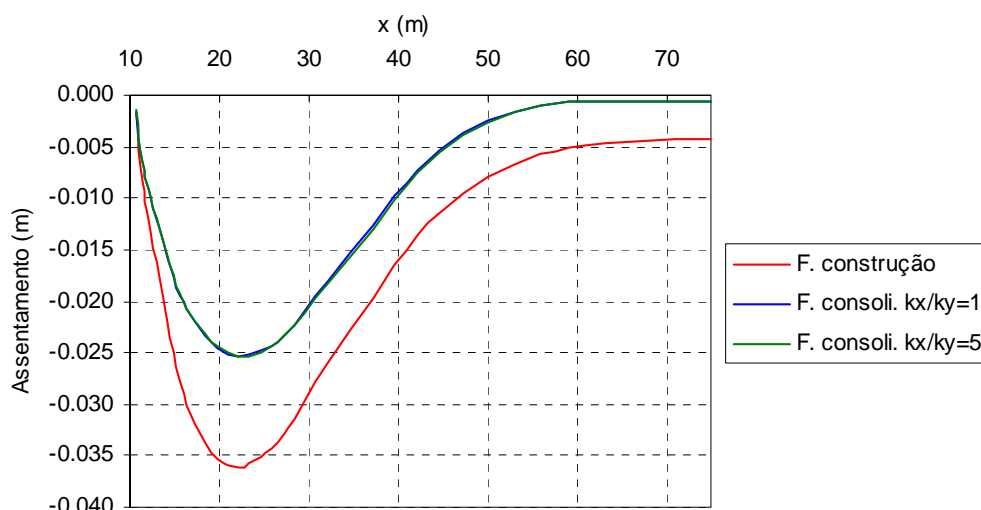


Figura 6.54 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre os assentamentos do terrapleno quando a cortina é prolongada até ao firme impermeável – cálculos  $k_0$  e  $k_1$

No cálculo em que se considerou anisotropia de permeabilidade (cálculo  $k_1$ ), aumentou-se a permeabilidade global do maciço face às condições isotrópicas iniciais. O tempo necessário para que se finalize o processo de consolidação é, por isso, menor. Na Figura 6.55 apresenta-se a evolução temporal do assentamento máximo da superfície caso o maciço apresente isotropia ou anisotropia de permeabilidade.



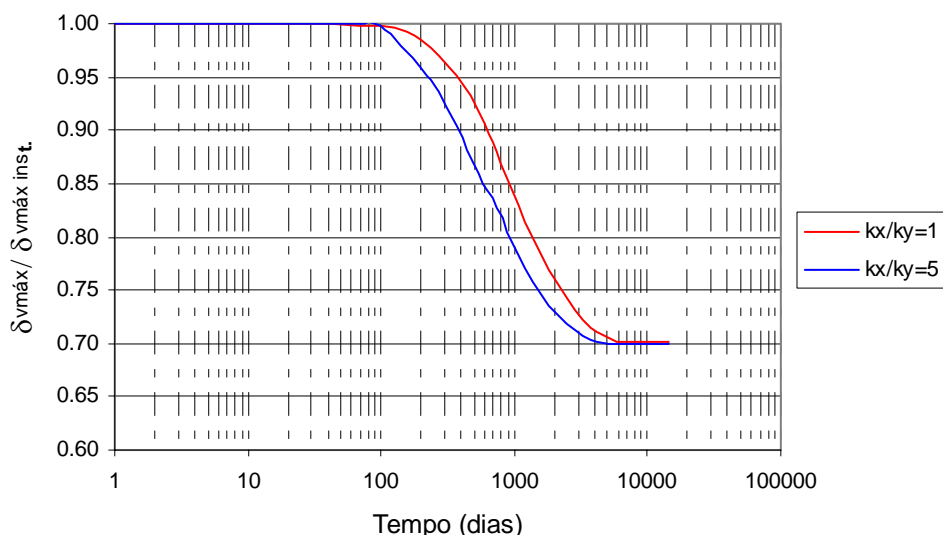


Figura 6.55 – Influência da anisotropia de permeabilidade na evolução temporal do assentamento máximo – cálculos  $k_0$  e  $k_1$

Embora o processo de consolidação seja mais rápido na situação anisotrópica, a diferença não é muito significativa, sendo este fenómeno justificado pelo facto de ao não ser permitido o escoamento por baixo do pé da cortina a direcção de percolação ser essencialmente vertical. Posto isto, é lícito afirmar que, nas condições do caso em estudo, a anisotropia de permeabilidade não se revela como parâmetro influente sobre a resposta do sistema, já que sendo um parâmetro hidráulico a sua influência é diminuta quando o equilíbrio final da água corresponde à situação hidrostática.

### 6.6.3 - Influência da anisotropia de permeabilidade quando a cortina não é prolongada até um estrato impermeável

#### 6.6.3.1 - Evolução das pressões intersticiais

Para avaliar a influência da anisotropia de permeabilidade quando a cortina não é prolongada até um estrato impermeável, considerou-se o caso anteriormente analisado em que a cortina teria uma altura de 3,5 m abaixo da base da escavação, considerando agora a anisotropia de permeabilidade (cálculo  $k_4$ ).

Durante a fase de construção, uma vez que se admitiu que não ocorreria dissipação dos excessos de pressão neutra, a alteração do estado de tensão é independente da anisotropia de permeabilidade, pelo que também o serão os movimentos ocorridos durante esta fase. É no período pós-construção que surgem algumas diferenças que se passa a explicar. Quando o maciço apresenta anisotropia de permeabilidade a rede de

percolação estende-se para maiores distâncias no interior do maciço suportado, como se depreende da comparação das Figuras 6.56 e 6.47.

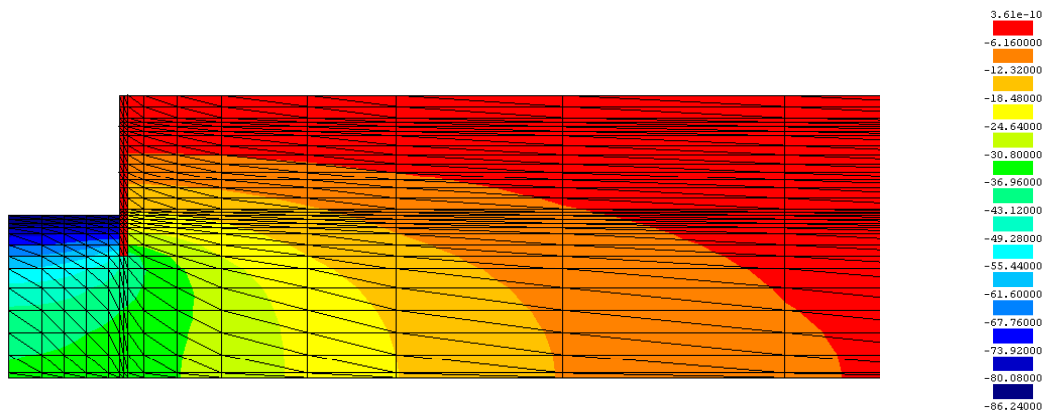


Figura 6.56 – Diferença entre a pressão de água nos poros inicial e a pressão correspondente ao estabelecimento de um regime de fluxo permanente – cálculo  $k4$

Na Figura 6.57 apresenta-se a distribuição das pressões intersticiais em alinhamentos verticais no interior do maciço subjacente à escavação para as duas situações em discussão.

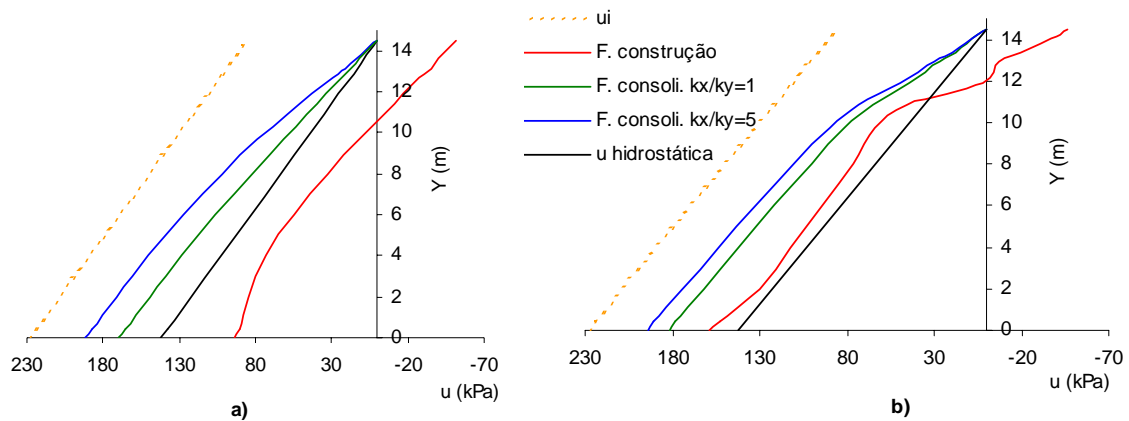


Figura 6.57 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre as pressões intersticiais no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos  $k3$  e  $k4$ : a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

Como se pode verificar, quando é considerada anisotropia de permeabilidade, no final da consolidação o equilíbrio hidrodinâmico é atingido para pressões intersticiais mais elevadas, como também mostra a Figura 6.58, relativa à distribuição de pressão intersticial ao longo do alinhamento vertical atrás da cortina.

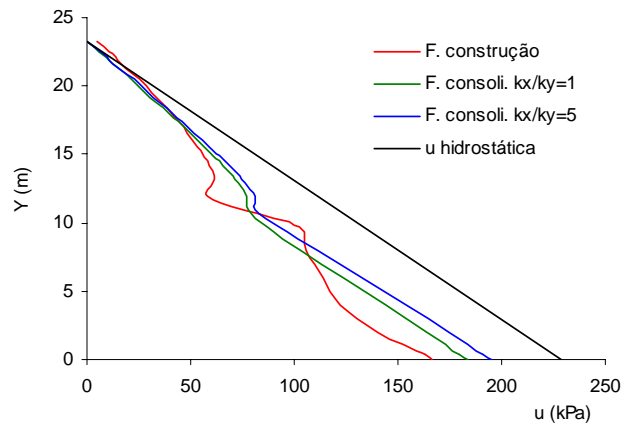


Figura 6.58 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre as pressões intersticiais atrás da cortina no final da consolidação – cálculos  $k_3$  e  $k_4$

Por outro lado, também no interior do maciço suportado, mas a maiores distâncias relativamente à cortina, as pressões intersticiais no final da consolidação são menores quando é considerada a anisotropia, não sendo este facto de estranhar já que a rede de percolação se estende para maiores distâncias. Na Figura 6.59 apresenta-se a distribuição das pressões intersticiais ao longo de um alinhamento vertical no interior do maciço suportado à distância de 20 m do corte.

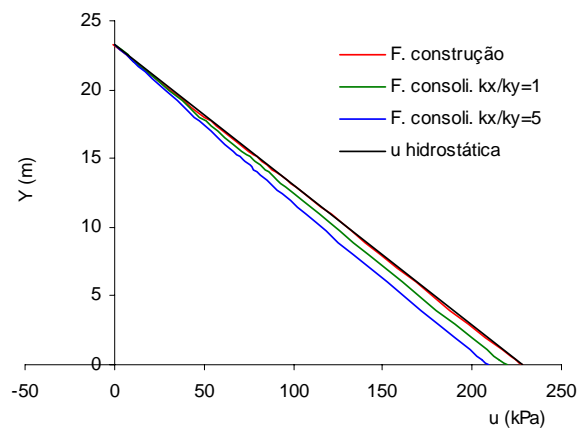


Figura 6.59 – Influência da anisotropia de permeabilidade sobre a distribuição de pressões intersticiais à distância de 20 metros da cortina – cálculo  $k_3$  e  $k_4$

Como é óbvio, as diferenças na distribuição das pressões intersticiais mediante a consideração ou não da anisotropia de permeabilidade provocam também diferenças na distribuição das tensões efectivas e no modo de deformação do maciço.

### 6.6.3.2 - Movimentos induzidos

Na Figura 6.60 mostra-se o perfil de assentamentos da superfície para as duas situações em estudo.

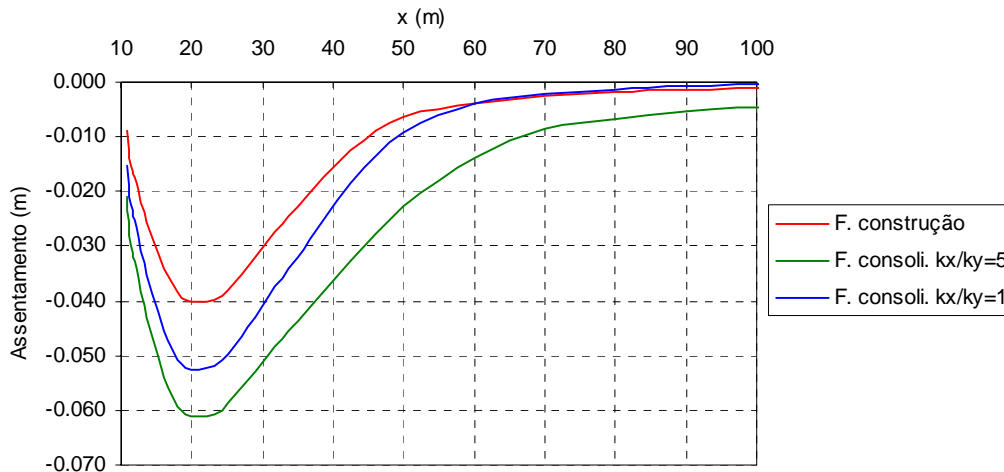


Figura 6.60 – Influência da anisotropia de permeabilidade no perfil de assentamentos da superfície a longo prazo – cálculos k3 e k4

Na análise anteriormente apresentada, em que se discutiu a influência da altura enterrada da cortina, ficou bem patente o facto do volume bacia de subsidência aumentar com o decorrer da consolidação caso seja permitido o escoamento para o interior do corte, o que aliás se encontra evidenciado na Figura 6.60. Nesse processo, a permeabilidade do solo tem uma influência primordial, na medida que condiciona a rede de fluxo e, conseqüentemente, o estado de tensão efectiva do maciço a longo prazo.

Como se pode verificar, a consideração de anisotropia de permeabilidade conduz não só a maior valor do assentamento máximo, como a um acréscimo muito acentuado do volume da bacia de subsidência. A abertura desta bacia já era um resultado esperado, tendo em conta a comparação das redes de fluxo quando é ou não considerada a anisotropia de permeabilidade.

Relativamente à evolução temporal dos assentamentos, ao contrário do esperado não se identificaram diferenças significativas nos dois cálculos, apesar de no cálculo k4 a permeabilidade global do maciço ser maior. Na Figura 6.61 ilustra-se a evolução temporal do assentamento máximo da superfície.

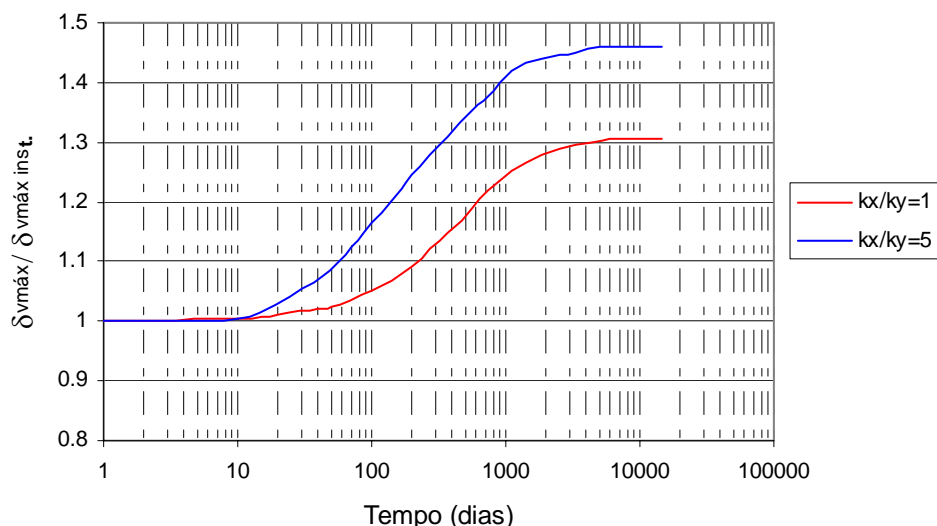


Figura 6.61 – Influência da anisotropia de permeabilidade na evolução temporal do assentamento máximo da superfície – cálculos  $k_3$  e  $k_4$

Relativamente ao movimento horizontal da cortina, na Figura 6.62 apresenta-se o perfil de deslocamentos horizontais para os dois casos em estudo.

