

# **PAREDES DE CONTENÇÃO AUTOPORTANTES EM SOLOS ARGILOSOS. ANÁLISE CONSIDERANDO OS EFEITOS DA CONSOLIDAÇÃO**

**PAULO RICARDO PEREIRA DE SOUSA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES**

---

Orientador: Professor Doutor José Leitão Borges

JULHO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e à minha Irmã

*“A experiência é a mãe de todas as ciências”*

*Leonardo da Vinci*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao concluir este trabalho é hora de agradecer a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a sua realização.

Queria agradecer ao Professor Doutor José Leitão Borges, orientador desta tese, pela excepcional disponibilidade e interesse demonstrado ao longo da realização deste trabalho.

Aos colegas de curso pelo apoio prestado e longas horas de companhia especialmente aqueles com que partilhei o percurso académico desde o ISEP até à conclusão do curso na FEUP.

Finalmente queria agradecer à minha família especialmente aos meus pais e à minha irmã que me incentivaram e apoiaram nos bons e maus momentos para que o meu sonho de ser engenheiro se tornasse realidade.



## **RESUMO**

A presente dissertação tem como objectivo contribuir para um aprofundamento do conhecimento acerca de paredes de contenção autoportantes em solos argilosos sobreconsolidados considerando a evolução temporal dos efeitos da consolidação.

São apresentadas as fenomenologias básicas de geração-dissipação de excessos de pressão neutra em escavações de solos argilosos bem como os principais efeitos da consolidação em redor de escavações.

Apresentam-se os principais métodos de equilíbrio limite de dimensionamento de cortinas autoportantes, nomeadamente o método Britânico e Americano, fazendo-se a comparação entre estes, bem como se tecem algumas considerações acerca das diversas formas de introdução da segurança habituais neste tipo de estruturas.

É utilizado um programa de cálculo automático, baseado no método de elementos finitos, que permite simular os processos de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot). Na modelação do comportamento constitutivo do solo, utiliza-se um modelo baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- $\theta$ ).

Com este programa, faz-se a simulação de um problema base (cortina de contenção autoportante em solo argiloso sobreconsolidado), analisando-se o comportamento durante e após a construção.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o intuito de avaliar a influência de determinados parâmetros no comportamento da obra, a curto e a longo prazo.

Finalmente, apresentam-se algumas conclusões gerais e sugerem-se linhas de futuros estudos nesta área.

**PALAVRAS-CHAVE:** cortinas autoportantes, solos argilosos, método de elementos finitos, consolidação, escavações.



## **ABSTRACT**

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the geotechnical performance of cantilever walls in overconsolidated clays considering the consolidation effects.

The basic phenomenology of the generation-dissipation of the excess pore pressures in excavations on clayey soils is presented, as well as the main consolidation effects around the excavations.

The main limit equilibrium design methods of cantilever walls are presented, namely the American and the British methods. Several methodologies for safety assessment used in these structures are also analyzed.

A computer program, based on the finite element method, which incorporates a coupled formulation for consolidation analysis (Biot theory), is used. A critical state model (p-q- $\theta$  model) is considered for constitutive behavior of soil.

Using this program, an illustrative problem (cantilever wall in an overconsolidated clay) is simulated, during and after the construction period.

In addition, parametric analyses are performed in order to evaluate the influence of several parameters on the problem behaviour, both in the short and long terms.

Finally, several overall conclusions are presented and some avenues for further investigation are indicated.

**KEYWORDS:** cantilever walls, clay soils, finite element method, consolidation, excavations.



## **PÍNDICE GERAL**

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2. CONSOLIDAÇÃO EM MACIÇOS ARGILOSOS EM REDOR DE ESCAVAÇÕES</b> .....	3
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO E GERAÇÃO DE PRESSÕES NEUTRAS EM SOLOS ARGILOSOS .....	3
2.3. EFEITOS DA CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DAS ESCAVAÇÕES .....	8
<b>3. DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS AUTOPORTANTES</b> .....	13
3.1. INTRODUÇÃO .....	13
3.2. MOBILIZAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES EM CORTINAS AUTOPORTANTES .....	14
3.3. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS AUTOPORTANTES .....	16
3.3.1. GENERALIDADES .....	16
3.3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DE EQUILÍBRIO LIMITE .....	16
3.3.2.1. Método Britânico .....	17
3.3.2.2. Método Americano .....	18
3.4. INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA .....	19
3.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO DE EQUILÍBRIO LIMITE .....	20
<b>4. ESTUDO DO PROBLEMA BASE</b> .....	23
4.1. INTRODUÇÃO .....	23
4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO .....	23
4.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO DE CÁLCULO .....	23
4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE .....	26
4.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA COM RECURSO AO PROGRAMA DE CÁLCULO .....	28
4.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	29

4.5.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS A CURTO PRAZO (ESCAVAÇÃO DE 4 METROS) .....	29
4.5.1.1. Tensões efectivas.....	29
4.5.1.2. Tensões totais .....	33
4.5.1.3. Pressões neutras.....	35
4.5.1.4. Tensões de corte no maciço .....	35
4.5.1.5. Níveis de tensão no maciço .....	38
4.5.1.6. Deslocamentos no maciço e na cortina .....	40
4.5.1.7. Diagramas de momentos flectores na cortina.....	44
4.5.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS A LONGO PRAZO (EVOLUÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO) .....	45
4.5.2.1. Preâmbulo .....	45
4.5.2.2. Tensões efectivas.....	45
4.5.2.3. Tensões totais .....	46
4.5.2.4. Pressões neutras.....	46
4.5.2.5. Tensões de corte.....	46
4.5.2.6. Evolução dos níveis de tensão durante a consolidação .....	46
4.5.2.7. Deslocamentos no maciço e na cortina .....	53
4.5.2.8. Momentos flectores na cortina .....	58
4.5.3. ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES.....	59
4.5.3.1. Tensões nas faces da cortina.....	59
4.5.3.2. Trajectórias de tensões totais e efectivas em pontos característicos.....	60
<b>5. ESTUDO PARAMÉTRICO</b> .....	<b>65</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>65</b>
<b>5.2. LARGURA DA ESCAVAÇÃO</b> .....	<b>65</b>
5.2.1. PREÂMBULO .....	65
5.2.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS .....	66
5.2.2.1. Deslocamentos.....	66
5.2.2.2. Momentos flectores na parede .....	68
5.2.2.3. Estado de tensão.....	69
<b>5.3. ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE</b> .....	<b>76</b>
5.3.1. PREÂMBULO .....	76
5.3.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS .....	77
5.3.2.1. Deslocamentos.....	77
5.3.2.2. Momentos flectores na parede .....	79

5.3.2.3. Estado de tensão .....	79
<b>5.4. RIGIDEZ DA CORTINA</b> .....	<b>85</b>
5.4.1. PREÂMBULO .....	85
5.4.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS .....	86
5.4.2.1. Deslocamentos .....	86
5.4.2.2. Momentos flectores na parede .....	88
5.4.2.3. Estado de tensão .....	89
<b>5.5. PROFUNDIDADE DA ESCAVAÇÃO</b> .....	<b>92</b>
5.5.1. PREÂMBULO .....	92
5.5.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS .....	92
5.5.2.1. Deslocamentos .....	92
5.5.2.2. Momentos flectores na parede .....	94
5.5.2.3. Análise do estado de tensão .....	94
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>101</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>103</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2 – CONSOLIDAÇÃO EM MACIÇOS ARGILOSOS EM REDOR DE ESCAVAÇÕES

Figura 2.1 – Localização dos pontos a analisar (Costa 2005) .....	4
Figura 2.2 – Trajectórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso normalmente consolidado (Henkel, 1970; Costa 2005).....	5
Figura 2.3 – Trajectórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso fortemente sobreconsolidado (Henkel, 1970; Costa 2005) .....	6
Figura 2.4 – Trajectórias de tensão seguidas pelo ponto C devido à escavação (Lambe, 1970; Costa 2005) .....	7
Figura 2.5 – Relação entre áreas movimentadas devido ao processo de escavação em condição não drenada (Fortunato, 1994; Costa 2005) .....	8
Figura 2.6 – 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; Costa 2005) .....	9
Figura 2.7 – 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 evolução do estado de tensão em ensaios triaxiais (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005) .....	10
Figura 2.8 – 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 durante a consolidação não confinada (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005) .....	10
Figura 2.9 – 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 durante a consolidação confinada (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005) .....	11

### CAPÍTULO 3 – DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS AUTOPORTANTES

Figura 3.1 – Mobilização do estado activo e estado passivo em cortinas autoportantes.....	14
Figura 3.2 – Deformações associadas ao estado activo e passivo (Terzaghi) .....	15
Figura 3.3 – Cortinas autoportantes; a) geometria; b) diagrama de pressões idealizado .....	15
Figura 3.4 – Pressões das terras sobre a cortina numa situação de equilíbrio limite: a) distribuição das pressões; b) soma algébrica das pressões do lado escavado e suportado (“net pressures”) (Castorina e Matos Fernandes, 2006) .....	16
Figura 3.5 – Método Britânico de equilíbrio limite para o dimensionamento de cortinas autoportantes; a) distribuição idealizada de pressões; b) distribuição de pressões simplificada para cálculo com equações de equilíbrio (Castorina, 1997) .....	17

Figura 3.6 – Método Americano de dimensionamento de equilíbrio limite de cortinas autoportantes (Castorina e Matos Fernandes, 2006).....	18
Figura 3.7 – Método que admite o apoio simples do pé da cortina e as suas variantes de acordo com a forma de introduzir a segurança: a) metodologia 1; b) metodologia 2; c) metodologia 4 - caso C; d) metodologia 4 - caso B .....	19
Figura 3.8 – Dimensionamento por diversos métodos de equilíbrio limite para um maciço homogéneo emerso: a) altura enterrada da cortina; b) momento flector máximo .....	21
Figura 3.9 – Altura enterrada da cortina: a) método Britânico; b) método Americano.....	22

#### CAPÍTULO 4 – ESTUDO DO PROBLEMA BASE

Figura 4.1 – Elemento finito triangular híbrido de 6 nós .....	24
Figura 4.2 - Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- $\theta$ no espaço das tensões principais efectivas (Borges, 1995) .....	25
Figura 4.3 – Superfície de cedência do modelo (p-q- $\theta$ ) no referencial (p-q) .....	25
Figura 4.4 – Características geométricas do problema base .....	27
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base .....	28
Figura 4.6 – Lei de comportamento da interface solo/parede .....	29
Figura 4.7 - Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado (Borges, 1995) .....	30
Figura 4.8 – Tensões efectivas horizontais: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase .....	31
Figura 4.9 – Tensões efectivas verticais: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase .....	32
Figura 4.10 – Final da escavação (4ª Fase): a) Tensões Totais Horizontais; b) Tensões totais Verticais .....	34
Figura 4.11 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase .....	36
Figura 4.12 – Tensões de corte, $\tau_{xy}$ , no decurso da escavação; a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase .....	37
Figura 4.13 – Comportamento de solos sobreconsolidados (Costa, 2005) .....	38
Figura 4.14 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase .....	39
Figura 4.15 – Deslocamentos horizontais da cortina nas diferentes fases de escavação .....	40
Figura 4.16 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado durante a escavação (x = 10,7 m – face da cortina; x = 52 m – limite da malha considerada) .....	41
Figura 4.17 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço escavado durante a escavação (x = 0 m – eixo de simetria do problema; x = 10 m – face da cortina) .....	42
Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço suportado durante a escavação (x = 10,7 m – face da cortina; x = 52 m – limite da malha considerada) .....	43

Figura 4.19 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço escavado durante a escavação ( $x = 0$ m – eixo de simetria do problema; $x = 10$ m – face da cortina) .....	43
Figura 4.20 – Diagrama de momentos flectores na cortina para as diferentes fases durante a escavação .....	44
Figura 4.21 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação .....	47
Figura 4.22 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 1 mês após o final da escavação; c) 6 meses após o final da escavação; d) final da consolidação .....	48
Figura 4.23 – Tensões totais; a) horizontais no final da escavação; b) horizontais no final da consolidação; c) verticais no final da escavação; d) verticais no final da consolidação .....	49
Figura 4.24 – Excessos de pressões neutras; a) final da escavação; b) 1 mês após o final da escavação; c) 6 meses após o final da escavação; d) final da consolidação .....	50
Figura 4.25 – Tensões de corte; a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação .....	51
Figura 4.26 – Níveis de tensão; a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação .....	52
Figura 4.27 – Deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação .....	53
Figura 4.28 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto prazo e longo prazo ( $x = 10,7$ m – face da cortina; $x = 52$ m – limite da malha considerada) .....	54
Figura 4.29 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço escavado a curto e a longo prazo ( $x = 0$ m – eixo de simetria do problema; $x = 10$ m – face da cortina) .....	55
Figura 4.30 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço escavado a curto e a longo prazo ( $x = 0$ m – eixo de simetria do problema; $x = 10$ m – face da cortina) .....	55
Figura 4.31 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço suportado a curto e a longo prazo ( $x = 10,7$ m – face da cortina; $x = 52$ m – limite da malha considerada) .....	56
Figura 4.32 – a) Evolução no tempo do assentamento máximo à superfície do lado suportado; b) Evolução no tempo do levantamento máximo à superfície do lado escavado .....	56
Figura 4.33 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal máximo à superfície do lado escavado e do lado suportado .....	57
Figura 4.34 – Diagrama de momentos flectores na cortina a curto e longo prazo .....	58
Figura 4.35 – Pressão das terras nas faces da cortina em todas as fases de escavação e no final da consolidação .....	59
Figura 4.36 – Pontos considerados para análise ttt (trajectória de tensões totais) e tte (trajectória de tensões efectivas)(nos pontos de Gauss dos respectivos elementos) .....	60
Figura 4.37 – Trajectórias de tensão no ponto A: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras .....	61

Figura 4.38 – Trajectórias de tensões no ponto B: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras .....	61
Figura 4.39 – Trajectória de tensões no ponto C: a) tensões totais e efectivas; c) pressões neutras .....	62
Figura 4.40 – Trajectórias de tensões no ponto D: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras .....	63
Figura 4.41 – Trajectórias de tensões no ponto E: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras .....	63
Figura 4.42 – Trajectórias de tensões no ponto F: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras ...	64
Figura 4.43 – Trajectórias de tensões no ponto G: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras .....	64

## CAPÍTULO 5 – ESTUDO PARAMÉTRICO

Figura 5.1 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2 .....	66
Figura 5.2 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto e longo prazo para L0, L1 e L2 .....	67
Figura 5.3 – Deslocamentos verticais do maciço escavado a curto e longo prazo para L0, L1 e L2 ...	68
Figura 5.4 – Momentos flectores na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2 .....	69
Figura 5.5 – Pressões nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2 .....	69
Figura 5.6 – Trajectórias de tensões totais: a) pontos B e C; b) pontos D e E (pontos da figura 4.36) .....	70
Figura 5.7 – Trajectória das tensões totais nos pontos A, F e G (pontos da figura 4.36) .....	70
Figura 5.8 – Evolução das pressões neutras nos pontos B e C .....	71
Figura 5.9 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2 .....	73
Figura 5.10 – Níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2 .....	74
Figura 5.11 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2 ..	75
Figura 5.12 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2 .....	77
Figura 5.13 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2; a) maciço escavado; b) maciço suportado .....	78
Figura 5.14 – Momentos flectores a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2 .....	79
Figura 5.15 – Pressões de terras sobre as faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2 .....	79
Figura 5.16 – a) Trajectória de tensões totais nos ponto B e C para os cálculos K0, K1 e K2; b) Pressões neutras nos pontos B e C para os cálculos K0, K1 e K2 .....	80

Figura 5.17 – a) Evolução no tempo do assentamento máximo à superfície no lado suportado; b) Evolução no tempo do empolamento máximo à superfície no lado escavado; c) Evolução no tempo do deslocamento horizontal máximo à superfície do lado escavado e do lado suportado.....	80
Figura 5.18 – Excessos de pressões neutras no final da escavação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2 .....	82
Figura 5.19 – Excessos de pressões neutras no final da consolidação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2 .....	83
Figura 5.20 – Níveis de tensão na consolidação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2.....	84
Figura 5.21 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3 .....	86
Figura 5.22 – a) Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo da superfície do maciço escavado para os cálculos R0, R1, R2 e R3 ; b) Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço suportado para os cálculos R0, R1, R2 e R3.....	87
Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3 .....	88
Figura 5.24 – Pressões de terras nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3.....	89
Figura 5.25 – Trajectória de tensões totais para os cálculos R0, R1, R2 e R3; a) pontos B e C; b) pontos D e E; c) pontos A, F e G .....	89
Figura 5.26 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo R0; b) cálculo R1; c) cálculo R2; d) cálculo R3.....	91
Figura 5.27 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2 .....	92
Figura 5.28 – a) – Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço escavado para os cálculos H0, H1 e H2 ; b) – Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço suportado para os cálculos H0, H1 e H2.....	93
Figura 5.29 – Diagramas de momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2.....	94
Figura 5.30 – Pressões de terras nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2 .....	94
Figura 5.31 – Trajectórias de tensões totais; a) ponto B; b) ponto C .....	95
Figura 5.32 – Trajectórias de tensões totais; a) ponto D; b) ponto E .....	95
Figura 5.33 – Trajectórias de tensões totais; a) – ponto A; b) – ponto F.....	96
Figura 5.34 – Trajectórias de tensões totais ponto G .....	96
Figura 5.35 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2.....	97
Figura 5.36 – Níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2 .....	98
Figura 5.37 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2 .....	99



## **ÍNDICE DE QUADROS**

### **CAPÍTULO 4 – ESTUDO DO PROBLEMA BASE**

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo p-q- $\theta$ .....	27
Quadro 4.2 – Valores das percentagens dos deslocamentos realizados para 5 anos após a escavação .....	57

### **CAPÍTULO 5 – ESTUDO PARAMÉTRICO**

Quadro 5.1 – Variações paramétricas consideradas .....	65
Quadro 5.2 – Empolamento do ponto de deslocamento máximo no decurso da consolidação, após a construção .....	67
Quadro 5.3 – Razão de permeabilidade adoptada em cada cálculo .....	76
Quadro 5.4 – Percentagem de aumento do empolamento máximo do lado escavado dos cálculos K1 e K2 relativamente ao problema base K0 .....	78
Quadro 5.5 – Cálculos realizados para a análise da influência da rigidez no comportamento do maciço .....	85
Quadro 5.6 – Cálculos realizados para a análise da influência da profundidade de escavação .....	92



## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

### **Alfabeto Latino**

$A_f$  – parâmetro de pressões neutras de Skempton na ruptura para carregamento por meio de tensões de desvio

$c_u$  – resistência não drenada

$d$  – altura enterrada da cortina

$d'$  – Profundidade do ponto de rotação da cortina

$E$  – módulo de elasticidade

$h$  – altura da cortina

$k$  – coeficiente de permeabilidade

- declive das linhas descarga-recarga no referencial  $v$ - $\ln p$

$K_0$  – coeficiente de impulso em repouso

$K_a$  – coeficiente de impulso activo

$K_p$  – coeficiente de impulso passivo

L.E.C – Linha dos estados críticos

$M$  – declive da linha de estados críticos no referencial  $p$ - $q$

$N$  – volume específico do solo em compressão isotrópica para  $p$  unitário

OCR – grau de sobreconsolidação

$p$  – tensão média efectiva

$q$  – tensão de desvio

SL – nível de tensão

$s$  – semi-soma das maior e menor tensões totais principais

$s'$  – semi-soma das maior e menor tensões efectivas principais

$T_{tt}$  – trajectória de tensões totais

$T_{te}$  – trajectória de tensões efectivas

$u$  – pressões neutras

### **Alfabeto Grego**

$\gamma$  – peso específico total

$\delta$  – ângulo de atrito solo/estrutura

$\lambda$  – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencial  $v$ - $\ln p$

$\nu$  – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

$\sigma$  – tensão

$\sigma_h$  – tensão total horizontal

$\sigma_v$  – tensão total vertical

$\sigma_h'$  – tensão efectiva horizontal

$\sigma_v'$  – tensão efectiva vertical

$\tau$  – tensão tangencial

$\Phi'$  – ângulo de atrito do solo definido em termos de tensões efectivas

$\Gamma$  – volume específico do solo em estado crítico para  $p$  igual à unidade





# 1

## INTRODUÇÃO

O crescente desenvolvimento económico e social, e o conseqüente crescimento demográfico têm, nos últimos anos, aumentado a competição pelo uso do solo bem como o aproveitamento do espaço subterrâneo principalmente nas zonas do litoral onde se localizam as grandes cidades. Pelo facto de se situarem no litoral, estas são muitas vezes, fundadas em solos aluvionares frequentemente de origem argilosa possuindo, em geral, baixa resistência e permeabilidade, bem como elevada deformabilidade.

Também a falta de espaço devido à existência de construções vizinhas, obriga a recorrer-se a soluções de escavações de face vertical suportadas por estruturas de contenção flexíveis. As cortinas autoportantes são uma solução de contenção de face vertical em que a sua estabilidade é garantida à custa das pressões exercidas pelo solo na zona enterrada da cortina sendo, por este motivo frequentemente dimensionadas admitindo o encastramento do pé da cortina (*fixed earth suport*). Devido às suas condições de apoio, estas rodam em torno de um ponto próximo no seu pé, mobilizando, acima desse ponto, pressões activas do lado do maciço suportado e passivas do lado do maciço escavado. Abaixo deste ponto estas pressões invertem-se e passam a ser passivas do lado suportado e activas do lado escavado.

Por outro lado, a grande complexidade dos solos argilosos quando solicitados, torna necessário o estudo detalhado do seu comportamento. A sua baixa permeabilidade não permite a alteração instantânea do seu teor em água o que implica a criação de excessos de pressão neutra. No decurso da consolidação surgem alterações dos estados de tensão e de deformação que estão associadas à dissipação desses excessos de pressão neutra. No entanto, a história de tensão do maciço, o tempo durante o qual decorre o processo construtivo, a rigidez da estrutura de suporte, as propriedades mecânicas e hidráulicas, a permeabilidade e as condições de fronteira hidráulicas são factores que influenciam o tempo de consolidação do maciço.

O presente trabalho pretende contribuir para a compreensão do comportamento de escavações suportadas por cortinas autoportantes considerando os efeitos da consolidação.

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica referente à problemática da consolidação em maciços argilosos em redor de escavações. Neste capítulo, num primeiro ponto analisa-se a alteração do estado de tensão e geração de pressões neutras em solos argilosos devido à escavação, efectuando para isso a análise das trajectórias de tensão de alguns pontos no maciço. Ainda é abordada a problemática dos efeitos associados à consolidação em redor das escavações.

No Capítulo 3 é abordada o dimensionamento de paredes autoportantes recorrendo a métodos de equilíbrio limite. Em primeiro lugar, explica-se a fenomenologia de mobilização dos estados limites

característica deste tipo de estruturas. De seguida apresentam-se os principais métodos de dimensionamento em equilíbrio limite, nomeadamente o método Americano e o método Britânico. Faz-se uma breve apresentação dos vários modos de introdução da segurança, e por fim, com base no estudo paramétrico efectuado por Vieira e Matos Fernandes (2002), apresenta-se algumas conclusões resultantes da comparação dos dois métodos de cálculo de equilíbrio limite apresentados.

No Capítulo 4 faz-se referência ao funcionamento do programa de cálculo automático, baseado no método de elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995). Posteriormente, faz-se, com recurso a este programa de cálculo, a análise de uma escavação suportada por uma cortina autoportante num solo argiloso sobreconsolidado. Esta análise compreende não apenas o comportamento durante a construção como também após a conclusão da obra observando a evolução temporal dos excessos de pressão neutra até à sua completa dissipação.

No Capítulo 5 apresentam-se vários estudos paramétricos, tendo como base a escavação analisada no capítulo 4. Os parâmetros analisados são a largura da escavação, a anisotropia de permeabilidade, a rigidez à flexão da cortina e finalmente a profundidade de escavação. Os efeitos destes parâmetros foram analisados observando os deslocamentos, os momentos flectores na cortina, as pressões das terras sobre a cortina, as trajetórias de tensões de pontos do maciço, os níveis de tensão e os excessos de pressão neutra, observados no final da construção e no final da consolidação.

Por último no Capítulo 6 apresentam-se algumas considerações finais onde são sintetizadas as conclusões mais relevantes do presente trabalho, bem como alguns aspectos que poderão ser objecto de futuras investigações nesta área.

# 2

## **CONSOLIDAÇÃO EM MACIÇOS ARGILOSOS EM REDOR DE ESCAVAÇÕES**

### **2.1. INTRODUÇÃO**

Quando se solicita um maciço terroso devido à execução de uma escavação, ou através de um carregamento de compressão devido a um aterro, o estado de tensão de repouso altera-se. Nos solos argilosos, a alteração do estado de tensão, devido às características de baixa permeabilidade do solo, é dividida pela parte sólida (tensões efectivas) e pela parte líquida (excessos de pressão neutra), logo após o carregamento, facto que se deve ao valor do teor em água não variar instantaneamente como acontece nos solos granulares. Por este motivo, por vezes, o tempo necessário para dissipação dos excessos de pressão neutra gerados pelo carregamento é superior ao tempo de duração da própria obra, o que levanta problemas quanto à sua segurança, devido ao carácter variável dos impulsos das terras ao longo do tempo. Daí a importância de um tratamento deste tipo de problemas considerando os efeitos da consolidação.

Neste capítulo, seguindo de perto o apresentado por Costa (2005), procura-se abordar, sob um ponto de vista teórico, a problemática relativa aos efeitos da consolidação em redor de escavações. Inicialmente tecem-se considerações acerca dos fenómenos que ocasionam a alteração do estado de tensão devido à realização de uma escavação, analisando-se em particular a fenomenologia relativa à geração de excessos de pressão de água nos poros. Por fim, examinam-se os efeitos da consolidação do solo em redor da escavação, nomeadamente os movimentos da estrutura de suporte e do maciço adjacente.

### **2.2. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO E GERAÇÃO DE PRESSÕES NEUTRAS EM SOLOS ARGILOSOS.**

Quando se efectua uma escavação suportada, as trajectórias de tensão total são distintas em diferentes zonas do maciço. Do lado suportado, a massa de solo é solicitada através da diminuição da tensão média total devido ao movimento da cortina para o interior da escavação mobilizando assim o estado limite activo. (Este estado limite activo admitido é em rigor válido em termos simplificados, uma vez que podem existir fenómenos de redistribuição de tensões por efeito de arco).

Do lado da escavação, a remoção de terras provoca, sobretudo, uma diminuição da tensão vertical total. 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.

Uma definição mais fiável dos excessos de pressão neutra gerados e dissipados numa obra de escavação deve ser feita com recurso a meios avançados de cálculo, incorporando formulação acoplada das equações de equilíbrio e de fluxo da água no solo e adoptando modelos realistas (elastoplásticos) para o solo. Toda esta formulação está integrada no programa de cálculo de elementos finitos desenvolvido por Borges (1995), que é usado na presente tese para estudo de um problema base e de análises paramétricas.

No entanto, é possível através de considerações teóricas simples entender o processo de geração-dissipação de pressões neutras em redor de escavações. Tal pode ser feito por análise das trajectórias de tensão expectáveis em pontos genéricos considerados na Figura 2.1

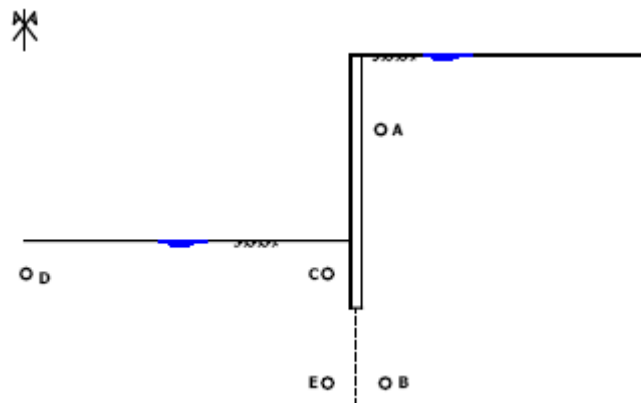


Figura 2.1 – Localização dos pontos a analisar (Costa 2005)

Em solos normalmente consolidados, o estudo do fenómeno de consolidação, devido à escavação, é mais complexo uma vez que estes solos apresentam dilatância negativa (diminuição de volume quando sujeitos a tensões de corte).

Considere-se o ponto A da Figura 2.1. Na Figura 2.2, está representado um diagrama  $\sigma_h, \sigma'_h - \sigma_v, \sigma'_v$ , no qual está representada a linha de estados de tensão efectiva em condições não drenadas num solo normalmente consolidado (linha que representa a trajectória de tensão efectiva num solo genérico determinada em ensaios triaxiais (Henkel, 1970)).

Relativamente à Figura 2.2,  $A_i$  representa o estado de tensão total em repouso e  $A'_i$  representa o estado de tensão efectiva, sendo a pressão neutra dada pela distância, na vertical, entre os pontos que representam o estado de tensão total e efectiva. Esta pressão neutra também pode ser dada pela diferença entre a tensão horizontal total e tensão horizontal efectiva. Com o movimento horizontal da cortina, no sentido do maciço escavado, verifica-se um decréscimo da tensão horizontal total sendo que a tensão total vertical praticamente não se altera. Por este motivo a trajectória de tensões totais é horizontal. Por outro lado, com este movimento horizontal da cortina que gerou descompressão do

maciço, as tensões efectivas aproximam-se do estado limite activo, sendo que para condições não drenadas, qualquer equilíbrio tem de estar situado algures sobre a linha de estados de tensões efectivas representada na figura.

Caso as deformações ou alteração do estado de tensão do solo não sejam significativas, o ponto representativo do estado de tensão efectiva encontra-se acima da linha horizontal que passa no ponto  $A_i'$ , originando, deste modo, excessos de pressão neutra negativos. Estes excessos de pressão neutra, devido à alteração do equilíbrio de repouso são, portanto, função das deformações sofridas pelo solo.

Caso o estado limite activo do solo seja atingido, ou o estado limite resultante da escavação se encontre próximo deste, o ponto  $A_f'$  encontra-se situado abaixo da linha horizontal que passa por  $A_i'$ , gerando excessos de pressão neutra positivos e tornando as pressões finais superiores às verificadas inicialmente. Conclui-se, deste modo que os excessos, neste tipo de solo, derivado da grande compressibilidade que apresentam, podem tomar valores negativos ou positivos consoante as suas características geológicas.

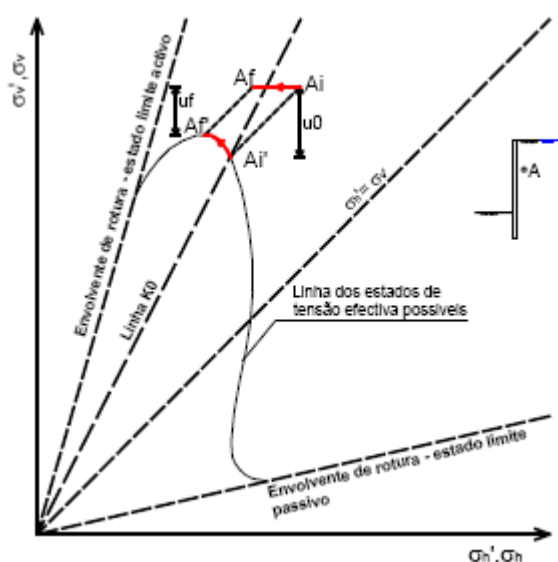


Figura 2.2 – Trajectórias de tensão total e efectiva seguidas pelo ponto A devido à escavação num maciço argiloso normalmente consolidado (Henkel, 1970; Costa 2005)

Considerando agora um maciço argiloso fortemente sobreconsolidado, a trajetória descrita pelo ponto A, apresenta uma configuração totalmente distinta da observada anteriormente para um solo normalmente consolidado. Tipicamente, os maciços argilosos fortemente sobreconsolidados, apresentam, na natureza, um estado de tensão em que as tensões horizontais de repouso são superiores às tensões verticais de repouso, o que se traduz por um coeficiente de impulso em repouso superior a 1. Na presente análise (Figura 2.3), este coeficiente de impulso em repouso, é considerado igual a 1,5.