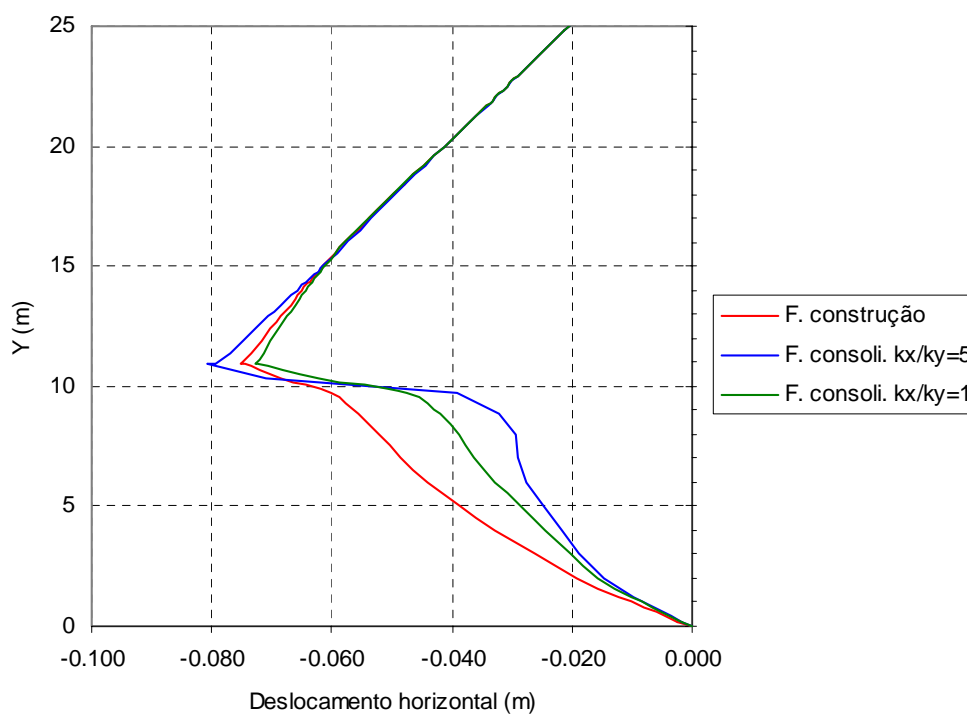


Figura 6.62 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos deslocamentos horizontais no plano da parede entre o fim da construção e o fim da consolidação – cálculos  $k_3$  e  $k_4$

O exame da figura permite verificar que a tendência de deformação da cortina foi alterada quando se considerou anisotropia de permeabilidade, ocorrendo um acréscimo do deslocamento em direcção ao corte. Como se verifica na Figura 6.57, a consideração de um maior valor para o coeficiente de permeabilidade horizontal induz pressões intersticiais mais elevadas no interior do maciço escavado. Deste modo, no decorrer da

consolidação as tensões médias efectivas diminuem devido ao aumento da pressão neutra, aproximando-se a trajectória de tensão da envolvente de rotura.

No caso em estudo a consideração da anisotropia de permeabilidade determinou a cedência de uma grande zona do maciço escavado, tendo-se atingido o estado crítico em vários pontos de Gauss. Uma vez atingido o estado crítico o solo comporta-se como um fluido friccional, a sua resistência ao corte perde-se e a sua deformabilidade aumenta, levando à diminuição da capacidade resistente do maciço às pressões que lhe são aplicadas pela cortina, aumentando assim os deslocamentos horizontais da mesma abaixo do laje 1.

### **6.6.3.3 - Esforços nos elementos estruturais**

A evolução dos esforços nos elementos estruturais durante a consolidação está intimamente relacionada com a evolução dos deslocamentos da cortina durante esta fase, o que permite prever que, no caso em estudo, a tendência de evolução seja distinta quando é ou não considerada a anisotropia de permeabilidade.

Na Figura 6.63 apresenta-se o diagrama de momentos flectores instalado no final da construção e no final da consolidação para os dois casos em discussão. Como já seria esperado, dado o perfil de deslocamentos horizontais da cortina, quando é considerada a anisotropia de permeabilidade assiste-se a uma inversão do sinal dos momentos flectores na zona mais profunda da cortina. Ao contrário dos cálculos anteriormente apresentados, nos quais o momento flector máximo tende a aumentar devido à consolidação, verifica-se agora a diminuição do mesmo para valores negativos.

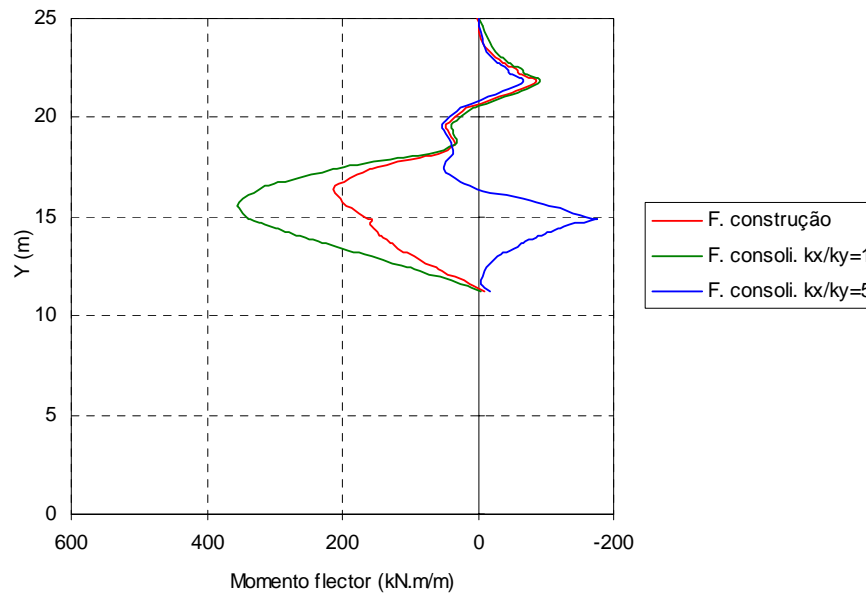


Figura 6.63 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos momentos flectores da cortina no final da consolidação – cálculos k3 e k4

Relativamente aos esforços axiais mobilizados nas lajes, ilustrados na Figura 6.64, como não poderia deixar de ser, a tendência é distinta nos dois casos em estudo. Quando é considerada a anisotropia de permeabilidade, a plastificação de extensas zonas do lado escavado determina o aumento significativo do esforço axial mobilizado na laje 1. O processo de deformação da cortina implica uma diminuição do esforço axial nas lajes 2 e 3, sendo esta diminuição mais significativa na laje 2. Quando foi considerada isotropia de permeabilidade verificou-se que no final da consolidação a resultante dos esforços axiais mobilizados é cerca de 10% inferior à resultante dos esforços mobilizados no final da construção, ao passo que considerando-se anisotropia de permeabilidade assiste-se a um aumento de cerca de 10 % da resultante dos esforços axiais.

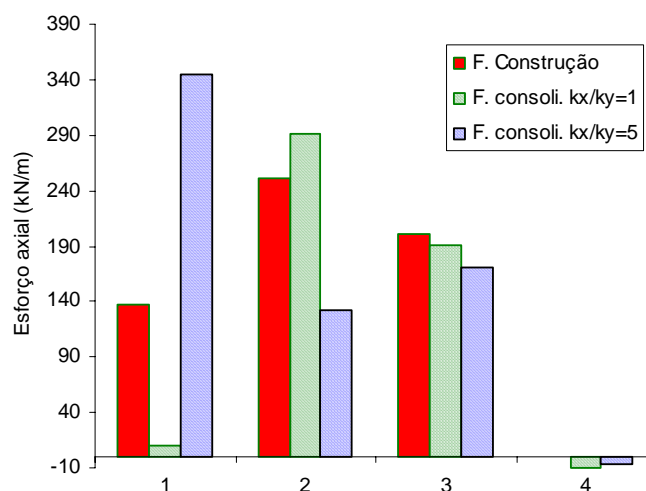


Figura 6.64 – Influência da anisotropia de permeabilidade nos esforços axiais instalados nas lajes no final da consolidação – cálculos k3 e k4

## 6.7 - Profundidade de escavação

### 6.7.1 - Preâmbulo

Os diversos estudos existentes na bibliografia da especialidade mostram que o comportamento de escavações em solos argilosos moles é muito influenciado pela profundidade de escavação. Com efeito, sendo maior a profundidade de escavação, maior será a sollicitação a que o solo estará sujeito e maior o volume de solo afectado pela alteração do estado de tensão inicial (Terzaghi e Peck, 1967; Peck, 1969; Mana, 1978; Matos Fernandes, 1981, 1983; Clough e Schmidt, 1981; Clough e O'Rourke, 1990; O'Rourke, 1992; Fortunato, 1994).

Em maciços argilosos moles, a profundidade de escavação toma especial importância devido às fracas propriedades mecânicas do solo, podendo conduzir à plastificação de zonas extensas e até mesmo provocar a rotura de fundo da escavação acompanhada pelo colapso da estrutura de contenção.

Para avaliar a influência da profundidade de escavação sobre o comportamento do sistema maciço-estrutura de suporte realizaram-se duas novas análises numéricas, tendo por base o estudo apresentado no Capítulo 5. No Quadro 6.6 são indicadas as características geométricas das análises efectuadas.

*Quadro 6.6 – Cálculos utilizados na análise da influência da profundidade de escavação.*

Cálculo	Profundidade de escavação (m)	Largura da escavação (m)
D0	Estudo base – 10,8	Estudo base - 20
D1	16,8	20
D1	16,8	28

No cálculo D2, para além de se considerar maior profundidade de escavação relativamente ao estudo base, admitiu-se também maior largura da escavação.

Como é óbvio, as análises D1 e D2 são muito distintas da análise D0, pois ao ser maior a profundidade da escavação o faseamento construtivo e os níveis de escoramento utilizados terão de ser distintos, já que a pressão de terras que terá de ser equilibrada pelos elementos estruturais será condicionada pela profundidade de escavação.



Na Figura 6.65 apresenta-se a geometria da escavação, os níveis de escoramento e o faseamento construtivo adoptados para a escavação.

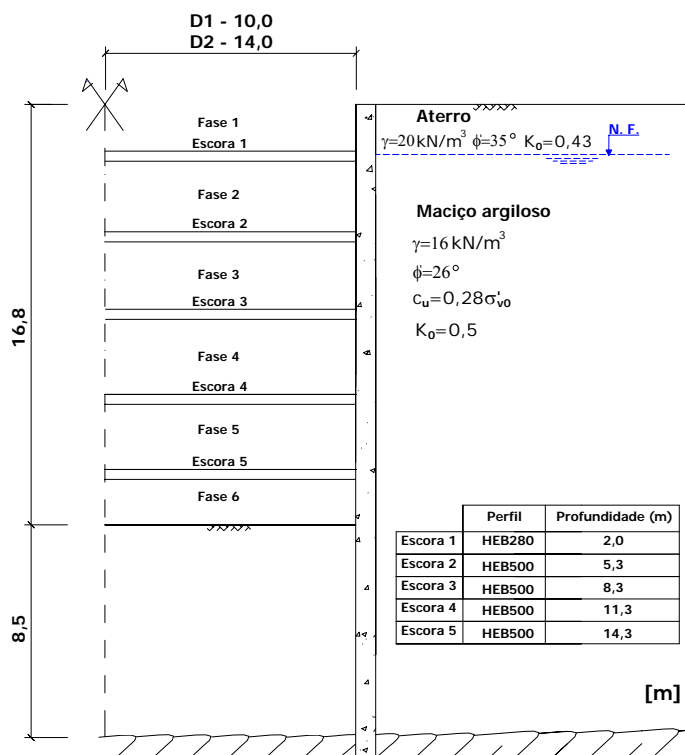


Figura 6.65 – Escavação D1 e D2

Após ser atingida a base da escavação, as escoras vão sendo progressivamente removidas à medida que vão sendo instaladas lajes de betão armado. O processo construtivo adoptado é em tudo semelhante ao apresentado no problema analisado no Capítulo 5, pelo que não se justifica uma descrição detalhada do mesmo, a menos da indicação da profundidade e das características geométricas das lajes que se apresentam no Quadro 6.7 (as lajes estão numeradas pela ordem de instalação).

Quadro 6.7 –Localização e características geométricas das lajes – escavação D1 e D2 .

Laje	Espessura (m)	Profundidade (m)
1	0,6	16,2
2	0,3	13,2
3	0,3	9,9
4	0,3	6,6
5	0,3	3,3
6	0,3	0,0

No caso da escavação D1 e D2 o coeficiente de segurança em relação à rotura de fundo, determinado pelos métodos de Terzaghi e de Bjerrum e Eide, vale aproximadamente 0,90. É de notar que este valor é apenas um indicador aproximado dos níveis de tensão mobilizados no final da escavação, já que aqueles métodos não contabilizam o efeito da altura enterrada da parede.

Com a exceção das características indicadas, os restantes parâmetros foram considerados os mesmos que no estudo base apresentado no Capítulo 5.

### **6.7.2 - Evolução do estado de tensão**

Tal como foi anteriormente referido, a profundidade de escavação é um dos parâmetros com maior influência sobre a alteração do estado de tensão inicial no maciço.

A evolução do estado de tensão no maciço nas escavações D1 e D2 segue a mesma tendência que no cálculo D0, e uma vez que esta questão está bem detalhada em vários documentos existentes na bibliografia da especialidade, apenas será dada ênfase ao estado de tensão instalado no final da obra.

Na Figura 6.66 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados no final da construção para os três casos em estudo.

Como se constata da análise da figura, o aumento da profundidade de escavação conduz ao estado crítico de um maior volume de maciço, principalmente no lado suportado. Aliás, nos cálculos D1 e D2 observa-se a existência de uma zona em estado crítico (ou próxima deste) que alastra até à superfície do terreno, estando a rotura global impedida pela resistência da cortina.

Comparando os resultados dos cálculos D1 e D2, verifica-se que, aumentando a largura da escavação, ocorre um ligeiro aumento das zonas em estado crítico, tanto no interior do maciço suportado como no maciço subjacente à base da escavação (recorde-se que em termos estruturais, o solo subjacente à escavação funciona como uma “grande escora” cuja rigidez diminui à medida que aumenta a largura da escavação).

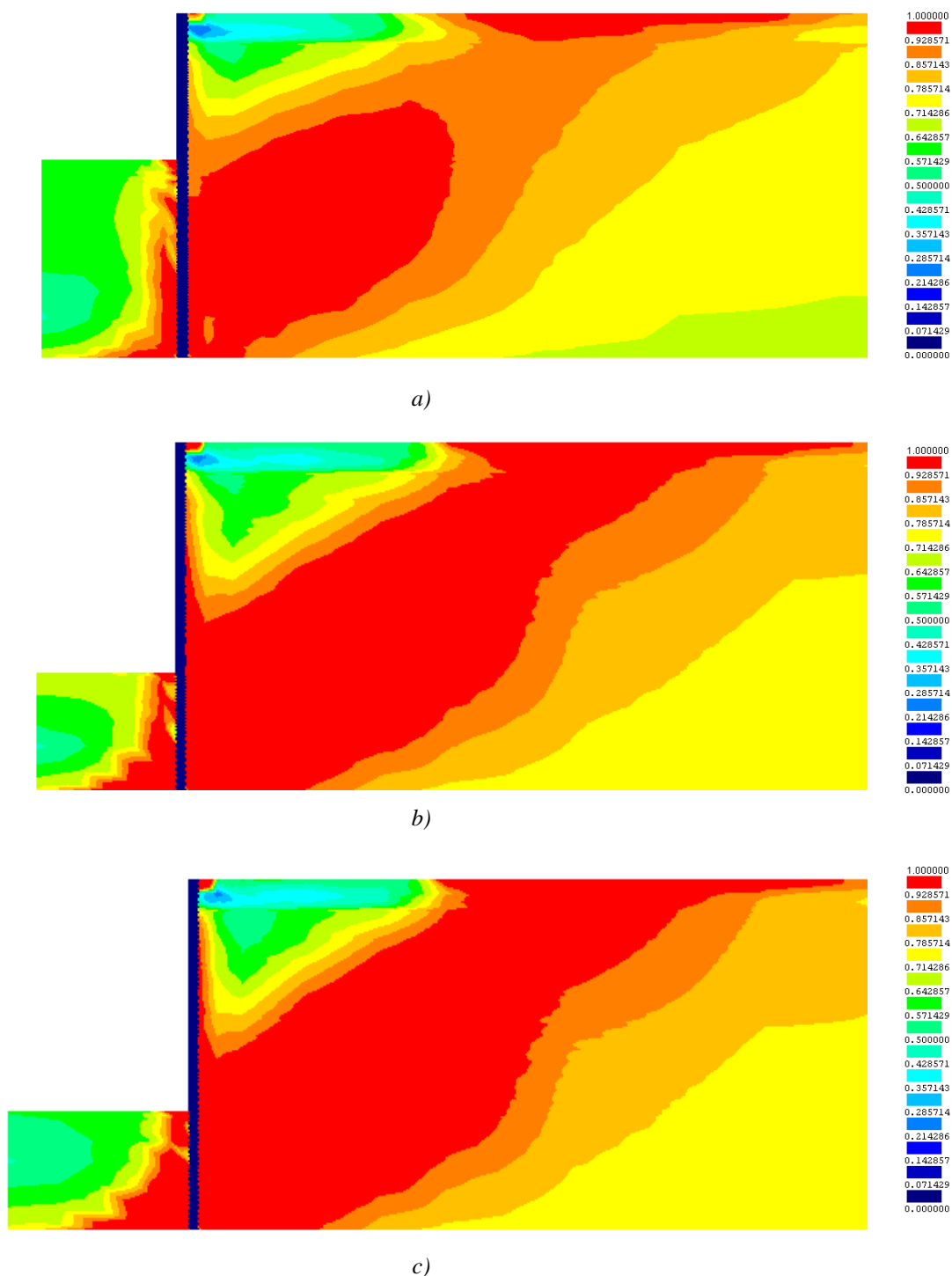


Figura 6.66 – Níveis de tensão no final da construção: a) cálculo D0; b) cálculo D1; c) cálculo D2

A evolução das pressões de terras durante o processo construtivo é idêntica nos casos D0, D1 e D2. No entanto, não passa despercebido o facto de nos cálculos D1 e D2 serem mais pronunciados os efeitos de transferência e migração de tensões, facto aliás já esperado por ser maior a zona em estado crítico nestes cálculos relativamente ao cálculo D0. A título ilustrativo apresenta-se na Figura 6.67 a distribuição das pressões de terras

(tensões horizontais totais) exercidas pelo maciço suportado no final da construção para os três casos em estudo.

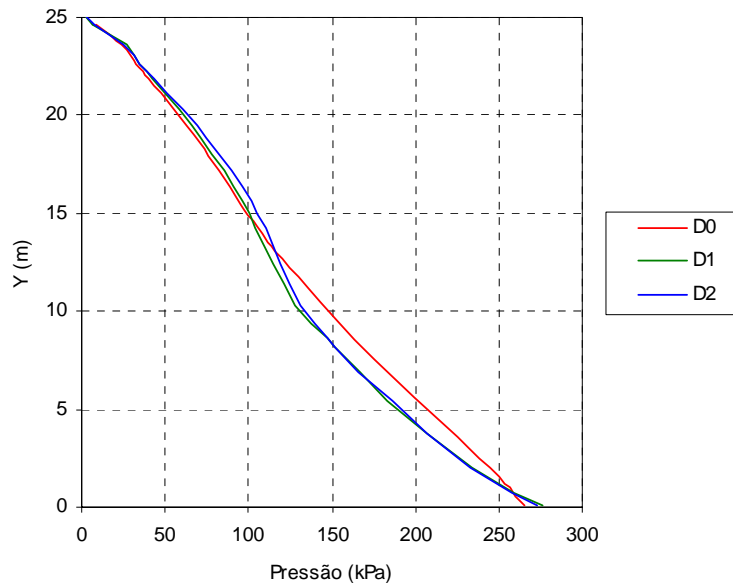


Figura 6.67 – Pressões de terras (tensões horizontais totais) no lado suportado no final da construção – cálculos D0 a D2

O exame da figura permite verificar que o efeito de arco horizontal anteriormente explicado é tanto mais pronunciado quanto maior é a profundidade da escavação. Comparando os resultados do cálculo D1 e D2, é possível verificar que no cálculo D2 as pressões de terras na zona suportada são superiores às obtidas no cálculo D1, sendo praticamente iguais abaixo da base da escavação.

Uma vez que a evolução do estado de tensão no maciço é claramente dependente da profundidade de escavação, os excessos de pressão neutra instalados no final da construção variarão consoante a profundidade atingida, como se mostra na Figura 6.68.

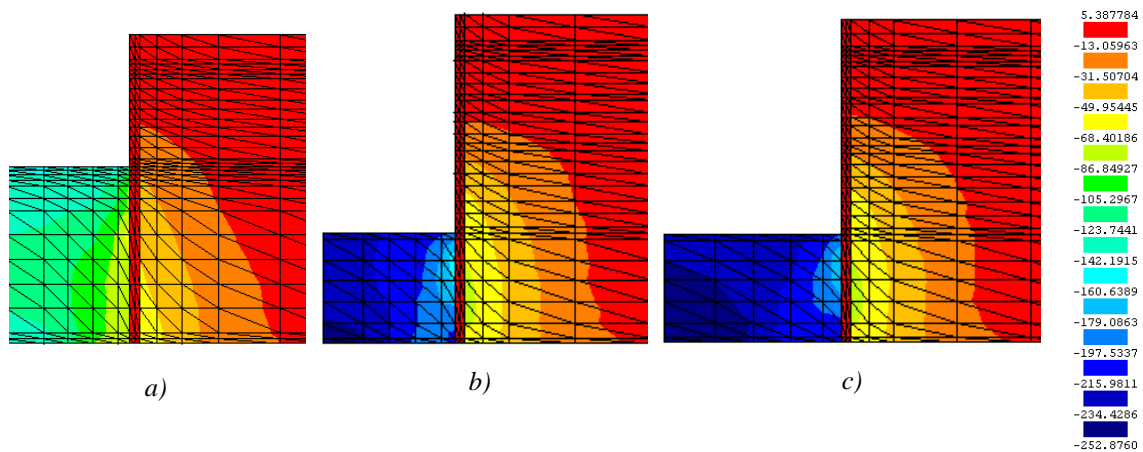


Figura 6.68 – Distribuição do excesso de pressão neutra no final da construção – cálculos D0 a D2

De modo a tornar a comparação de resultados mais simples, na Figura 6.69 mostra-se a distribuição de pressões intersticiais instaladas no final da construção ao longo do alinhamento vertical imediatamente atrás da cortina.

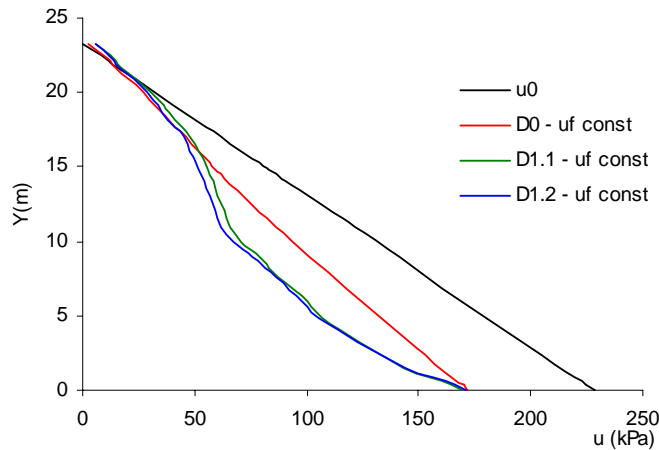


Figura 6.69 – Influência da profundidade de escavação sobre as pressões intersticiais instaladas atrás da cortina no final da construção – cálculos D0 a D2

Comparando a configuração dos resultados ilustrados nas Figuras 6.69 e 6.67, pode concluir-se que a distribuição é idêntica (embora os resultados não sejam comparáveis); deste modo, verifica-se que os excessos de pressão neutra gerados no interior do maciço suportado estão intimamente relacionados com o efeito de arco horizontal. Nos casos D1 e D2, onde a migração de tensões por efeito de arco é mais pronunciada, assiste-se à geração de excessos de pressão neutra negativos bastante elevados na zona abaixo da base da escavação, sendo na zona suportada pouco significativos, ou até mesmo positivos. Ou seja, o aumento da tensão média total na zona suportada por efeito de arco traduz-se no acréscimo das pressões intersticiais face aos resultados obtidos nas zonas mais profundas do maciço.

Relativamente ao maciço subjacente à base da escavação, na Figura 6.70 mostra-se a distribuição das pressões intersticiais ao longo de dois alinhamentos verticais.

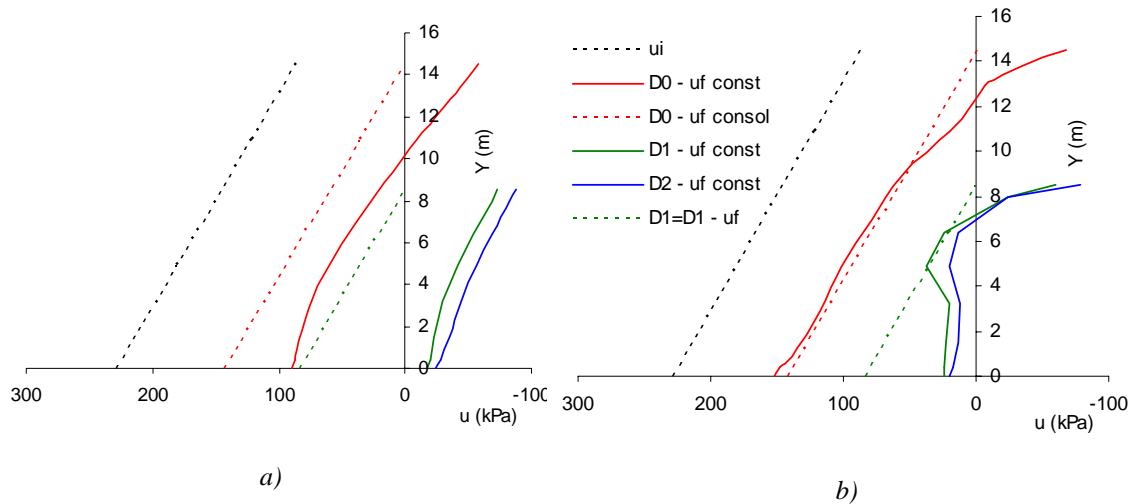


Figura 6.70 – Influência da profundidade de escavação sobre as pressões intersticiais no final da construção e no final da consolidação ao longo de dois alinhamentos verticais no maciço subjacente à escavação – cálculos D0 a D2: a) junto ao plano de simetria; b) junto à cortina

Como seria previsível, o aumento da profundidade de escavação conduz à geração de excessos de pressão neutra negativos maiores no maciço subjacente à escavação. A diferença dos resultados nos cálculos D1 e D2 junto ao eixo de simetria é justificada pelas razões apresentadas em pontos anteriores. Relativamente às pressões neutras junto à cortina, verifica-se que nos cálculos D1 e D2 a distribuição é bastante irregular resultado da cedência plástica dessa região do maciço.

Durante o período de consolidação ocorre alteração do estado de tensão total e efectiva à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra gerados durante o período de construção. Esta questão não será aprofundada neste ponto, visto que a evolução do estado de tensão segue a mesma tendência que nos casos anteriores em que a cortina está prolongada até ao firme. Apenas a título de exemplo, na Figura 6.71, apresenta-se para o alinhamento vertical atrás da cortina a evolução das tensões horizontais totais durante o período de consolidação nos cálculos D1 e D2.

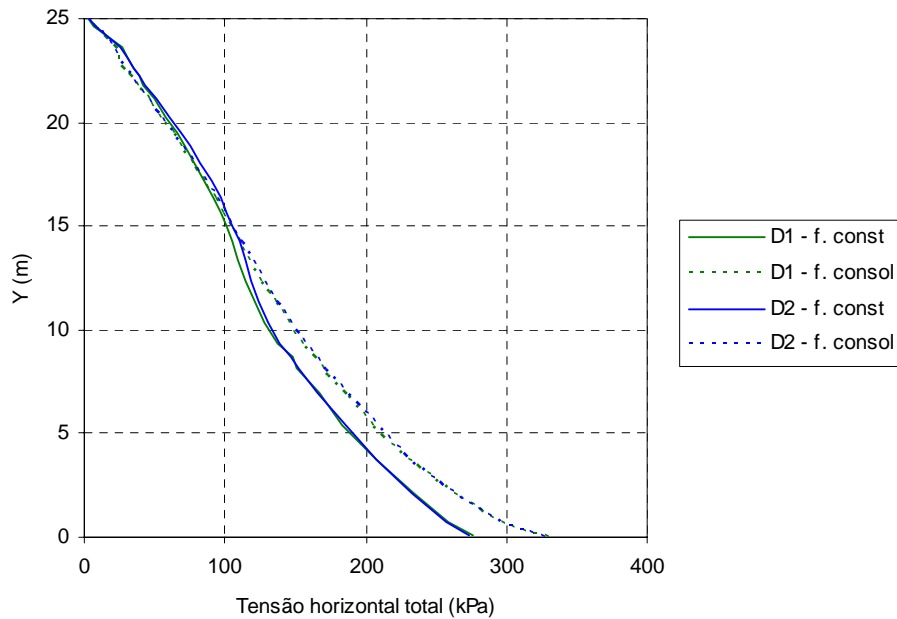


Figura 6.71 – Influência da profundidade de escavação sobre as tensões horizontais totais instaladas atrás da cortina no final da construção – cálculos D1 e D2

Relativamente à evolução das tensões verticais totais, observa-se comportamento semelhante ao explicado no Capítulo 5, no qual ocorre aumento das tensões totais verticais durante o processo de consolidação.

### 6.7.3 - Movimentos induzidos

Na Figura 6.72 são ilustrados os assentamentos da superfície do maciço suportado no final da construção e no final da consolidação.

Como pode verificar-se, o aumento da profundidade e da largura da escavação acarreta o aumento dos assentamentos da superfície do terreno a curto prazo. Este resultado já era esperado tendo em conta os níveis de tensão anteriormente apresentados.

Em relação ao comportamento diferido no tempo, a tendência obtida nos diferentes cálculos é idêntica: recuperação parcial dos assentamentos da superfície do terreno. Curiosamente, embora nos cálculos D1 e D2 se tenham gerado excessos de pressão neutra negativos bastante maiores do que no cálculo D0, a diferença nos movimentos da superfície do terreno diferidos no tempo não é significativa, sendo praticamente igual a recuperação dos assentamentos em todos os cálculos.

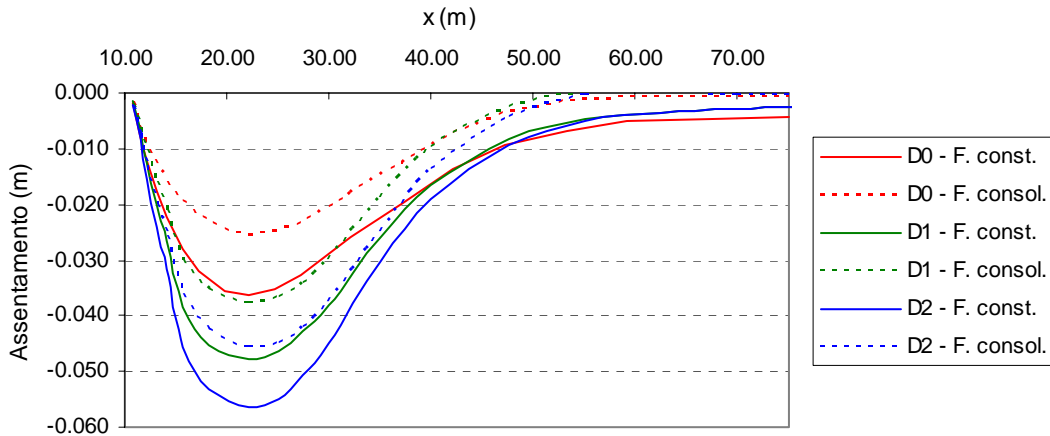


Figura 6.72 – Influência da profundidade e da largura da escavação nos assentamentos da superfície do terreno no final da construção e no final da consolidação – cálculos D0 a D2

Na Figura 6.73 mostram-se os deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazos.

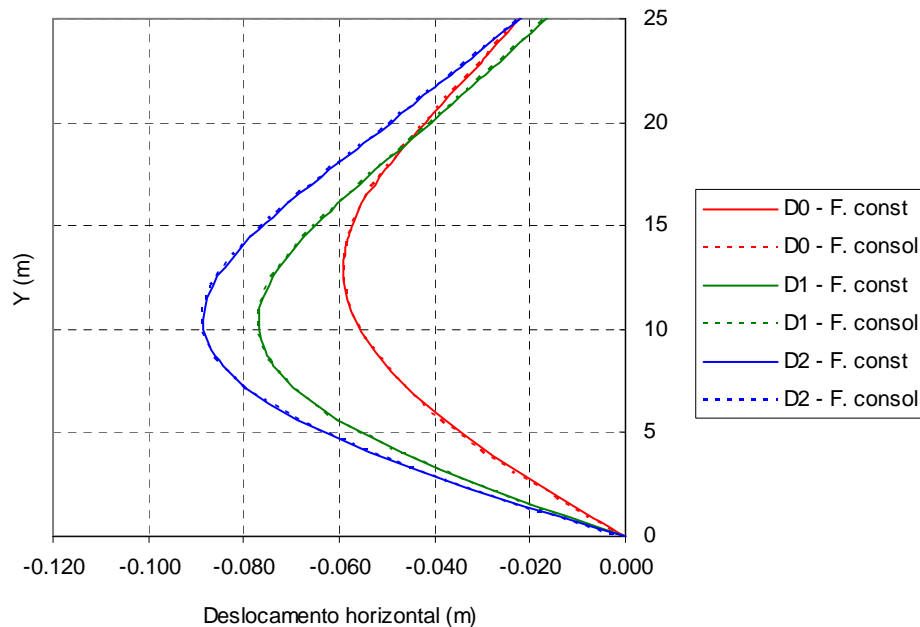


Figura 6.73 – Influência da profundidade e da largura da escavação nos deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazos – cálculos D0 a D2

A comparação dos deslocamentos da cortina a curto prazo leva a concluir que estes são crescentes com a profundidade e com a largura da escavação.

No que toca ao comportamento a longo prazo, dada a elevada rigidez da estrutura de suporte, nos cálculos D1 e D2 não se verificou variação dos deslocamentos que mereça algum comentário em especial, sendo mesmo menor do que no cálculo D0.

Uma vez que nos cálculos D1 e D2 não se verificou uma evolução significativa da deformada da cortina, pode concluir-se que durante o período de consolidação não ocorre alteração dos momentos flectores instalados na mesma que mereça destaque.



## 6.8 - Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas diversas análises numéricas que procuraram esclarecer a influência de diversos parâmetros no comportamento de escavações multi-apoiadas em solos argilosos moles, tendo-se dado especial atenção aos efeitos diferidos no tempo.

Avaliou-se a influência da largura da escavação no processo de consolidação, tendo-se constatado que é um parâmetro importante na medida em que os excessos de pressão neutra no maciço subjacente à escavação são fortemente influenciados pela proximidade da cortina, e conseqüentemente os movimentos associados à consolidação.

A consideração da aplicação de pré-esforço das escoras permitiu verificar que, ao contrário do esperado, no caso em estudo, a aplicação de pré-esforço nos níveis de escoramento não afecta em termos globais o excesso de pressão neutra gerado durante as fases de escavação nas zonas mais profundas do maciço suportado. Como tal, os efeitos diferidos no tempo não são afectados de forma significativa devido ao recurso a esta técnica.

Relativamente à influencia da rigidez à flexão da cortina, constatou-se que é um parâmetro que influencia os mecanismos de transferência de tensões e conseqüentemente os excessos de pressão neutra instalados no final da construção. Relativamente aos movimentos diferidos no tempo, o aumento da rigidez, apesar de diminuir o levantamento do fundo da escavação a curto prazo, leva a um aumento mais significativo, em termos relativos, durante o período de consolidação.

Os cálculos em que se variou a altura enterrada da cortina permitiram concluir que este é um parâmetro de especial importância tanto a curto como a longo prazos. Quando a cortina não é prolongada até um firme impermeável, os movimentos do terrapleno tendem a agravar-se durante o período de consolidação, situação contrária à verificada quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável. Também se observou uma clara dependência da evolução dos momentos flectores instalados na cortina durante a consolidação em relação à altura enterrada da mesma. A comparação dos esforços de flexão instalados após a construção e após a consolidação permitiu verificar que estes se agravam consideravelmente quando a cortina não impede o escoamento para o interior

da escavação. Relativamente ao tempo necessário para se fazerem notar os efeitos da consolidação verificou-se que evolui na razão da altura enterrada, ou seja, quanto menor é a altura enterrada da cortina, menor é o tempo necessário para que os efeitos da consolidação se pronunciem.