Nos solos fortemente sobreconsolidados, que apresentam dilatância positiva (aumento de volume quando sujeitos a tensões de corte), os excessos de pressão neutra gerados quer pela diminuição da tensão média total, quer pelo aumento das tensões de corte, são negativos. Assim, do lado suportado, estes excessos de pressão neutra criados são sempre negativos, assumindo valores tanto maiores quanto maior for a deformação sofrida pelo solo (Henkel 1970; Costa 2005).



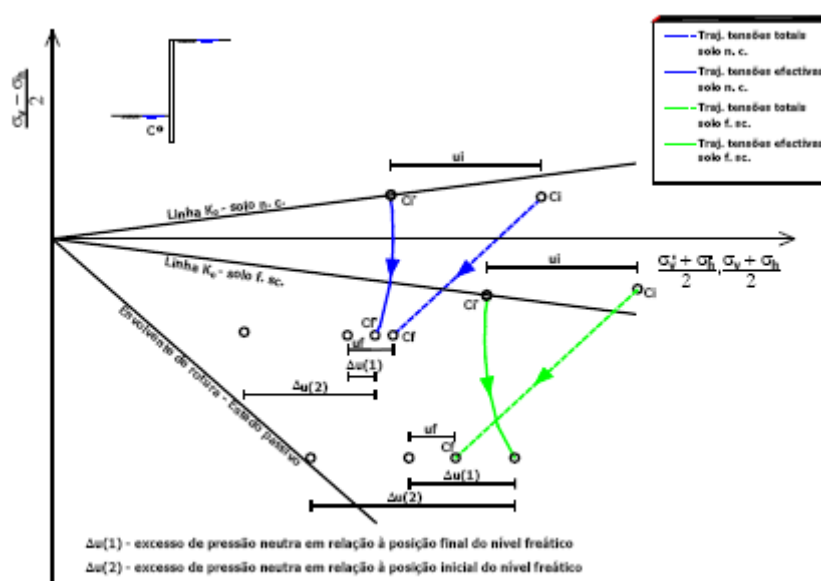


Figura 2.4 – Trajectórias de tensão seguidas pelo ponto C devido à escavação (Lambe, 1970; Costa 2005).

No respeito aos pontos E e B representados na Figura 2.1, por estes se encontrarem do lado passivo e activo respectivamente, abaixo da zona de cortina impermeável, a sua análise é bastante complexa sendo as suas trajectórias distintas, embora tenha de haver compatibilidade de tensões e deformações. Por este motivo não é possível estabelecer uma abordagem teórica sólida, como a efectuada para os pontos A e C. Por outro lado, para situações em que os pontos se situam abaixo da cortina impermeável, é necessário o estabelecimento de compatibilidade de pressão de água nos poros dos dois pontos. Henkel (1970) refere que, caso a diferença de pressões entre o lado activo e passivo seja elevada, há possibilidade de ocorrência de escoamento a curto prazo.

O ponto D localiza-se no maciço escavado a uma distância elevada da face da cortina, o que permite assemelhar a sollicitação, devido à remoção do peso das terras, a uma situação unidimensional. Por este motivo, os excessos de pressão neutra criados neste ponto, são negativos e têm valor igual ao peso das terras removidas. Apesar disto, não se pode esquecer que os valores das pressões de equilíbrio hidrostático no final da consolidação são, em geral, diferentes dos verificados antes da escavação devido ao rebaixamento do nível freático durante a construção.

Desde já pode-se concluir que independentemente do grau de sobreconsolidação, os excessos de pressão neutra negativos gerados no maciço suportado são, em geral, menores que os excessos gerados abaixo da base da escavação. Este facto é apurado pelos resultados de obras reais, que corroboram a sua veracidade. (Henkel, 1970; Osaimi e Clough, 1979; Yong et al., 1989; Martins, 1993; Ou e Lai, 1994; Ng, 1998; Ou et. al, 1998; Nogueira e Azevedo, 2001).

A alteração do estado de tensão do maciço devido à escavação implica movimentos e deformações da estrutura de contenção e do maciço argiloso. Admitindo que a escavação se realiza durante um curto intervalo de tempo, pode-se considerar que a sua deformação ocorre a volume constante, dada a baixa permeabilidade do solo argiloso. Por este motivo os assentamentos da superfície do maciço suportado, o empolamento da superfície do maciço escavado e os deslocamentos horizontais da cortina podem ser relacionados entre si (Figura 2.5). A área varrida pela superfície do maciço suportado é igual à área resultante do movimento lateral da cortina em direcção ao corte acima da base da escavação mais a área resultante do levantamento da superfície de escavação (área compreendida entre o fundo da escavação inicial e o fundo teórico da mesma após deformação) (Fortunato. 1994; Costa 2002).

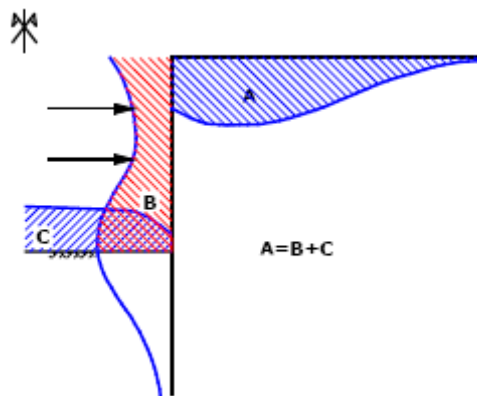


Figura 2.5 – Relação entre áreas movimentadas devido ao processo de escavação em condição não drenada (Fortunato, 1994; Costa 2005)

Conclui-se por fim, em síntese, que a explicação da fenomenologia de geração-dissipação de excessos de pressão neutra é uma matéria muito complexa em escavações, onde intervêm diversos factores, nem sempre tendo explicação tão simplificada como a exposta anteriormente, pelo que, com a análise efectuada apenas se pretende contribuir para uma melhor compreensão destes fenómenos, através de análises simplificadas.

### 2.3. EFEITOS DA CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DAS ESCAVAÇÕES

No final da execução de uma escavação suportada em solos argilosos, a distribuição dos excessos de pressão neutra resultante determina a existência de um campo de velocidades de percolação relativas entre diferentes zonas do maciço. Deste modo, estão definidas as condições iniciais de um processo de escoamento transitório da água, durante o qual se processa transferência de tensões da água para a parte sólida do solo até se atingir um regime permanente. A este processo de transferência de tensões designa-se por consolidação. Se os excessos gerados são negativos, a consolidação processa-se com aumento da pressão intersticial levando a um aumento do volume do solo; se os excessos criados são positivos, a consolidação processa-se com a diminuição da pressão da água nos poros que resulta numa diminuição do volume. Em escavações suportadas, é mais comum a geração de excessos de pressão neutra negativos.

No que respeita à análise do processo de consolidação, Burland et al. (1979) interpretou os deslocamentos diferidos em escavações por analogia aos movimentos diferidos no tempo de obras de aterro. A Figura 2.6a representa um carregamento de um solo argiloso por um aterro. Quando o maciço é solicitado em condição não drenada, as suas deformações vão ocorrer a volume constante, dando-se o assentamento das zonas carregadas e um empolamento nas zonas adjacentes. Como os excessos criados devido ao carregamento são positivos, a sua dissipação provoca uma diminuição do volume do solo. Deste modo o assentamento toma maiores proporções com o decurso da consolidação.

Pela observação da Figura 2.6b, e admitindo que o maciço argiloso tem um comportamento considerado elástico, quando a carga é ascendente o comportamento do solo é semelhante ao verificado anteriormente mas em sentido contrário. A Figura 2.6c representa os movimentos a curto e a longo prazo para uma escavação suportada em que as cortinas de contenção estão impedidas de se movimentar. Nestes casos, em geral, os excessos criados são negativos, sendo que a sua dissipação

leva à expansão do maciço. A expansão do maciço traduz-se pelo aumento do levantamento do fundo da escavação e pela diminuição do assentamento à superfície.

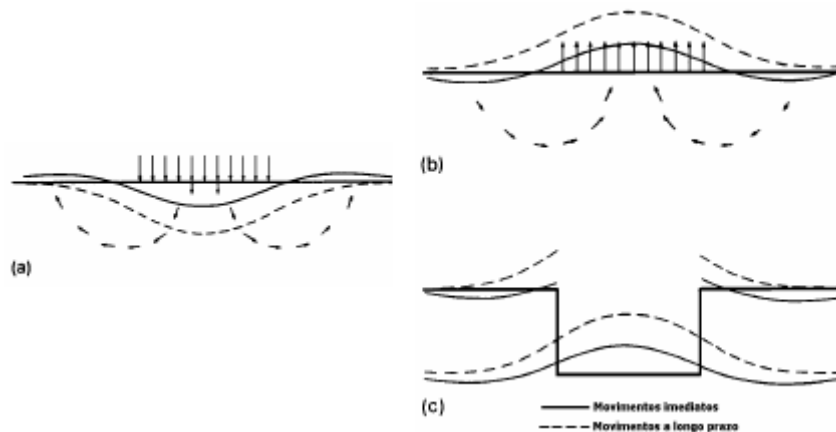


Figura 2.6 – Esquema teórico do modo de deformação de um maciço para as seguintes condições: a) - carregamento de uma faixa de comprimento infinito; b) - descarga de uma faixa de comprimento infinito; c) escavação em que as cortinas têm deslocamentos horizontais impedidos (Burland et. Al. 1979; Costa 2005)

Pelo facto de as deformações, durante o processo de consolidação, serem dependentes do valor dos excessos de pressão neutra, os movimentos diferidos de um maciço normalmente consolidado tem valores menores que os movimentos diferidos de um maciço sobreconsolidado dado os excessos de pressão neutra destes últimos serem superiores.

Num caso em que os excessos criados sejam negativos, a sua dissipação durante a consolidação provoca o aumento da pressão intersticial fazendo com que as trajectórias de tensão total e efectiva se afastem. Os primeiros estudos deste assunto consideravam que o estado de tensão total não se alterava com o decurso da consolidação, considerando apenas a variação das tensões efectivas. Por outro lado considerando os efeitos determinantes do confinamento exercido pela estrutura de suporte sobre o maciço e a distribuição inconstante da pressão intersticial percebe-se facilmente que estas tensões horizontais totais podem variar. Por esta razão Liao e Neff (1990) efectuaram estudos de um ponto do maciço suportado acima da base da escavação com um coeficiente de impulso em repouso igual a 1 e considerando que a escavação induziria numa trajectória idêntica à obtida num ensaio triaxial com diminuição da tensão horizontal (Figura 2.7).

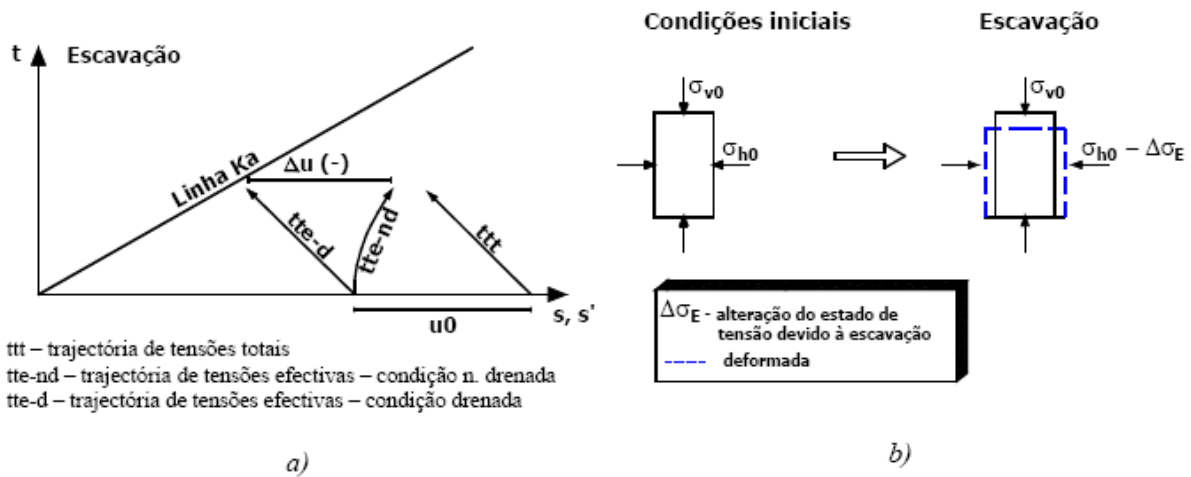


Figura 2.7 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) - trajectória de tensão seguida durante a fase de escavação; b) - esquema ilustrativo da evolução do estado de tensão em ensaios triaxiais (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005).

Numa situação em que o solo pode dilatar livremente à medida que se processa a consolidação, a trajectória de tensão efectiva seria uma linha horizontal mantendo-se as tensões de corte constantes como é visível na Figura 2.8a. Esta trajectória de tensão seria parecida com a que se obtém num ensaio triaxial em que se permite a drenagem após um carregamento em situação não drenada (Figura 2.8b), no entanto, a parede não permite que o solo se deforme livremente, assumindo esta trajectória de tensões efectivas a configuração da Figura 2.9a.

Relativamente às tensões totais, estas são incrementadas devido ao facto de o solo estar parcialmente confinado lateralmente pelas cortinas. No caso de o confinamento ser total, as trajectórias sofridas pelos pontos situados no interior do maciço são idênticas às obtidas num ensaio triaxial drenado de deformação radial nula (como evidência a Figura 2.9b).

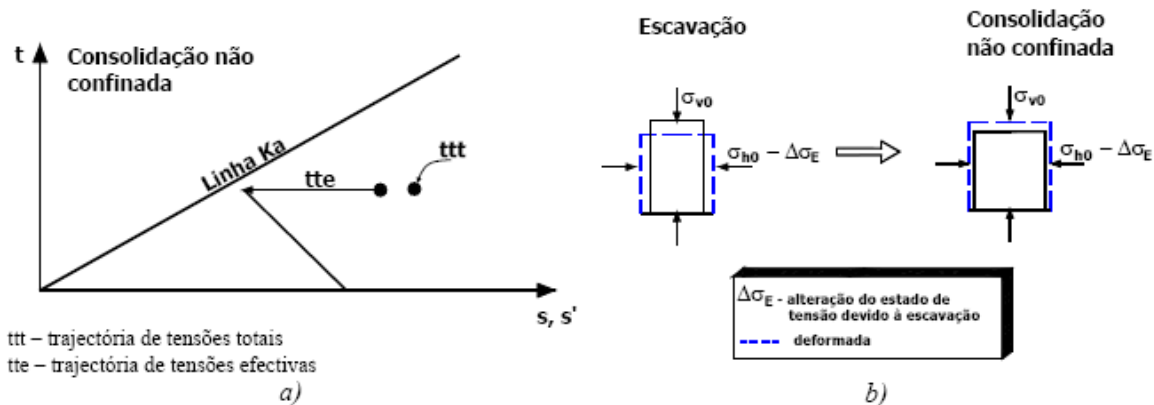


Figura 2.8 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) - trajectória de tensão seguida durante a consolidação não confinada; b) - esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação durante a consolidação não confinada (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005)

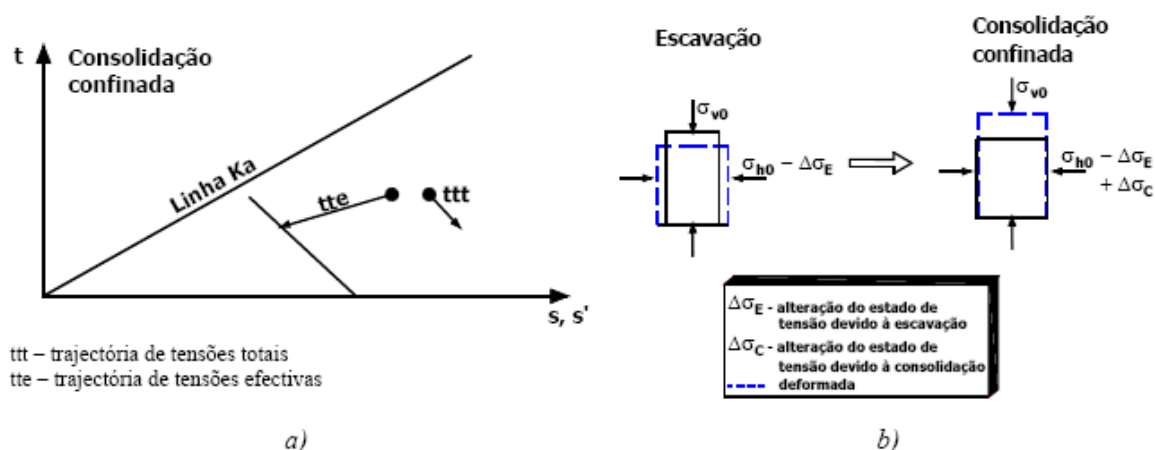


Figura 2.9 – Evolução do estado de tensão de um ponto genérico localizado no lado activo: a) - trajectória de tensão seguida durante a consolidação confinada; b) - esquema ilustrativo da variação do estado de tensão e deformação durante a consolidação confinada (adaptado de Liao e Neff, 1990; Costa 2005)

É importante referir que o impulso das terras sob a estrutura de contenção não é uma grandeza constante ao longo do tempo, dado que, tal como alguns autores constataram, ela evolui, aumentando com o decurso do processo de consolidação. Este facto foi observado por Liao e Neff (1990), que legitima os resultados também apresentados por Carder e Symons (1989), acerca da evolução temporal do coeficiente de impulso em escavações de maciços fortemente sobreconsolidados suportados por cortinas autoportantes. Esta hipótese também foi corroborada por Ulrich (1989a,b) através da observação de escavações escoradas de argilas sobreconsolidadas do Texas. Os resultados apresentados por este último autor constataam um aumento máximo do esforço nas escoras de cerca de 30% após a consolidação relativamente ao esforço verificado a curto prazo.

Outro autor, Ng (1998; 1999), verificou também um aumento das pressões horizontais totais durante o período de consolidação, acrescentando ainda que a dissipação dos excessos de pressão neutra negativos criados durante a escavação foi acompanhada pela diminuição das tensões efectivas verticais e horizontais, sendo a diminuição das tensões efectivas horizontais menor que o acréscimo de pressão neutra. Este facto provoca um aumento da pressão total horizontal que resulta num maior impulso das terras sobre a estrutura de contenção. Estes factos corroboram a análise teórica efectuada por Liao e Neff (1990).

Apesar da análise de Liao e Neff (1990) ser feita em relação a um ponto do maciço suportado, ela pode ser generalizada para um ponto localizado no interior do maciço escavado, dado ser aí que se geram os maiores excessos de pressão neutra negativos e logo mais significativos efeitos de expansão confinada do maciço.



# 3

## **DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS AUTOPORTANTES**

### **3.1. INTRODUÇÃO**

As cortinas autoportantes, como o próprio nome indica, são estruturas cuja estabilidade é garantida pelas tensões que se desenvolvem ao longo da sua altura enterrada, abaixo da base de escavação, sendo o dimensionamento desta altura, frequentemente realizado com base em métodos de equilíbrio limite.

Este tipo de solução estrutural é usualmente executado através das tecnologias de paredes moldadas de betão armado ou de estacas-prancha metálicas.

As cortinas autoportantes sofrem grandes deformações em serviço introduzindo alterações significativas no estado de tensão do maciço podendo, por este motivo, afectar estruturalmente os edifícios vizinhos mais sensíveis ao movimento do maciço. Desta forma são estruturas flexíveis que podem constituir uma solução atractiva para escavações de face vertical de pequena a média profundidade em zonas amplas e sem importantes construções vizinhas. Este tipo de solução é frequentemente usado em contenções de face vertical de carácter definitivo, sendo também utilizado em contenções provisórias em casos em que as características da obra impedem a utilização de outro tipo de estrutura de suporte.

Ao longo deste capítulo, em primeiro lugar, aborda-se a teoria de mobilização dos estados limites em maciços suportados por cortinas autoportantes, depois analisam-se os principais métodos de equilíbrio limite de dimensionamento deste tipo de estruturas, fala-se dos diferentes métodos de introdução da segurança e finalmente faz-se, por intermédio de um estudo paramétrico, a comparação entre os métodos de equilíbrio limite com e sem introdução da segurança.

### 3.2. MOBILIZAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE EM CORTINAS AUTOPORTANTES

As pressões exercidas pelas terras em cortinas autoportantes são dependentes do tipo de movimento do solo circundante. Quando o muro se move afastando-se do solo, a tensão do solo sobre o muro tem tendência a diminuir mobilizando uma tensão que tende para o estado limite activo. Por outro lado quando o muro se move, “comprimindo” o solo, mobiliza-se uma tensão que tende para o estado limite passivo (Figura 3.1).

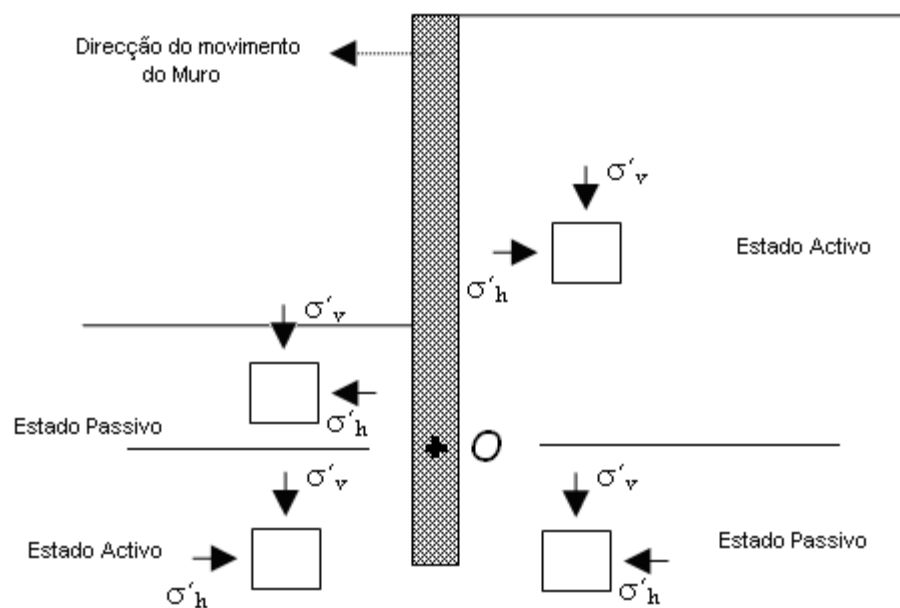


Figura 3.1 – Mobilização do estado activo e estado passivo em cortinas autoportantes.

De modo simplificado, pode-se dizer que, do lado suportado, a evolução do estado de repouso para o estado limite activo verifica-se mantendo aproximadamente constante a tensão efectiva vertical (tensão principal máxima) e diminuindo progressivamente a tensão efectiva horizontal (tensão principal mínima)

Do mesmo lado, a evolução do estado de repouso para o estado limite passivo verifica-se mantendo constante a tensão efectiva vertical e aumentando a tensão efectiva horizontal ; esta, que inicialmente é a menor tensão principal (em solos com o coeficiente de impulso em repouso menor do que 1) , ao aumentar iguala e depois ultrapassa a tensão vertical; o aumento prossegue até à mobilização integral da resistência ao corte do solo ( Matos Fernandes, 2006 ).

Do lado escavado, a evolução para os estados limites dá-se com diminuição da tensão vertical (devido ao processo de escavação), aumentando a tensão horizontal na zona correspondente ao estado passivo, e diminuindo na zona correspondente ao estado activo.

É de notar ainda que ensaios realizados evidenciaram que são necessários deslocamentos muito elevados para a mobilização do impulso passivo, enquanto que a instalação no maciço do estado limite activo ocorre para valores extremamente reduzidos dos deslocamentos como está indicado na Figura 3.2.

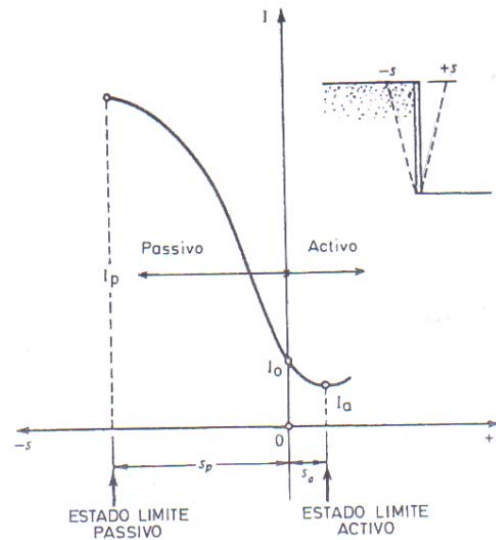


Figura 3.2 – Deformações associadas ao estado ativo e passivo (Terzaghi)

As paredes autoportantes, são frequentemente dimensionadas admitindo o encastramento do pé da cortina (fixed earth support), em que se admite a rotação daquela em torno de um ponto próximo do seu pé (ponto  $O$  da Figura 3.3). Na figura 3.3 está representado o diagrama idealizado de cálculo em equilíbrio limite de acordo com o referido.

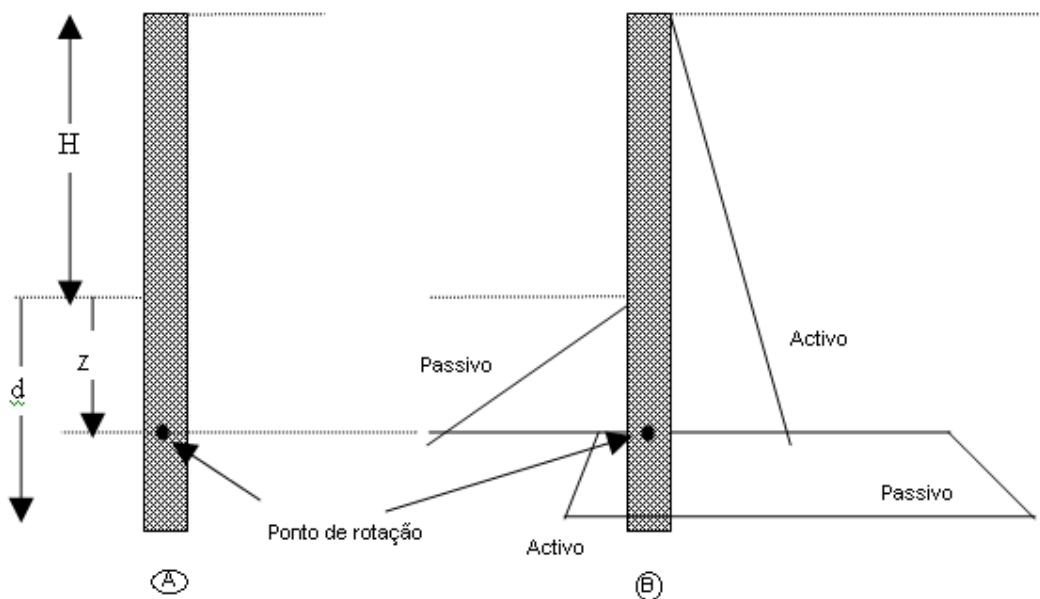


Figura 3.3 – Cortinas autoportantes; a) geometria; b) diagrama de pressões idealizado

### 3.3. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS AUTOPORTANTES

#### 3.3.1. GENERALIDADES

As paredes autoportantes, tal como referido anteriormente, devido às suas condições de apoio, rodam em torno de um ponto próximo do seu pé, mobilizando, acima desse ponto, pressões activas do lado do maciço suportado e passivas do lado do maciço escavado. A Figura 3.4 mostra a distribuição típica das pressões ao longo de cortinas autoportantes. Nas zonas próximas do pé da cortina, as pressões em frente da cortina baixam quando comparadas com as passivas. Por outro lado, do lado oposto, as pressões têm tendência a exceder as pressões activas fazendo com que a partir de determinada profundidade as pressões sejam superiores às mobilizadas do lado oposto.

Desta forma, a soma vectorial das pressões do lado escavado e suportado assume a configuração da Figura 3.4b.

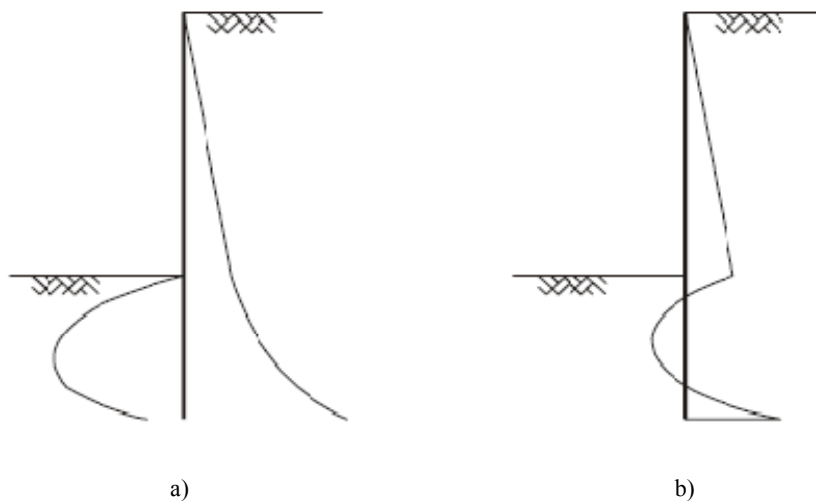


Figura 3.4 – Pressões das terras sobre a cortina numa situação de equilíbrio limite: a) distribuição das pressões; b) soma algébrica das pressões do lado escavado e suportado (“net pressures”) (Castorina e Matos Fernandes, 2006)

#### 3.3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DE EQUILÍBRIO LIMITE

A bibliografia da especialidade aponta dois principais métodos de cálculo que têm como base os diagramas de distribuição de pressões representado na Figura 3.4. Faz-se referência, neste capítulo, a esses dois métodos (Day, 1999; King, 1995):

- Método Britânico;
- Método Americano.

### 3.3.2.1. Método Britânico

Como se pode observar na Figura 3.5, na parte da cortina enterrada que confere o equilíbrio à estrutura, forma-se a uma determinada profundidade, um ponto de rotação P no qual se verifica, do lado escavado, uma transição entre estados passivo e activo ocorrendo a transição inversa do lado do maciço suportado tal como foi dito no ponto anterior.

No entanto apesar destas considerações a determinação da altura enterrada d pode mostrar-se complicada. A altura enterrada d assim como a localização do ponto de rotação da cortina P não são conhecidos levantando problemas quanto à sua determinação (Padfield e Mair, 1984). A Figura 3.5b mostra que a soma das pressões passivas (à direita da cortina) e activas (à esquerda da cortina) abaixo do ponto de rotação P podem ser substituídas por uma força equivalente  $R_d$  que se designa contra-impulso passivo.

Este contra-impulso passivo é uma força indispensável para garantir um momento estabilizador que contraria o momento derrubador introduzido pelas pressões das terras suportadas. Esta força torna o problema estaticamente determinado uma vez que se efectuar a equação de momentos no ponto de aplicação deste contra-impulso passivo obtém-se o comprimento  $d'$  (distância da base da escavação ao ponto P). Posteriormente também se pode calcular o momento-flector máximo na cortina. Uma vez obtido o comprimento  $d'$  obtém-se d majorando em 20% o valor  $d'$ . Deve-se ainda averiguar se é possível que o contra impulso passivo  $R_d$  se mobilize entre  $d'$  e  $1,2d'$ , verificando se este é menor ou igual às pressões que aí se podem instalar.