Relativamente às propriedades hidráulicas do maciço, as análises efectuadas permitiram constatar que a anisotropia de permeabilidade não tem grande influência no comportamento diferido no tempo do sistema solo-estrutura quando a cortina é prolongada até ao firme impermeável. Situação inversa é verificada quando a altura enterrada da cortina é reduzida ou moderada, observando-se uma clara influência da anisotropia de permeabilidade na resposta do sistema estrutura-maciço, tanto a nível de deslocamentos da superfície como a nível de esforços nos elementos estruturais.

A variação da profundidade da escavação permitiu reforçar a conclusão de que os excessos de pressão neutra gerados durante a construção no interior do maciço suportado são claramente dependentes dos mecanismos de transferência e migração de tensões por efeito de arco.

Por fim, o estudo paramétrico desenvolvido permitiu constatar que o processo de consolidação em redor de escavações em solos moles é complexo e dependente de diversos parâmetros. A estimativa dos efeitos decorrentes da consolidação do maciço não é possível através de métodos simplificados, pois, inerentes à dissipação dos excessos de pressão neutra, encontram-se complexos mecanismos de redistribuição de tensões.

## **Capítulo 7**

Aplicação do modelo a um  
caso real



## **7. Aplicação do modelo a um caso real**

### **7.1 - Introdução**

A utilização de métodos numéricos avançados, tais como os utilizados no decorrer do presente trabalho, é uma ferramenta útil para a estimativa do comportamento de obras geotécnicas complexas. No entanto, sempre que possível, os resultados obtidos por via numérica devem ser comparados com os resultados da instrumentação de obras reais por forma a validar os modelos de cálculo utilizados.

Neste capítulo é analisado um caso real, correspondendo a uma escavação realizada nos solos moles de São Francisco. Alguns dos resultados obtidos através das análises numéricas realizadas são comparados com os resultados da instrumentação da obra. Infelizmente, os resultados da instrumentação são escassos, não contemplando a evolução da obra a longo prazo.

No decurso dos estudos que conduziram a esta dissertação desenvolveram-se esforços no sentido de encontrar, na bibliografia da especialidade, resultados da instrumentação de obras reais, com os quais se pudesse confrontar os resultados obtidos por via numérica. As pesquisas efectuadas tornaram-se bastante infrutíferas. Em primeiro lugar, são raras as obras documentadas em que tenha ocorrido observação do seu comportamento ao longo do tempo. Para além dessa questão, na maioria dos casos não são apresentados os parâmetros caracterizadores do maciço interessado pela obra, ou quando o são, não se encontram de acordo com os parâmetros utilizados pela Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, sendo assim impossível efectuar cálculos com o modelo numérico utilizado.

O caso apresentado neste capítulo, embora não sendo ideal, é um dos poucos casos de obras em que foi possível colectar os resultados do comportamento real da obra, divulgados por Clough e Reed (1984), e parâmetros caracterizadores do comportamento do maciço, pois Borja (1990) analisou a obra em questão, tendo utilizado o modelo Cam-Clay Modificado na modelação das formações argilosas interessadas pela obra.

## **7.2 - Considerações gerais**

A escavação que aqui se descreve, efectuada para a instalação de infraestruturas enterradas, tendo cerca de 7,6 m de largura e atingindo a profundidade máxima de 9,0 m, foi realizada em solos argilosos de baixa resistência e suportada por uma cortina metálica escorada.

Tal como foi anteriormente referido, a obra foi realizada próximo de São Francisco, tendo um desenvolvimento longitudinal considerável, desenvolvendo-se ao longo de três ruas distintas, de tal forma que os primeiros autores citados identificaram dois perfis geotécnicos distintos ao longo do seu desenvolvimento, designando-os por Rua Rankine e Avenida Davidson, de acordo com a localização geográfica das secções em estudo.

Nas Figuras 7.1 e 7.2 são apresentados os perfis geotécnicos do terreno, assim como algumas das propriedades dos solos nos quais se desenvolve a obra. Como se pode verificar, subjacente a um aterro com cerca de 3,0 m de possança existe um estrato de argila mole, com elevado teor em água e baixa resistência não drenada. Os dois perfis geotécnicos ilustrados apresentam algumas diferenças que merecem aqui ser comentadas. Em primeiro lugar, a observação das figuras permite desde logo constatar que o maciço argiloso da Avenida Davidson apresenta menor resistência ao corte, sendo curioso o facto de se tratar de uma argila subconsolidada, ou seja as tensões efectivas instaladas são inferiores às determinadas geostaticamente. Clough e Reed (1984) justificam este facto devido a pressões artesianas ou ao facto de ainda não ter ocorrido a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados aquando da execução do aterro. A causa possível para este facto não é totalmente esclarecida pelos autores, embora estes encarem a hipótese da existência de pressões artesianas como mais verosímil.

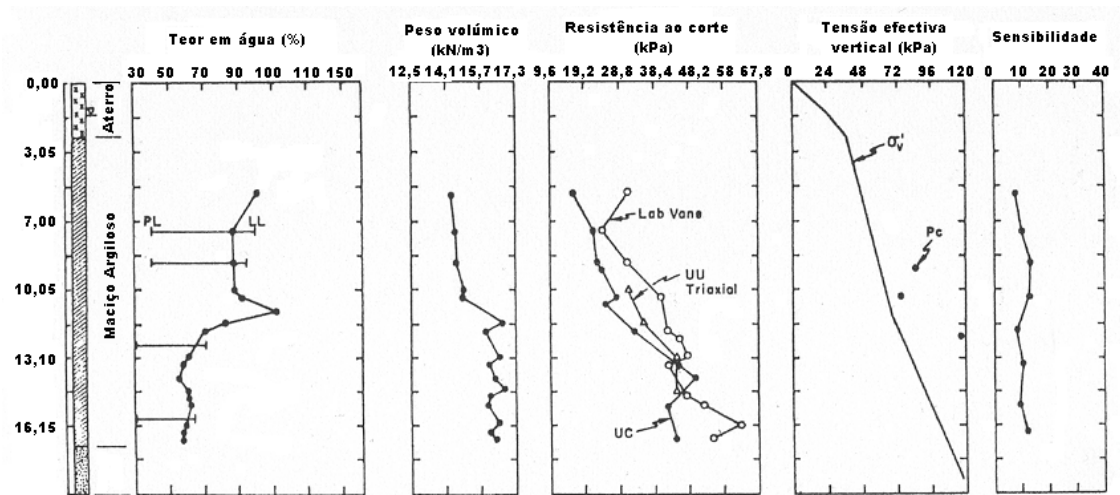


Figura 7.1 –Propriedades da formação argilosa na Rua Rankine (Clough e Reed, 1984)

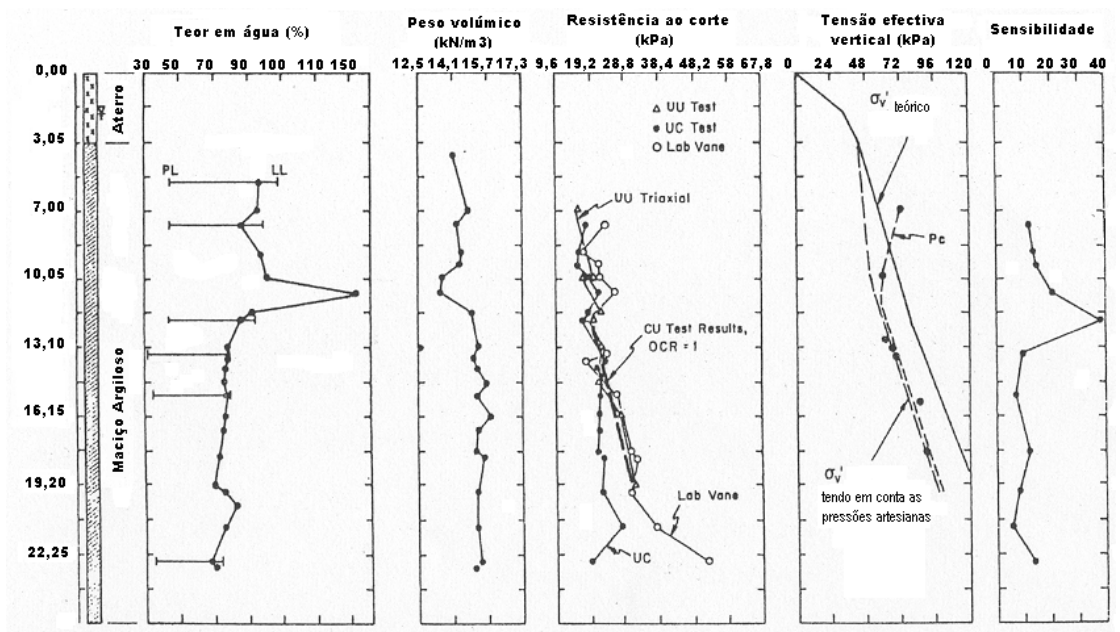


Figura 7.2 –Propriedades da formação argilosa na Avenida Davidson (Clough e Reed, 1984)

Ainda relativamente aos parâmetros do solo, tendo em conta os estudos desenvolvidos por Bonaparte e Mitchell (1979), Borja (1990) analisou a obra em questão através de modelos de estados críticos (Cam-Clay Modificado) utilizando os parâmetros indicados no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Parâmetros caracterizadores do modelo  $p-q-\theta$  da escavação em S. Francisco (Borja, 1990)

	$\lambda$	$\kappa$	N	$\Gamma$	$\nu$	$\phi'$
Argila – R. Rankine	0,37	0,054	3,57	3,35	0,20	35
Argila – R. Davidson	0,37	0,090	3,57	3,37	0,20	30
Aterro	0,025	0,005	1,817	1,80	0,30	35

Admitiu-se que tanto no aterro como nas formações argilosas que o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , seria igual a 0,6. Relativamente ao grau de sobreconsolidação da formação argilosa, para a Rua Rankine foi adoptado  $OCR=1,5$ , enquanto que para a Avenida Davidson, tendo em conta a pressão de água nos poros previamente instalada, se adoptou  $OCR=1,0$ . Relativamente à caracterização hidráulica das formações, não consta nos trabalhos consultados qualquer referência à permeabilidade do maciço, sendo apenas indicado que na formação argilosa existem finos estratos de silte. Deste modo, arbitrou-se que o aterro teria permeabilidade muito elevada e a formação argilosa foi considerada isotrópica em termos de permeabilidade, sendo o coeficiente de permeabilidade,  $k$ , igual a  $5 \times 10^{-9}$  m/s.

Para ter em conta a existência de argilas subconsolidadas, adoptou-se o método proposto por Borja (1990), no qual se considera que o peso volúmico da água é superior a  $9,8 \text{ kN/m}^3$ . Consideraram-se os seguintes pesos volúnicos dos materiais: aterro  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ , formação argilosa  $\gamma=15,7 \text{ kN/m}^3$ . Na análise correspondente ao perfil geotécnico da Avenida Davidson, o peso volúmico da água foi considerado igual a  $12,0 \text{ kN/m}^3$  na geração do estado de tensão inicial.

No que se refere às propriedades geométricas da escavação, na Figura 7.3 encontra-se ilustrada uma secção genérica da mesma. Trata-se de uma escavação suportada por estacas prancha metálicas, com rigidez à flexão de  $6,0 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$ , que por sua vez se apoia em três níveis de escoras. As escoras encontram-se espaçadas na direcção longitudinal de cerca de 4,9 m, sendo o primeiro nível constituído por escoras de madeira, com rigidez axial de  $1,3 \times 10^5 \text{ kN/m}$ , e os dois níveis seguintes por escoras metálicas, com rigidez axial de  $5,8 \times 10^5 \text{ kN/m}$ . Como pode ser verificado na Figura 7.3, a cortina é prolongada 4,5 m abaixo da base da escavação. A profundidade a que se



encontra o firme é diferente nos dois casos em estudo: 10,5 m e 15,0 m abaixo da base da escavação na Rua Rankine e na Avenida Davidson, respectivamente.

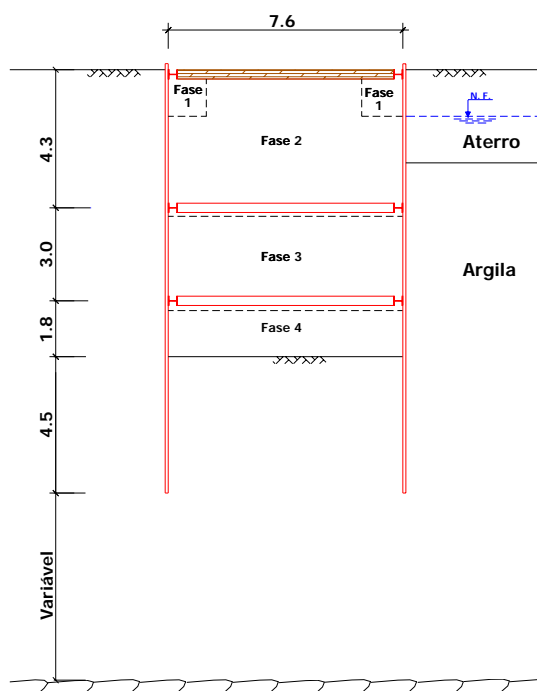


Figura 7.3 – Características da escavação

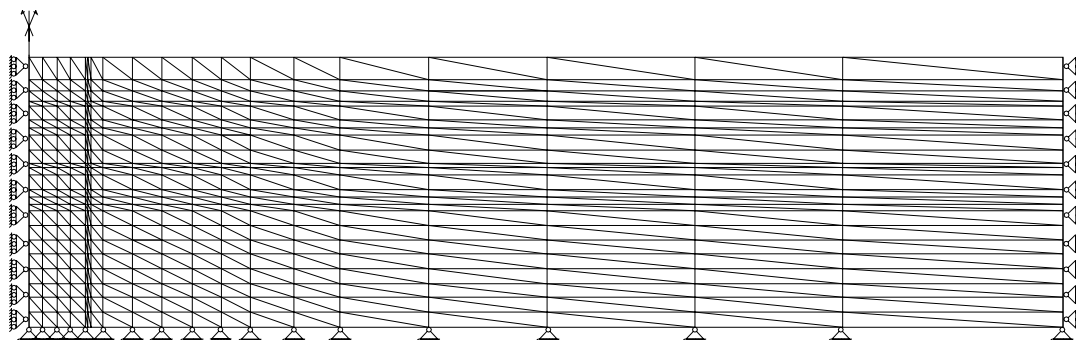
No Quadro 7.2 é indicado o faseamento construtivo da obra.

Quadro 7.2 – Faseamento construtivo adoptado.

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação de uma vala com 1,5 m de largura máxima junto à cortina
Instalação do primeiro nível de escoramento.	
2	Escavação até à profundidade de 4,3 m.
Instalação do segundo nível de escoramento.	
3	Escavação até à profundidade de 7,3 m.
Instalação do terceiro nível de escoramento.	
4	Escavação até à profundidade de 9,1 m.

O modelo numérico realizado constou numa malha de elementos finitos com 914 elementos, sendo quatro elementos de barra (para simulação das escoras) e 38 elementos de junta. Os restantes elementos são elementos triangulares de 6 nós. Para

simular a formação argilosa recorreu-se a elementos híbridos. Na Figura 7.4 apresenta-se a configuração da malha utilizada.



*Figura 7.4 – Malha de elementos finitos utilizada no cálculo*

Relativamente às condições de fronteira, os deslocamentos tanto verticais como horizontais encontram-se impedidos na fronteira inferior, estando também impedidos os deslocamentos horizontais na fronteira lateral esquerda (por razões de simetria) e direita (considerada à distância de 70 m em relação ao plano de simetria). No que se prende com as condições de fronteira hidráulica são distintas nas diversas análises realizadas, como se verá de seguida.

A análise da secção correspondente à Avenida Davidson é complexa pelo facto de o maciço apresentar baixa capacidade resistente (o factor de segurança em relação à rotura de fundo determinado pelo método de Terzaghi para a profundidade máxima de escavação é inferior a 1,0 (Clough e Reed, 1984)) e, principalmente, por se tratar de um maciço argiloso subconsolidado. Pelo facto de no estado de repouso a distribuição da pressão de água nos poros não corresponder à hidrostática, e não se encontrar totalmente esclarecida a razão dessa diferença, optou-se por apenas realizar uma análise em condições não drenadas (mas tendo em conta a geração de excessos de pressão neutra e sendo o comportamento do solo definido pelo estado de tensão efectiva), já que caso contrário se correria o risco de retirar ilações erradas pelo facto de se estar perante um caso excepcional.

A problemática existente na secção da Avenida Davidson não se coloca no caso da Rua Rankine. Embora sejam escassos os resultados da instrumentação nesta secção (apenas se têm dados correspondentes aos deslocamentos horizontais da cortina quando a escavação atinge a profundidade máxima), realizaram-se duas análises distintas. Numa primeira análise admitiu-se, igualmente, que a escavação seria executada rapidamente

de forma a ser lícita a condição não drenada do maciço. Na segunda análise foi considerada a possibilidade de dissipação parcial dos excessos de pressão neutra durante a própria construção. Na análise parcialmente drenada considerou-se que decorria um período de 8 dias entre duas fases consecutivas de escavação, tendo-se efectuado um cálculo parcialmente drenado, no qual há possibilidade de ocorrência de alguma consolidação durante a própria construção. Deste modo, após a escavação de uma determinada fase, permitiu-se a possibilidade de drenagem durante um período de 8 dias e, seguidamente, procedeu-se à simulação da fase de escavação seguinte. O período de tempo considerado entre duas fases de escavação consecutivas foi definido com base no trabalho apresentado por Clough e Reed. Admitiu-se ainda a possibilidade de a escavação poder continuar aberta 3 meses após o final da sua construção.

Nas análises em termos não drenados todas as fronteiras do problema foram consideradas impermeáveis. Na análise parcialmente drenada efectuada para a secção da Rua Rankine considerou-se que a fronteira inferior seria impermeável, bem como as fronteiras laterais. Uma vez que a posição do nível freático no exterior do corte é admitida como constante, o alinhamento horizontal à profundidade de 3 m (fronteira entre o aterro e o maciço argiloso) foi considerado permeável, assim como a subfronteira correspondente ao fundo da escavação foi considerada como permeável. Chama-se a atenção para o facto de esta fronteira mudar de posição à medida que a escavação progride.