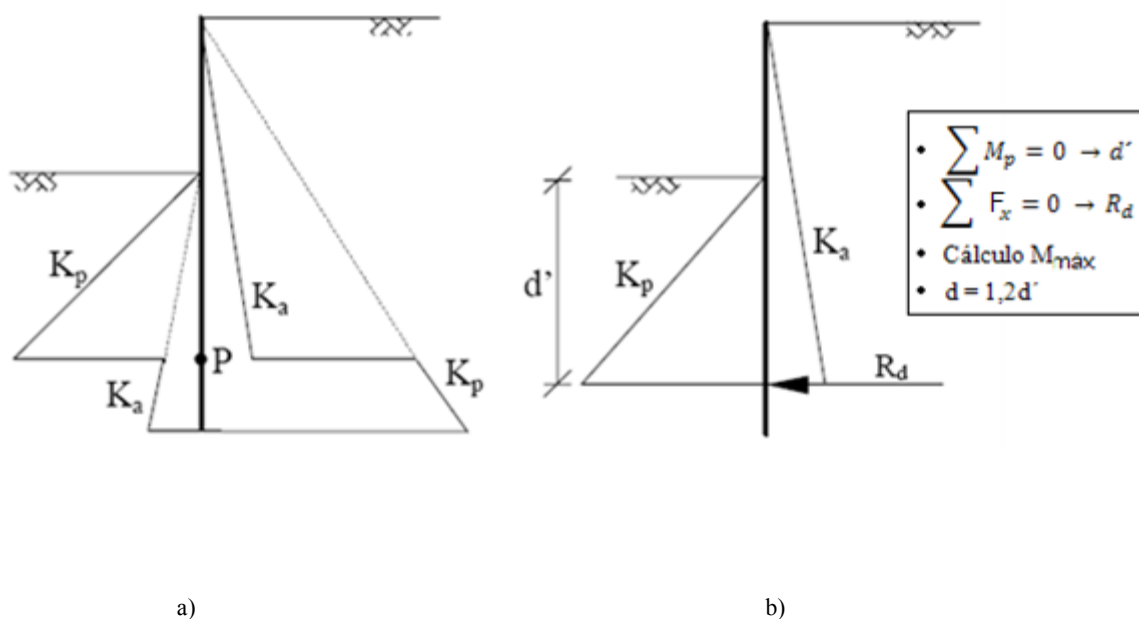


Figura 3.5 – Método Britânico de equilíbrio limite para o dimensionamento de cortinas autoportantes; a) distribuição idealizada de pressões; b) distribuição de pressões simplificada para cálculo com equações de equilíbrio (Castorina, 1997).

### 3.3.2.2. Método Americano

Na Figura 3.6 está representada a distribuição de pressões considerada no cálculo de equilíbrio limite pelo método Americano. Como é possível observar na figura, esta distribuição é caracterizada pelos parâmetros  $p_a$ ,  $p_1$ ,  $p_2$  e  $y$  que assentam nas hipóteses descritas a seguir (Day, 1999; King, 1995; Bowles, 1998):

- No solo suportado atrás da cortina desenvolvem-se pressões activas quantificadas pela seguinte expressão:  $p_a = K_a \gamma h$ ;
- Do lado escavado abaixo da cota de escavação são mobilizadas pressões passivas que contrariam as pressões activas mobilizadas na face oposta sendo o gradiente de pressões entre  $p_a$  e  $p_1$  dado por  $\gamma(K_p - K_a)$ ;
- Junto ao pé da cortina mobilizam-se pressões passivas do lado do maciço suportado e activas do lado do maciço escavado, logo  $p_2 = K_p \gamma (h + d) - K_a \gamma d$ .

Fazendo um equilíbrio de forças na horizontal e uma equação de momentos em relação ao pé da cortina (Bowles, 1998), determina-se a altura enterrada da cortina e a correspondente distribuição de pressões. Uma vez definida a geometria do problema, calcula-se facilmente a distribuição de momentos e o seu valor máximo.

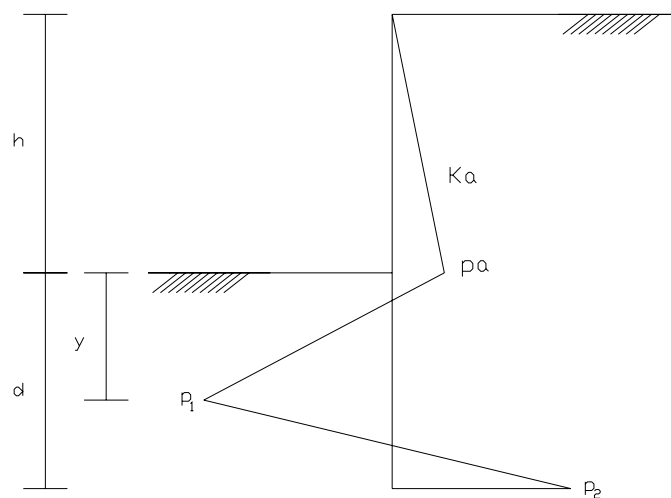


Figura 3.6 – Método Americano de dimensionamento de equilíbrio limite de cortinas autoportantes (Vieira e Matos Fernandes, 2002)

Pelo facto da distribuição das pressões apenas se alterar, nos dois métodos apresentados, para profundidades superiores a  $(h+y)$ , o valor do momento flector máximo obtido é igual nos dois métodos.

### 3.4. INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA

Relativamente ao método Britânico existem vários procedimentos de introdução da segurança, passando-se a descrever de seguida as várias metodologias:

- 1-Introdução de um factor de segurança,  $F_p$ , aplicado directamente às pressões passivas, estando normalmente compreendido entre 1,5 e 2,0 como evidencia a Figura 3.7a;
- 2-Introdução de um factor de segurança,  $F_r$ , sobre a soma algébrica das pressões passivas e activas respeitantes ao solo abaixo da base de escavação. Burland et al. (1981) sugere o uso de 2,0 para este factor de segurança, sendo que este método corresponde a um ajuste do método referido anteriormente (ver Figura 3.7b);
- 3-Introdução da segurança majorando a altura da cortina enterrada obtida com o cálculo considerado no método da Figura 3.5. Normalmente majora-se em 30% o valor da ficha obtida ( $F_d = 1.3$ );
- 4-Finalmente introdução da segurança por intermédio dos coeficientes parciais de segurança preconizados no EC 7 onde se distinguem-se dois casos, C e B em que para C se utilizam os valores de cálculo dos parâmetros de resistência do solo, o que implica o agravamento das pressões activas e diminuição das pressões passivas (Figura 3.7c). Para o caso B trabalha-se com os valores característicos dos parâmetros de resistência do solo, mas afectando as acções permanentes (peso próprio do terreno ou seu efeito) de um factor igual a 1,35 (Figura 3.7d).

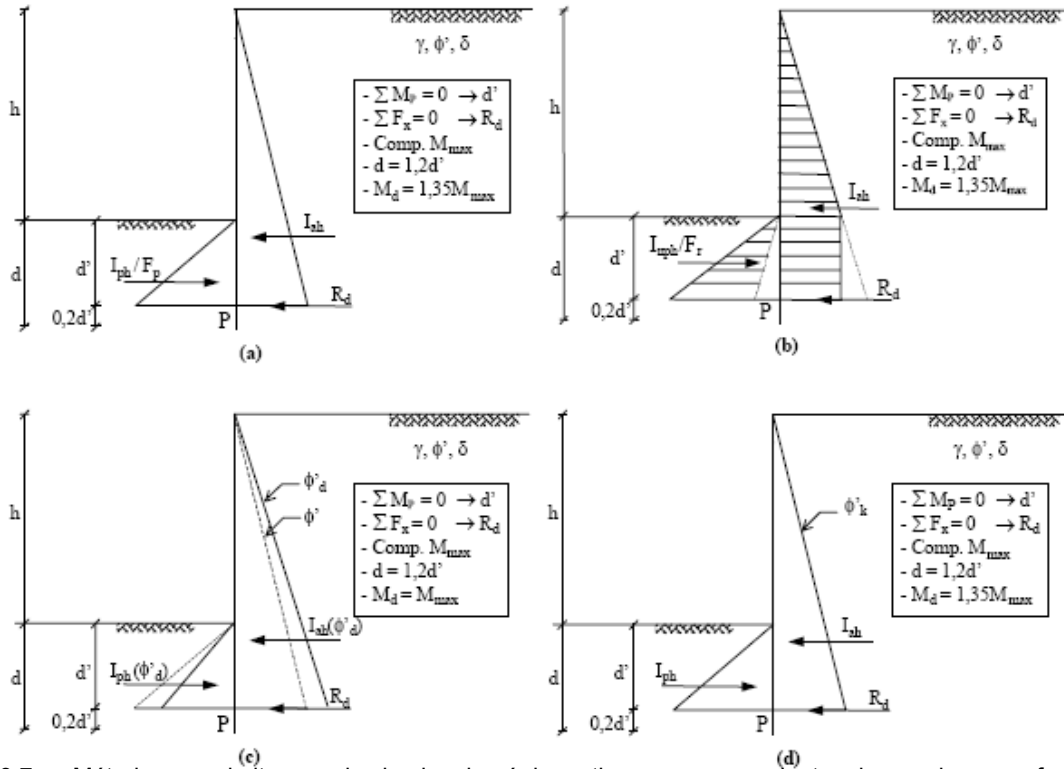


Figura 3.7 – Método que admite o apoio simples do pé da cortina e as suas variantes de acordo com a forma de introduzir a segurança: a) metodologia 1; b) metodologia 2; c) metodologia 4 - caso C; d) metodologia 4 - caso B

Em relação ao método Americano a introdução da segurança é feita usualmente através da redução das pressões passivas (metodologia 1) ou incrementando o valor da ficha (metodologia 3), podendo também ser aplicados os coeficientes parciais de segurança preconizados no Eurocódigo 7 (metodologia 4).

### 3.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO DE EQUILÍBRIO LIMITE

Para comparação dos métodos de equilíbrio limite descritos no ponto anterior, Vieira e Matos Fernandes (2002) efectuaram um estudo paramétrico em que consideraram uma escavação num maciço homogéneo em condições drenadas e com ângulo de atrito em termos de tensões efectivas variando entre 20° e 40°. Esta gama de valores permite cobrir um conjunto amplo de solos, nomeadamente desde os maciços argilosos altamente plásticos até aos mais compactos solos granulares. Também o valor do peso volúmico é alterado em função do ângulo de atrito em termos de tensões efectivas. As pressões das terras na cortina são calculadas com recurso às tabelas de Caquot-Kérisel sendo este estudo comparativo obtido considerando dois valores distintos para a interface solo-cortina ( $\delta = 0$  e  $\delta = (2/3) \Phi'$ ).

Como o maciço em estudo é homogéneo, existe uma relação de proporcionalidade entre a altura enterrada da cortina ( $d$ ) e a profundidade da escavação ( $h$ ):

$$d = \alpha h \quad [3.1]$$

Por outro lado, o momento flector máximo,  $M_{\text{máx}}$ , é proporcional ao cubo da profundidade da escavação e depende também do peso volúmico do solo,  $\gamma$ , tal como visível na expressão a seguir:

$$M_{\text{máx}} = \beta \gamma h^3 \quad [3.2]$$

Sabidos os valores das constantes  $\alpha$  e  $\beta$ , pode-se determinar para uma cortina de altura  $H$ , o correspondente máximo do momento flector e a profundidade de escavação que conduz a uma situação de equilíbrio limite através das equações seguintes:

$$h = \frac{H}{1+\alpha} \quad [3.3]$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{\beta}{(1+\alpha)^3} \gamma H^3 \quad [3.4]$$

No estudo em questão não se considerou o equilíbrio das forças verticais dado que se observou ser possível conseguir este equilíbrio com as resistências efectivamente mobilizadas nas interfaces.

Desta forma, na Figura 3.8 estão representados os resultados da altura enterrada da cortina e do momento flector máximo calculados pela formulação anteriormente apresentada para um maciço homogéneo seco. Salienta-se o facto deste cálculo ser efectuado considerando a situação de equilíbrio limite, ou seja, usando um coeficiente de segurança unitário. Deste modo, pela análise dos resultados obtidos (Figura 3.8a) conclui-se que:

- O método Britânico simplificado (Figura 3.5b) dá valores da altura enterrada superiores em 14% relativamente aos obtidos pelo método britânico exacto (cálculo considerando o diagrama

da Figura 3.5a) confirmando que a simplificação da introdução de uma força concentrada ao pé da cortina, designada por contra-impulso passivo, está do lado da segurança;

- Observa-se que o método americano é mais conservativo (em cerca de 2%) que o método britânico “exacto”.

Como nos dois métodos de equilíbrio limite apresentados, até à profundidade  $(h+y)$ , a distribuição de pressões é igual, obtém-se um momento máximo igual, o que significa que a constante  $\beta$  não depende do método de equilíbrio limite, no entanto, para a mesma altura da cortina, a profundidade de escavação que conduz à situação de equilíbrio limite é diferente em ambos os métodos, resultando, desta forma, valores diferentes do momento flector máximo (ver equação 3.2).

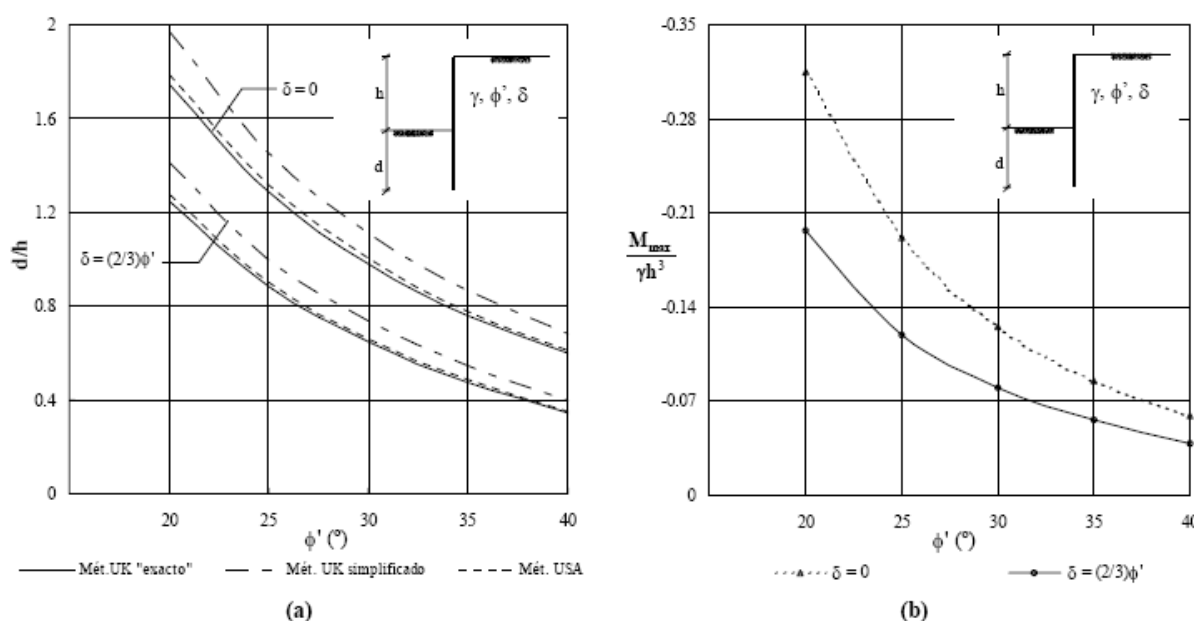


Figura 3.8 – Dimensionamento por diversos métodos de equilíbrio limite para um maciço homogéneo emerso: a) altura enterrada da cortina; b) momento flector máximo

Conjugando o método britânico e americano com as diferentes metodologias de introdução da segurança já referidas (Vieira et al.) e para  $\delta = (2/3)\Phi'$ , obtém-se a Figura 3.9 da qual se pode constatar o seguinte:

- Método Britânico é mais conservativo que o Americano (em média 11%);
- A posição relativa dos resultados, nas diferentes maneiras de introdução da segurança, é igual em ambos os métodos.

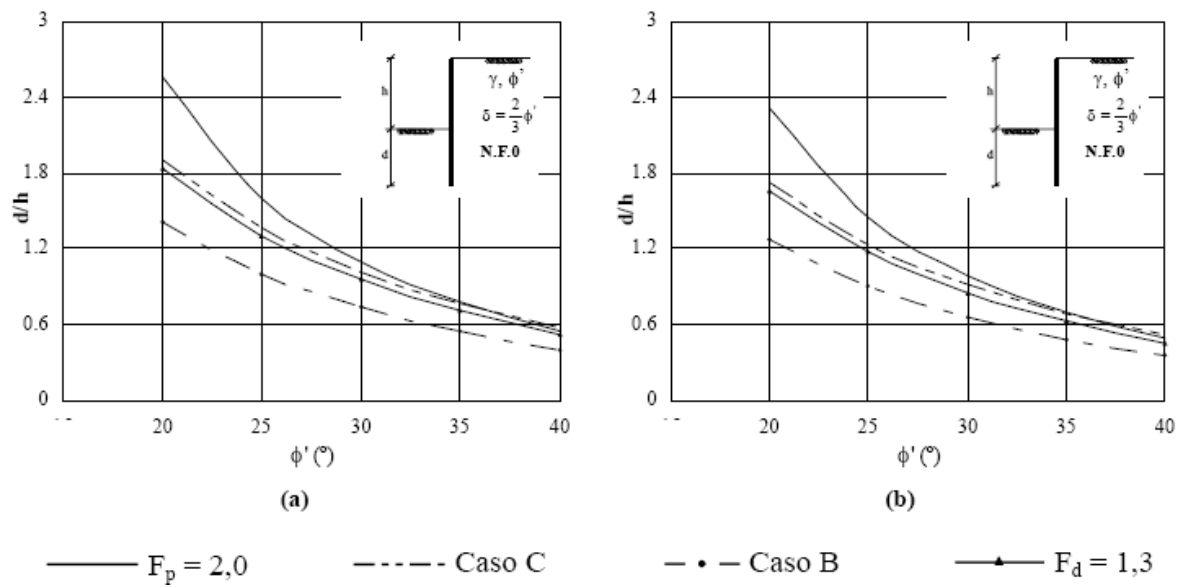


Figura 3.9 – Altura enterrada da cortina: a) método Britânico; b) método Americano

# 4

## ESTUDO DO PROBLEMA BASE

### 4.1. INTRODUÇÃO

Com o propósito de analisar o comportamento imediato e diferido no tempo de paredes autoportantes em maciços argilosos sobreconsolidados, apresenta-se neste capítulo, um exemplo base a partir do qual se efectuam cálculos recorrendo ao programa de elementos finitos RECRIB, desenvolvido por Borges (1995).

Em primeiro lugar tecem-se breves considerações relativas ao programa de cálculo utilizado na modelação numérica do problema. Posteriormente referem-se os pressupostos em que se baseou a análise, nomeadamente geometria do problema e parâmetros definidores do comportamento dos materiais.

Depois evidencia-se o comportamento do sistema a curto prazo durante a escavação, dando especial atenção à evolução das tensões totais, efectivas, excessos de pressões neutras e tensões de corte, bem como à análise dos respectivos deslocamentos horizontais e verticais do lado do maciço suportado e escavado. Faz-se ainda referência aos níveis de tensão a que está submetido o maciço e aos momentos flectores na parede nas diferentes fases de escavação.

Feita a análise a curto prazo, analisa-se, interliga-se e compara-se estes valores com os obtidos para o final da consolidação e alguns períodos intermédios após a escavação.

Por último faz-se uma análise comparativa a curto e a longo prazo das trajectórias de tensões totais e efectivas em vários pontos notáveis no maciço tentando perceber os mecanismos de transferência de tensões nesses pontos, bem como a evolução das pressões neutras. Analisa-se ainda, durante e após a escavação, as pressões exercidas em ambas as faces da cortina.

### 4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO

#### 4.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO DE CÁLCULO

O programa de cálculo usado para a elaboração da presente tese denomina-se RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. O programa é baseado no método de elementos finitos e incorpora diferentes tipos de elementos, permitindo simular realisticamente os diversos componentes das estruturas geotécnicas. No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas principais consideradas no programa são:

- Simulação de estados planos de deformação e de escoamento;

- Formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas em termos de tensões efectivas (análises acopladas); esta formulação é aplicada em todas as fases do problema, isto é, tanto no decurso da escavação como no período pós-construção;
- Utilização do modelo de estados críticos  $p$ - $q$ - $\theta$  na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- Simulação das interfaces solo-parede com um comportamento elástico perfeitamente plástico, em tensões totais, através da utilização de elementos de junta.

Para a modelação do solo recorreu-se a um tipo de elemento triangular “híbrido” de 6 nós (Figura 4.1), em que se consideram 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos intermédios dos lados) e 3 pontos nodais para as pressões intersticiais (nos vértices). Para a simulação das interfaces solo-cortina usou-se elementos de junta com 6 nós (3 em cada face, nas extremidade e a meio do elemento). Finalmente para simulação da cortina, foram usados elementos triangulares semelhantes aos usados para simulação do solo, mas com apenas 6 pontos nodais de deslocamentos (localizados nos vértices e no meio dos lados do elemento).

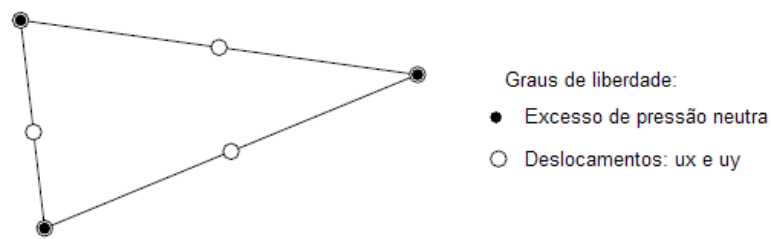


Figura 4.1 – Elemento finito triangular híbrido de 6 nós

Nas análises acopladas, o programa utiliza somente técnicas incrementais de integração no tempo das equações de equilíbrio e de escoamento (Borges 1995). Assim, em cada cálculo, está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se aplica ou não uma acção (incremento de carga). Este tipo de método, quando usado em problemas não lineares, produz resultados cuja aproximação aos resultados reais é tanto maior quanto menores os incrementos de carga e de tempo considerados.

O modelo  $p$ - $q$ - $\theta$  utilizado no programa é um modelo elastoplástico, com superfícies de cedência fechadas, com endurecimento ou amolecimento dependente do tipo de trajectória de tensão e em que o conceito de cedência está separado do de rotura “final” ou estado crítico (Borges, 1995). A Figura 4.2 mostra, no espaço das tensões principais efectivas, a superfície de cedência e a superfície de estados críticos (correspondente ao critério de Mohr-Coulomb) do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$ .

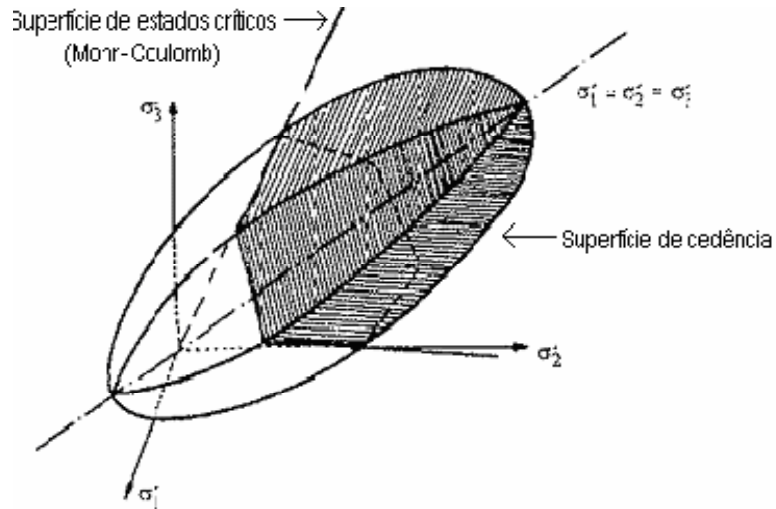


Figura 4.2 - Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q-θ no espaço das tensões principais efectivas (Borges, 1995)

No referencial p-q (sendo p a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), a superfície de cedência do modelo p-q-θ é uma elipse (Figura 4.3). A superfície de cedência depende das deformações plásticas expandindo ou contraindo consoante o solo endurece ou amolece. Ao amolecimento está associado um aumento de volume e ao endurecimento uma diminuição do volume. Considerando a trajectória 1-2 da Figura 4.3, o vector das deformações plásticas, que é normal à elipse provoca uma diminuição de volume e conseqüente endurecimento do solo (comportamento típico de solos normalmente consolidados). A trajectória 3-4 representa um amolecimento, em que a elipse diminui de tamanho atingindo no ponto 4 o estado crítico correspondente à variação de volume nula (comportamento típico de solos sobreconsolidados).

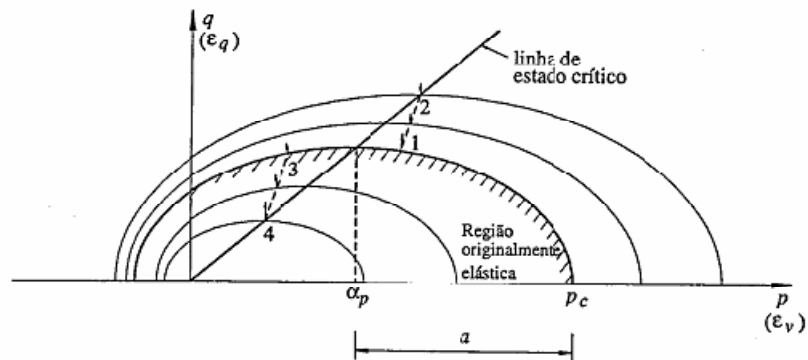


Figura 4.3 – Superfície de cedência do modelo (p-q-θ) no referencial (p-q)

Em Borges (1995), são descritos e explicados detalhadamente os diferentes aspectos do programa de elementos finitos utilizado no presente trabalho.

### **4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE**

O caso em estudo diz respeito a uma escavação, com 4 m de profundidade e 20 m de largura, contida por uma parede de betão armado autoportante com 0,70 m de espessura. O comprimento da “ficha” enterrada da parede é de 7,5 m, o que corresponde a um comprimento total da parede na vertical de 11,5 m (Figura 4.4). Admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação, uma vez que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal.

O solo no qual vai ser executada a escavação é composto por uma argila sobreconsolidada ( $OCR = 4$ ), saturada e com nível freático à superfície. Sob este solo argiloso, que se prolonga até aos 20 m de profundidade, encontra-se o firme, o qual se considerou indeformável devido às características de elevada rigidez e resistência.

O dimensionamento do comprimento da “ficha” da parede foi feito de acordo com o método de dimensionamento Britânico abordado no capítulo anterior. Uma vez que no caso em estudo a resistência não drenada do solo,  $c_u$ , varia linearmente em profundidade (Figura 4.4) e que aquele método admite  $c_u$  constante, consideraram-se nos cálculos dois valores de  $c_u$  de forma a aproximar os cálculos da realidade. Isto é, na definição do diagrama de pressões sobre a cortina acima da base da escavação (impulso activo), tomou-se o valor de  $c_u$  médio entre as profundidades zero e 4 m, ou seja,  $c_u$  para a profundidade de 2 m; para a definição dos diagramas abaixo da base da escavação (impulsos activo e passivo), tomou-se o valor de  $c_u$  para a profundidade média entre a cota da base da escavação e a extremidade inferior da parede (como o comprimento da “ficha” é desconhecido à partida, foram feitas iterações no cálculo até o valor de  $c_u$  considerado estar de acordo com o comprimento da ficha obtido).

O valor da resistência não drenada da argila, dado pela expressão  $c_u = 5,49z$  (kPa), sendo  $z$  a profundidade, foi obtido aplicando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, a partir dos valores dos parâmetros do modelo  $p$ - $q$ - $\theta$  considerados e que mais à frente se apresentam. Foi igualmente estimado o valor de  $c_u$  da argila a longo prazo, tendo por base aquelas noções.

Deste modo, a curto prazo sem a introdução do coeficiente de segurança, obteve-se cerca de 3 m de ficha, sendo que a longo prazo este valor aumentou para os 3,67 m. Com base nestes valores, e por forma a ter também em conta a grandeza dos deslocamentos em serviço, foi efectuado um primeiro cálculo, com a ajuda do programa de elementos finitos, para profundidade de escavação de 4 m e uma ficha de 5,5 m (coeficiente de segurança de 1,5 aplicado à ficha obtida a longo prazo) tendo-se verificado exagerados deslocamentos horizontais no topo da cortina. Após várias tentativas, concluiu-se que para uma profundidade de escavação de 4 m e uma ficha de 7,5 m, obtêm-se neste problema, deslocamentos aceitáveis.



- 4ª Fase – escavação de 4 metros (20 dias);
- 5ª Fase – final da consolidação (15 anos).

#### 4.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA COM RECURSO AO PROGRAMA DE CÁLCULO

Na Figura 4.5 encontra-se representada a malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio. Trata-se de uma malha constituída por 2452 elementos distribuídos da seguinte forma:

- 2288 elementos triangulares “híbridos” de 6 nós (interpolação quadrática para os deslocamentos e linear para os excessos de pressão de água nos poros), que representam a formação argilosa;
- 108 elementos triangulares de 6 nós, que simulam a cortina;
- 56 elementos de junta de 6 nós, utilizados na simulação da interface da cortina com o solo adjacente.

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.

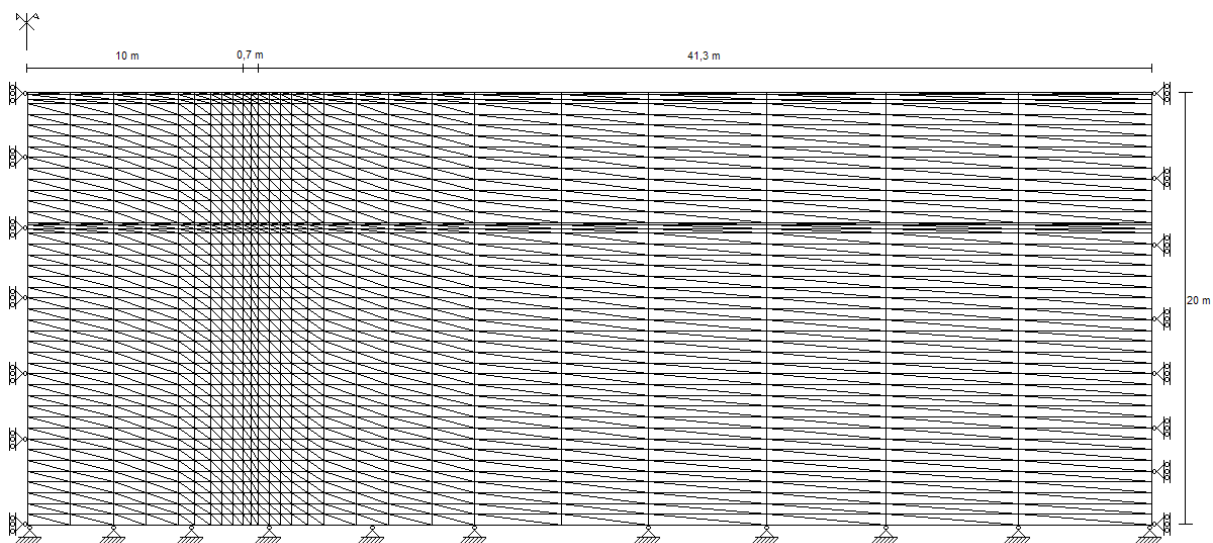


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

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 são nulos na fronteira inferior; e ainda o facto de a perturbação do estado de tensão inicial se desvanecer à medida que aumenta a distância horizontal em relação à escavação, podendo-se admitir que a partir de determinada distância os deslocamentos horizontais são nulos, definindo-se desta forma a fronteira lateral direita a uma distância de 41,3 m da face da cortina.

A parede de betão foi simulada no programa como tendo um comportamento elástico, linear e isotrópico, tendo-se adoptado os valores de 18 GPa e 0,2 para o módulo de elasticidade e para o coeficiente de Poisson, respectivamente.

No que respeita à interface solo-cortina adoptou-se um comportamento elástico perfeitamente plástico, em que a resistência ao corte é igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo esta mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm (Figura 4.6), de acordo com resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983). Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

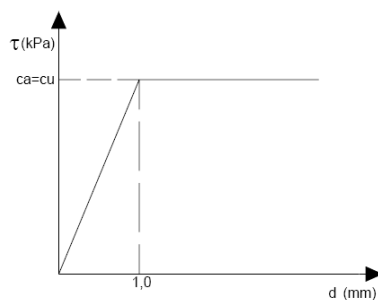


Figura 4.6 – Lei de comportamento da interface solo/parede

Relativamente às condições hidráulicas iniciais admitiu-se que o nível freático se encontra coincidente com a superfície superior do maciço de argila. No que respeita à permeabilidade da argila considerou-se que teria um comportamento isotrópico, ou seja permeabilidade igual nas direcções vertical e horizontal tendo-se optado por um valor igual a  $10^{-9}$  m/s. A parede de betão foi considerada impermeável assim como a fronteira inferior que simula o firme. As fronteiras laterais também foram consideradas impermeáveis.

Considerou-se que do lado suportado a posição do nível freático se mantém inalterada e do lado escavado é coincidente com a superfície do terreno resultante da escavação em cada fase.

Apesar da cortina ser impermeável, como não atinge o firme, verifica-se a existência de percolação do lado do maciço suportado para o escavado.

## 4.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.5.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS A CURTO PRAZO (ESCAVAÇÃO DE 4 METROS)

#### 4.5.1.1. Tensões efectivas

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 fluido intersticial e outro à variação das tensões efectivas que corresponde à parcela da carga suportada pela parte sólida do solo.

Teoricamente este efeito de repartição de tensões pode ser compreendido por analogia a um ensaio triaxial não drenado em que os excessos de pressões neutras e as variações das tensões efectivas,

dependem, não só das características do solo traduzidas teoricamente pelo parâmetro A de Skempton, mas também do tipo de trajectória das tensões totais considerada.

Este esquema teórico é esquematizado na Figura 4.7 (Borges 1995) e corresponde à solitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial.

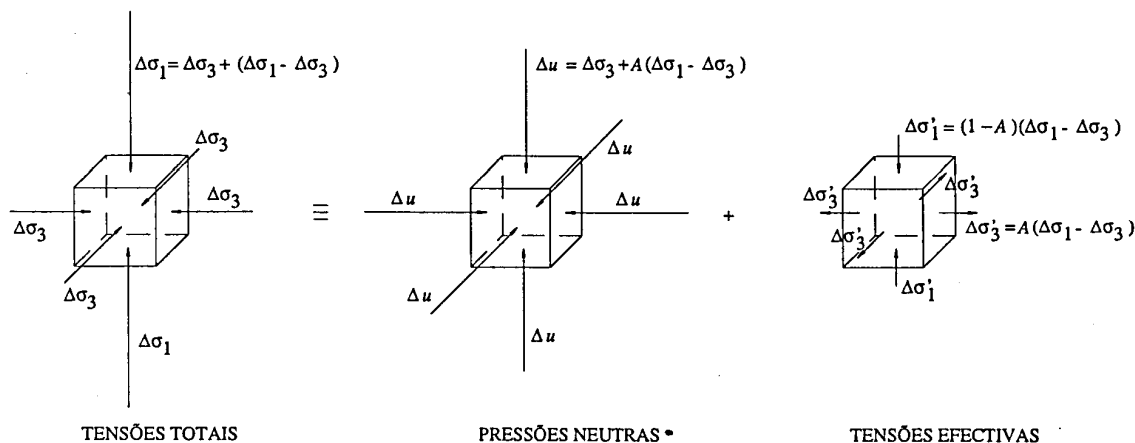


Figura 4.7 - Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado (Borges, 1995)

É claro que os excessos de pressão neutra gerados se vão dissipando no tempo à medida que decorre o processo de consolidação, no entanto neste ponto pretende-se apenas uma análise do estado de tensão imediato considerando que os efeitos de consolidação durante o período de escavação são diminutos. Mais à frente serão avaliados com pormenor os efeitos que a consolidação provoca nesta obra.

Nas Figuras 4.8 e 4.9 representa-se o estado de tensão efectivo (tensões efectivas verticais e horizontais) do maciço para as diferentes fases de escavação. Pela observação destas figuras pode-se concluir o seguinte:

Do lado escavado, observa-se logo na primeira fase, um aumento da tensão efectiva horizontal, sendo, no entanto, mais expressivo junto ao eixo de simetria e menos junto da cortina.

Com o evoluir da escavação verifica-se um alargamento deste aumento das tensões efectivas horizontais a grande parte do maciço abaixo da base da escavação. O valor máximo das tensões efectivas horizontais localiza-se junto ao eixo de simetria próximo do estrato rígido. O facto das tensões efectivas serem inferiores junto da cortina está relacionado com a ocorrência nessa zona, devido à interacção solo-parede, de menores valores absolutos dos excessos de pressão neutra devido à escavação. Do lado do maciço suportado, verifica-se nas zonas mais próximas da cortina, que a tensão efectiva horizontal diminui. No que respeita a tensões efectivas verticais, do lado escavado, verifica-se uma diminuição geral que é resultado da remoção do peso das terras. Nota-se, ainda do mesmo lado, que junto da cortina existe uma menor diminuição desta tensão que é resultado de a interface solo-cortina se opor ao movimento de descompressão do maciço. Do lado suportado apenas se pode destacar o facto de junto da cortina se verificar uma diminuição da tensão efectiva vertical.

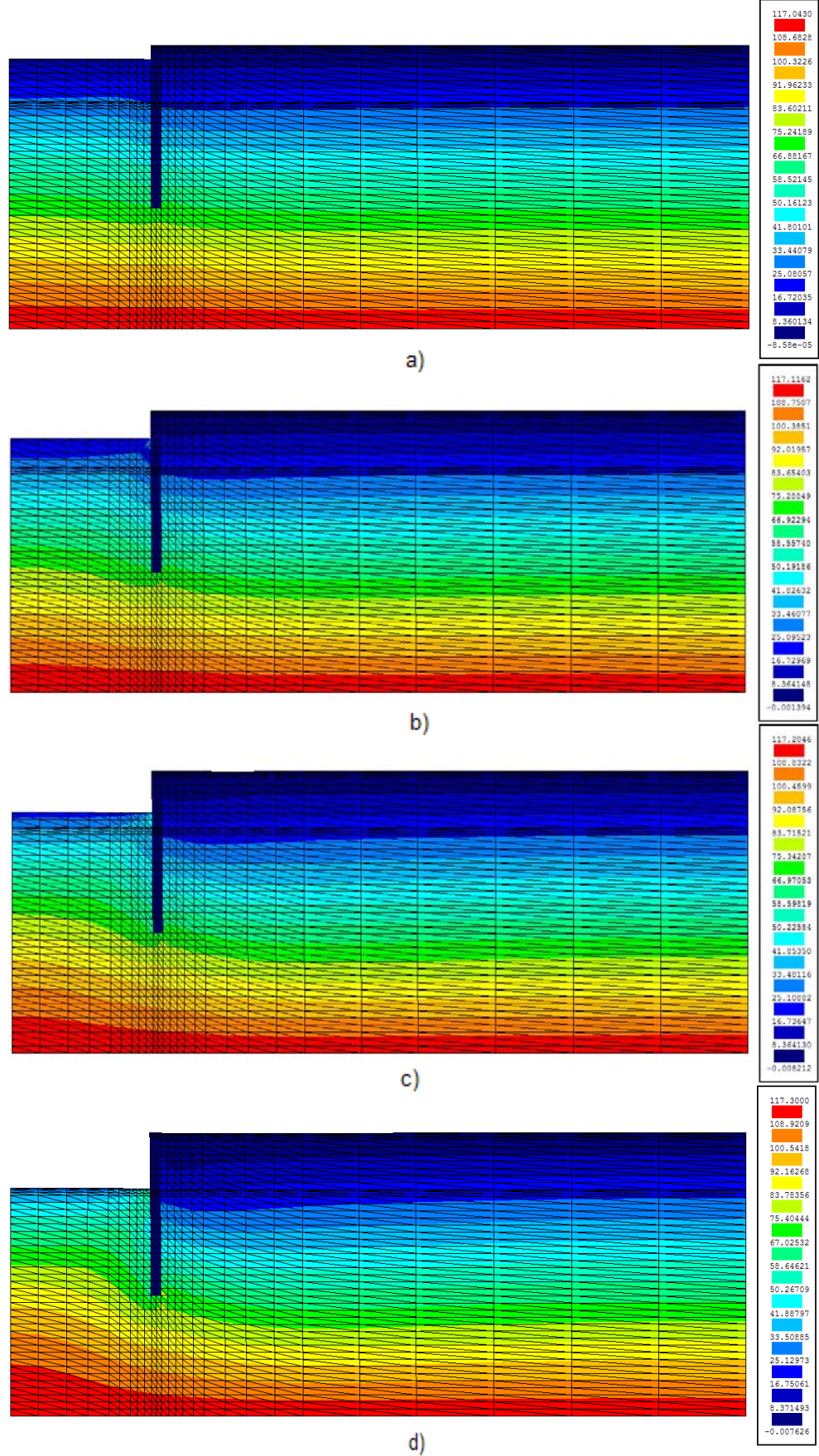


Figura 4.8 – Tensões efectivas horizontais: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase.

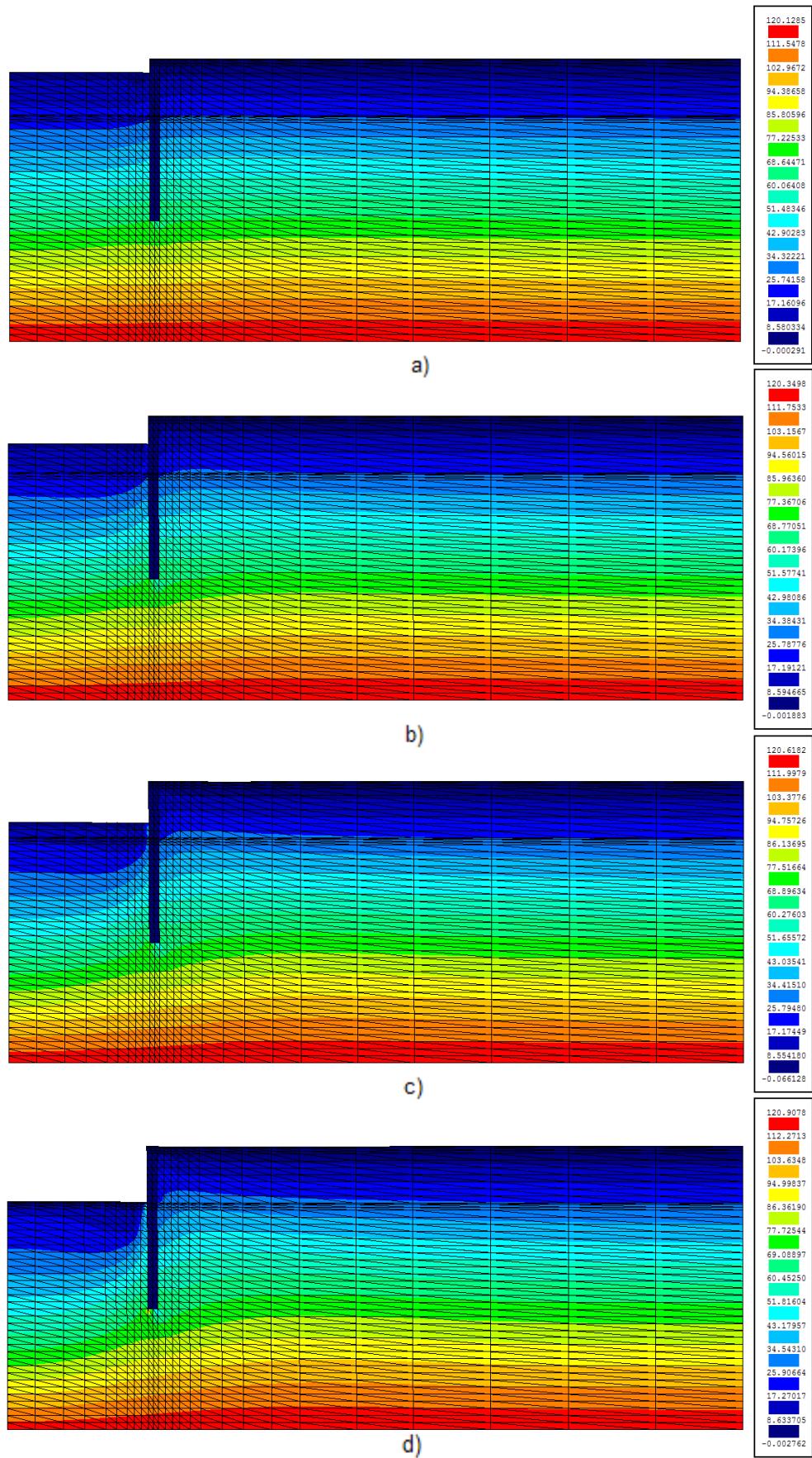


Figura 4.9 – Tensões efectivas verticais: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase.

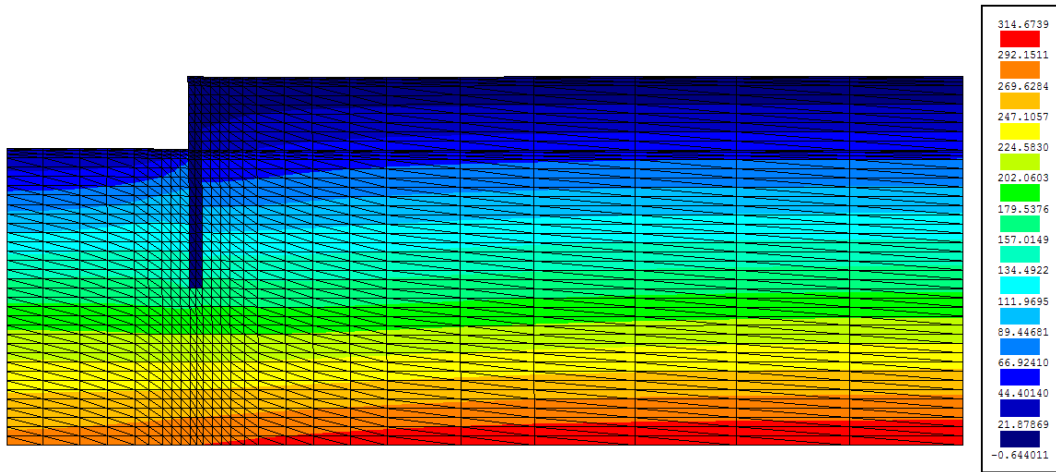
#### 4.5.1.2. Tensões totais

Na Figura 4.10 estão representados os mapas das tensões totais (horizontais e verticais) no final da escavação. Esta figura apresenta apenas os mapas de colorações após o final da escavação (4ª Fase) uma vez que os efeitos que a seguir se comentam são, em todas as fases da escavação, semelhantes apresentando uma maior pronúncia após a escavação dos 4 metros. Relativamente ao maciço escavado observa-se que a diminuição das tensões verticais devido à remoção de peso de terras resultante da escavação é menor junto da cortina devido à interface entre o solo e a parede, localizando-se os valores mínimos das tensões verticais junto ao eixo de simetria. Isto é explicado pela adesão solo-cortina que restringe o movimento ascendente do maciço, exercendo uma força vertical descendente sobre este que conduz a uma menor diminuição das tensões verticais na sua proximidade. Por sua vez a cortina tem tendência a deslocar-se horizontalmente comprimindo o maciço em direcção ao corte aumentando as tensões totais horizontais do lado escavado e diminuindo estas tensões do lado suportado. No entanto, esta alteração das tensões totais horizontais ainda não é muito pronunciada durante as primeiras fases de escavação. Verifica-se que este aumento nas tensões horizontais devido à compressão da cortina é muito mais pronunciado nas proximidades da cortina desvanecendo-se à medida que a distância vai aumentando em relação à mesma. Conclui-se então que as tensões horizontais e verticais do lado escavado atingem valores mínimos junto ao eixo de simetria devido ao efeito de compressão lateral da cortina e devido à interface solo-cortina.

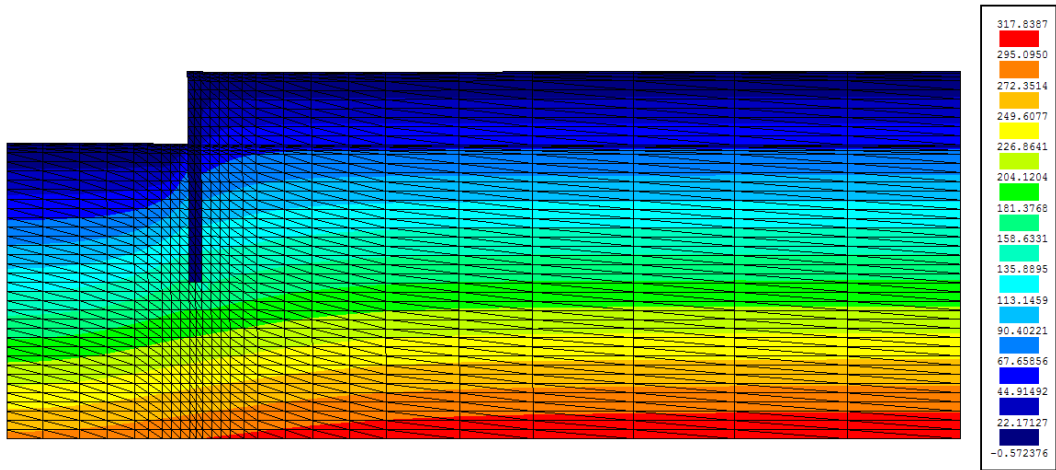
Portanto o maciço escavado é, de uma maneira geral, solicitado de duas diferentes formas:

- Solicitação devido à remoção do peso das terras e interacção solo-cortina;
- Solicitação de compressão do maciço escavado devido ao movimento horizontal da cortina.

Analisando agora o maciço suportado conclui-se que o movimento horizontal da cortina provoca uma diminuição das tensões totais horizontais, sendo esta diminuição mais pronunciada nas proximidades da cortina tendo tendência a dissipar-se à medida que a distância à cortina aumenta. Verifica-se também uma diminuição das tensões verticais junto da face da cortina, tensões estas que depois aumentam até uma certa distância da cortina tendendo para o estado de tensão inicial de repouso.



a)



b)

Figura 4.10 – Final da escavação (4ª Fase): a) Tensões Totais Horizontais; b) Tensões totais Verticais.

#### 4.5.1.3. Pressões neutras

Relativamente aos resultados dos excessos de pressão neutra (definidos como a diferença entre a pressão neutra instalada e a pressão neutra inicial), apresentados na Figura 4.11, podem-se retirar as seguintes conclusões:

Devido ao efeito de descompressão do maciço associado à escavação, em todas as fases da construção, os excessos gerados são naturalmente negativos. É claro que estes excessos são mais expressivos do lado do maciço escavado, uma vez que é aí que ocorre a maior diminuição de tensão média resultante da remoção do peso das terras escavadas. Do lado suportado a diminuição da tensão média deriva, sobretudo, da diminuição da tensão horizontal resultante do movimento horizontal da cortina. Observa-se, então, que os maiores excessos, em valor absoluto, estão próximos da superfície da escavação, diminuindo em profundidade. Por outro lado, no maciço suportado, o efeito de descompressão do maciço associado à escavação aumenta em profundidade e logo também os valores absolutos dos excessos de pressão neutra. Também, pela observação da figura, se verifica que quanto maior é a profundidade de escavação, maior é o volume de maciço afectado pelos excessos de pressão neutra (observa-se facilmente pela extensão das linhas equipotenciais que são mais extensas nas últimas fases de escavação).

#### 4.5.1.4. Tensões de corte no maciço

A Figura 4.12 representa os incrementos das tensões de corte (em planos horizontais e verticais) obtidos no maciço durante as diferentes fases de escavação.

Analisando o maciço escavado conclui-se o que junto à cortina mobilizam-se elevadas tensões de corte  $\tau_{xy}$ , agravando-se o seu valor à medida que a escavação se vai efectuando, o que faz com que nesta zona as direcções principais de tensão deixem de ser coincidentes com a direcção horizontal e vertical.

Do lado do maciço suportado, as tensões de corte  $\tau_{xy}$  são tanto maiores quanto maior a proximidade à cortina, desvanecendo-se à medida que a distância a esta aumenta, sendo que o resto do maciço tende para o estado de tensão inicial.

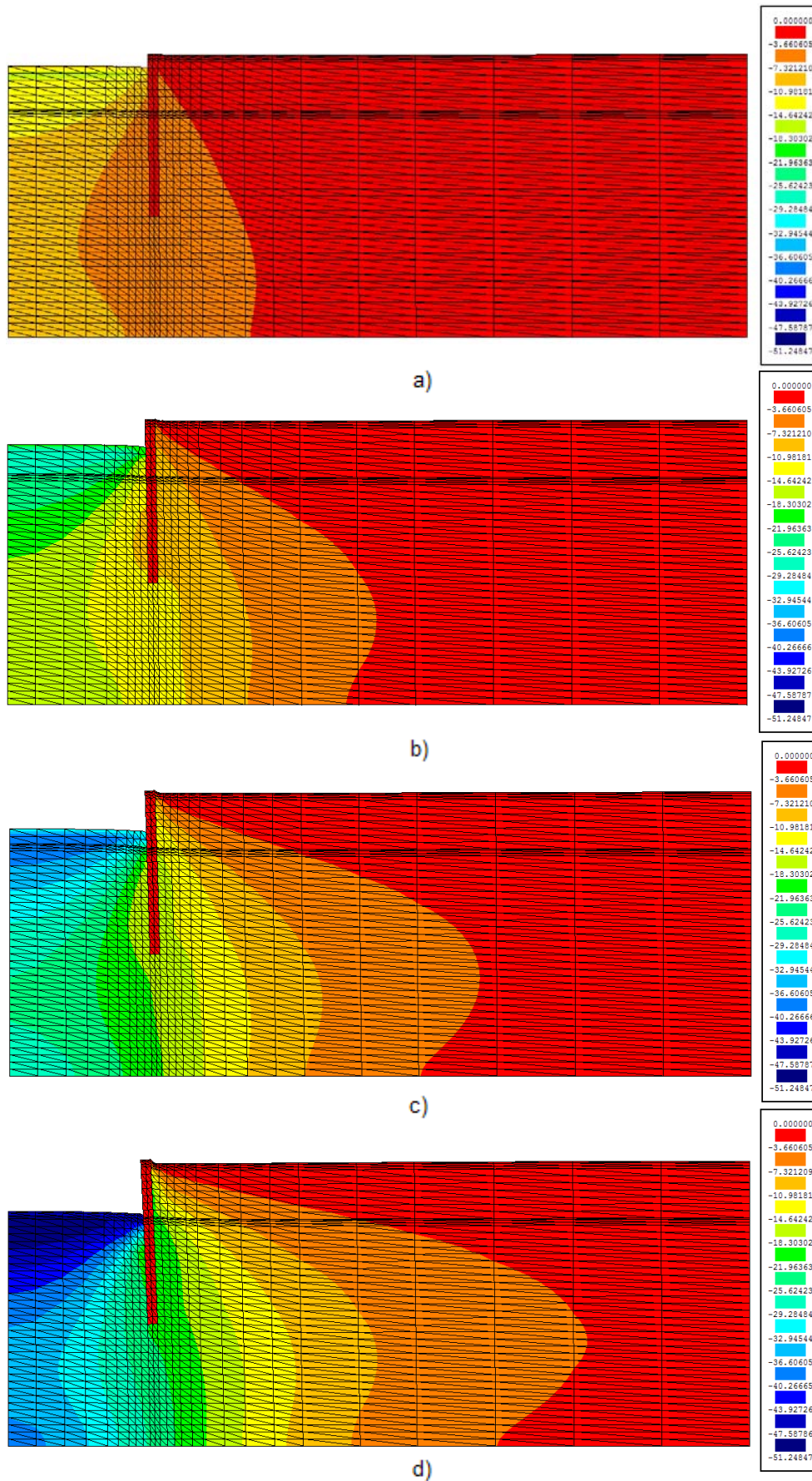


Figura 4.11 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase

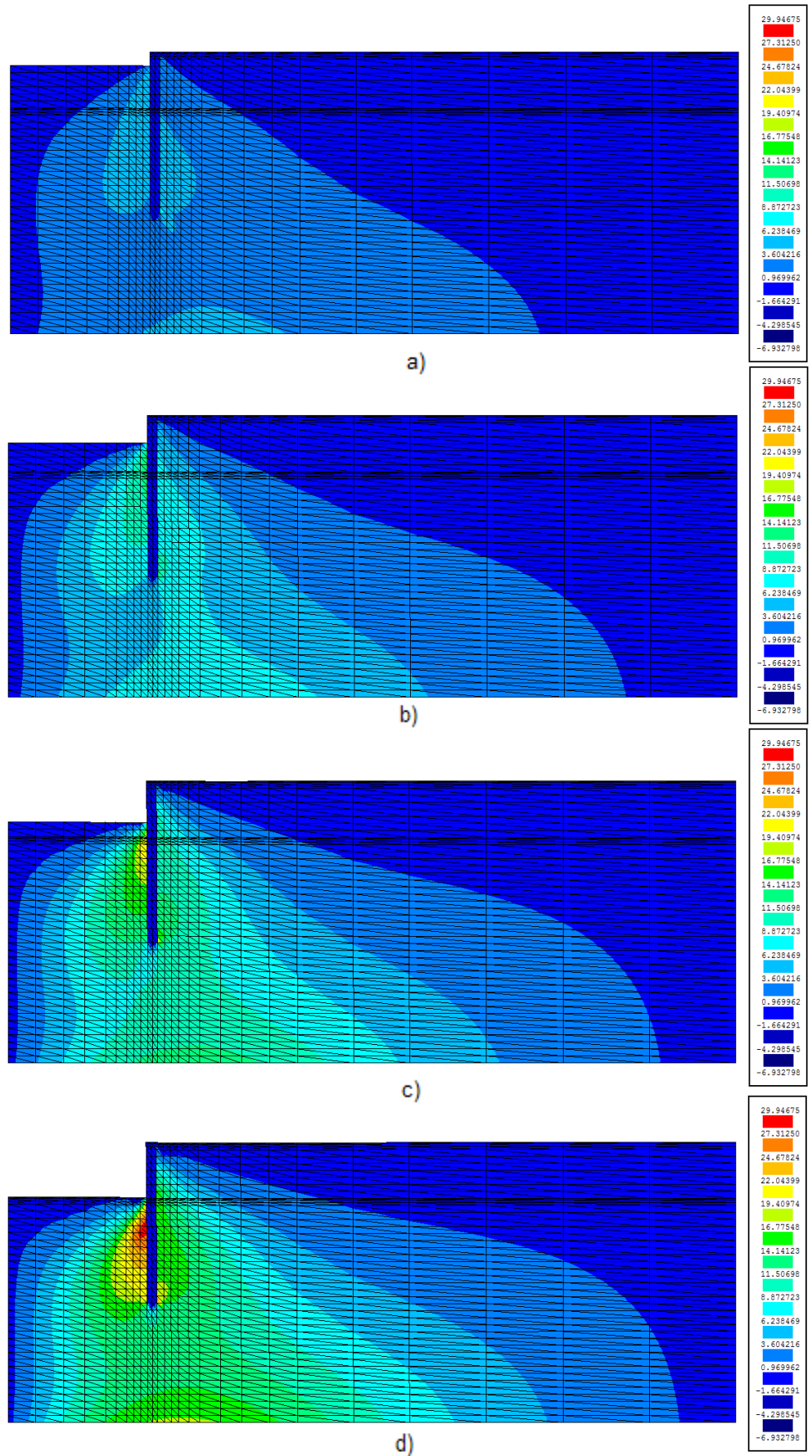


Figura 4.12 – Tensões de corte,  $\tau_{xy}$ , no decurso da escavação; a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase

#### 4.5.1.5. Níveis de tensão no maciço

Representam-se na Figura 4.14 os mapas de coloração dos níveis de tensão no maciço no decurso da escavação.

O nível de tensão, SL (stress level), define a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico, sendo definido pela seguinte expressão:

$$SL = \frac{q}{p'M} \quad [4.1]$$

em que M representa o declive da linha de estados críticos no referencial p-q, p' a tensão média efectiva e q a tensão de desvio. Nos solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo este último correspondente ao estado crítico. Por outro lado, nos solos sobreconsolidados, o valor de SL pode exibir valores superiores a 1 que corresponde à mobilização de uma resistência de pico como é o caso do solo em estudo (ver Figura 4.13).

Como seria de esperar, face aos resultados de  $\tau_{xy}$  apresentados no ponto anterior, da análise da Figura 4.14, constata-se que as zonas onde se verificam os mais elevados valores dos níveis de tensão estão situadas mais próximas da cortina e da superfície do terreno (lado escavado e suportado), sendo que o nível de tensão diminui à medida que a distância à cortina aumenta, diminuindo também em profundidade. Por outro lado, o nível de tensão ultrapassa a unidade (resistência de pico) nas zonas mais esforçadas do maciço, especialmente do lado escavado junto da cortina. Verifica-se também que SL toma valores próximos de zero nas zonas mais distantes (na horizontal e na vertical) das mais solicitadas, o que corresponde à não existência de alteração significativa do estado de tensão inicial nestas zonas.