## **7.3 - Análise de resultados**

### **7.3.1 - Preâmbulo**

Neste ponto apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nos cálculos efectuados, sendo dada especial atenção à confrontação dos resultados numéricos com os obtidos por via da instrumentação da obra.

As análises efectuadas designam-se da seguinte forma:

- Rua Rankine – cálculo não drenado – cálculo R1;
- Rua Rankine – cálculo parcialmente drenado – cálculo R2;
- Avenida Davidson – cálculo não drenado – cálculo D1.

### 7.3.2 - Análise da evolução do estado de tensão

As linhas gerais da evolução do estado de tensão em escavações suportadas por cortinas multi-escoradas já foram apresentadas com o devido detalhe nos capítulos anteriores, pelo que neste ponto apenas será dada ênfase às questões particulares do problema em estudo.

Nas Figuras 7.5 e 7.6 é apresentada a evolução das pressões exercidas sobre a cortina nas três análises efectuadas.

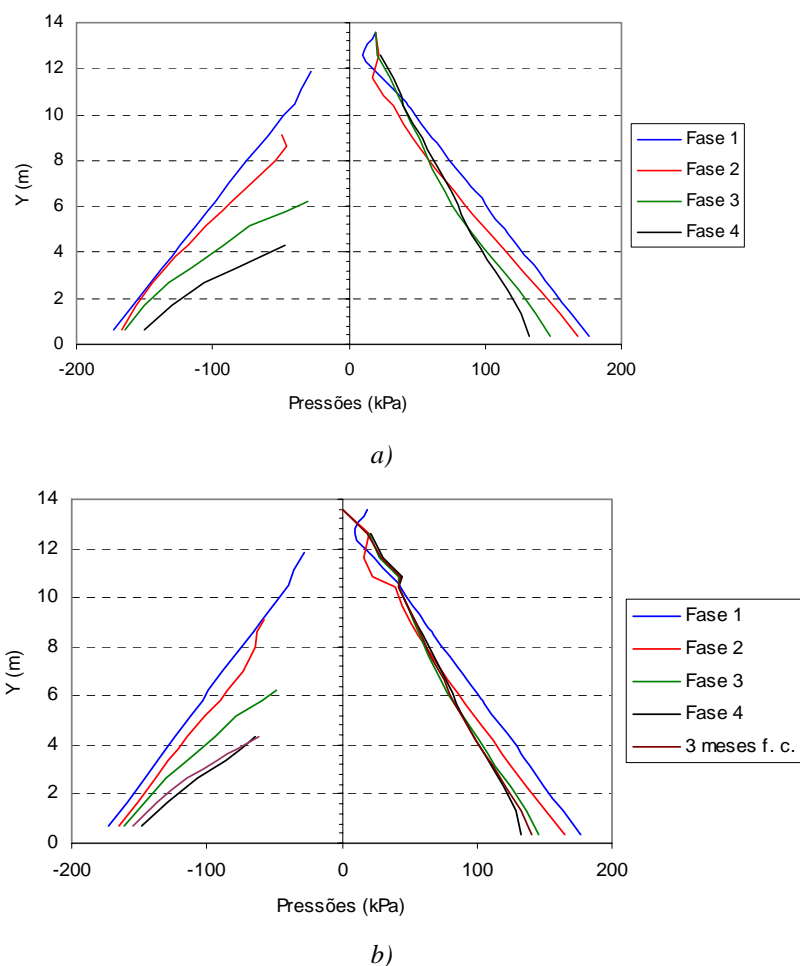


Figura 7.5 – Pressões nas faces da cortina na secção da Rua Rankine: a) cálculo R1; b) cálculo R2

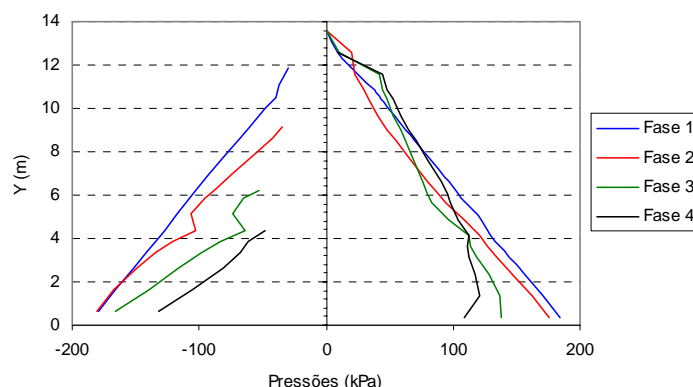


Figura 7.6 – Pressões nas faces da cortina na secção da Avenida Davidson – cálculo D1

Como se pode verificar, a evolução das pressões de terras exercidas sobre a cortina segue o comportamento habitual em escavações multi-apoiadas. A análise da Figura 7.5 permite verificar que a tendência dos resultados obtidos é semelhante nos cálculos R1 e R2, sendo apenas de referir que no cálculo R2, onde foi considerada a hipótese de ocorrência de dissipação dos excessos de pressão neutra, ao fim de 3 meses após a conclusão da escavação as pressões exercidas em ambas as faces da cortina são ligeiramente superiores às verificadas no final da construção. Este fenómeno deve-se às deformações volumétricas do maciço derivadas da dissipação parcial dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção.

O exame conjunto das duas figuras anteriores permite constatar algumas diferenças nos resultados obtidos nos cálculos R1 e R2 dos obtidos no cálculo D1. Antes de mais, convém lembrar que o maciço argiloso do cálculo D1 apresenta uma resistência muito mais reduzida e é muito deformável, pelo facto de as tensões efectivas serem baixas e do parâmetro  $k$  do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$  ser elevado. Deste modo, no cálculo D1 as deformações do maciço são muito mais significativas, o que potencia o desenvolvimento dos fenómenos de transferência de tensões por efeito de arco. Como se pode verificar na Figura 7.6, principalmente na última fase de escavação, é notório o acréscimo das pressões na zona escorada, ocorrendo precisamente o contrário abaixo da base da escavação. Nos cálculos R1 e R2, pelo facto de o maciço ser mais resistente e menos deformável, o efeito de arco é sentido de forma menos pronunciada.

Em relação aos níveis de tensão, como não poderia deixar de ser, os resultados de R1 (e também de R2) são distintos dos obtidos no cálculo D1, tal como se ilustra na Figura 7.7.

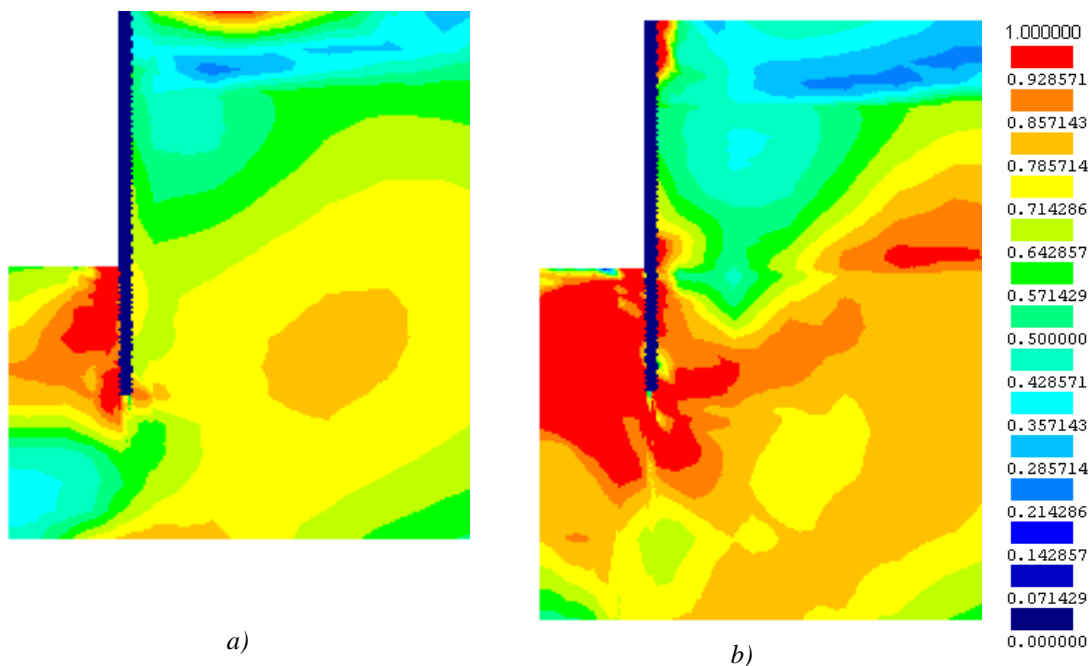


Figura 7.7 –Níveis de tensão no final da construção: a) cálculo R1; b) cálculo D1.

Os resultados expressos na figura permitem verificar que no caso R1 o estado crítico é atingido apenas no maciço subjacente à escavação e numa zona próxima da cortina. Situação contrária é verificada no cálculo D1, no qual o estado crítico é atingido numa região muito significativa do maciço subjacente à escavação, prolongando-se para o maciço suportado. As diferenças identificadas não constituem algo de imprevisível, pois tal como anteriormente referido o maciço do cálculo D1 é muito menos resistente do que o maciço dos cálculos R1 e R2. No que se prende com os níveis de tensão mobilizados no final da construção no cálculo R2, os resultados obtidos são semelhantes aos do cálculo R1, não sendo por isso não apresentados.

Relativamente aos excessos de pressão neutra instalados no final da construção, nas Figuras 7.8 e 7.9, são apresentados os resultados obtidos nos três cálculos efectuados.

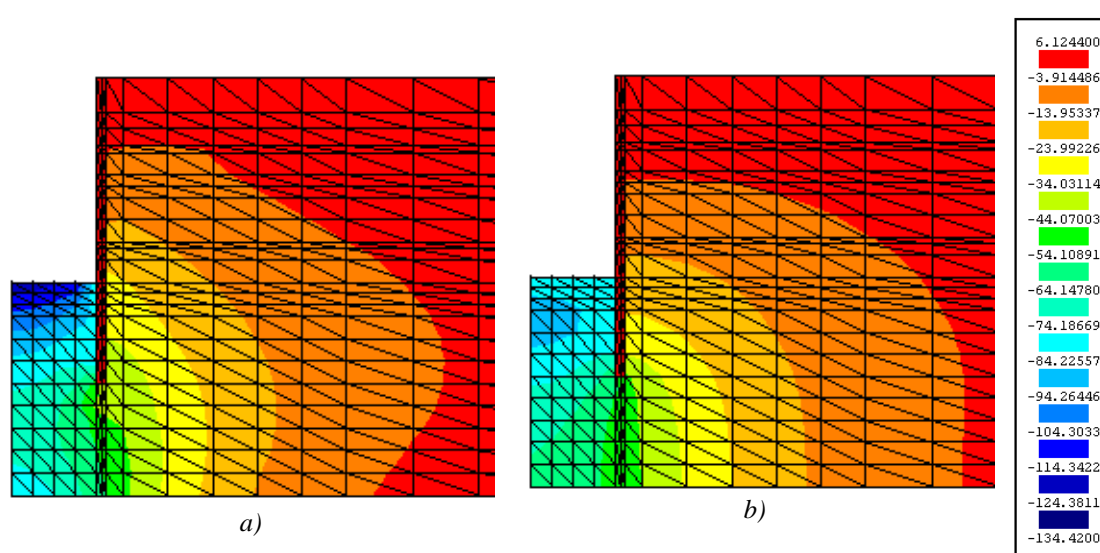


Figura 7.8 –Excessos de pressão neutra no final da construção na secção da Rua Rankine: a) cálculo R1; b) cálculo R2

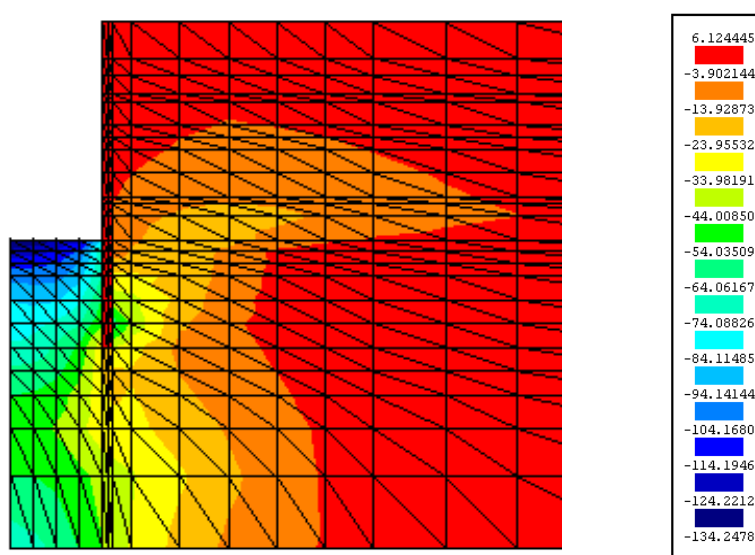


Figura 7.9 –Excessos de pressão neutra instalados no final da construção na secção da Avenida Davidson – cálculo D1

O exame da Figura 7.8 permite constatar que a consideração da consolidação durante a construção induz algumas diferenças no campo dos excessos de pressão neutra e, implicitamente, sobre a grandeza e a distribuição de tensões totais e efectivas. Curiosamente, as maiores diferenças no campo de excessos de pressão neutra não se fazem sentir junto à cortina, mas sim a alguma distância desta, principalmente no interior do maciço suportado.

Relativamente aos resultados obtidos no cálculo D1, ilustrados na Figura 7.9, verifica-se que a distribuição dos excessos de pressão neutra toma uma configuração

menos uniforme, sendo muito mais complexa a interpretação dos resultados deste cálculo do que os resultados dos cálculos R1 e R2. A distribuição menos regular dos excessos de pressão neutra deve-se ao facto de o maciço ser pouco resistente, tendo plastificado e mesmo atingido o estado crítico em diversas zonas. No entanto, os resultados fornecidos pela instrumentação da obra permitem ter alguma confiança nos resultados obtidos.

A secção da Avenida Davidson foi instrumentada, tendo sido instalados dois piezómetros junto à cortina, do lado suportado, à profundidade de 9,1 e 12,8 metros. Nas Figura 7.10 e Figura 7.11 comparam-se os resultados obtidos no Cálculo D1 e os obtidos por via da instrumentação, através de gráficos em que no eixo das ordenadas se representa a razão entre a pressão intersticial instalada e a pressão instalada em estado de repouso, enquanto, no eixo das abcissas é representada a profundidade a que se encontra o fundo da escavação.

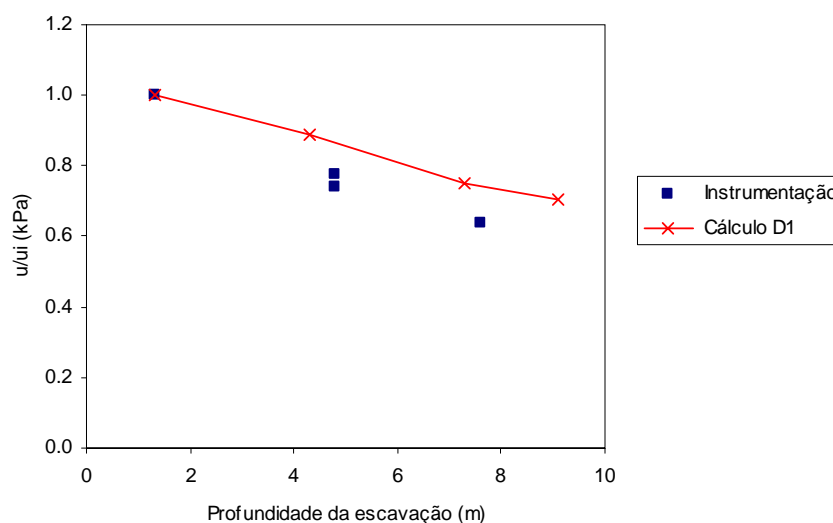


Figura 7.10 –Evolução das pressões intersticiais junto à cortina à profundidade de 9,1 m. Confrontação dos resultados numéricos com os observados



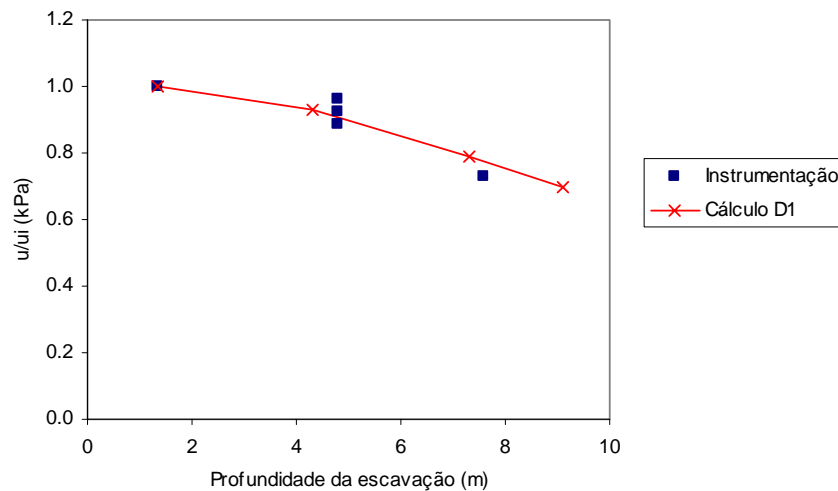


Figura 7.11 – Evolução das pressões intersticiais junto à cortina à profundidade de 12,8 m. Confrontação dos resultados numéricos com os observados

A observação das figuras anteriores permite concluir que os resultados numéricos obtidos pelo modelo de cálculo utilizado são bastante próximos dos obtidos pela observação do comportamento da obra. Embora à profundidade de 9,1 m, o modelo numérico tenha subestimado a diminuição da pressão intersticial, a tendência de evolução é semelhante à medida na obra. No que respeita à Figura 7.11, a concordância dos resultados é excelente, sendo os resultados numéricos muito próximos do comportamento observado em obra, independentemente da profundidade da escavação.