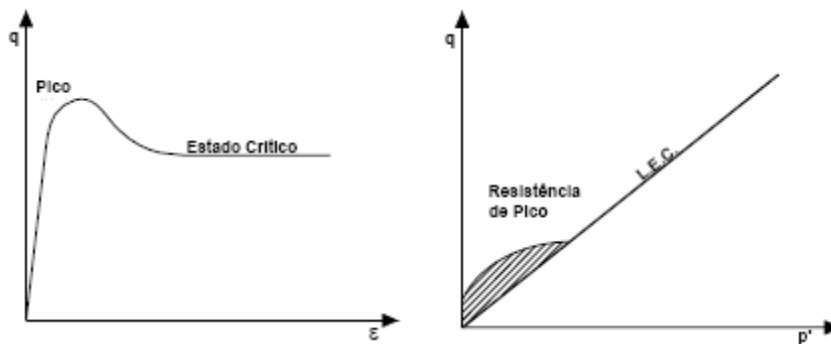


Figura 4.13 – Comportamento de solos sobreconsolidados (Costa, 2005)

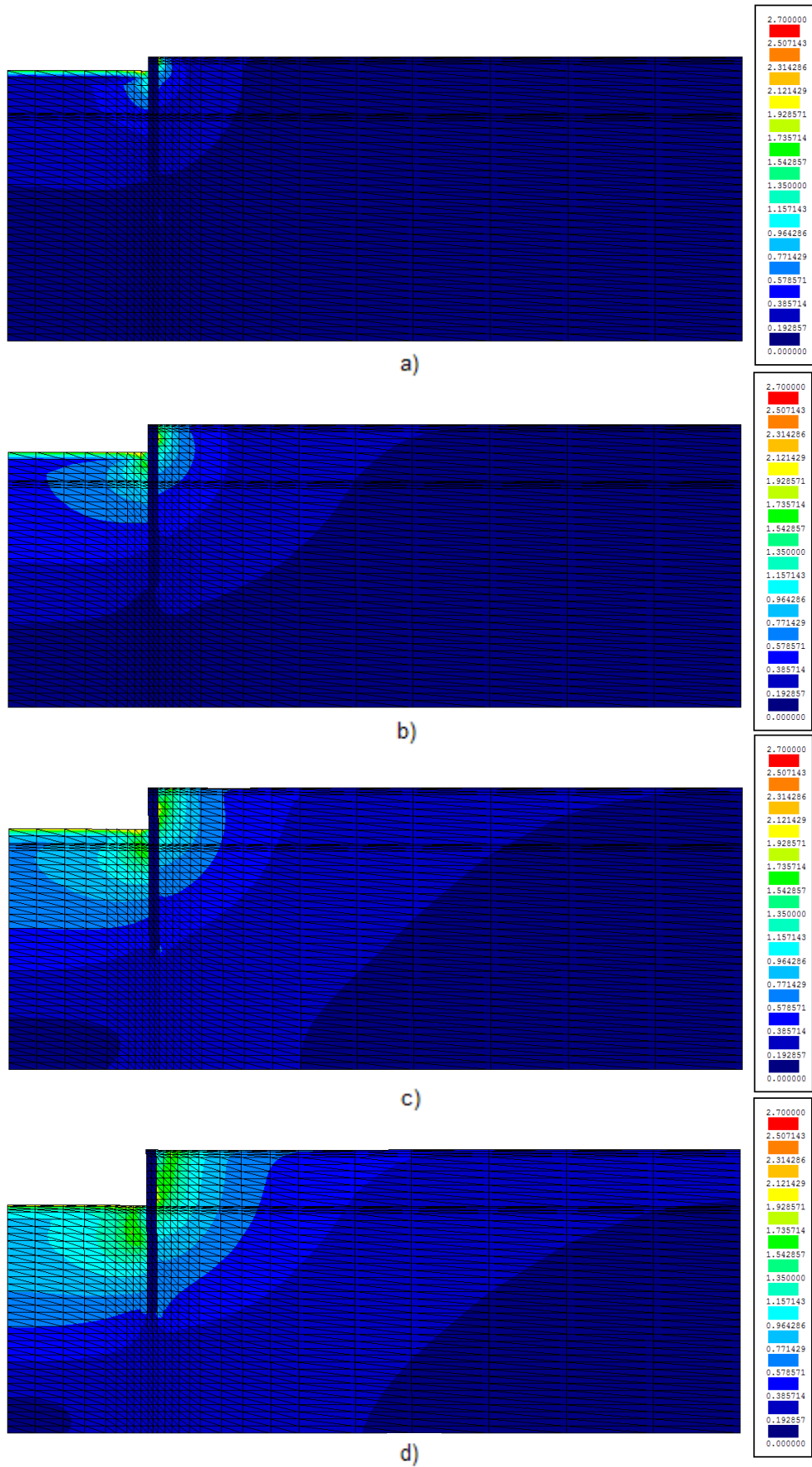


Figura 4.14 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) 1ª Fase; b) 2ª Fase; c) 3ª Fase; d) 4ª Fase

#### 4.5.1.6. Deslocamentos no maciço e na cortina

A Figura 4.15 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina ao longo das diferentes fases de escavação.

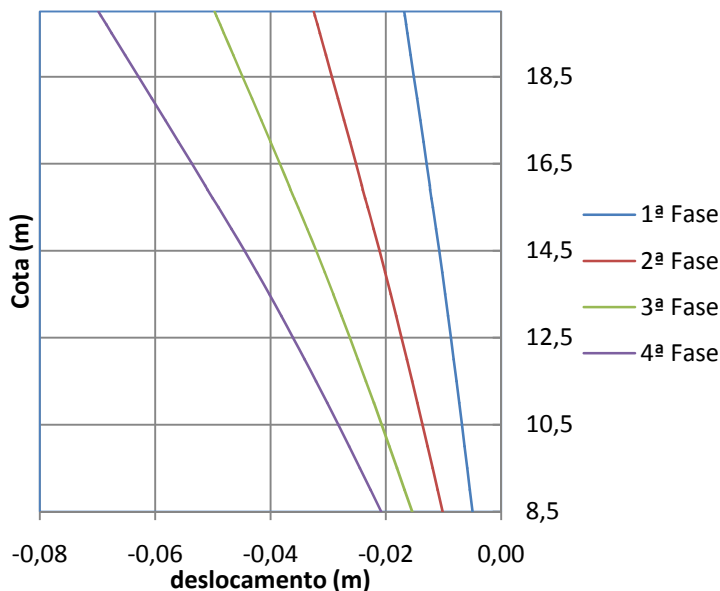


Figura 4.15 – Deslocamentos horizontais da cortina nas diferentes fases de escavação

Como é visível na Figura 4.15, durante a 1ª Fase de escavação, os deslocamentos ao longo de todo o comprimento da cortina são negativos (de acordo com o referencial adoptado) no sentido do maciço escavado. Verifica-se que estes deslocamentos atingem valores máximos no topo da cortina e valores mínimos na base.

Constata-se uma rotação progressiva da estrutura no decurso das diferentes fases, sendo que o ponto de rotação “fictício” se localiza fora dos limites físicos da cortina a uma profundidade superior à da base da mesma.

Como seria de esperar, estes efeitos, durante as diferentes fases, vão tomando maior proporção à medida que se processa a escavação, sendo o deslocamento no final da escavação (curto prazo) no topo da cortina de 6,98 cm e na base de 2,08 cm. Estes valores numa posterior análise a longo prazo irão aumentar devido ao processo de consolidação da argila.

Portanto, são valores de deformações muito elevados para uma escavação de 4 metros, o que faz com que este tipo de estruturas seja pouco utilizado como solução de contenção em zonas em que nas proximidades existem edifícios.

Também se pode facilmente observar, na Figura 4.15, o tipo de deformação estrutural a que a cortina está sujeita, exibindo uma deformação parabólica com concavidade voltada para o lado do maciço escavado. Esta deformação vai sendo progressivamente mais visível à medida que a cota da base da escavação vai diminuindo.

A Figura 4.16 mostra os valores dos deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado ao longo das diferentes fases de escavação.

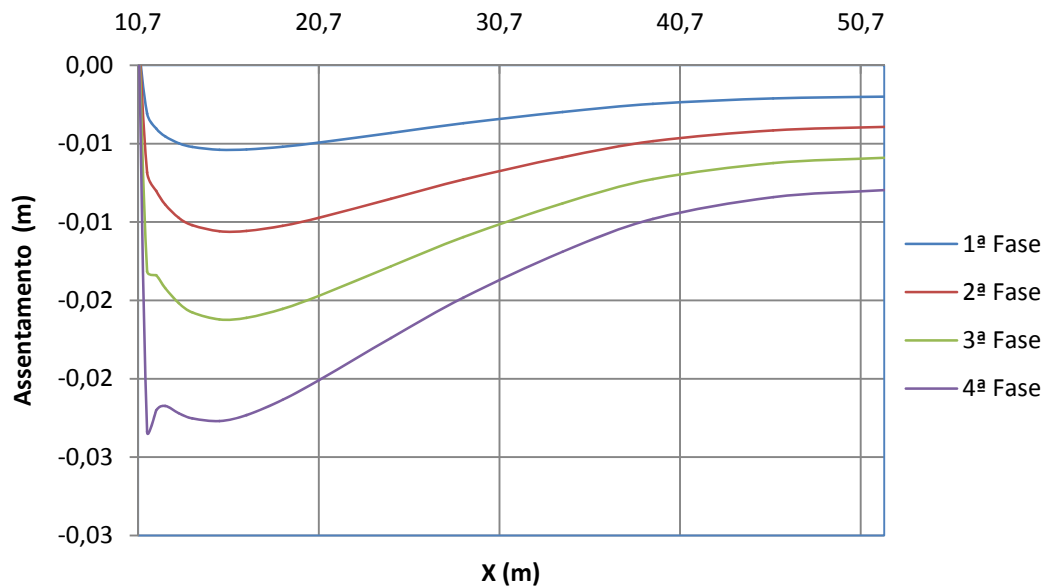


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado durante a escavação (x = 10,7 m – face da cortina; x = 52 m – limite da malha considerada)

Observando estes resultados, é de referir que o perfil dos deslocamentos apresenta uma forma côncava “suave” na primeira e segunda fases de escavação. A partir da Fase 3 verifica-se, a uma distância de aproximadamente 0,5 metros da face da cortina, uma quebra da “suavidade”, em que o valor do assentamento diminui repentinamente e depois volta a aumentar. Este fenómeno explica-se pelo facto de se estar na vizinhança da parede e na presença de um solo elastoplástico, em que devido ao processo de carregamento a que está sujeito, se dão redistribuições de tensões, conduzindo a este tipo de perfil de assentamentos.

Verifica-se também que os assentamentos atingem o seu valor máximo a uma distância da face da cortina de aproximadamente 4,5 metros (excepto na Fase 4, que acontece a cerca de 0,5 m da parede), sendo o valor mínimo observado, em todas as fases, junto da face da cortina. Isto deve-se à interacção solo-cortina, desenvolvendo-se na respectiva interface forças de atrito que restringem o solo de se mover na vertical.

Como seria de esperar os valores dos assentamentos, exibidos nas diferentes fases, aumentam com a diminuição da cota de escavação.

A Figura 4.17 mostra os valores dos deslocamentos verticais na superfície do maciço escavado ao longo das diferentes fases de escavação.

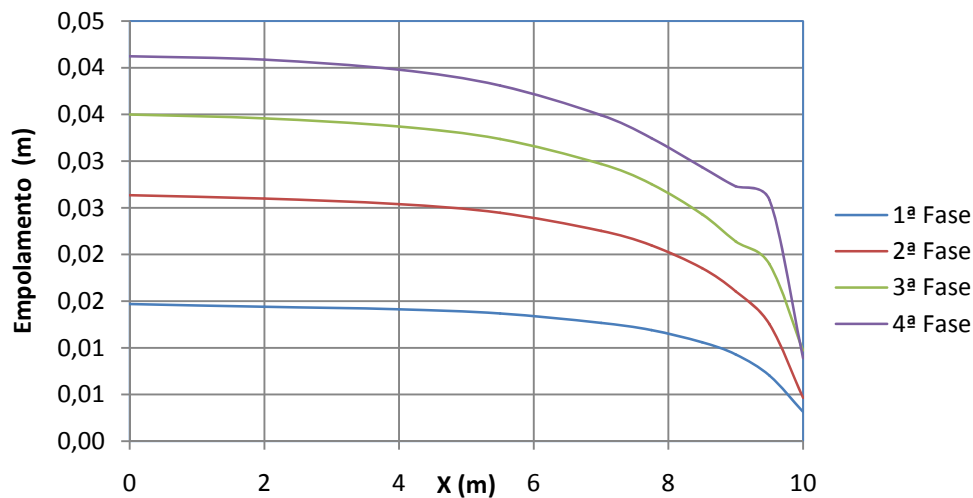


Figura 4.17 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço escavado durante a escavação (x = 0 m – eixo de simetria do problema; x = 10 m – face da cortina)

Do lado escavado, como seria de esperar, devido ao efeito de descompressão associado à escavação o deslocamento vertical da superfície do terreno é positivo, ou seja, dá-se um empolamento do terreno, que aumenta em valor absoluto com o evoluir da escavação, de acordo com a Figura 4.17.

Tal como no caso anterior, também se verifica que junto da cortina (para x = 10m) são menores os valores do empolamento do solo devido à resistência desenvolvida na interface solo/cortina. Além disso, no maciço escavado, também se observa a existência de uma quebra na variação suave do perfil de empolamento, especialmente na fase 4, a uma distância de 0,5 metros da face da cortina.

Portanto, o empolamento varia desde o valor mínimo junto da face da cortina até ao valor máximo junto do eixo de simetria apresentando globalmente um perfil convexo.

Quanto aos valores máximos e mínimos do problema, obteve-se um mínimo de 0,75 cm (para x = 10 m 1ª Fase) e um valor máximo de 4,12 cm (para x = 0 m, eixo de simetria; 4ª Fase).

As Figuras 4.18 e 4.19 mostram os valores dos deslocamentos horizontais nas superfícies do maciço suportado e escavado ao longo das diferentes fases de escavação, respectivamente.

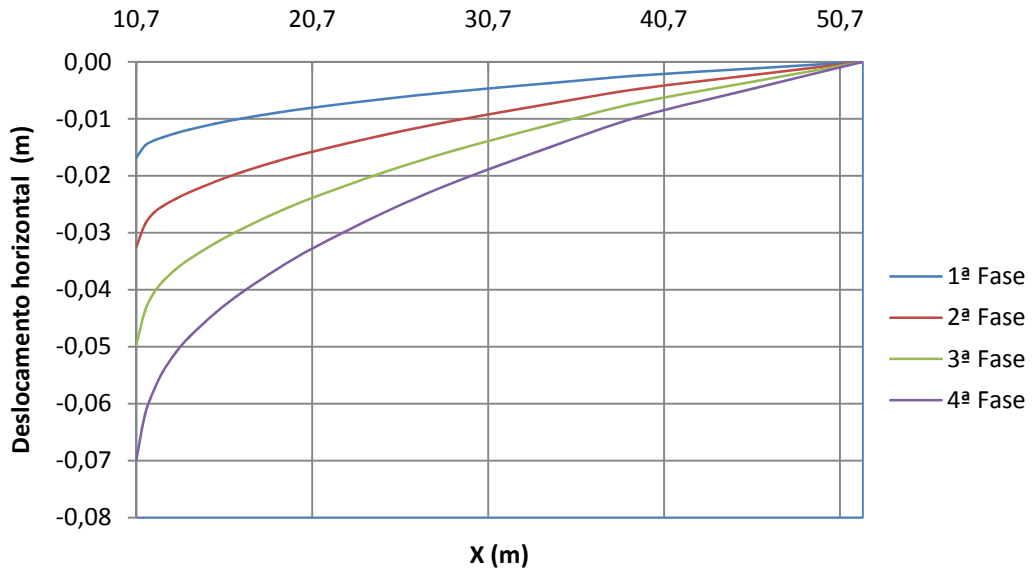


Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço suportado durante a escavação (x = 10,7 m – face da cortina; x = 52 m – limite da malha considerada)

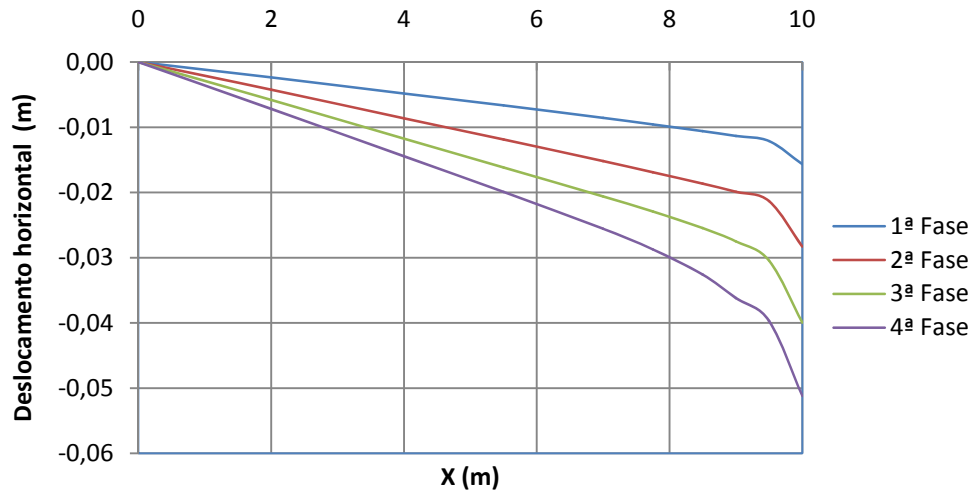


Figura 4.19 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço escavado durante a escavação (x = 0 m – eixo de simetria do problema; x = 10 m – face da cortina)

Uma vez que a cortina se desloca descomprimindo o maciço do lado suportado e comprimindo o maciço do lado escavado, logicamente todos os deslocamentos vão ser na mesma direcção, ou seja negativos relativamente ao referencial considerado.

Relativamente aos deslocamentos horizontais do lado do maciço suportado, verifica-se que os valores de maior proporção ocorrem junto da cortina tendo tendência a diminuir à medida que a distância à cortina aumenta, tal como é visível na Figura 4.18. Este perfil de deslocamentos horizontais é típico dos problemas com paredes autoportantes.

Do lado do maciço escavado acontece o mesmo, ou seja, os maiores deslocamentos horizontais verificam-se junto da face da cortina, diminuindo gradualmente à medida que se aproxima do eixo de simetria do problema.

#### 4.5.1.7. Diagramas de momentos flectores na cortina

Os diagramas de momentos flectores instalados na cortina nas diversas fases do processo construtivo encontram-se representados na figura 4.20. Em todas as fases de construção os momentos flectores mobilizados são predominantemente negativos, atingindo o seu valor máximo para a fase 4 que corresponde ao fim da escavação. O momento máximo verifica-se aproximadamente à cota 13 m, isto é, cerca de 3 m abaixo da cota de escavação

Verifica-se que, entre a cota 20 e 17 os momentos têm valores próximos de zero, que se deve ao facto de se estar em presença de um solo coesivo que só exerce pressões na cortina a partir de uma determinada profundidade.

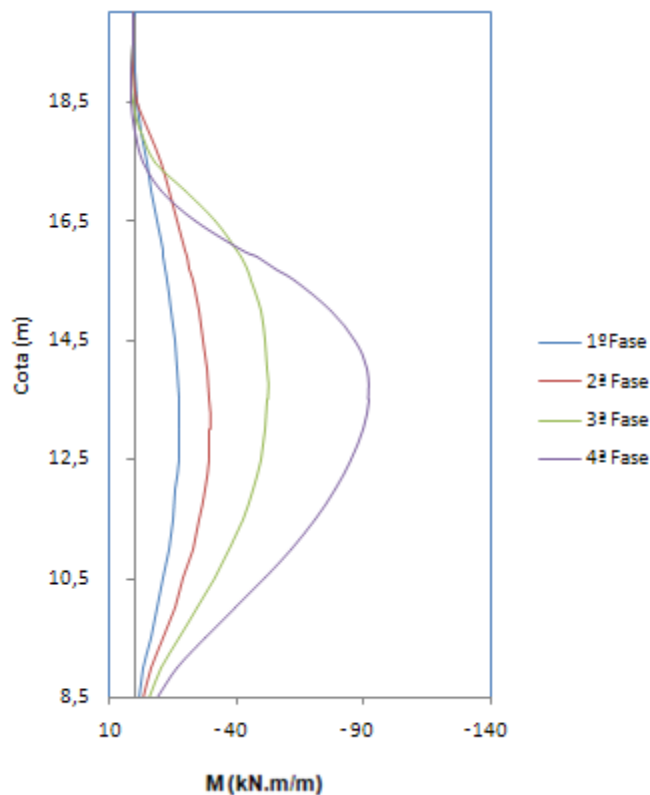


Figura 4.20 – Diagrama de momentos flectores na cortina para as diferentes fases durante a escavação

#### 4.5.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS A LONGO PRAZO (EVOLUÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO)

##### 4.5.2.1. Preâmbulo

A maioria dos estudos publicados na bibliografia sobre escavações em maciços argilosos não consideram a evolução no tempo dos estados de tensão do maciço, após construção, devido aos efeitos da consolidação. De facto, com a consolidação, estes estados alteram-se lentamente no tempo, dando-se transferência de tensões da parte líquida para a parte sólida.

Portanto, 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 da água ao qual se associam transferências de pressão no fluido 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.

Por este motivo, a análise do comportamento do maciço no tempo revela-se de vital importância em escavações, na medida em que, devido a este processo, as maiores deformações se dão por regra a longo prazo e não no final da escavação. Por esta razão, este tipo de análise é importante, tendo em vista o controle dos limites de deformação durante a vida da estrutura e também a estabilidade global da estrutura a longo prazo.

Neste ponto, será dada especial atenção ao comportamento diferido no tempo do sistema associado à consolidação do maciço, sendo analisados os seguintes parâmetros: esforços na estrutura de suporte; movimentos induzidos no maciço; excessos de pressões neutras; níveis de tensão; tensões efectivas; tensões totais; tensões de corte.

##### 4.5.2.2. Tensões efectivas

Tal como foi referido, durante o período de consolidação o estado de tensão altera-se devido à dissipação dos excessos de pressão intersticial. A magnitude desta dissipação depende não só da grandeza dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação mas também das pressões intersticiais de equilíbrio hidrodinâmico a longo prazo (que à frente se analisará).

Uma vez que os excessos de pressão de água nos poros gerados durante o período de construção são, no caso em estudo, em todas as fases, negativos, a sua dissipação leva por regra à diminuição das tensões efectivas. As Figuras 4.21 e 4.22 representam as tensões efectivas horizontais e verticais para diferentes fases do processo de consolidação. Analisando estas figuras pode-se concluir facilmente o seguinte:

- Para o maciço suportado, verifica-se uma diminuição muito significativa nas tensões efectivas horizontais, nas zonas mais próximas da cortina, tomando maior proporção à medida que a consolidação se vai processando. No entanto à medida que a distância à face da cortina aumenta, diminui a perturbação introduzida no seu estado de tensão tendendo para a tensão de repouso;
- Ainda do lado suportado, as tensões verticais junto à cortina também diminuem com o decurso do processo de consolidação;
- No lado escavado, não obstante os excessos de pressão neutra negativos gerados durante a escavação, devido ao rebaixamento do nível freático (pressões a longo prazo menores que as existentes antes da escavação), as variações das tensões efectivas a longo prazo não são muito expressivas. Notam-se, no entanto, diminuições das tensões efectivas

horizontais e verticais, principalmente nas camadas mais profundas junto ao eixo de simetria.

#### 4.5.2.3. Tensões totais

A Figura 4.23 representa os mapas de colorações de tensões totais verticais e horizontais, para o final da escavação e da consolidação. Relativamente a estes resultados pode-se concluir o seguinte:

- As tensões totais horizontais não variam significativamente com o decurso da consolidação, o que tem a ver, naturalmente, com o facto de não existirem acções exteriores aplicadas ao maciço durante este período (existem só, como se viu no ponto anterior, transferência de carga internas, da água para o esqueleto sólido, mantendo as tensões totais horizontais aproximadamente constantes);
- Globalmente, as tensões totais verticais também não variam significativamente; nota-se, no entanto, um aumento expressivo junto à parede do lado suportado, facto que tem a seguinte explicação: com a consolidação, como se verá à frente, dá-se um aumento de volume do solo do lado suportado, produzindo, em geral, deslocamentos verticais ascendentes (empolamento); estes deslocamentos tendem a ser impedidos pela interacção com a parede, que introduz no solo tensões verticais dirigidas para baixo, isto é, aumentando as tensões verticais totais nessa zona.

#### 4.5.2.4. Pressões neutras

A Figura 4.24 representa a evolução dos excessos de pressão neutra para diferentes períodos do processo de consolidação. Pela sua análise pode-se constatar o seguinte:

- Com o decurso da consolidação os valores absolutos dos excessos de pressão neutra diminuem, em geral, tendendo para a situação de equilíbrio hidrodinâmico correspondente ao escoamento permanente final;
- Constata-se que, com o decurso da consolidação, existe uma diminuição do volume de maciço afectado pelos excessos de pressão neutra negativos (pela observação da extensão das linhas equipotenciais nas fases finais da consolidação);
- Constata-se que, ao fim de 6 meses, já os excessos se dissiparam em grande parte, tanto do lado escavado como do lado suportado.

#### 4.5.2.5. Tensões de corte

Pela observação da Figura 4.25, relativamente às tensões de corte, não se verificam alterações significativas durante a consolidação, como seria de esperar. Ao longo do tempo as alterações processam-se, sobretudo, em termos de tensão média efectiva.

#### 4.5.2.6. Evolução dos níveis de tensão durante a consolidação

Verifica-se por observação da Figura 4.26, que se dá um evidente agravamento do nível de tensão a que está submetido o maciço com o decurso do processo de consolidação, especialmente nas zonas próximas da cortina, tanto do lado escavado como do suportado. Este facto prende-se com a diminuição da tensão média efectiva durante a consolidação.

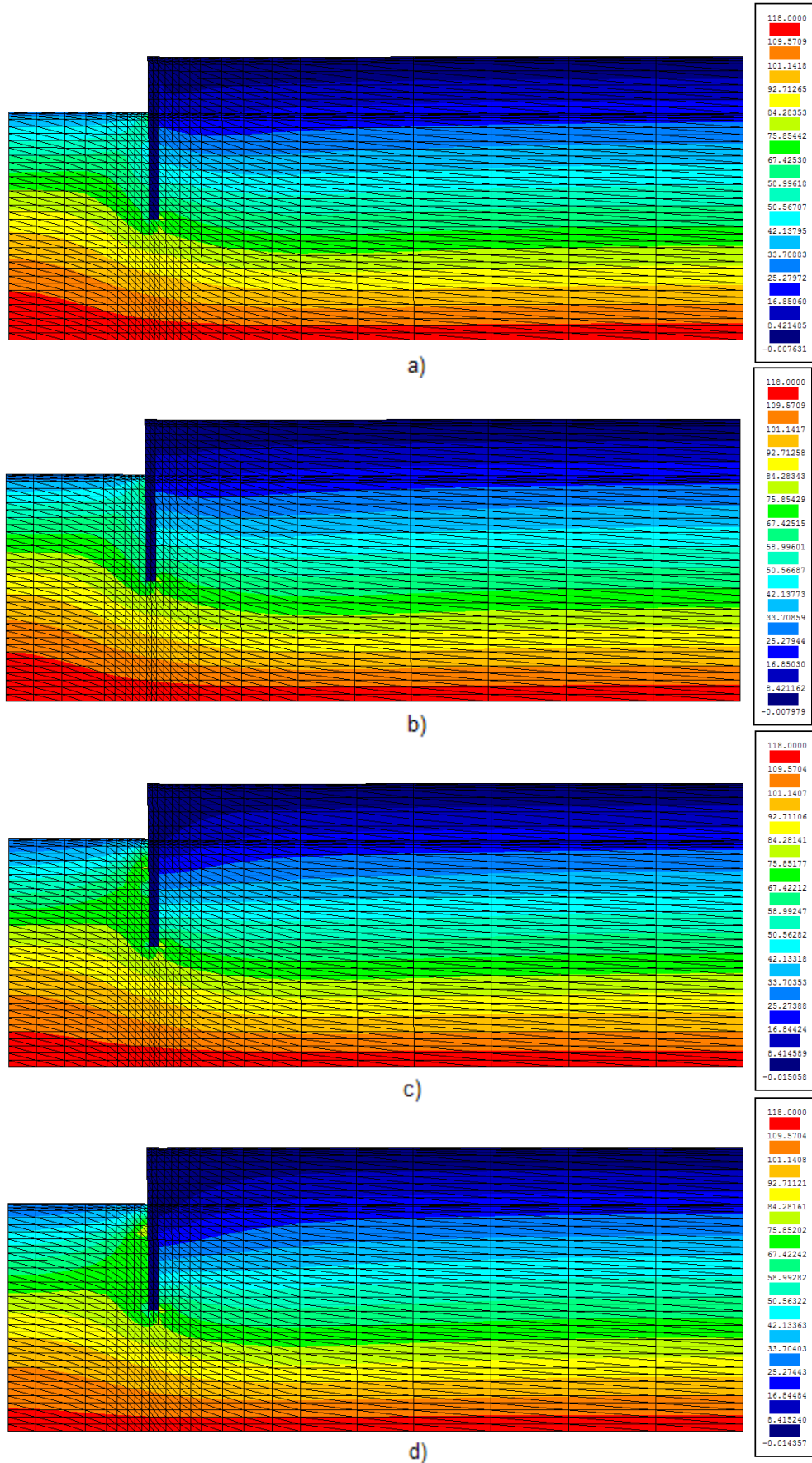


Figura 4.21 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação

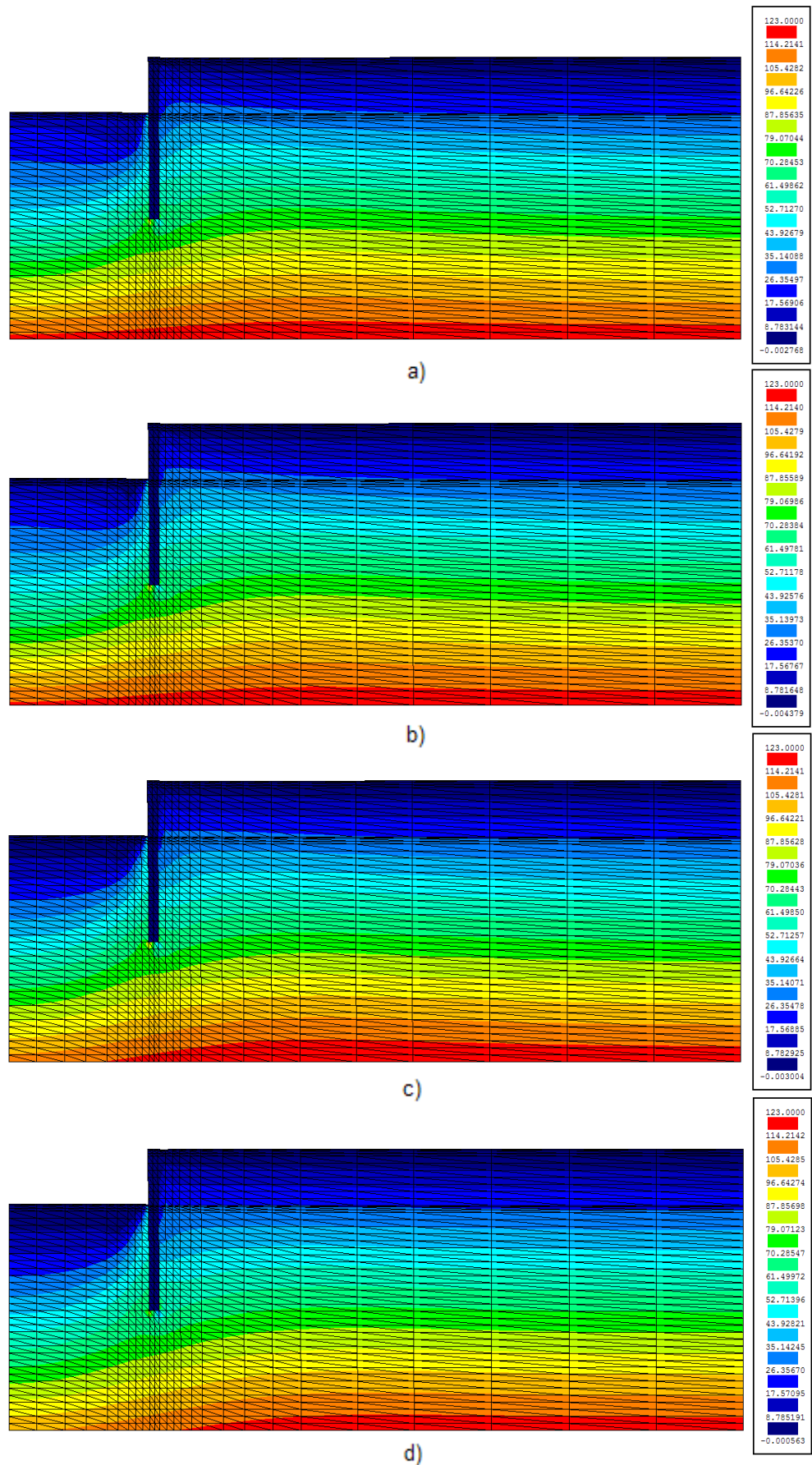


Figura 4.22 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 1 mês após o final da escavação; c) 6 meses após o final da escavação; d) final da consolidação

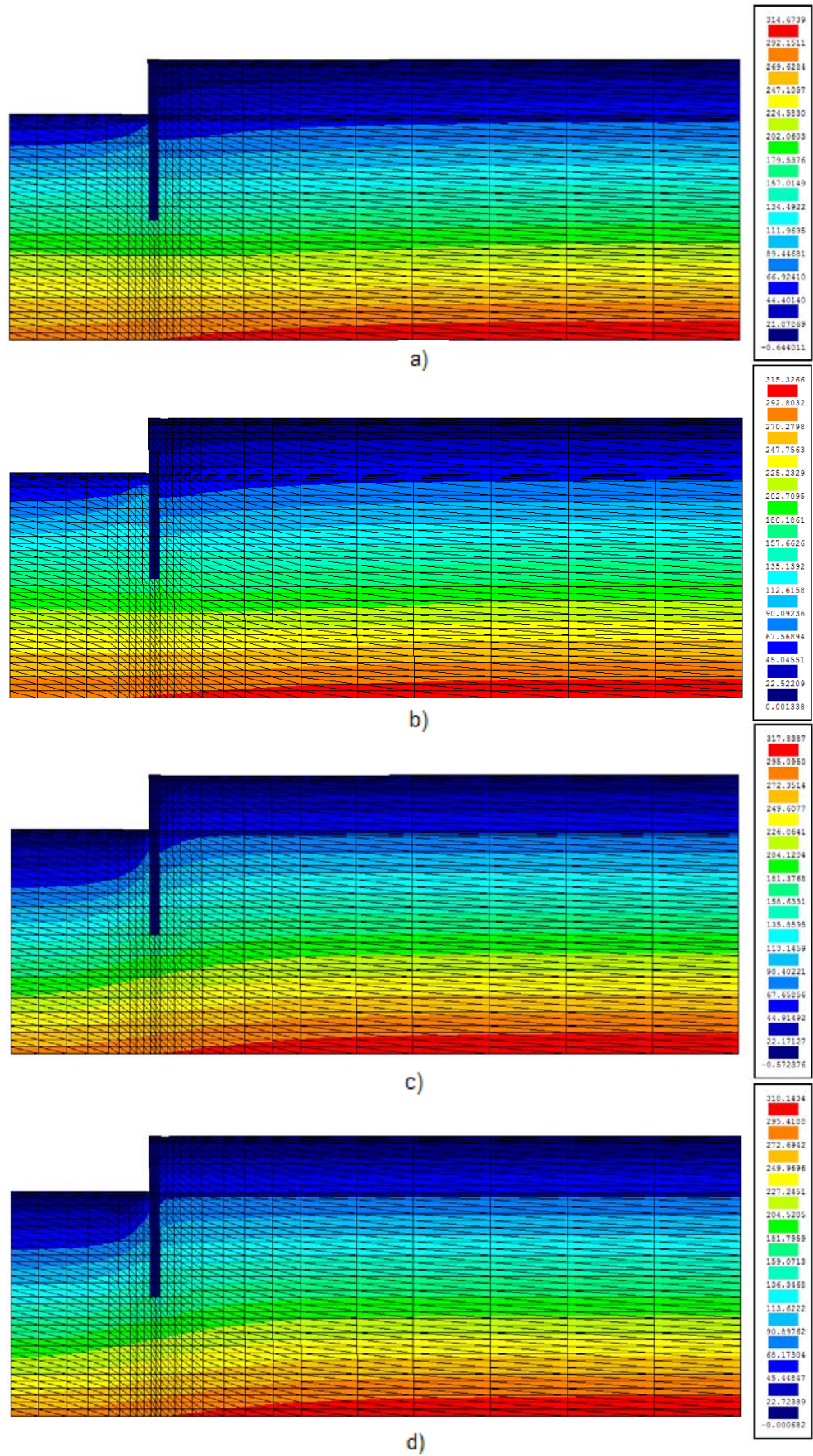


Figura 4.23 – Tensões totais; a) horizontais no final da escavação; b) horizontais no final da consolidação; c) verticais no final da escavação; d) verticais no final da consolidação

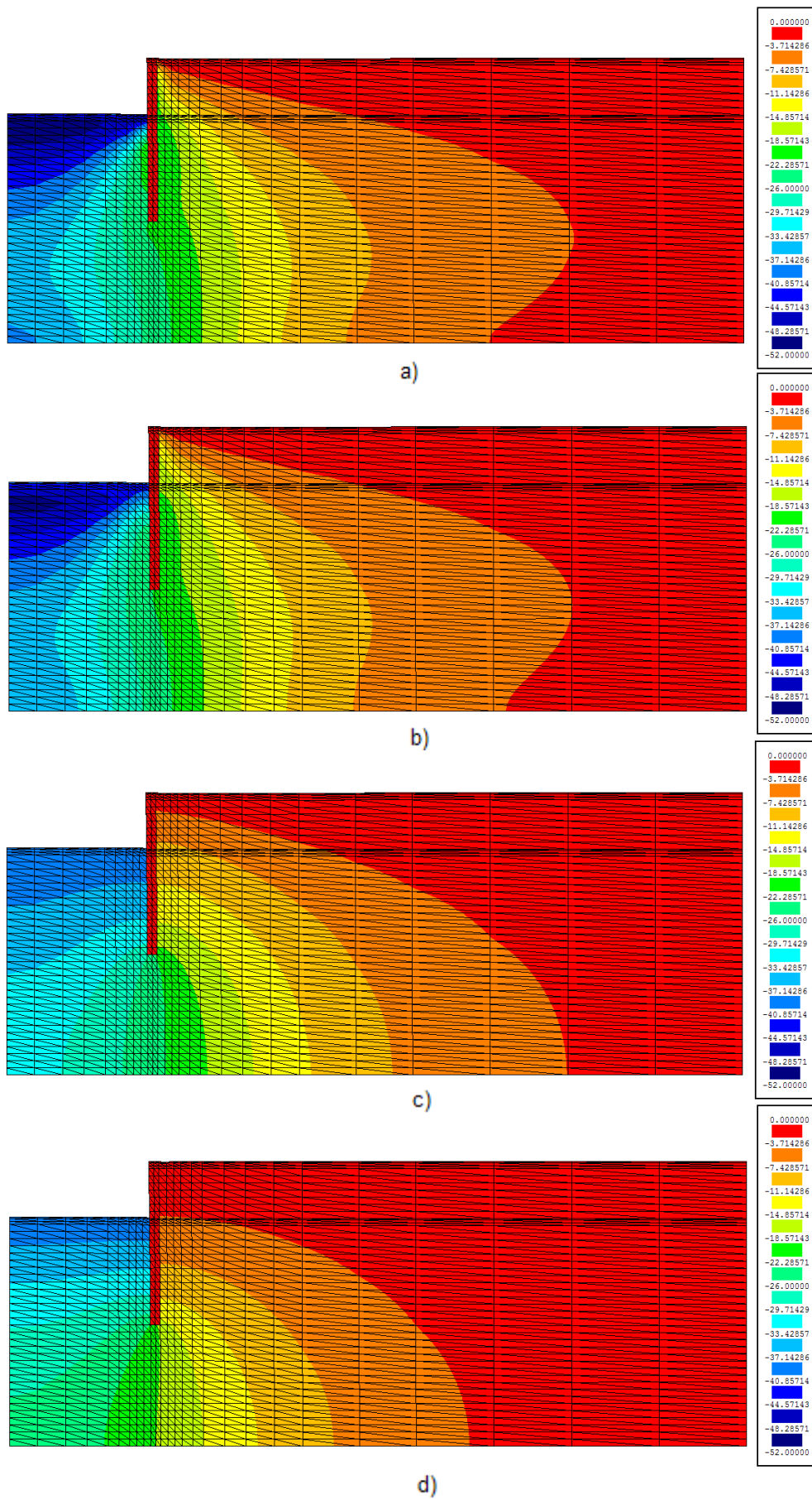


Figura 4.24 – Excessos de pressões neutras; a) final da escavação; b) 1 mês após o final da escavação; c) 6 meses após o final da escavação; d) final da consolidação

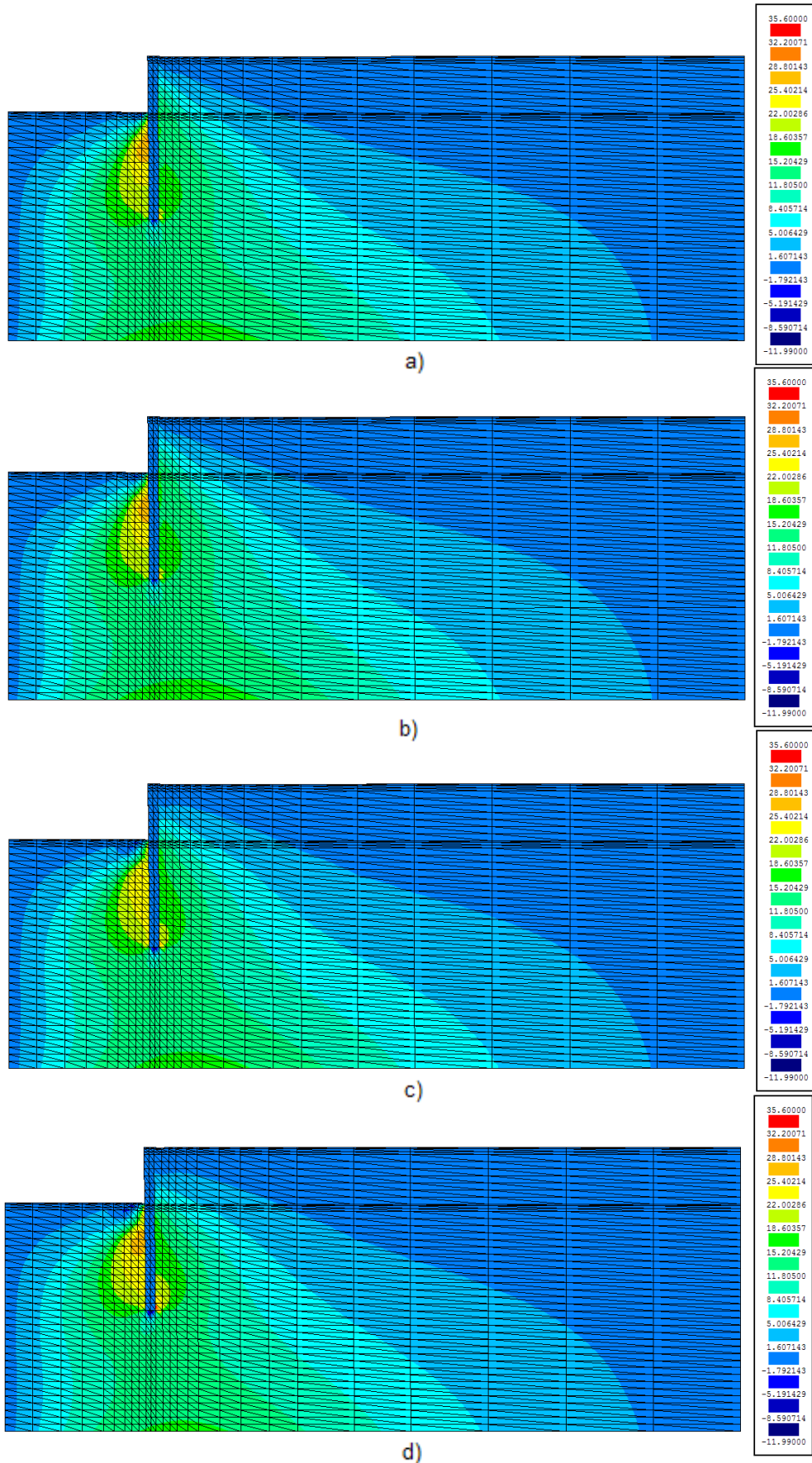


Figura 4.25 – Tensões de corte; a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação

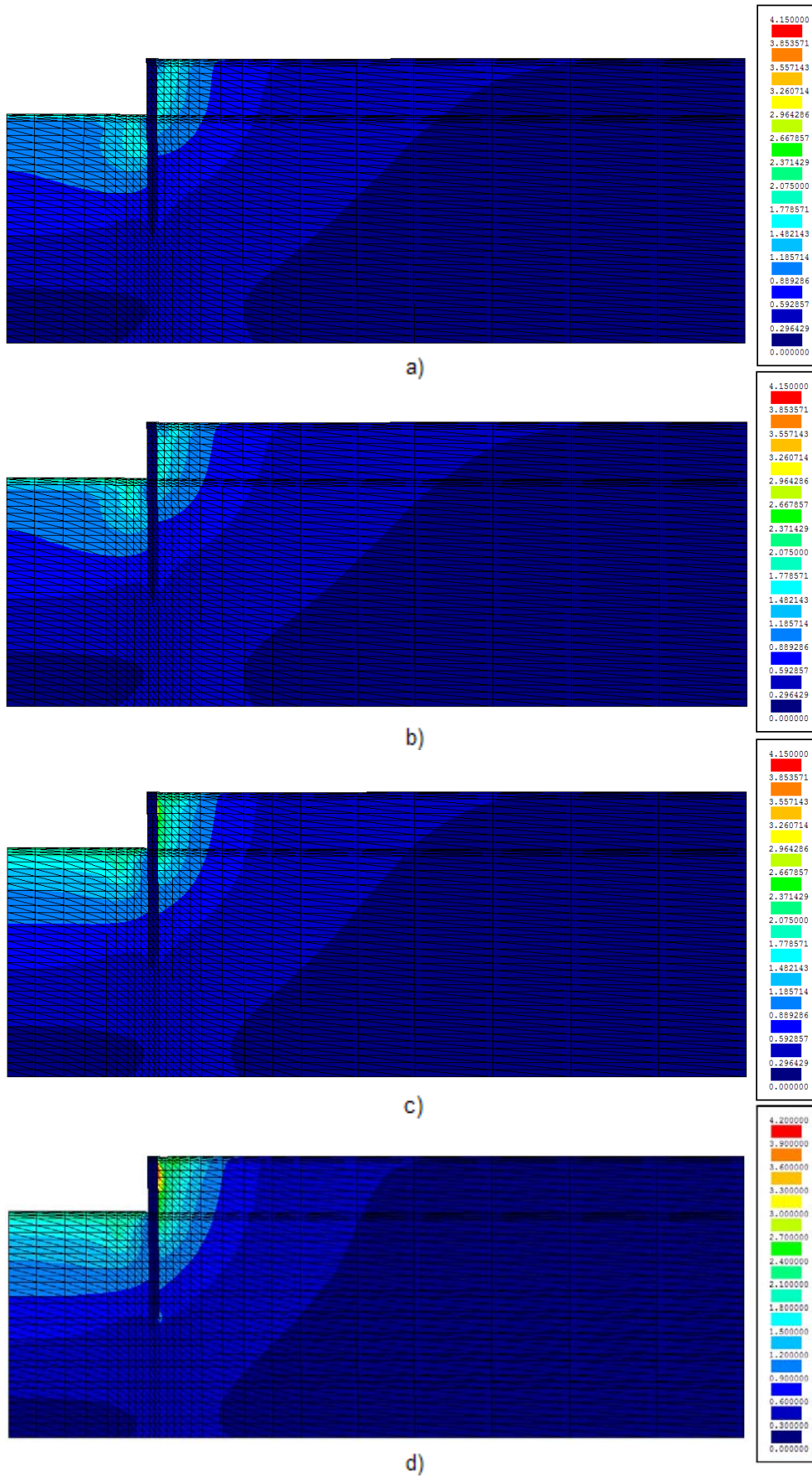


Figura 4.26 – Níveis de tensão; a) final da escavação; b) 1 mês após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) final da consolidação

#### 4.5.2.7. Deslocamentos no maciço e na cortina

A Figura 4.27 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina no final da escavação (curto prazo) e no final da consolidação (longo prazo).

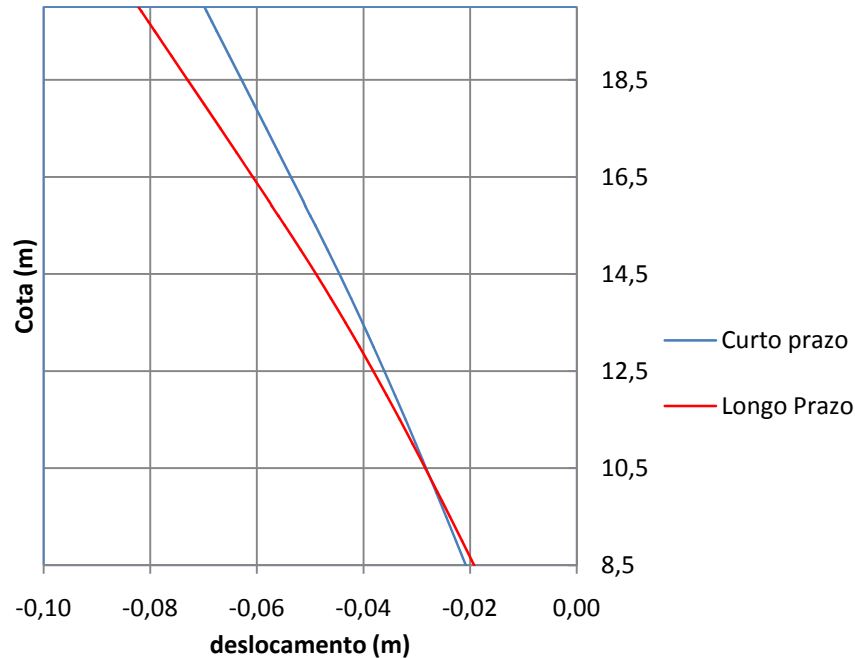


Figura 4.27 – Deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação.

Analisando a Figura 4.27 verifica-se que no final da escavação (curto prazo), tal como já foi dito anteriormente, os deslocamentos atingem o seu valor máximo no topo da cortina e o seu valor mínimo junto da base da cortina.

Durante o processo de consolidação, verifica-se uma dissipação progressiva dos excessos de pressão neutra negativos dando-se a transferência da tensão da água para a parte sólida do solo que corresponde a um aumento volumétrico, conduzindo desta forma, a valores dos deslocamentos na cortina superiores após a consolidação.

Por este motivo é importante, como já se disse, o estudo deste tipo de obras considerando os efeitos da consolidação uma vez que a segurança em geral é menor a longo prazo.

Apesar do constatado, ou seja, de o valor do deslocamento horizontal da cortina ser superior a longo prazo, verifica-se, que a cortina não só roda, como também aumenta a sua curvatura, como se pode comprovar, também pelo aumento do momento flector, como à frente se mostrará.

Enquanto que nas fases de escavação aumentam os valores dos deslocamentos máximos e mínimos, durante a consolidação verifica-se que o valor máximo do deslocamento no topo da cortina aumenta, no entanto o deslocamento mínimo na base da cortina diminui relativamente à análise a curto prazo.

A Figura 4.28 compara os valores dos deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto e a longo prazo.

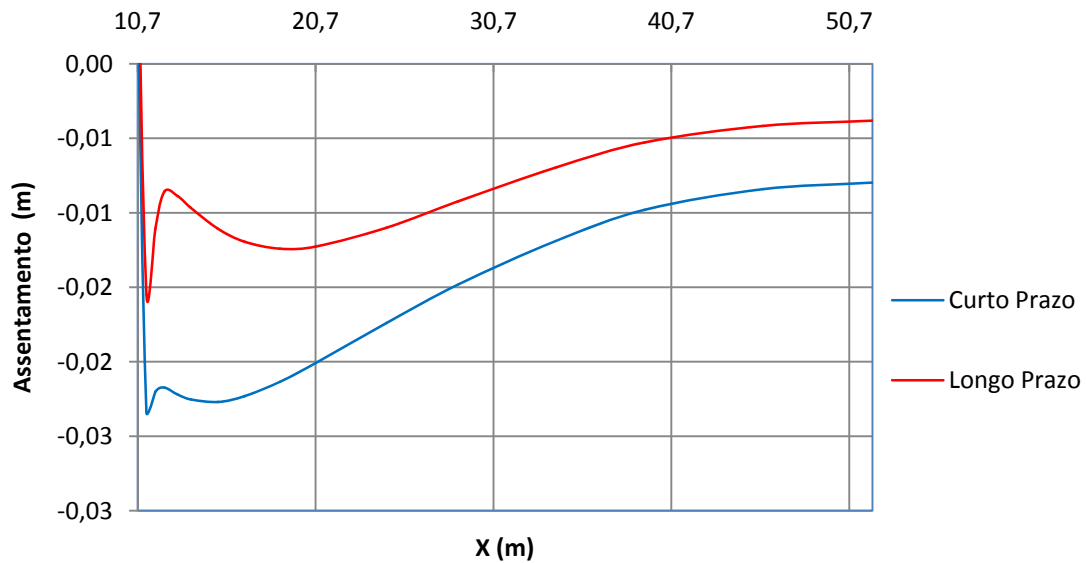


Figura 4.28 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto prazo e longo prazo ( $x = 10,7$  m – face da cortina;  $x = 52$  m – limite da malha considerada)

Do lado do maciço suportado, podem-se destacar dois efeitos contraditórios durante a consolidação. Por um lado, existe uma força descendente (aumento da tensão efectiva) devido à percolação da água no solo no sentido do maciço suportado para o maciço escavado, por outro ocorre dissipação dos excessos de pressão neutra negativos que determinam aumento de volume do solo. Como no problema em análise o segundo efeito é superior ao primeiro, a resultante do deslocamento é ascendente, o que resulta num empolamento do solo, como mostra a Figura 4.28.

A Figura 4.29 mostra os valores dos deslocamentos verticais à superfície do maciço escavado a longo e a curto prazo.

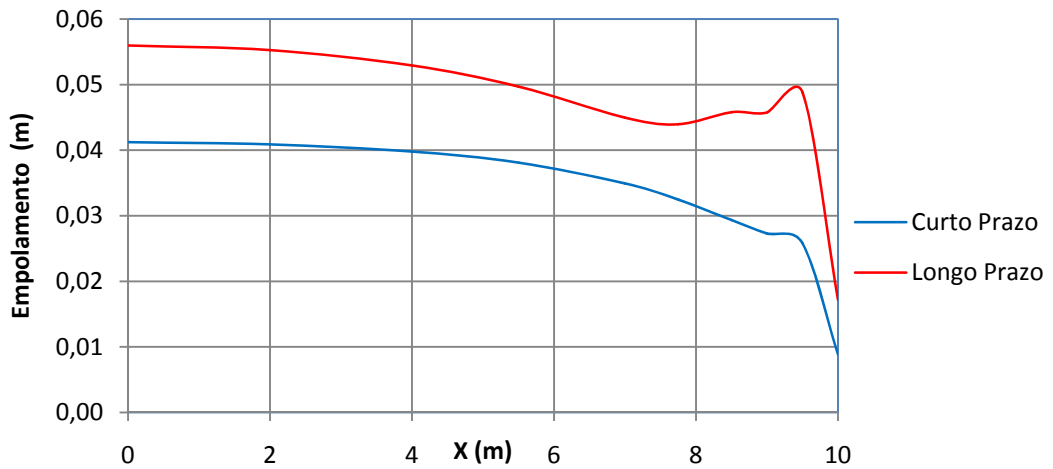


Figura 4.29 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço escavado a curto e a longo prazo (x = 0 m – eixo de simetria do problema; x = 10 m – face da cortina)

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 (empolamento) do fundo da escavação, originando um acréscimo do deslocamento máximo de cerca 35% face ao verificado no final da construção.

Observa-se também que ocorreu a quebra na variação suave dos valores, tal como verificado para o lado do maciço suportado, que se deveu sobretudo às características do solo associado a fenómenos de redistribuição de tensões na proximidade da cortina.

As Figuras 4.30 e 4.31 mostram os valores dos deslocamentos horizontais nas superfícies do maciço escavado e suportado a longo e curto prazo.

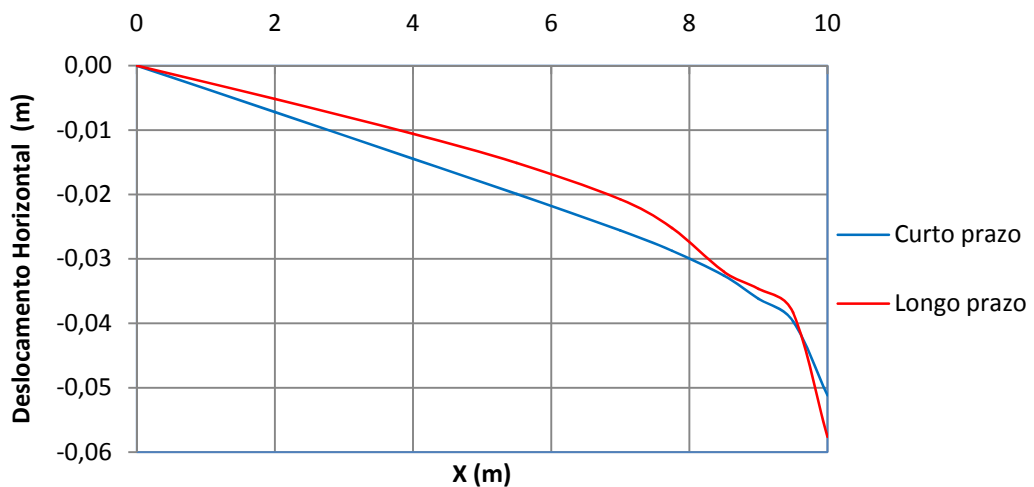


Figura 4.30 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço escavado a curto e a longo prazo (x = 0 m – eixo de simetria do problema; x = 10 m – face da cortina)

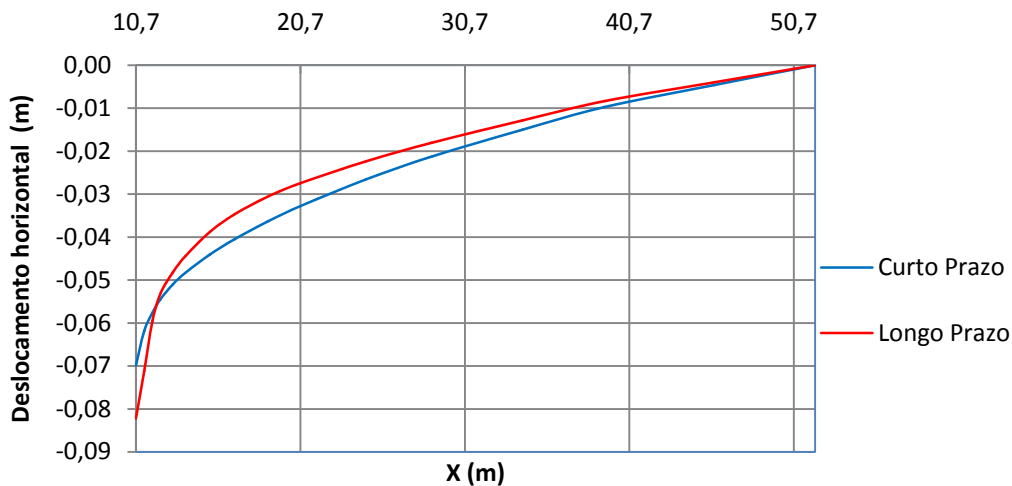


Figura 4.31 – Deslocamentos horizontais à superfície do maciço suportado a curto e a longo prazo ( $x = 10,7$  m – face da cortina;  $x = 52$  m – limite da malha considerada)

Conclui-se que do lado do maciço escavado, os deslocamentos horizontais aumentam com a consolidação junto da face da cortina, no entanto, a uma distância de 0,5 metros desta, os deslocamentos a longo prazo tornam-se menores que os verificados a curto prazo mantendo-se assim até ao eixo de simetria onde atinge o valor nulo.

O mesmo acontece no maciço suportado onde o valor máximo do deslocamento horizontal aumenta com a consolidação, sendo que a partir de uma distância de 0,5 metros da face da cortina estes valores são inferiores aos obtidos para o final da escavação mantendo-se inferiores até  $x=52$  m que corresponde ao limite da malha considerada.

A velocidade com que evoluem os deslocamentos 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 Figuras 4.32 e 4.33 estão representadas as evoluções temporais dos deslocamentos verticais e horizontais máximos nas superfícies do maciço do lado escavado e do lado suportado.

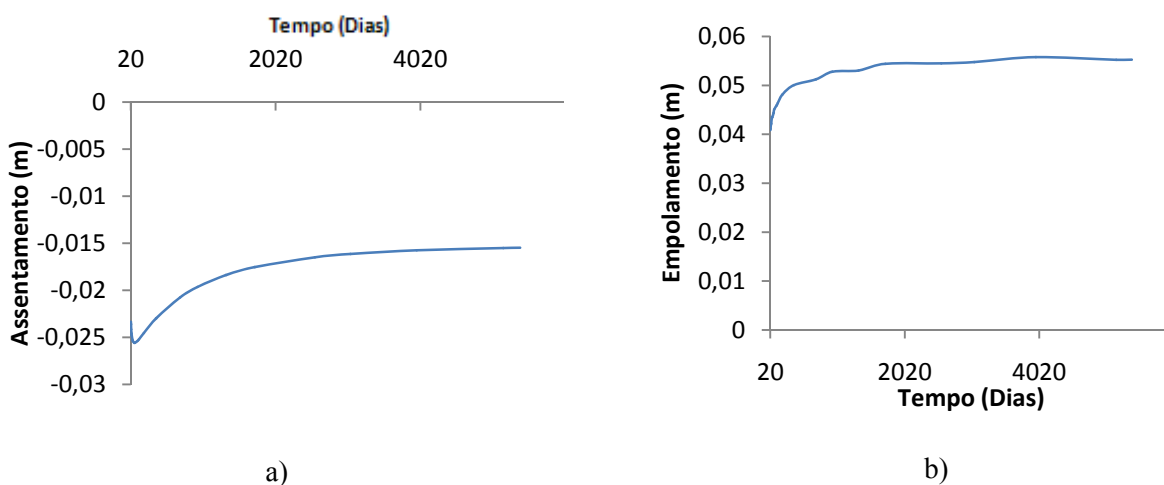
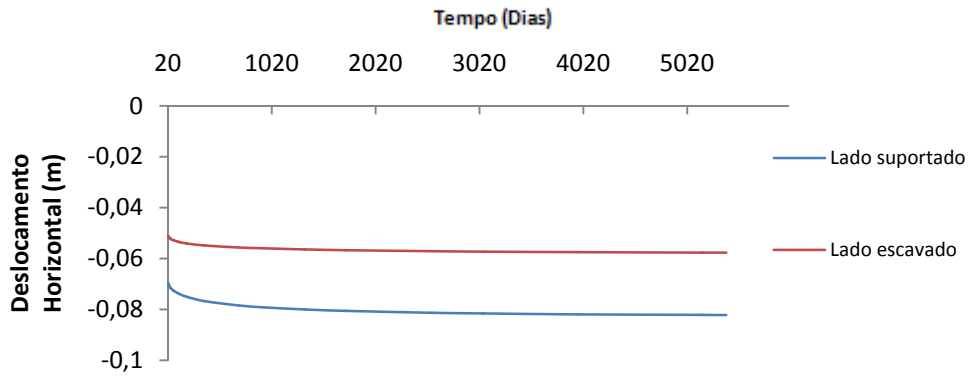


Figura 4.32 – a) Evolução no tempo do assentamento máximo à superfície do lado suportado; b) Evolução no tempo do levantamento máximo à superfície do lado escavado



c)

Figura 4.33 – a) Evolução no tempo do deslocamento horizontal máximo à superfície do lado escavado e do lado suportado

Como já foi referido anteriormente a dissipação dos excessos de pressão neutra traduz-se num aumento do volume, alterando, durante a consolidação, os valores dos deslocamentos. Pela observação das Figuras 4.32 e 4.33 pode-se facilmente depreender que, como esperado, a dissipação dos excessos se processa de forma mais rápida nos primeiros anos após a conclusão da escavação, tendo tendência a estabilizar ao longo do tempo à medida que a pressão tende para o valor final de equilíbrio. Para 15 anos (5500 dias) após a conclusão, verifica-se que os valores dos deslocamentos estabilizaram o que significa que a fase de consolidação chegou ao fim.