As análises R1 e D1, nas quais se admitiu comportamento não drenado do maciço terminam nesta fase, não se tendo acompanhado o desenvolvimento dos efeitos de consolidação. No caso do cálculo R2, a análise foi prolongada por três meses após o final da construção, permitindo-se assim a dissipação parcial dos excessos de pressão neutra e estabelecimento parcial da rede de escoamento para o interior do corte, conforme é ilustrado na Figura 7.12, na qual se encontra representado o diferencial de pressões neutras três meses após o final da construção face às pressões neutras iniciais. Como seria de esperar, três meses não são suficientes para o estabelecimento de um regime de percolação permanente, encontrando-se o problema, em termos hidráulicos, em regime transitório de percolação.

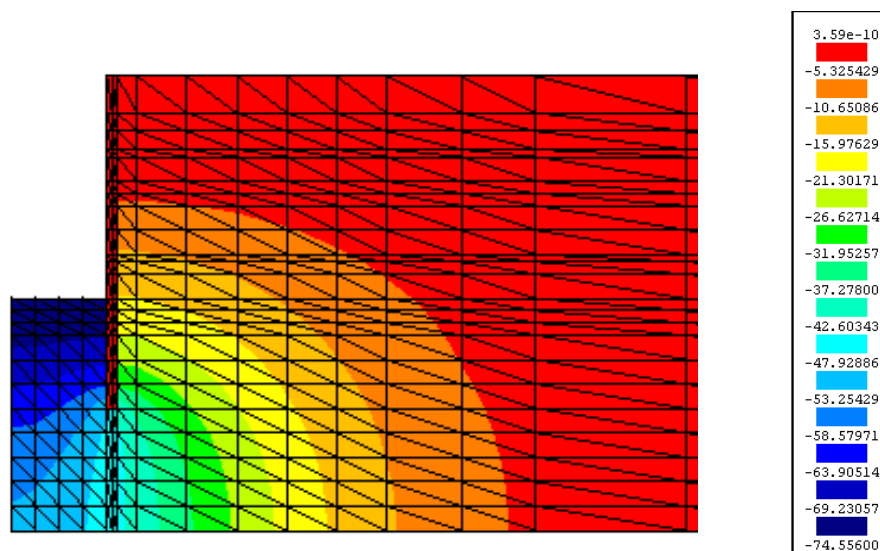


Figura 7.12 –Diferencial entre as pressões neutras instaladas 3 meses após o final da construção e as pressões neutras iniciais - cálculo R2

### 7.3.3 - Movimentos induzidos

Como se encontra ilustrado na Figura 7.13, o perfil de deslocamentos horizontais da cortina nos cálculos R1 e R2 é bastante distinto do cálculo D1, quer nos resultados numéricos quer nos da observação. A razão para tal diferença é justificada pelo facto de o maciço argiloso do cálculo D1 ser muito pouco resistente, o que induz um baixo valor para o factor de segurança em relação à rotura do fundo da escavação.

Relativamente aos resultados obtidos no Cálculo D1, ilustrados na Figura 7.13c, constata-se que os deslocamentos horizontais da cortina abaixo da base da escavação aumentam à medida que a escavação progride. Na última fase de escavação assiste-se à degeneração da concavidade da deformada da cortina em convexidade, ocorrendo o deslocamento máximo horizontal ao nível do pé da mesma e atingindo cerca de 23 cm. Um facto interessante é verificar que embora a última fase corresponda à escavação de apenas 1,8 m, os deslocamentos abaixo do último nível de escoras aumentam de uma forma muito significativa, denunciando o comportamento não linear do maciço e a proximidade de uma rotura do fundo da escavação. A Figura 7.13c permite ainda referir a proximidade entre os resultados obtidos através do cálculo numérico e os observados. Como se pode observar, na fase 2 de escavação os deslocamentos horizontais da cortina

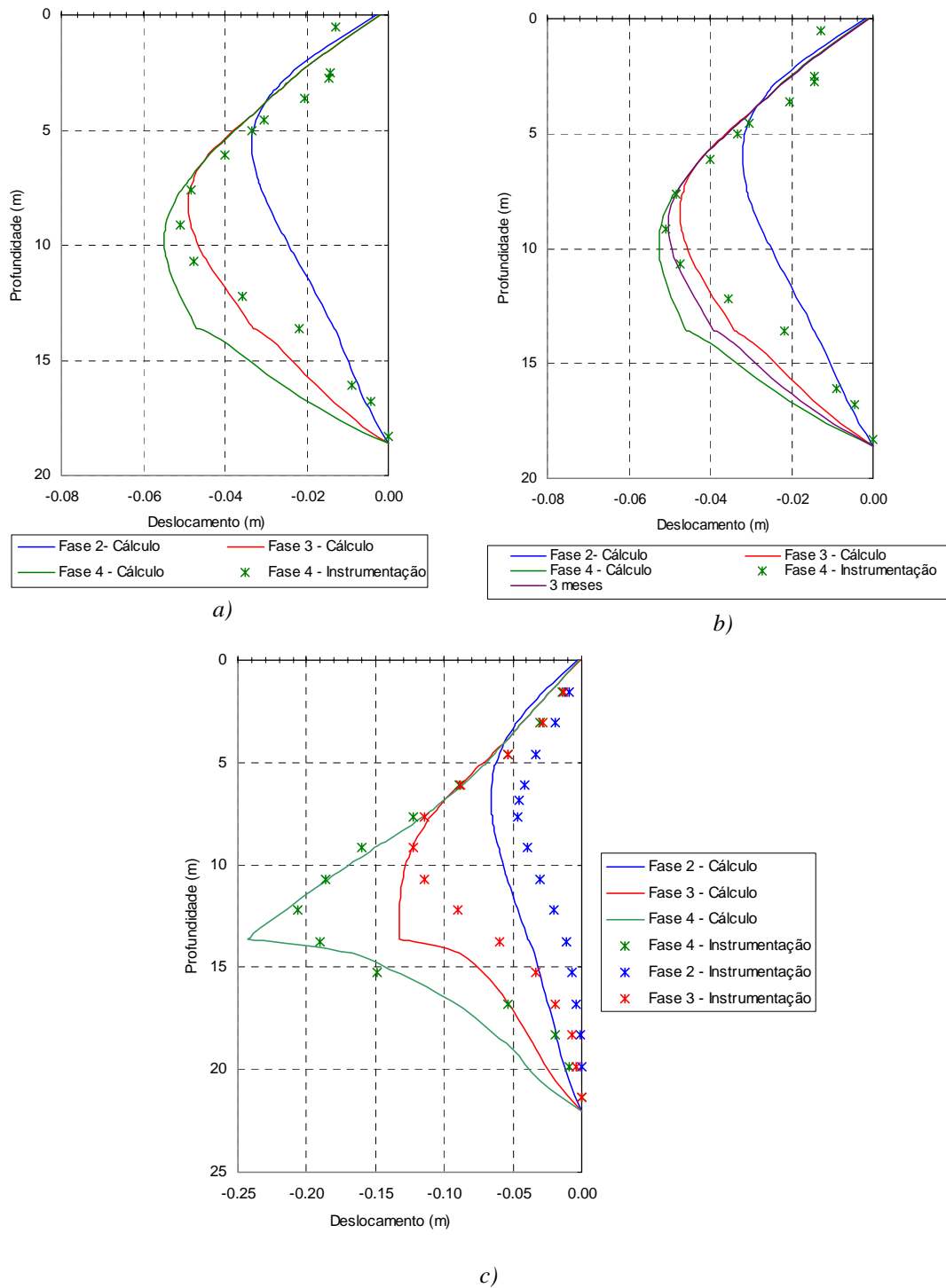


Figura 7.13 – Deslocamentos horizontais do plano da cortina nas várias fases do processo construtivo. Comparação dos resultados dos cálculos com os de observação: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1

obtidos por via numérica são superiores aos medidos, embora, exista uma perfeita concordância relativamente à configuração da deformada. Nas fases 3 e 4, acima do fundo da escavação, os resultados numéricos são muito próximos dos medidos, sendo esta concordância perdida abaixo da base da escavação. As medições na obra resultaram

em deslocamentos do pé da cortina menores do que os determinados por aplicação do modelo de cálculo. Por outro lado, não deve ser negligenciado o facto de os deslocamentos horizontais terem sido determinados através de inclinómetros, que, como é óbvio, não se encontram incorporados no interior da cortina de estacas prancha, mas sim a alguma distância da mesma. No entanto, Clough e Reed indicam que alguns inclinómetros ficaram inoperacionais no decurso da última fase de escavação devido aos elevados deslocamentos horizontais, que poderão ter ultrapassado o deslocamento máximo medido de 20,5 cm.

Passando à análise dos cálculos R1 e R2, constata-se que os deslocamentos horizontais são muito inferiores aos verificados na análise da secção da Avenida Davidson. A evolução dos deslocamentos à medida que a escavação progride não merece qualquer tipo de comentário, já que é o comportamento típico deste tipo de obra. Da comparação dos resultados dos cálculos R1 e R2, conclui-se que, embora os resultados sejam semelhantes, a consideração do tempo de construção (cálculo R2) conduz a deslocamentos da cortina ligeiramente menores, independentemente da fase de construção. No final da escavação o deslocamento máximo da cortina no cálculo R1 era de 5,43 cm, enquanto que no cálculo R2 toma o valor de 5,26 cm. Infelizmente não se dispõe de resultados das medições de deslocamentos ao longo do processo construtivo, estando apenas disponível o perfil de deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação. A comparação dos resultados numéricos com as medições efectuadas na obra permite identificar uma grande proximidade de resultados, tanto em grandeza como em tendência comportamental, principalmente acima da base da escavação. No cálculo R2 a concordância dos deslocamentos medidos com os calculados é mesmo excelente, tendo o modelo numérico conduzido a um deslocamento máximo da cortina muito próximo do observado.

Tendo em conta o presente caso, parece poder concluir-se que a consideração do tempo de construção no modelo numérico permite uma melhor previsão do comportamento da obra. No entanto, não pode deixar de se referir que a permeabilidade do maciço foi arbitrada pelo autor do presente trabalho, podendo não traduzir com fidelidade as propriedades hidráulicas do maciço argiloso.

Como já foi referido, a análise R2 foi prolongada por três meses após ter sido atingida a cota final da escavação, com o intuito de avaliar os efeitos da dissipação dos excessos de pressão neutra durante este período. Na Figura 7.13b é possível comparar os deslocamentos horizontais da cortina no final da construção e após três meses. Os deslocamentos abaixo da base da escavação tendem a diminuir com o decorrer do tempo, sendo este resultado expectável tendo em conta as análises efectuadas no capítulo anterior, assim como os estudos elaborados por Martins (1993) e Ou e Lai (1994).

Como se pode verificar na Figura 7.14, a grandeza dos assentamentos da superfície do maciço suportado na secção da Rua Rankine é totalmente distinta dos resultados obtidos na análise da secção da Avenida Davidson. É curioso constatar que na fase 4, os assentamentos pouco aumentaram nos cálculos R1 e R2, ocorrendo o oposto no cálculo D1, em que devido à plastificação do solo ocorre um aumento muito significativo dos assentamentos. Em todas as análises efectuadas, nas primeiras fases de escavação observa-se a ocorrência de levantamento da superfície do terreno junto à cortina, ocorrendo o oposto na última fase de escavação, sendo tanto mais significativo quanto mais baixas são as propriedades resistentes do maciço argiloso.

A comparação dos resultados obtidos nos cálculos R1 e R2 não permite retirar grandes conclusões, pois os assentamentos da superfície são praticamente idênticos em todas as fases de escavação. Questão que não pode deixar de ser referida é o facto, aparentemente estranho, de ao fim de três meses os assentamentos serem praticamente idênticos, ou até mesmo menores em certas zonas, do que os estimados no final da construção. Com efeito, sendo permitida a percolação por baixo da cortina, seria de esperar que os assentamentos aumentassem devido ao desenvolvimento de forças de percolação com sentido descendente.

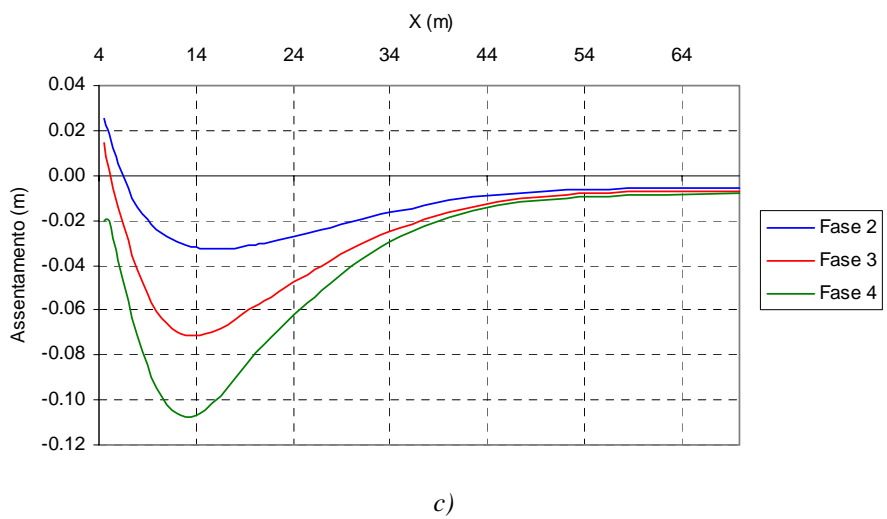
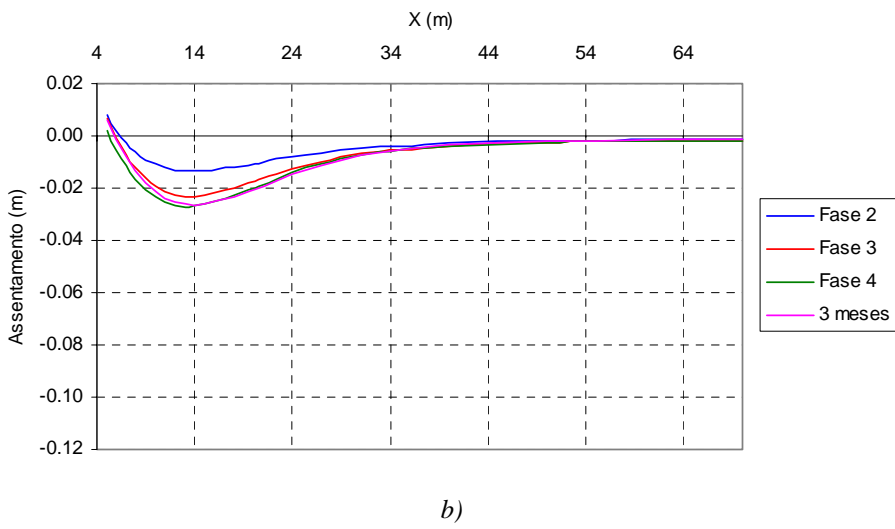
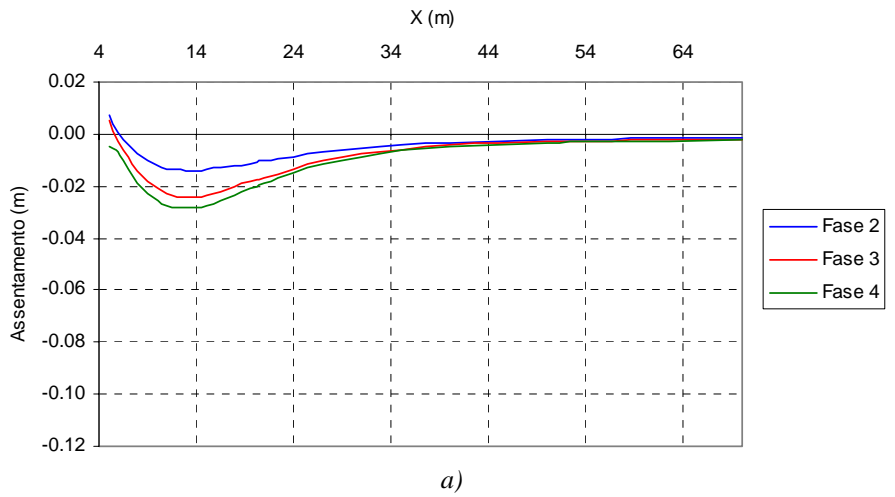
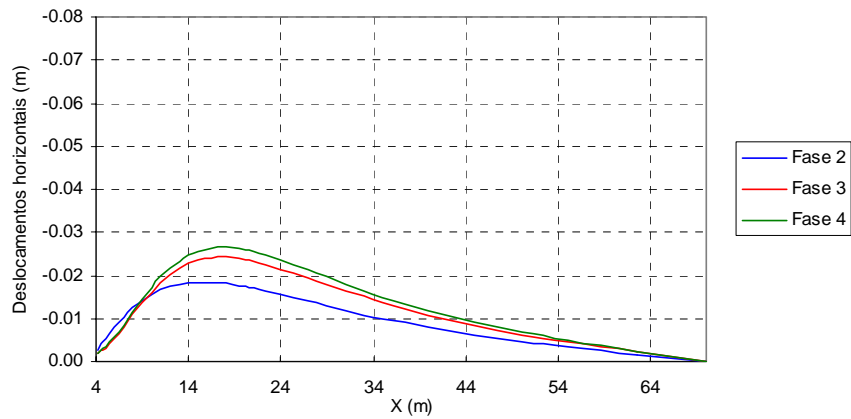


Figura 7.14 – Assentamentos da superfície nas várias fases do processo construtivo: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1

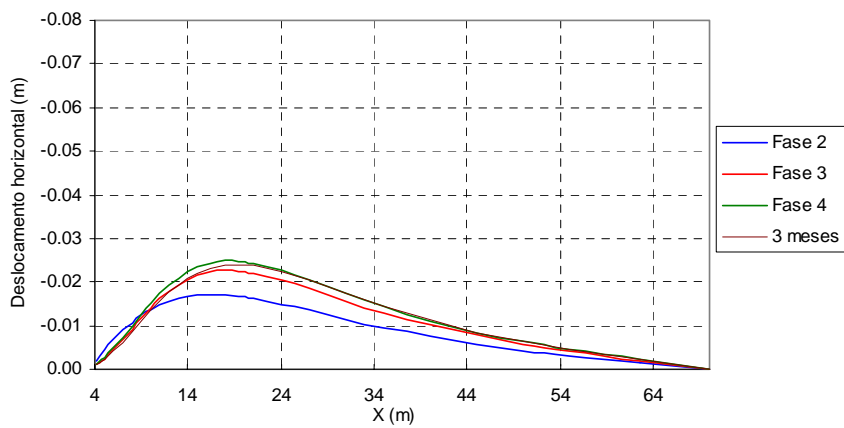
Os resultados obtidos poderão ser explicados por dois factores. Em primeiro lugar, a pressão de água nos poros instalada no maciço suportado no final da construção é muito próxima da verificada no regime hidráulico transitório instalado ao fim de 3 meses, não ocorrendo pois grande variação das pressões neutras, não sendo por isso de esperar variações volumétricas significativas no interior do maciço suportado. Por outro lado, como se pode verificar na Figura 7.13b, após a construção, abaixo da base da escavação, ocorre um movimento da cortina na direcção do maciço suportado, ou seja, parte dos movimentos ocorridos nesta zona durante a construção é reposta durante a consolidação do maciço. A conjugação destes dois factores determina que não ocorra evolução significativa dos assentamentos da superfície durante a consolidação. Embora não sejam aqui apresentados, foram efectuados cálculos nos quais se considerou maior tempo de consolidação, tendo-se retirado a mesma conclusão.

Infelizmente, não existem resultados da instrumentação da obra referentes aos movimentos da superfície, pelo que não se pode proceder à validação dos resultados numéricos obtidos.

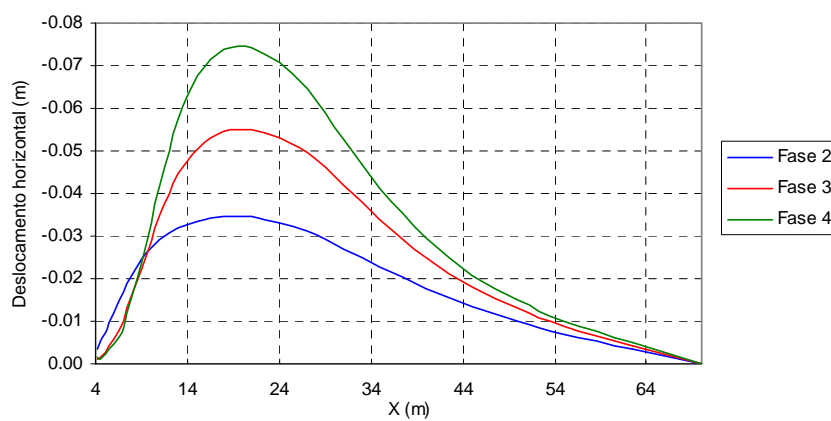
Em relação aos deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado, ilustrados na Figura 7.15, não se faz qualquer reparo especial, dado que muitos dos comentários efectuados em relação ao perfil de assentamento também se aplicam à componente horizontal dos movimentos da superfície do maciço suportado. Justifica-se, todavia, um breve comentário em relação à comparação das componentes vertical e horizontal dos movimentos da superfície. Nos cálculos R1 e R2, a componente vertical e horizontal do movimento da superfície são muito semelhantes, ao passo que no cálculo D1 a componente vertical é bastante superior à horizontal. Isto é justificado pelo facto de no cálculo D1 o factor de segurança em relação à rotura de fundo ser muito baixo, o que determina que os deslocamentos tenham maior componente vertical que horizontal (Mana, 1978).



a)



b)



c)

Figura 7.15 – Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado nas várias fases do processo construtivo: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1



### 7.3.4 - Esforços nos elementos de contenção

Os esforços mobilizados nos elementos de contenção estão intimamente relacionados com o tipo de movimento experimentado pela cortina. Na Figura 7.16 apresenta-se a evolução dos esforços axiais mobilizados nos três níveis de escoramento.

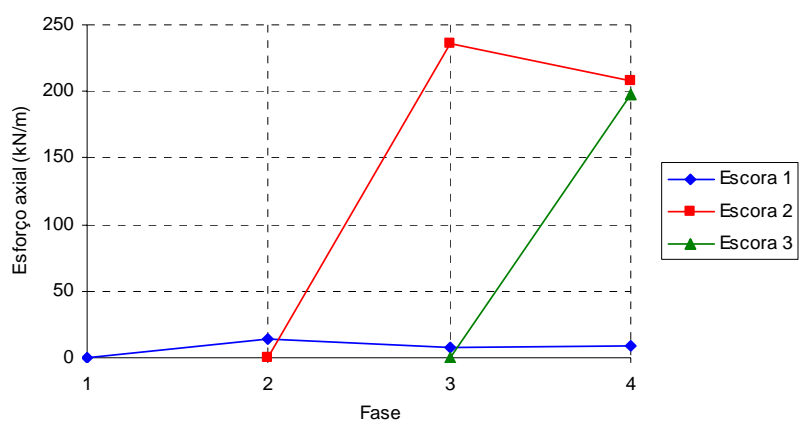
Como se pode verificar, a evolução dos esforços axiais seguida nos cálculos R1 e R2 é distinta da apresentada no cálculo D1. Com efeito, nos cálculos R1 e R2 o esforço axial mobilizado no segundo nível de escoramento é superior ao mobilizado no último nível de escoras, verificando-se o inverso no cálculo D1. Este facto é explicado pelo tipo de movimento experimentado pela cortina: enquanto nos dois primeiros cálculos, o perfil da deformada da cortina é concavo, no último a deformada apresenta convexidade, sendo esta a deformada correspondente a situações em que a altura enterrada é insuficiente, ou, por outro lado, a rotura de fundo se encontra iminente.

Diversos estudos numéricos publicados na bibliografia da especialidade (Mana, 1978; Borja, 1990; Fortunado, 1994; Ou et al., 1993; Fourier, 1994; Bose e Som, 1997) demonstram bem esta questão, pois nos casos em que o factor de segurança em relação à rotura de fundo é baixo, o esforço mobilizado no último nível de escoramento é surpreendentemente elevado, verificando-se o oposto quando o factor de segurança em relação à rotura de fundo é mais elevado.

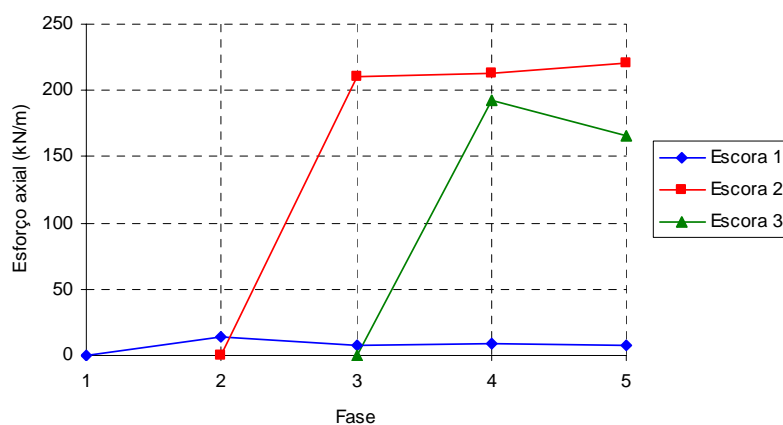
Além das diferenças indicadas no parágrafo anterior, a comparação dos resultados apresentados na Figura 7.16a com os da Figura 7.16c permite observar a grande influência que as propriedades resistentes e deformacionais do maciço têm sobre a grandeza dos esforços mobilizados nas escoras. Enquanto que no primeiro nível de escoramento as diferenças são insignificantes, no último nível o esforço axial máximo mobilizado no cálculo D1 é mais do dobro do verificado no cálculo R1.

Relativamente à influência da consideração do factor tempo no modelo de cálculo, a Figura 7.16 permite identificar algumas diferenças. Como se pode verificar, na fase 3 o esforço mobilizado no segundo nível de escoramento é menor no cálculo R2 do que o mobilizado no cálculo R1. No entanto, enquanto que neste o esforço tende a diminuir durante a última fase escavação, no cálculo R2 aumenta ainda que ligeiramente. O

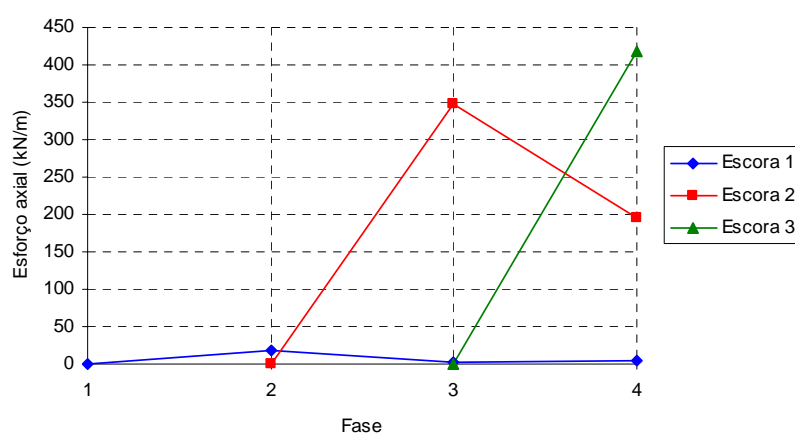
somatório dos esforços axiais no final da fase 4 é idêntico nos cálculos R1 e R2, sendo, como se verificou, ligeiramente distinta a sua distribuição.



a)



b)



c)

Figura 7.16 –Evolução dos esforços axiais mobilizados nos níveis de escoramento: a) cálculo R1; b) cálculo R2; c) cálculo D1

Em relação à evolução dos esforços axiais com o tempo, na Figura 7.16b encontram-se representados os esforços passados três meses após a conclusão da obra (fase 5). Tendo em conta o movimento experimentado pela cortina após ter sido atingido o fundo da escavação, representado na Figura 7.13b, a evolução dos esforços axiais mobilizados não é surpreendente. Com efeito, assiste-se a uma diminuição do esforço axial mobilizado no terceiro nível de escoramento, acompanhado pelo aumento do esforço axial mobilizado no nível anterior. A resultante dos esforços axiais instalados no escoramento não evolui de forma significativa três meses após a conclusão da obra, sendo ligeiramente menor (4,7%) do que a determinada no final da escavação.

No que se prende com os esforços de flexão na cortina, na Figura 7.17 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores para as diferentes fases do processo construtivo, nas três análises realizadas.

Tal como foi referido em relação aos esforços axiais mobilizados nas escoras, também os momentos flectores instalados na cortina são muito dependentes do tipo de movimento experimentado por esta. Como se pode verificar, nos cálculos R1 e R2 o momento flector máximo tem sinal positivo, enquanto que no cálculo D1 este é negativo. Aliás, a Figura 7.17c torna evidente a alternância do sinal do momento flector sentida da terceira para a quarta fases de escavação. Nas primeiras fases de escavação, os momentos flectores são predominantemente positivos, ao passo que no final da escavação os momentos flectores são negativos numa zona muito significativa da cortina.

As diferenças dos momentos flectores determinados nos cálculos R1 e R2 do cálculo D1 demonstram a dificuldade na correcta previsão dos esforços de flexão da cortina, pois a sua grandeza e sinal é dependente de inúmeros factores, sendo que aqui fica demonstrada a influência das propriedades mecânicas do maciço.

Em relação à influência da dissipação parcial dos excessos de pressão neutra, a observação conjunta das Figura 7.17a e Figura 7.17b sugere alguns comentários. Como é manifesto, no caso em estudo, a consideração do tempo de construção no modelo de cálculo não se traduz por diferenças significativas nos diagramas de momentos flectores instalados durante as fases de construção. No entanto, três meses após o final da construção as diferenças já começam a ser notórias. Entre aproximadamente os 5 e os

10 m de profundidade observa-se um aumento dos momentos flectores face aos mobilizados no final da construção (fase 4), crescendo o momento flector máximo cerca de 14 %. Mais significativo ainda é o aumento do momento flector mobilizado ao nível da terceira escora, em que se registou um aumento de cerca de 63 % face ao valor obtido no final do período de construção.

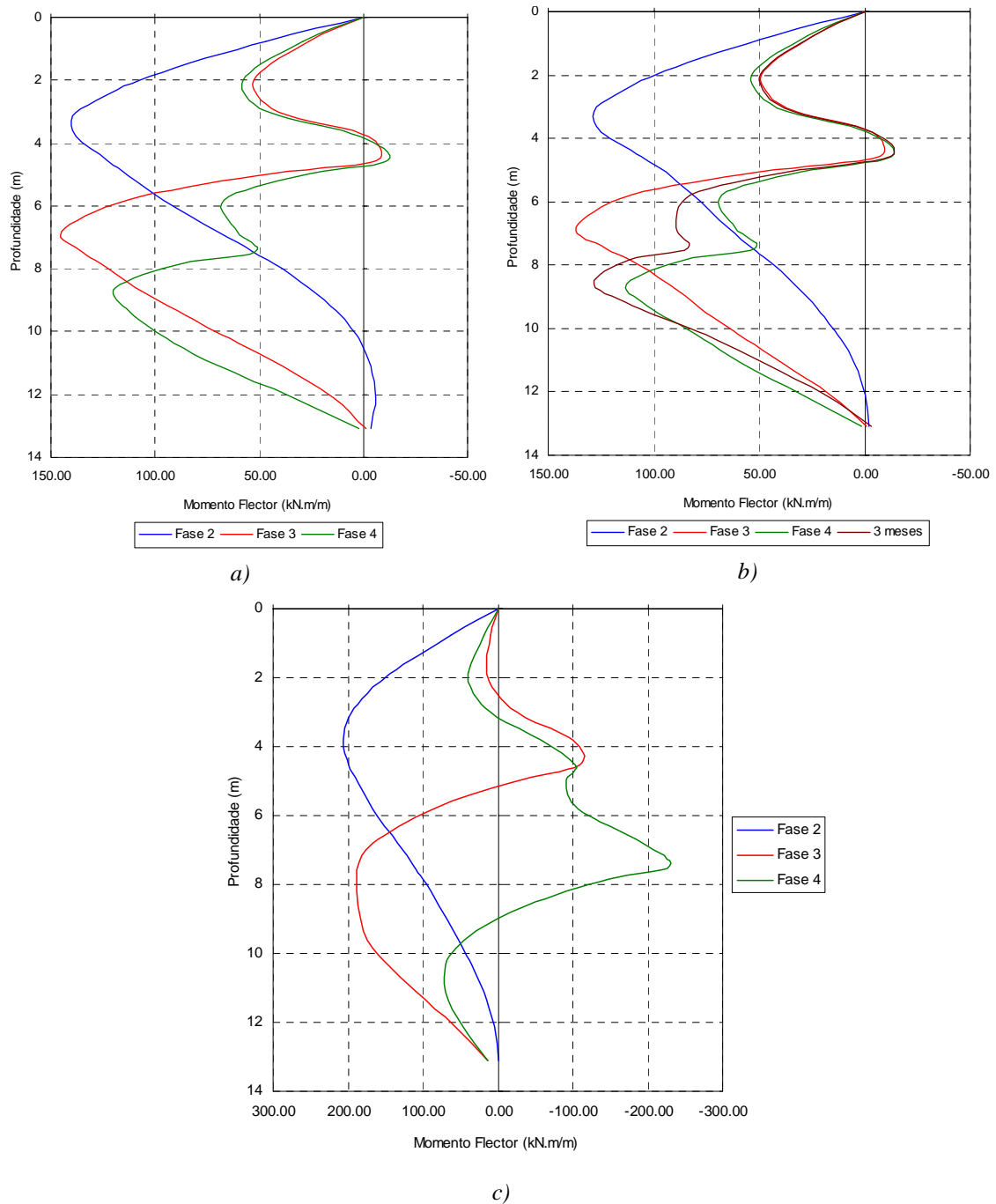


Figura 7.17 – Momentos flectores mobilizados na cortina nas diversas fases do processo construtivo. Resultados dos cálculos: a) Cálculo R1; b) Cálculo R2; c) Cálculo D1

## **7.4 - Considerações finais**

Neste capítulo aplicou-se o modelo numérico utilizado no decurso desta dissertação a um caso de uma obra real. Os poucos resultados da instrumentação foram comparados com os resultados numéricos, tendo-se constatado que o modelo utilizado permite prever com elevada aproximação alguns aspectos do comportamento observado. A comparação dos resultados da instrumentação com as análises efectuadas permitiu verificar que, no caso em estudo, a consideração do factor tempo de construção no modelo numérico permite obter resultados mais próximos dos medidos em obra.

O caso analisado permitiu ainda demonstrar a diferença comportamental existente em duas secções da obra relativamente próximas. Com efeito, a geometria adoptada foi a mesma, mas as características mecânicas do maciço argiloso eram distintas, conduzindo a diferenças muito significativas no comportamento da obra. Deste modo, realça-se o facto de a utilização de modelos numéricos avançados associados a uma correcta prospecção e caracterização geotécnica permitir uma estimativa bastante fiável do comportamento de escavações escoradas em solos moles. Como não pode deixar de ser referido, a proximidade dos resultados obtidos nos diferentes cálculos e os resultados das medições em obra poderá nem sempre ser tão boa como no caso apresentado.



## **Capítulo 8**

### Considerações finais





## 8. Considerações finais

Ao finalizar este trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos complexos fenómenos associados à construção de escavações escoradas em solos argilosos moles, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma apresentação global da fenomenologia de consolidação em redor de escavações em solos argilosos saturados. A abordagem desta questão teve como base casos de obra bem documentados, assim como análises teóricas simples que permitem interpretar alguns dos fenómenos envolvidos.