Quadro 4.2 – Valores das percentagens dos deslocamentos realizados para 5 anos após a escavação

Deslocamento vertical		Deslocamento Horizontal	
Lado suportado	Lado escavado	Lado suportado	Lado escavado
88,25%	98,51%	97,99%	98,32%

Pela observação do Quadro 4.2 verifica-se que ao fim de 5 anos a consolidação já se realizou em grande parte, dado as elevadas percentagens dos deslocamentos já processados após este período; no entanto, como já foi dito, a evolução da dissipação dos excessos tende a diminuir o que faz com que a restante percentagem demore muito mais tempo a dissipar-se e por consequência também os deslocamentos a atingir os seus valores máximos. Verifica-se também que a evolução de todos os deslocamentos ronda os 98 % no final dos 5 anos com a exceção do deslocamento vertical do lado suportado que tem uma evolução mais lenta apresentando neste período 88 % do seu valor absoluto.

#### 4.5.2.8. Momentos flectores na cortina

Os diagramas de momentos flectores instalados na cortina a longo e curto prazo encontram-se representados na Figura 4.34. Em ambas as fases os momentos flectores mobilizados são predominantemente negativos, atingindo o seu valor máximo a longo prazo.

Tal como nas fases anteriores o valor do momento máximo dá-se abaixo da cota de escavação a uma cota de 13,7 metros.

O facto deste momento ser superior a longo prazo prende-se com o aumento de volume associado à dissipação dos excessos de pressão neutra que aumenta significativamente as acções sobre a cortina do lado suportado, acima da base da escavação (como se disse no ponto 4.4.3.1), introduzindo, por este motivo, um momento maior.

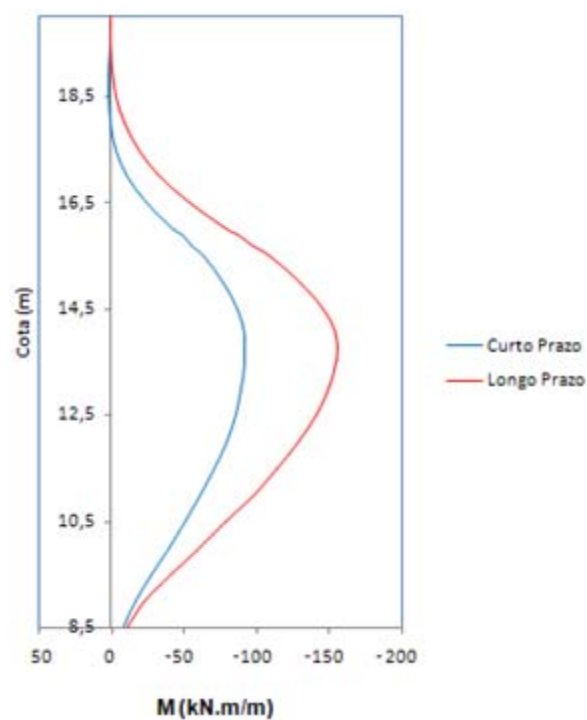


Figura 4.34 – Diagrama de momentos flectores na cortina a curto e longo prazo

#### 4.5.3. ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES

##### 4.5.3.1. Tensões nas faces da cortina

A Figura 4.35 representa o valor das tensões totais horizontais (pressões das terras) exercidas pelo terreno nas faces da cortina do lado esquerdo (face voltada para o maciço escavado) e do lado direito (face voltada para o maciço suportado), durante as diferentes fases de escavação (fases 1 a 4) e de consolidação (fase 5, final da consolidação).

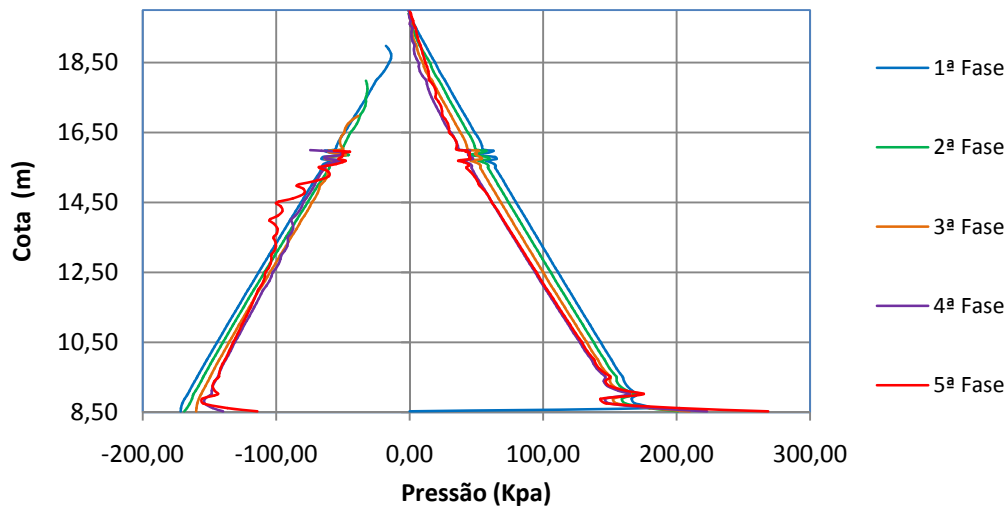


Figura 4.35 – Pressão das terras nas faces da cortina em todas as fases de escavação e no final da consolidação

Da análise da Figura 4.35 pode-se concluir que na face do lado direito da cortina, que corresponde à face voltada para o maciço suportado, existe uma diminuição gradual do valor das pressões das terras sobre a cortina à medida que decorre a escavação.

Este facto justifica-se pelo deslocamento horizontal da cortina no sentido da escavação, que, descomprimindo o maciço suportado, faz com que este caminhe em direcção ao estado limite activo.

Porém verifica-se que durante a consolidação o valor das pressões das terras sobre a face do lado direito da cortina volta a aumentar, fenómeno que se explica pelo aumento do volume do maciço associado à dissipação dos excessos de pressão neutra criados durante a escavação. Este aumento de pressões é particularmente visível no gráfico entre a cota 16 metros e 20 metros que corresponde à cota do topo da cortina e à cota do nível do terreno no final da escavação. Também na face do lado esquerdo se verifica um aumento das pressões durante a consolidação, tal como seria de esperar, devido ao deslocamento da cortina no sentido de compressão do maciço e devido à tendência de aumento de volume associado à dissipação dos excessos de pressão neutra tal como acontece do lado suportado. Na face do lado esquerdo da cortina acontece que o valor das pressões, no decurso das diferentes fases de escavação, diminui como seria de esperar; no entanto se compararmos o final da fase 4 com o do final da consolidação verifica-se um aumento das pressões sobre a cortina dado que o maciço caminha em direcção ao estado limite passivo.

#### 4.5.3.2. Trajectórias de tensões totais e efectivas em pontos característicos

De forma a tornar mais claro os fenómenos de transferência de tensões considere-se os pontos da Figura 4.36 (coincidentes com pontos de gauss de elementos finitos), para os quais se analisam a seguir as trajectórias de tensão total, tensão efectiva e pressão neutra.

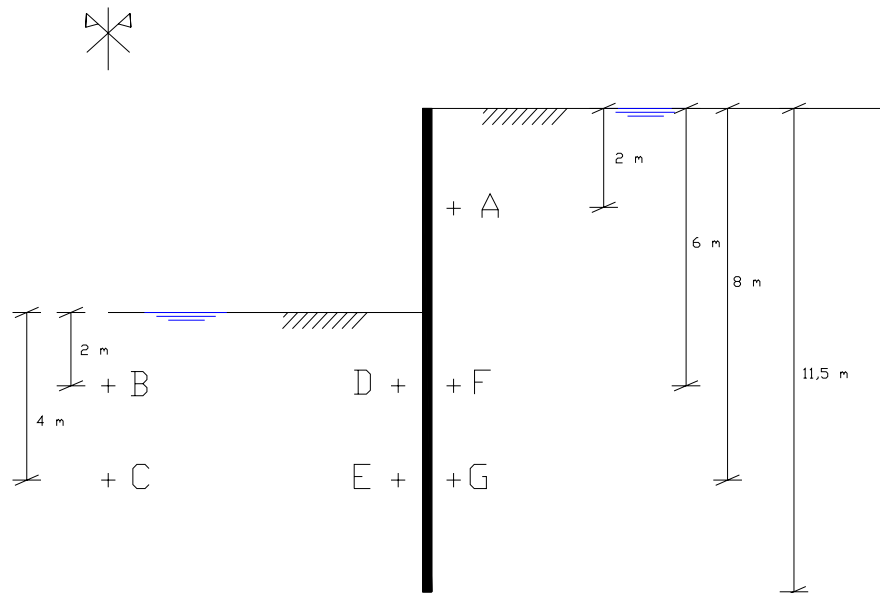


Figura 4.36 – Pontos considerados para análise ttt (trajectória de tensões totais) e tte (trajectória de tensões efectivas)(nos pontos de Gauss dos respectivos elementos)

As trajectórias são representadas em diagramas  $s$ ,  $s'$ ,  $t$  em que :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad [4.2]; \quad s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad [4.3]; \quad t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [4.4];$$

Relativamente ao ponto A (Figura 4.37) verifica-se que tanto a trajectória das tensões totais como a trajectória das tensões efectivas são ascendentes obtendo-se maiores valores de  $t$  à medida que a escavação vai decorrendo, correspondendo a um carregamento de compressão com diminuição da tensão média total. Observa-se na Figura 4.36 que à medida que se vão executando as diferentes fases de escavação a distância entre os respectivos pontos de tensões totais e tensões efectivas vai diminuindo, o que se explica pela geração de excessos de pressão neutra negativos que vão fazer diminuir o valor absoluto das tensões neutras. Como se previa, o valor da pressão neutra toma valor absoluto mínimo na fase 4 que corresponde ao final da escavação, sendo que a pressão durante a consolidação volta a aumentar devido à dissipação do excesso de pressão neutra, tomando no final desta um valor menor do que o da fase de repouso, devido ao regime de percolação da água no solo. Comprova-se também, pela observação das trajectórias da Figura 4.37, que neste ponto, com o decurso da escavação, depois de uma diminuição da tensão média até à fase 4, esta volta a aumentar durante a consolidação devido ao aumento da pressão da cortina sobre o solo, associado ao aumento de volume do maciço. Não se pode deixar de reparar também que nas primeiras fases a trajectória de tensões efectivas é praticamente vertical o que significa que só está a ser solicitada por tensões de corte.

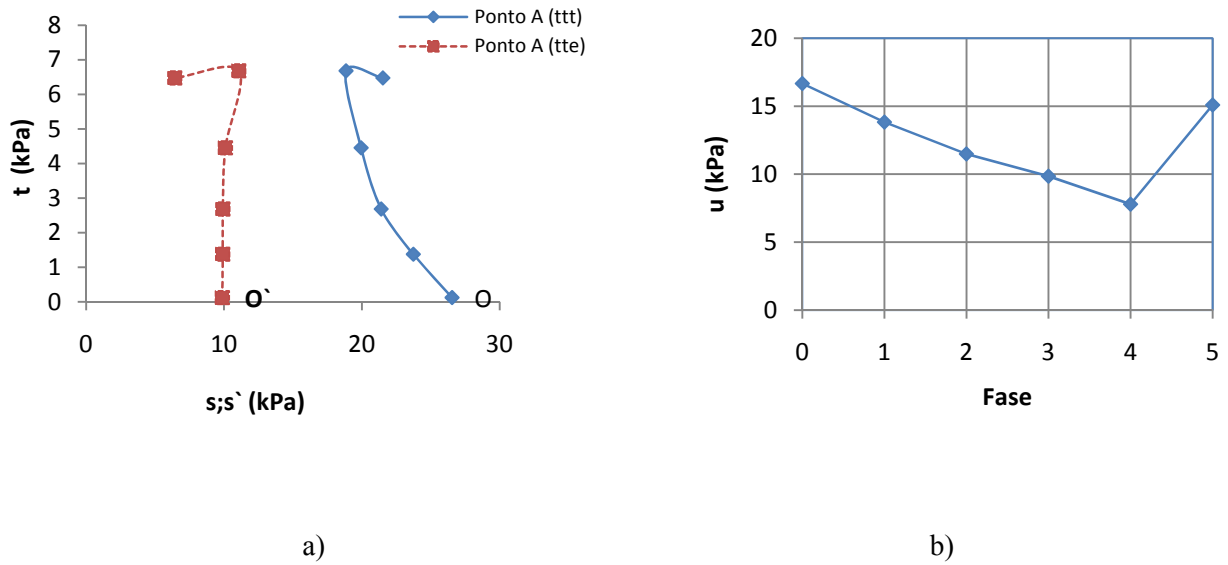


Figura 4.37 – Trajectórias de tensão no ponto A: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras.

Quanto ao ponto B, pelo facto de se situar na zona do maciço escavado, o peso das terras removidas faz diminuir o valor da tensão vertical total que desce a valores inferiores aos da tensão horizontal, fazendo com que as trajectórias de tensão tenham evolução descendente com valores de  $t$  cada vez mais negativos com o prosseguir da escavação como se confirma com a observação da figura 4.38a.

Neste ponto, como está a uma distância na horizontal de cerca de 10 metros da cortina, o agravamento das tensões horizontais por compressão devido à cortina não se faz sentir tanto, e a remoção das terras faz diminuir a tensão vertical total, resultando numa diminuição das tensões médias, tal como é visível pela diminuição sucessiva do valor de  $s$  (kPa) de  $t_{tt}$  da Figura 4.38a.

Observando a Figura 4.38b verifica-se que, tal como no ponto anterior, dá-se uma sucessiva diminuição, no decurso das diferentes fases de escavação, do valor da pressão neutra devido aos excessos negativos criados, voltando depois a aumentar o seu valor com a consolidação para o valor de equilíbrio final, que é bastante menor que o inicial devido ao rebaixamento do nível freático.

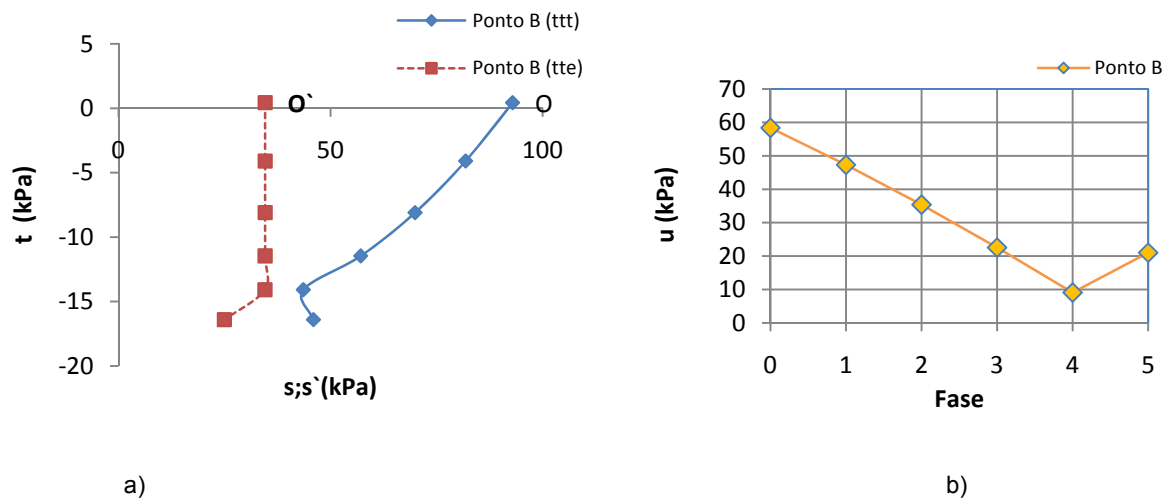


Figura 4.38 – Trajectórias de tensões no ponto B: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras.

O ponto C localiza-se junto do eixo de simetria e comparativamente com o ponto B apresenta valores superiores das tensões iniciais (pressão neutra e tensão média efectiva e total), dada a maior profundidade deste ponto (Figura 4.39). As trajectórias de tensão são semelhantes às verificadas para o ponto B. Durante a escavação criam-se excessos de pressão neutra negativos que diminuem o valor da pressão neutra, no entanto, durante a consolidação a pressão neutra volta a aumentar devido à dissipação desses excessos como verificado na Figura 4.39b. Devido ao escoamento ascendente da água neste ponto, a pressão de equilíbrio final é um pouco superior, como esperado, ao valor hidrostático de 40 kPa. As trajectórias das tensões efectiva e total nas diferentes fases de escavação aproximam-se, o que se explica pela diminuição da tensão total média com a escavação, e depois voltam a afastar-se durante a fase de consolidação (dissipação dos excessos de pressão neutra e aumento das tensões horizontais). Não se pode deixar de referir que durante a fase de repouso que corresponde aos pontos O e O' o valor de  $t$  (kPa) é quase nulo o que se deve ao facto de o coeficiente de impulso em repouso ser próximo da unidade e que faz com que as tensões verticais e horizontais tenham valores muito próximos.

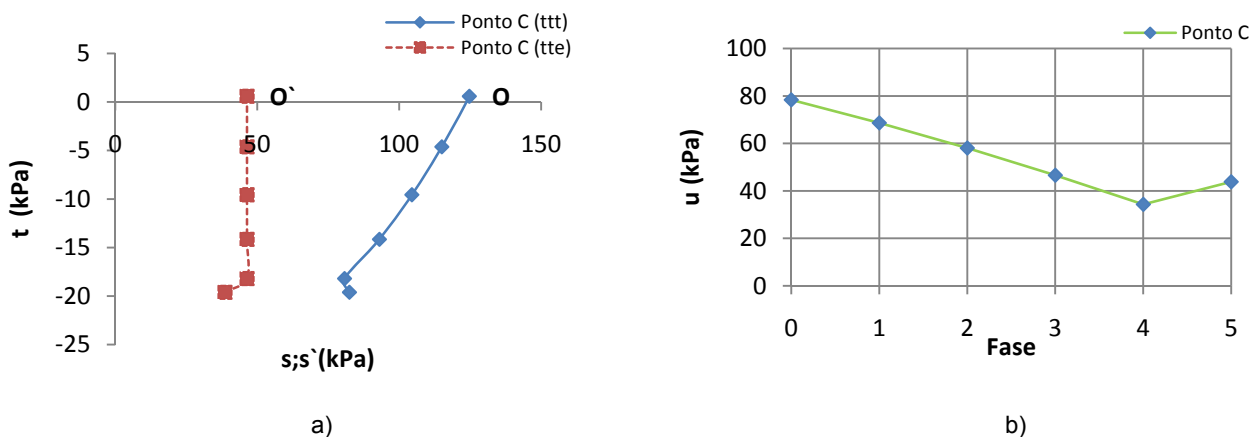


Figura 4.39 – Trajectória de tensões no ponto C: a) tensões totais e efectivas; c) pressões neutras

Quanto aos pontos D e E (Figuras 4.40 e 4.41) verifica-se um comportamento distinto relativamente ao comentado anteriormente para os outros pontos. Enquanto nos pontos anteriores o valor do excesso de pressão neutra negativo fazia decrescer o valor da pressão neutra de tal forma que estes excessos se acumulavam para posteriormente serem parcialmente dissipados na consolidação, ou seja, o valor da pressão neutra após a fase 4 era inferior ao valor após a consolidação, o que se verifica no ponto D é que o valor da pressão neutra na fase 4 é praticamente igual ao valor que se observa no final da consolidação. Este facto explica-se por, na proximidade da cortina, o valor absoluto dos excessos ser menor do que no restante maciço do lado escavado, devido à interacção solo-cortina (atrito entre a cortina e o solo, que restringe o movimento vertical deste).

No ponto E verifica-se mesmo que a pressão de equilíbrio no final da consolidação é inferior à pressão no final da escavação, isto é, o valor da pressão neutra continua a diminuir durante a consolidação, e não a aumentar como se verifica nos restantes pontos do maciço. Quanto às trajectórias de tensões efectivas e totais, observa-se que elas são semelhantes às do ponto B e C com a diferença que desta vez, durante a consolidação, as trajectórias continuam a aproximarem-se e não a afastarem-se como nos pontos B e C.

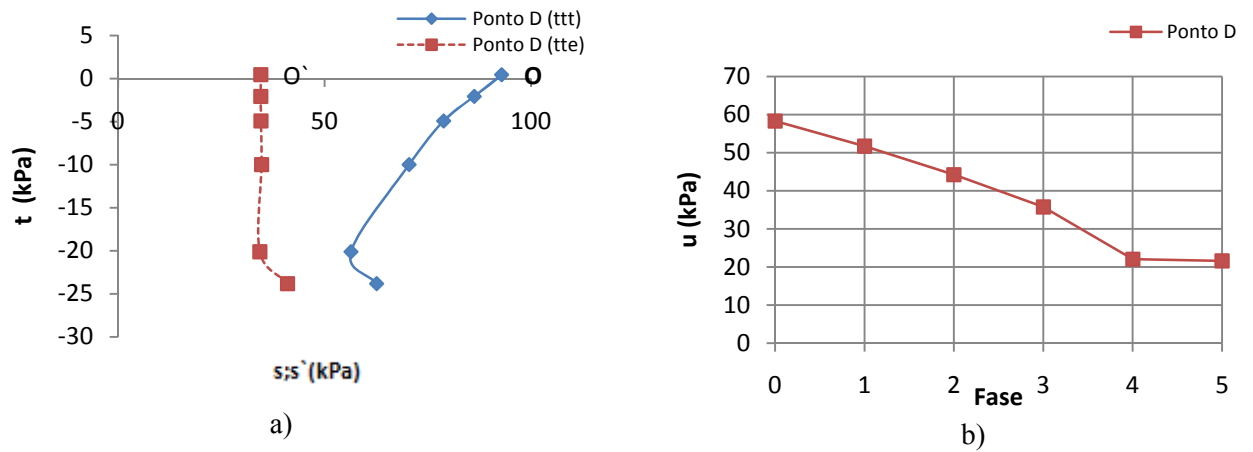


Figura 4.40 – Trajectórias de tensões no ponto D: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras

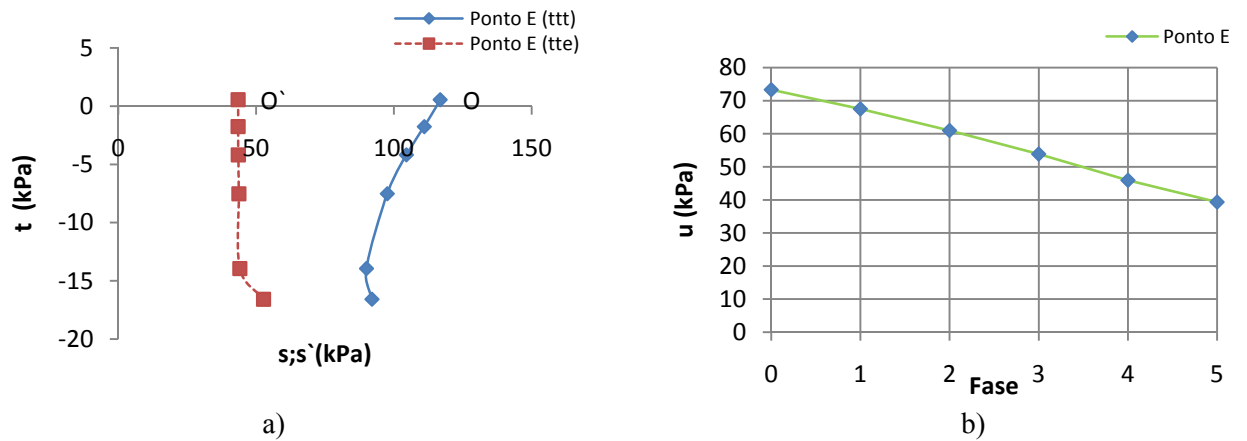


Figura 4.41 – Trajectórias de tensões no ponto E: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras

Quanto aos pontos F e G (Figuras 4.42 e 4.43), constata-se que quanto às pressões neutras, não há nada de novo a referir, ou seja, estes dois pontos têm um comportamento semelhante aos pontos anteriores em que no final da fase 4 se mobiliza um excesso negativo que faz cair o valor da pressão neutra, voltando esta a aumentar pela dissipação dos excessos durante a consolidação até à pressão final de equilíbrio. Esta pressão é menor que a inicial devido ao escoamento descendente nessa zona.

Quanto às trajectórias das tensões efectivas e totais, observa-se que em ambos os pontos, F e G, durante as fases de escavação, a tensão média total diminui (devido à descompressão do maciço) e a trajectória da tensão efectiva tem um traçado vertical, o que significa que estão a actuar tensões de corte. Durante a consolidação, as trajectórias ttt e tte tornam-se a afastar devido ao aumento da pressão neutra. As trajectórias de tensão total e efectiva destes dois pontos são semelhantes sendo o estado de tensão do ponto G superior por este se situar a uma maior profundidade.

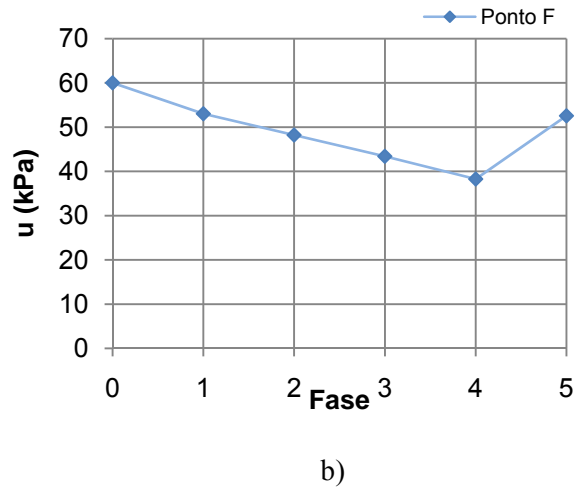
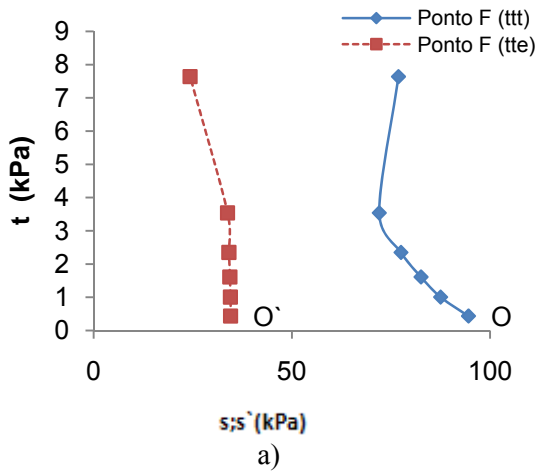


Figura 4.42 – Trajectórias de tensões no ponto F: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras

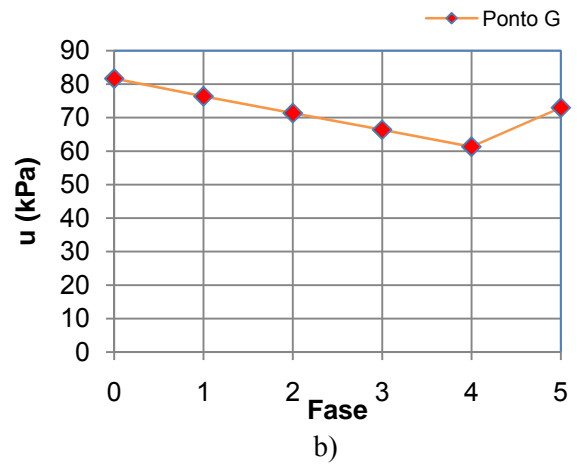
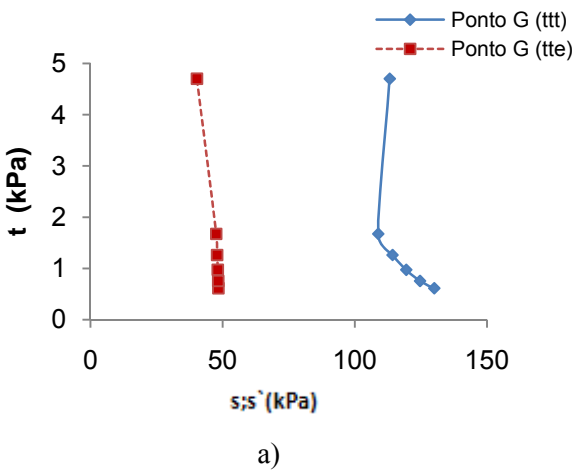


Figura 4.43 – Trajectórias de tensões no ponto G: a) tensões totais e efectivas; b) pressões neutras

## ESTUDO PARAMÉTRICO

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, tendo por base o problema analisado no capítulo anterior, procura-se averiguar a influência de diversos parâmetros no comportamento geral da escavação, não só durante o período construtivo, mas também a longo prazo tendo em conta os efeitos diferidos no tempo no decurso da consolidação. Por outras palavras, procura-se detectar as principais alterações no comportamento do maciço e da cortina introduzidos por esta variação paramétrica.

Os principais parâmetros considerados são a largura de escavação, a anisotropia de permeabilidade, a profundidade de escavação e a rigidez à flexão da cortina. No Quadro 5.1 estão resumidas as principais alterações paramétricas introduzidas em cada cálculo.

Quadro 5.1 – Variações paramétricas consideradas

Caso em estudo	Nome do cálculo	Largura da escavação (m)	Profundidade da escavação (m)	Altura enterrada da cortina (m)	Espessura da cortina (m)	Permeabilidade do solo (m/s)
Largura de escavação	L0	20	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
	L1	16	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
	L2	9	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
Anisotropia de permeabilidade	K0	20	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
	K1	20	4	7,5	0,7	$K_x=5 \times 10^{-9}; K_y=10^{-9}$
	K2	20	4	7,5	0,7	$K_x=10^{-8}; K_y=10^{-9}$
Rigidez à flexão da cortina	R0	20	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
Profundidade de escavação	R1	20	4	7,5	0,6	$K_x=K_y=10^{-9}$
	R2	20	4	7,5	0,9	$K_x=K_y=10^{-9}$
	R3	20	4	7,5	1,1	$K_x=K_y=10^{-9}$
de escavação	H0	20	4	7,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
	H1	20	5	6,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$
	H2	20	3	8,5	0,7	$K_x=K_y=10^{-9}$

### 5.2. LARGURA DA ESCAVAÇÃO

#### 5.2.1. 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, o que se traduz por diferenças na deformação do maciço, alterando também os deslocamentos laterais da parede, os movimentos da superfície do maciço suportado e o levantamento do fundo da escavação (Bose e Som, 1998; Cardoso, 2004; Aun e Gonçalves, 2004; Costa, 2005).

Neste ponto, para além do problema base L0 (com largura de escavação igual a 20 metros) consideram-se mais dois cálculos:

- L1 – Largura de escavação de 16 m;
- L2 – Largura de escavação de 9 m.

As restantes propriedades geométricas e dos materiais foram consideradas iguais às do problema base.

## 5.2.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

### 5.2.2.1. Deslocamentos

A Figura 5.1 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2.

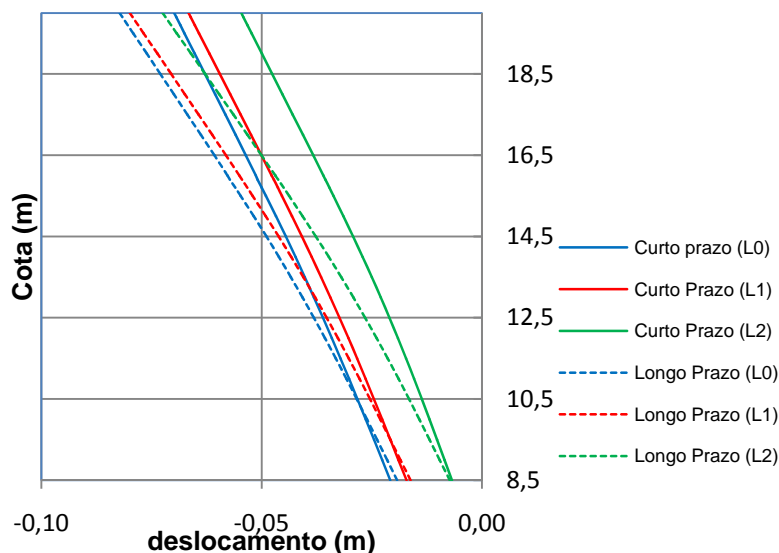


Figura 5.1 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2

Observando-se a Figura 5.1 conclui-se que diminuindo a largura de escavação, também diminuem os valores dos deslocamentos horizontais da cortina. Esta situação prende-se com o facto de haver uma diminuição de volume de solo solicitado do lado escavado, como igualmente concluíram Costa (2005) e Esteves (2008).