Com o auxílio de um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos que incorpora modelos constitutivos adequados para a análise do comportamento deste tipo de obras geotécnicas, foram realizadas algumas modelações numéricas tendo como objectivo a compreensão do comportamento global das escavações em solos argilosos moles, sendo dada especial atenção ao seu comportamento pós-construção. Com o intuito de analisar os fenómenos inerentes à geração e à posterior dissipação dos excessos de pressão neutra, o modelo utilizado baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação numérica do solo adoptou-se um modelo baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo  $p-q-\theta$ ).

Aplicou-se o modelo a uma escavação idealizada num maciço argiloso mole. Analisou-se a evolução das principais grandezas desde o início do processo construtivo até à total dissipação dos excessos de pressão neutra. O efeito da escavação foi analisado em relação à evolução do estado de tensão no maciço envolvente (variação das tensões totais, efectivas e pressões intersticiais), movimentos induzidos e esforços na estrutura de suporte, tanto durante o processo construtivo como após a conclusão da obra.

Evidenciaram-se pronunciadas redistribuições de tensões por efeito de arco, quer na direcção horizontal quer na direcção vertical, durante o processo construtivo. O caso

analisado permitiu verificar que a redistribuição de tensões durante este período condiciona os excessos de pressão neutra gerados tanto no maciço suportado como no solo subjacente à escavação. Durante o período de consolidação ocorre variação tanto do estado de tensão efectivo como do estado de tensão total, sendo de notar o desenvolvimento de novos fenómenos de transferência de tensões.

As análises paramétricas efectuadas permitiram avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema estrutura-maciço cujas conclusões principais se passam a enunciar:

- identificou-se a altura enterrada da cortina como um parâmetro fundamental no comportamento da estrutura tanto a curto como a longo prazos; nos casos analisados, quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável assistiu-se a uma diminuição dos assentamentos da superfície do maciço suportado com o decorrer da consolidação, ocorrendo o oposto quando é permitido o escoamento para o interior do corte;
- em todos os casos analisados verificou-se um elevado acréscimo do levantamento do fundo da escavação durante o processo de consolidação;
- quando a cortina é prolongada até um estrato impermeável, os movimentos da superfície do terreno e da cortina a longo prazo não são afectados pela anisotropia de permeabilidade, verificando-se o oposto quando aquela não tem função de “corta-águas”;
- a aplicação de pré-esforço nos níveis de escoramento manifestou-se como um parâmetro muito influente na minimização dos deslocamentos a curto prazo; a longo prazo a aplicação de pré-esforço não conduziu a resultados distintos dos obtidos nos casos em que este não foi aplicado;
- a largura da escavação e a rigidez da cortina, foram dois dos parâmetros também analisados, tendo-se verificado que influenciam a grandeza dos excessos de pressão neutra gerados na proximidade do corte.

Aplicou-se o modelo de cálculo a um caso de obra real, tendo-se comparado os resultados da instrumentação com os resultados numéricos. Embora os resultados da observação sejam muito limitados, da sua confrontação com os resultados numéricos foi

possível concluir que a aplicação do modelo por elementos finitos utilizado no decorrer desta dissertação conduz a resultados muito próximos dos observados em obra, tanto a nível de movimentos como a nível de alteração do equilíbrio inicial da pressão de água nos poros. As análises em que foi considerado o factor tempo de construção, ou seja, admitindo a possibilidade de dissipação parcial dos excessos de pressão durante o período de construção, conduziram a resultados mais próximos dos observados do que as análises em que o factor tempo não foi tido em conta (análises não drenadas).

Acerca do prosseguimento de estudos no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- i) a realização de maior variedade de estudos numéricos, orientados com o objectivo de esclarecer a influência das propriedades mecânicas do maciço sobre os fenómenos da consolidação, uma vez que esta questão não foi abordada no estudo paramétrico desta dissertação;
- ii) desenvolver estudos em que seja considerada a interacção solo subjacente à escavação-laje de fundo durante o processo de consolidação;
- iii) a análise dos fenómenos inerentes à consolidação em redor de escavações realizadas em solos fortemente sobreconsolidados;
- iv) o desenvolvimento do modelo de cálculo com o intuito de possibilitar a consideração de modelos constitutivos mais completos que tenham em conta a anisotropia de resistência e de deformabilidade e o comportamento viscoso dos solos (consolidação secundária);
- v) a modelação numérica de obras reais cujo comportamento seja observado tanto durante como após a construção, o que permitirá uma mais profunda avaliação da fiabilidade dos modelos utilizados;
- vi) a realização de análises numéricas tridimensionais de forma a melhor aproximar a modelação numérica às condições reais das obras e poder avaliar factores que não são possíveis analisar em modelações bidimensionais.



## Referências bibliográficas



## **Referências bibliográficas**

- ATKINSON, J. (1993). An Introduction to The Mechanics of Soils and Foundations. Through Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill International (UK) Limited.
- AUN, G. V. e GONÇALVES, H. H. S. (2004). A Inluência da Largura de uma Vala na Determinação do Empuxo Passivo. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotécnia, Aveiro, pp. 11-20.
- BIOT, M. A. (1935). Les Problemes de la Consolidation des Materieres Argileuses Sous Une Charge. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Series B, pp. 110-113. [citado por Borges (1995)].
- BIOT, M. A. (1941). General Theory of Three-dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, Vol. 12 pp. 182-185. [citado por Borges (1995)].
- BJERRUM, L. e KIRKEDAM, R. (1958). Some Notes on Earth Pressure in Stiff Fissured Clay. Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp. 95-99.
- BJERRUM, L., CLAUSEN, C. e DUNCAN, J. (1972) . Stability of flexible structures. Proc. 5 th Europ. Conf. Soil Mech. Found., Madrid, General Report
- BOLTON, M. D.; BRITTO, A. M.; POWRIE, W. e WHITE, T. P. (1989). Finite Element Analysis of a Centrifuge Model of a Retaining Wall in a Heavy Overconsolidated Clay. Computers and Geotechnics. Elsevier Science Publishers, England, Vol. 7, No. 4, pp. 289-318.
- BONAPARTE, R. e MITCHELL, J. K. (1979). The Properties of San Francisco Bay Mud at Hamilton Air Force Base, California. Geotech. Res. Report, University of California, Berkeley. [citado por Borja (1990)].

- BORGES, J. M. (1995). Aterros Sobre Solos Moles Reforçados Com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- BORJA, R. I. (1990). Analysis of Incremental Excavation Based On Critical State Theory. *Journal Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 116, N°6, pp. 964-985.
- BOSE, S. K. e SOM, N. N. (1998). Parametric Study of a Braced Cut by Finite Element Method. *Computers and Geotechnics*, Elsevier Science Publishers, England, Vol. 22, No. 2, pp. 91-107.
- BRITTO, A. M. e GUNN, M. J. (1987). *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, England.
- BURFORD, D. (1988). Heave of Tunnels Beneath the Shell Centre, London, 1959 – 1986. *Géotechnique*, Thomas Telford, England, Vol. 38, No. 1, 135-137.
- BURLAND, J. B.; SIMPSON, B. e ST JOHN, H. D. (1979). Movements Around Excavations in London Clay. *Proc. 7<sup>th</sup> European Conference Soil Mechanis and Foundation Engineering*, Brighton, Vol. 1, pp. 13-29.
- CARDER, D. R. e SYMONS, I. F. (1989). Long-Term Performance of an Embedded Cantilever Retaining Wall in Stiff Clay. *Geotechnique*. Thomas Telford Publishers, Vol. 39, No. 1, pp. 55-75 [citado por Liao e Neff, 1990].
- CARDOSO, A. S. (1987). A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento. Dissertação apresentada Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- CARDOSO, A. S. (2004). Comunicação pessoal.
- CHANG, M. F.; TEH, C. I. e CAO, L. (1999). Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 36, pp.876-890.



- CLOUGH, G. W. e O'ROURKE, T. D. (1990). Construction induced movements of insitu walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, pp. 439-470
- CLOUGH, G. W. e REED, M. W. (1984). Measured Behavior of Braced Wall in Very Soft Clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 110, N°1, pp. 1-19.
- CLOUGH, G. W. e SCHMIDT, B. (1981). Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay. Soft Clay Engineering, Chapter 8, Edited by E. W. Brand and R. P. Brenner. Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdam.
- CLOUGH, G. W. e TSUI, Y. (1974). Performance of tied-back walls in clay. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT12, pp. 1259-1273
- COELHO, P. (2000). Caracterização Geotécnica de Solos Moles – Estudo Experimental da Quinta da Forja (Baixo Mondego). Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica dos Solos e Rochas.
- COLE, K. W. e BURLAND, J. B. (1972). Observation of Retaining Wall Movements Associated With a Large Excavation. Proc. 5<sup>th</sup> European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 445-453.
- DIAS DA SILVA, V. (1995) Mecânica e Resistência dos Materiais. Ediliber Editora, Coimbra.
- FINNO, R. J. e HARAHAHAP, I. S. (1991a). Finite Element Analyses of HDR-4 Excavation. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 117, pp. 1590-1609.
- FINNO, R. J., ATMATZIDIS, D. K. e PERKINS, S. B. (1989). Observed performance of a deep excavation in clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 115, pp. 1045-1064.

- FINNO, R. J.; HARAHA, I. S. e SABATINI, P. J. (1991b). Analysis of Braced Excavations With Coupled Finite Element Formulations. Computers and Geotechnics. Elsevier Science Publishers, England, Vol. 12, No. 2, pp. 91-114.
- FORTUNATO, EDUARDO (1994). Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma Contribuição Para o Seu Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil
- FOURIER, A. B.. Finite Element Analysis of Braced Excavations in Soft Clay. Proc. 13<sup>th</sup> Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 4, 1994, pp. 1375-1380.
- GOLDBERG, D. T.; JAWORSKI, W. E. e GORGON, M. D. (1976). Lateral Support Systems and Underpinning. Relatório FHWA-RD-75-128. Federal Hwy. Admin. 3 vols. [citado por Clough e O'Rourke, 1990].
- GUERRA, N. M. C. (1999). Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- GUNN, M. J. (1996). Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests. Crisp Consortium.
- HASHASH, Y. M. A. e WHITTLE, A. J. (2002). Mechanisms of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 187-197.
- HENKEL, D. J. (1970). Geotechnical considerations of lateral stresses. Proc. Specialty Conf. On Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Cornell Univ., Ithaca, N. Y., pp. 1-49
- HOLT, D. A. e GRIFFITHS, D. V. (1992). Transient Analysis of Excavations in Soil. Computers and Geotechnics. Elsevier Science Publishers, England, Vol. 13, No. 3, pp. 159-174.

- HSI, J. P. e SMALL, J. C. (1992). Simulation of Excavation in a Poro-Elastic Material. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, John Wiley and Sons, Vol. 16, pp. 25-43.
- JAKY, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Soils and Foundations*, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers. [citado por Cardoso, 1987].
- KOUTSOFTAS, D. C.; FROBENIUS, P.; WU, C. L.; MEYERSOHN, D. e KULESZA, R. (2000). Deformations During Cut-and-cover Construction of Muni Metro Turnback Project. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 126, No. 4, pp. 344-359.
- LADE, P. V. e DUNCAN, J. M. (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soils. *Journal of Soil Mech. and Found. Division.*, ASCE, Vol. 99, No. 10. [citado por Borges (1995)].
- LAMBE, T. W. e TURNER, E. K. (1970). Braced excavations. *Proc. Spec. Conf. On Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures*, ASCE, Cornell Univ., Ithaca, N. Y., pp. 149-218
- LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York
- LAMBE, T. W., WOLFSKILL, L. A. e JAWORSKI, W. E. (1972). The performance of a subway excavation. *Proc. Conf. On Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part 2, pp. 1403-1424
- LEWIS, R. W.; SCREFLER, B. A. (1987). *The Finite Element Method in Deforming and Consolidation of Porous Media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- LIAO, S. S. C. e NEFF, T. L. (1990). Estimating Lateral Earth Pressures for Design of Excavation Support. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, pp. 489-509.

- MANA, A. I. (1978). Finite-element analyses of deep excavation behavior in soft clay. Ph. D. Thesis, Stanford University
- MARANHA DAS NEVES, E. e GUEDES DE MELO (1975). Estados Críticos e a Utilização dos Modelos Elasto-plásticos e Rígido-plásticos. Curso 110-2, Parte II, LNEC, Lisboa.
- MARTINS, F. F. (1993). Cálculo Elastoplástico de Maciços Terrosos em Consolidação – Programa e Aplicações. Dissertação apresentada à Universidade do Minho para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- 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
- MATOS FERNANDES, M. (1983). Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- MATOS FERNANDES, M. (1990). Estruturas de Suporte de Terras. Vol. 1. FEUP.
- MATOS FERNANDES, M. (1995). Mecânica dos Solos. Vol. 1. FEUP.
- MATOS FERNANDES, M.; CARDOSO, A. S. e FORTUNATO, E. (1997). A Reappraisal of Arching Around Braced Excavations in Soft Ground. Proc. Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Azevedo et al. (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 333-350.
- MAYNE, P. W. e KULHAWY, F. H. (1982).  $K_0$  – OCR Relationship in Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 851-872.
- NG, C. W. W. (1998). Observed Performance of Multipropped Excavation in Stiff Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 889-905.

- NG, C. W. W. (1999). Stress Paths in Relation to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 125, No. 5, pp. 357-363
- NOGUEIRA, C. L. e AZEVEDO, R. F. (2001). Numerical Analysis of Camboinhas Excavation. *Proc. Applications of Computacional Mechanics in Geotechnical Engineering*, Fernandes et al. (Eds), pp. 239-245.
- O' ROURKE T. D. (1992). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. *Proc. International Conference on Retaining Structures*, Cambridge, UK
- OSAIMI, A. E. e CLOUGH, G. W. (1979). Pore-pressure dissipation during excavation. *Journal Geotechnical Division*, ASCE, GT4, pp. 481-498
- OU, C. Y. e LAI, C. H. (1994). Finite-element Analysis of Deep Excavation in Layered Sandy and Clayey Soil Deposits. . *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Canada, Vol. 31, pp. 204-214.
- OU, C. Y.; HISIEH, P. G. e CHIOU, D. C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Canada, Vol. 30, No.5, pp. 758-767.
- OU, C. Y.; LIAO, J. T. e LIN, H. D. (1998). Performance of Diaphragm Wall Constructed Using Top-Down Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 798-808.
- PECK, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proc. 7 th Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México City, General Report, State-of-The-Art Volume, pp. 225-290
- POH, T. Y. e WONG, I. H. (1998). Effects of Construction of Diaphragm Wall panels on Adjacent Ground: Field Trial. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 749-756.

- PORTUGAL, J.; SANTO, A. e PORTUGAL, a. (2004). Danos Em Edifícios Induzidos Por Escavações. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotécnia, Aveiro, pp. 123-132.
- POTTS, D. E ZDRAVKOVIC, L. (1999b). Some Pitfalls when using Modified Cam Clay. Proc. From C7 Workshop in Thessaloniki, 1-2 October 1999.
- POTTS, D. M. e ZDRAVKOVIC, L. (1999a). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory. Thomas Telford, London.
- REIS, MAFALDA (2004). Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a Obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- RENDULIC, L. (1936). Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen. Der Bauingenieur, Vol. 17, No. 51/53, pp. 559-564. [citado por Borges (1995)].
- SCHIFFMAN, R. L.; CHEN, A. T. F.; JORDAN, J. C. (1969). An Analysis of Consolidation Theories. Journal of Soil Mech. And Found. Division, ASCE, Vol. 95, N°1, pp. 285-312.
- SCHMIDT, B. (1966). Discussion: Earth Pressures At Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 3, No. 4, pp. 239-242. [citado por Chang et al. (1999)].
- TAKEMURA, J.; KONDOH, M.; ESAKI, T.; KOUDA, M.; KUSAKABE, O. (1999). Centrifuge Model Tests on Double Propped Wall Excavation in Soft Clay. Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 3 pp. 75-87.
- TERZAGHI, K. (1923) Die Berechnung Der Durchlässigkeitsziffer Des Tones Aus Dem Verlauf Der Hydrodynamischen Spannungerscheinungen. Akademie der Wissenschaften in Wien, Vol. 132, pp. 125-138. [citado por Borges (1995)].

- TERZAGHI, K. e PECK, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. Second Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York
- TRIGO, J. F. C. (1991). A Estabilidade de Cortinas Ancoradas em Relação às Acções Verticais. Análise por Elementos Finitos. Dissertação apresentada à Universidade de São Paulo para a obtenção do grau de Mestre em Geotecnia. São Carlos.
- TROUG, D. M. e MAGNAN, J. P. (1977). Application des modelèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous. Rapport de recherche LPC, No. 74, 106 páginas [citado por Venda Oliveira, 2000].
- TSUI, Y. e CHENG, Y. M. (1990). A Fundamental Study of Braced Excavation Construction. Computers and Geotechnics, Elsevier Science Publishers, England, Vol. 8, No. 1, pp. 39-64.
- ULRICH, E. J. (1989a). Internally Braced Cuts in Overconsolidated Soils. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 504-520.
- ULRICH, E. J. (1989b). Tieback Supported Cuts in Overconsolidated Soils. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 115, No. 4, pp. 521-545.
- VENDA OLIVEIRA, P. J. (2000). Aterros sobre Solos Moles. Modelação Numérica. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia- Especialidade em Fundações e Geotecnia.
- WARD, W. H. (1961). Displacements and Strains in Tunnels Beneath a Large Excavation in London. Proc. 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 2, pp. 749-753.
- WOOD, D. M. (1990). Soil Behaviour and Critical States Soil Mechanics. Cambridge University Press

YONG, K. Y.; LEE, F. H. e LEE, S. L. (1989). Elastic-plastic Consolidation Analyses for Strutted Excavation in Clay. *Computers and Geotechnics*, Vol. 8 pp. 311-328.

ZIENKIEWICZ, O. C. (1977). *The Finite Element Method*. McGraw-Hill, London.