No entanto, também se verifica que na zona correspondente aos deslocamentos horizontais máximos (topo da cortina), os deslocamentos horizontais processados após a construção (consolidação), aumentam com o encurtamento da largura de escavação. Como se verá à frente, este fenómeno prende-se com o facto de os níveis de tensão no maciço do lado escavado aumentarem com a consolidação, e aumentarem mais, em termos comparativos, para larguras de escavação menores.

A Figura 5.2 mostra os valores dos deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2.

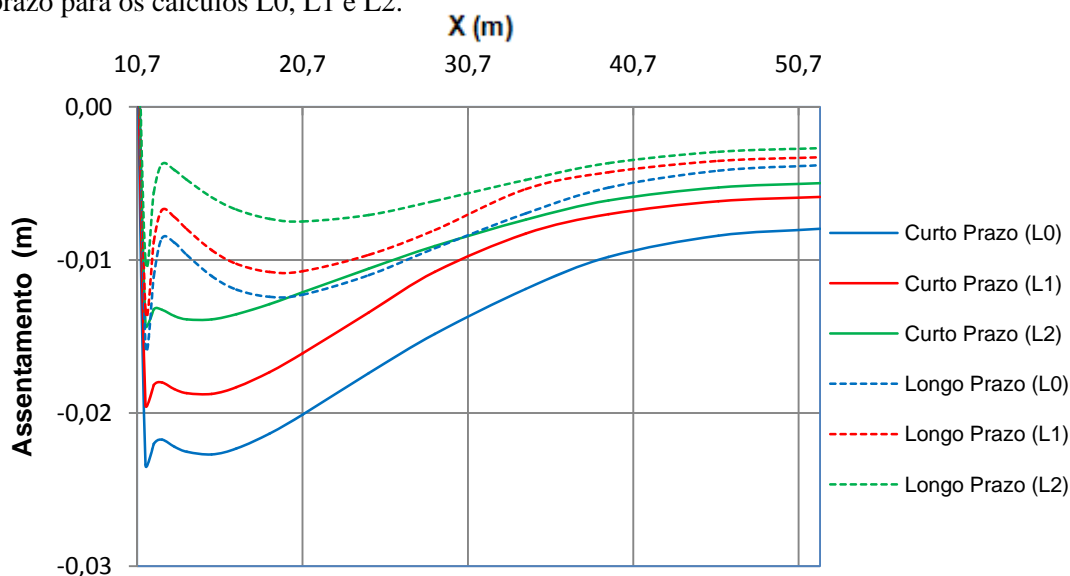


Figura 5.2 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço suportado a curto e longo prazo para L0, L1 e L2

As configurações dos perfis dos deslocamentos verticais a curto e a longo prazo à superfície do maciço do lado suportado, são idênticas para os diferentes cálculos. Como seria de esperar, os deslocamentos verticais a curto prazo são menores para larguras de escavação menores. Isto deve-se ao facto de a cortina se deformar menos na horizontal à medida que se diminui a largura da escavação.

Relativamente ao empolamento que se verifica com a consolidação após a construção observa-se no quadro 5.2 que este tem maior expressão no problema base, e diminui à medida que a largura de escavação também diminui. Em todos os cálculos aqui apresentados verifica-se que o volume da bacia de subsidiência diminui com o decurso da consolidação. Como já foi explicado anteriormente, este facto prende-se com as tensões médias efectivas que durante a consolidação 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 (empolamento). O maior empolamento após a construção, para larguras de escavação maiores, prende-se, como se verá à frente (Figura 5.9), com o facto de se obterem no final da construção maiores valores absolutos dos excessos de pressão neutra no maciço do lado suportado, nas proximidades da cortina.

Quadro 5.2 – Empolamento do ponto de deslocamento máximo no decurso da consolidação, após a construção

Cálculo	L0	L1	L2
empolamento após a construção (m)	0,008	0,006	0,004

A Figura 5.3 mostra os valores dos deslocamentos verticais no maciço escavado a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2.

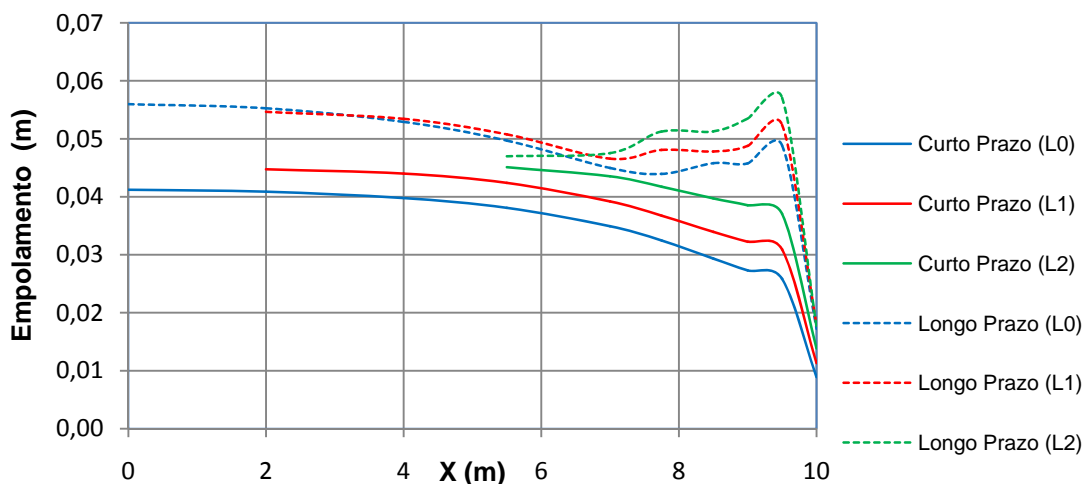


Figura 5.3 – Deslocamentos verticais do maciço escavado a curto e longo prazo para L0, L1 e L2

Pela observação da Figura 5.3 verifica-se que quanto menor for a largura da escavação maior é o empolamento do lado escavado. Este facto deve-se á existência de um menor volume de solo do lado escavado da cortina que, quer no final da construção quer no final da consolidação, atinge maiores níveis de tensão (ver, à frente, Figuras 5.10 e 5.11), deformando-se mais por este motivo.

#### 5.2.2.2. Momentos flectores na parede

Os diagramas de momentos flectores instalados na cortina no final da escavação (curto prazo) e no final da consolidação (longo prazo) para os cálculos L0, L1 e L2 encontram-se representados na Figura 5.4.

Observa-se que os momentos flectores são predominantemente negativos, sendo o seu valor máximo, a curto e longo prazo, obtido no cálculo L2. Portanto, diminuindo a largura da escavação verifica-se, a curto e a longo prazo, um aumento dos momentos flectores actuantes na cortina. Este facto está directamente relacionado com as variações das pressões sobre as faces da cortina nos diferentes cálculos, como se mostra no ponto seguinte.

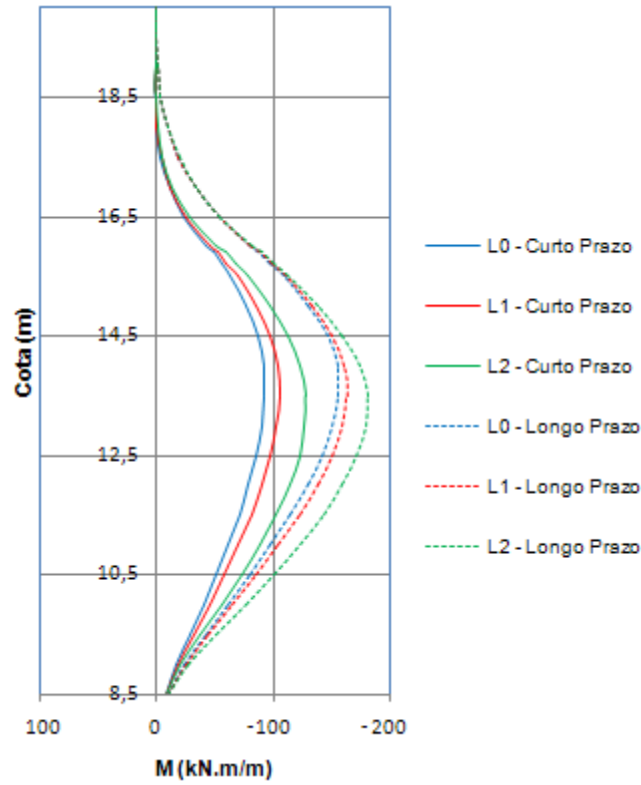


Figura 5.4 – Momentos flectores na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2

### 5.2.2.3. Estado de tensão

A Figura 5.5 mostra os diagramas de pressões de terras (tensões totais) sobre a cortina do lado esquerdo e do lado direito, para os cálculos L0, L1 e L2.

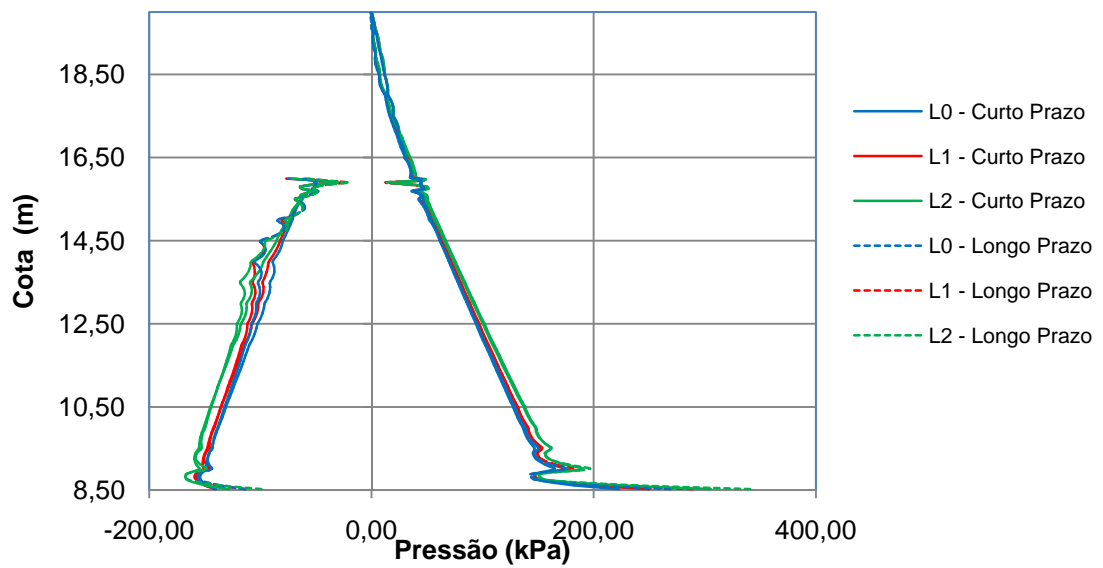


Figura 5.5 – Pressões nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos L0, L1 e L2

Pela observação da Figura 5.5 conclui-se que do lado esquerdo o valor das pressões aumentam em valor absoluto à medida que se diminui a largura da escavação, o mesmo acontecendo do lado direito da cortina. Este facto está de acordo, como seria de esperar, com a Figura 5.4 onde se verificou que o valor dos momentos flectores é tanto maior quanto menor for a largura de escavação. Verifica-se pois que o parâmetro da largura de escavação tem influência determinante na variação das pressões de terras sobre a cortina.

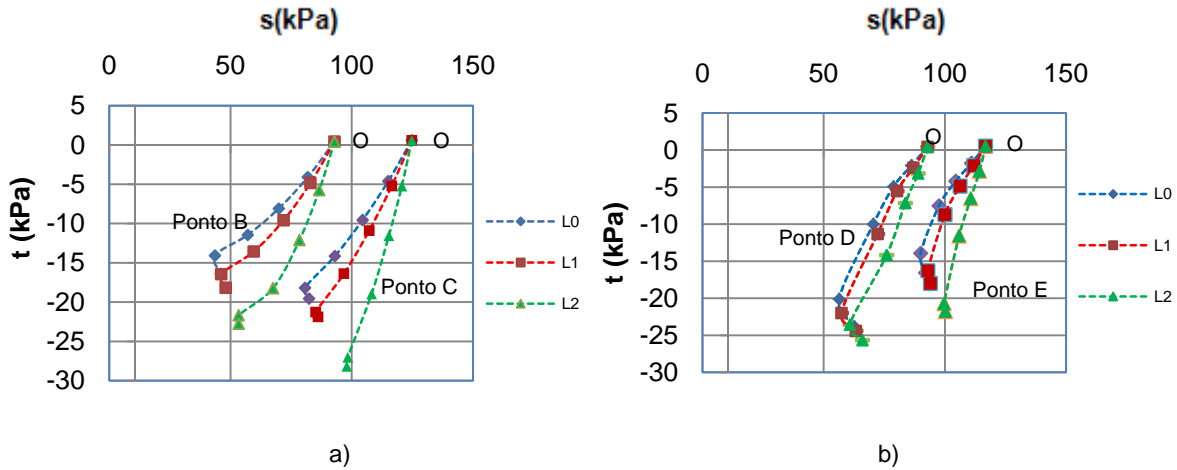


Figura 5.6 – Trajectórias de tensões totais: a) pontos B e C; b) pontos D e E (pontos da figura 4.36)

Para analisar melhor o mecanismo de transferência de tensões apresentam-se as figuras 5.6 e 5.7, que traduzem as trajectórias de tensões totais nos pontos do maciço considerados no capítulo anterior na Figura 4.36. Pela análise da Figura 5.6a facilmente se depreende que, no maciço do lado escavado, a diminuição da largura da escavação provoca uma menor diminuição da tensão total média. 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. 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 D e E evolui aumentando a tensão total média à medida que a largura da escavação diminui. Comparando as trajectórias da Figura 5.6a com as trajectórias da Figura 5.6b verifica-se, no decorrer das diferentes fases de escavação, que a diminuição da tensão média é menor junto da face da cortina.

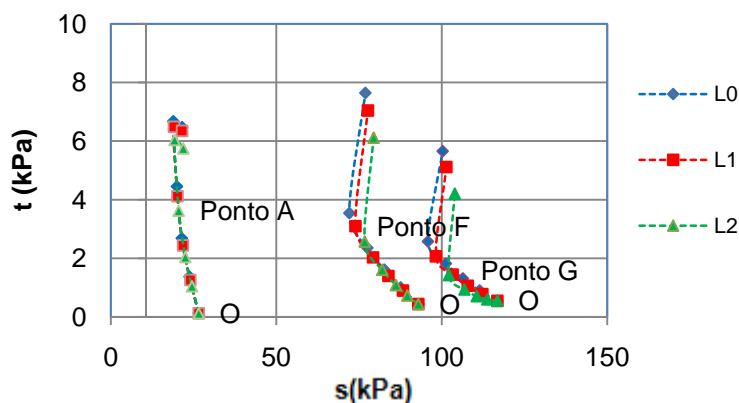


Figura 5.7 – Trajectória das tensões totais nos pontos A, F e G (pontos da figura 4.36)

Quanto aos pontos localizados do lado do maciço suportado verifica-se na Figura 5.7 que também temos um aumento da tensão total à medida que a largura da escavação diminui. No entanto também se observa que à medida que a largura da escavação diminui também diminui o valor de  $t$  para cada uma das fases de escavação e consolidação. Este facto deriva de as tensões horizontais sob a cortina aumentarem, como já se constatou na Figura 5.5, á medida que a largura da escavação diminui o que faz diminuir mais o valor de  $t$ .

Quanto à evolução das pressões neutras apenas se apresenta na Figura 5.8, a título exemplificativo, a evolução para os pontos B e C, dado o comportamento principal a destacar ser semelhante para todos os pontos.

O principal fenómeno que há a destacar na Figura 5.8 é sobretudo o facto de a diminuição da largura da escavação fazer diminuir o valor absoluto dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante a escavação, levando a que exista pois uma menor diminuição do valor da pressão neutra total. Este facto é devido à maior importância da interacção solo-cortina do lado escavado (que tende a contrariar o efeito de descompressão devido à remoção de terras) para larguras de escavação menores.

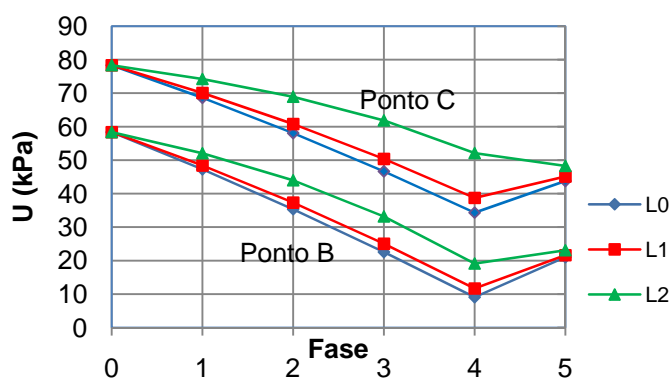
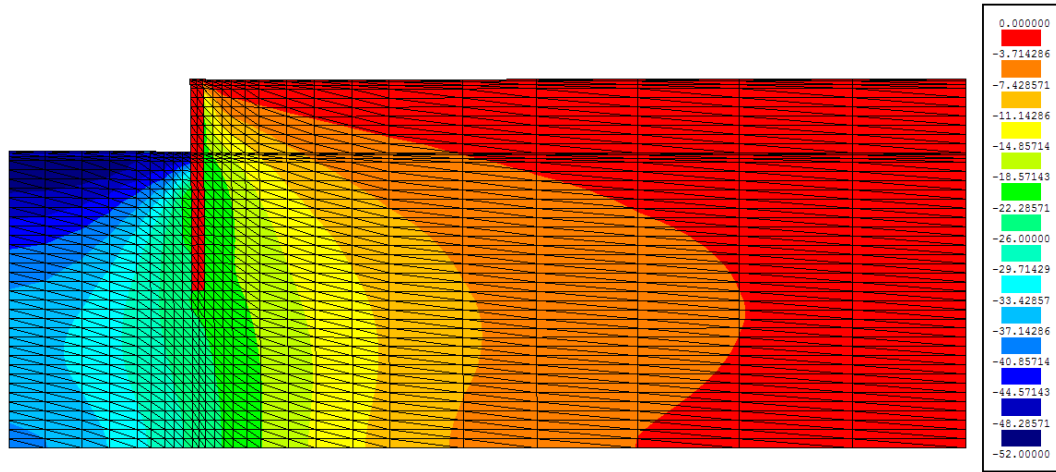


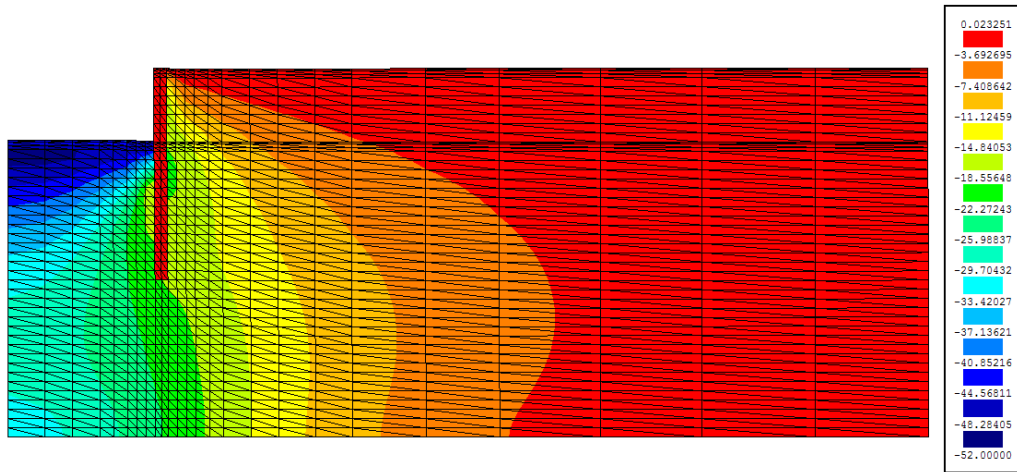
Figura 5.8 – Evolução das pressões neutras nos pontos B e C

Na Figura 5.9 estão representados os mapas de colorações dos excessos de pressões neutras para os cálculos L0, L1 e L2 no final da escavação. Corroborando os resultados da Figura 5.8, por comparação, observa-se que o valor absoluto dos excessos de pressão neutra diminui à medida que também diminui a largura de escavação. Conclui-se também que o volume de maciço afectado, do lado suportado, por estes excessos é maior no problema base (por observação da extensão das linhas equipotenciais que abrange maior volume de maciço), diminuindo para o cálculo L1 e voltando a diminuir no cálculo L2. Estes factos devem-se à largura da escavação, que sendo maior, também permite a criação de linhas de corrente dos pontos do maciço suportado situados mais longe da cortina, criando assim excessos de pressão neutra que afectam um maior volume do maciço. Na figuras estão perfeitamente visíveis as linhas equipotenciais que controlam o escoamento hidráulico ao longo do maciço, sendo também visível que estas afectam maior volume de maciço para larguras de escavação maiores. 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 rebaixamento do nível freático, o qual se encontra na base da escavação. No final da consolidação, em todos os cálculos, verifica-se o equilíbrio hidrodinâmico apresentando os mapas de excessos de pressões neutras dos cálculos L1 e L2 uma configuração semelhante à observada para L0 (Figura 4.24d do capítulo anterior). Conclui-se, então, que a largura da escavação é um parâmetro que afecta claramente a grandeza dos excessos de pressão neutra gerados

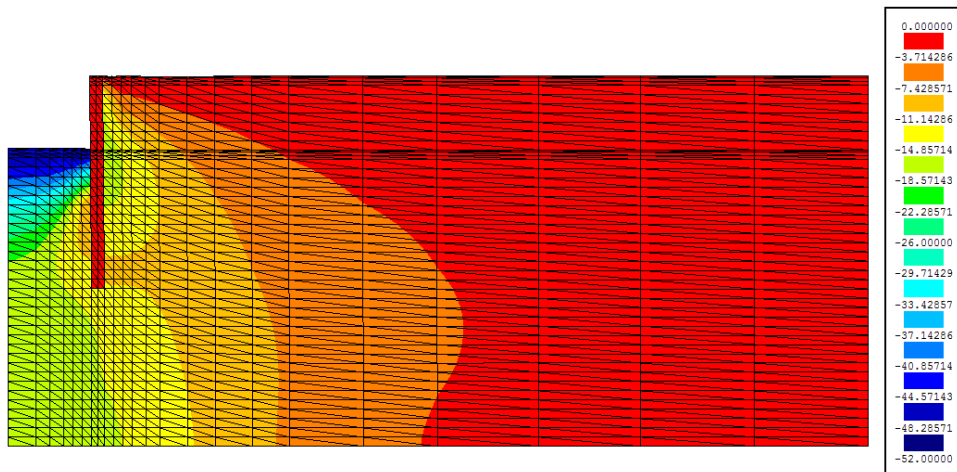
durante a escavação bem como o volume de maciço afectado por estes excessos. A Figura 5.10 representa os níveis de tensão no final da escavação (curto prazo) para os cálculos L0, L1 e L2. Observando este gráfico verifica-se o seguinte: com o diminuir da largura da escavação, maior é o volume de maciço com nível de tensão próximo de zero, o que significa menores alterações do estado de tensão efectiva nessas zonas (em consonância com os menores deslocamentos observados, como se viu no ponto 5.2.2.1); do lado escavado verifica-se, junto da cortina, que o maciço apresenta um nível de tensão elevado sendo que o volume do solo afectado aumenta com a diminuição da largura de escavação; do lado suportado, na zona mais solicitada próximo da cortina, não se verifica um aumento significativo do volume de solo afectado com a diminuição da largura de escavação. A Figura 5.11 representa os níveis de tensão no final da consolidação para os cálculos L0, L1 e L2. Observa-se, do lado escavado, que existe um aumento da percentagem de maciço afectado com níveis de tensão mais elevados à medida que se diminui a largura da escavação. Do lado suportado também não se verifica grandes alterações com a diminuição da largura de escavação.



a)

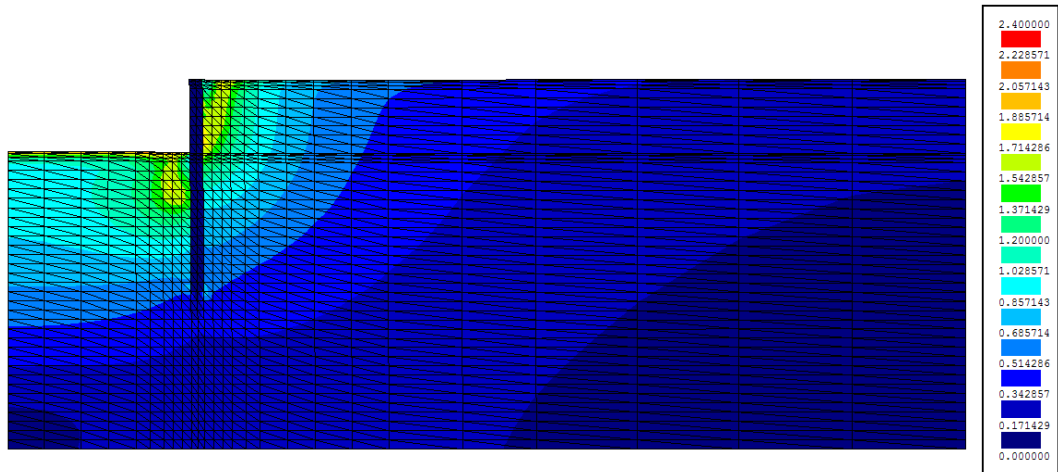


b)

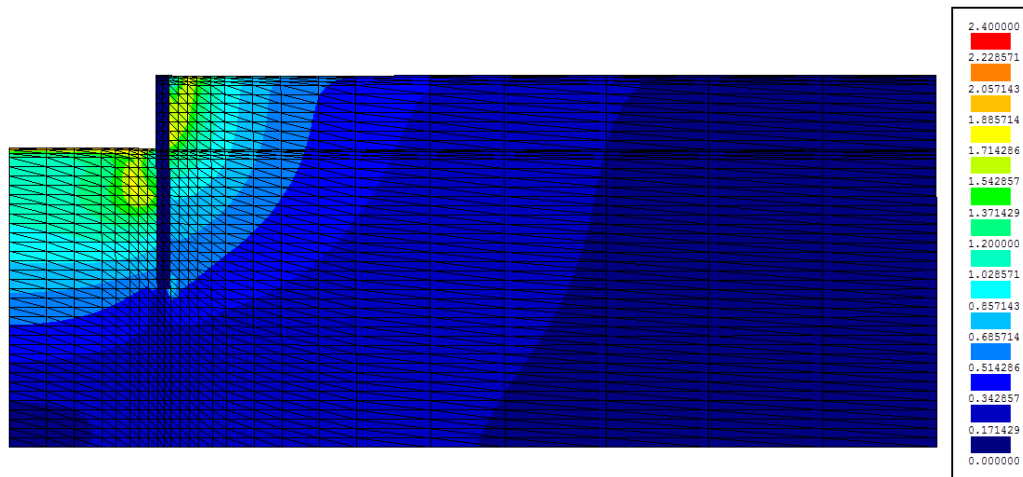


c)

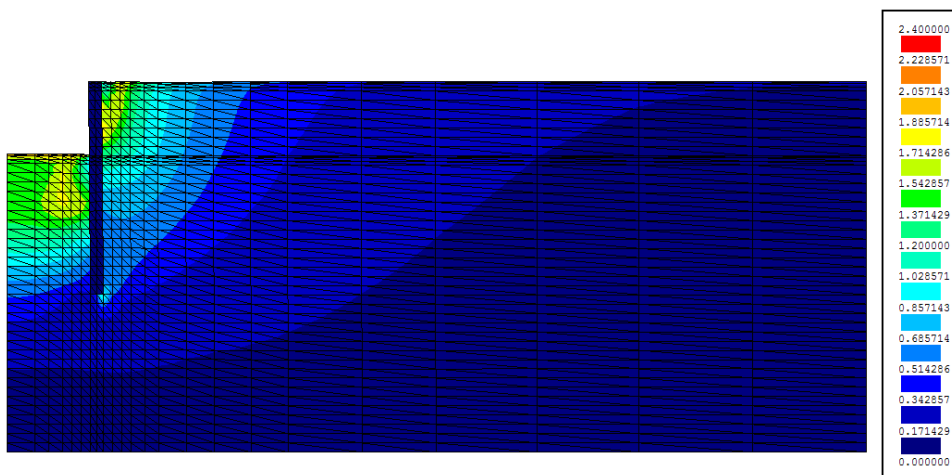
Figura 5.9 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2



a)

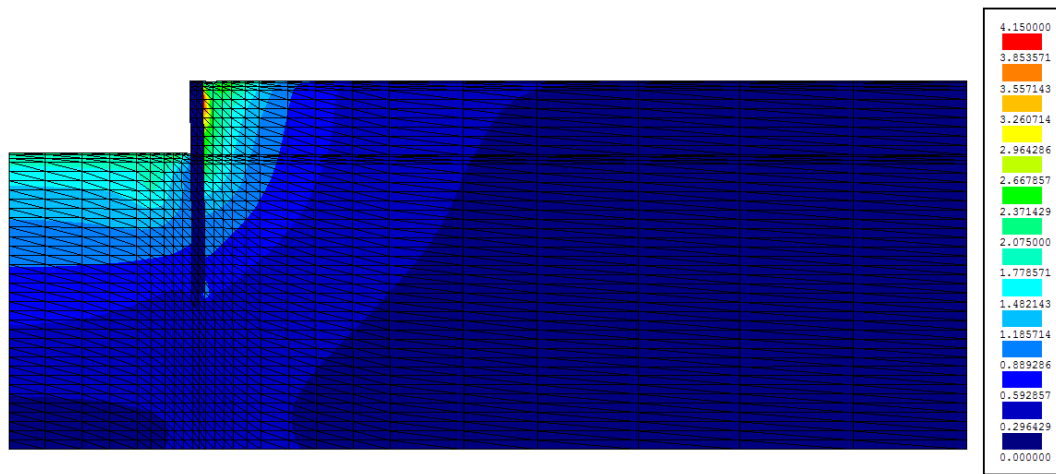


b)

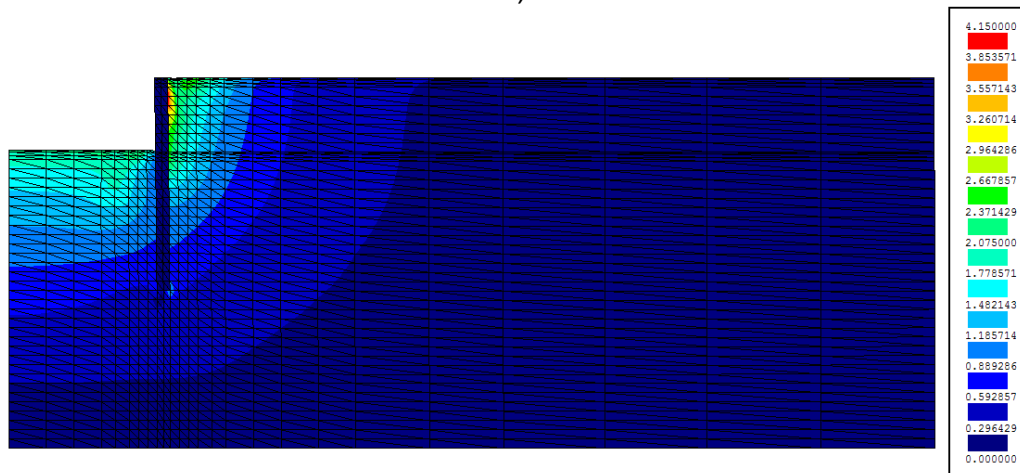


c)

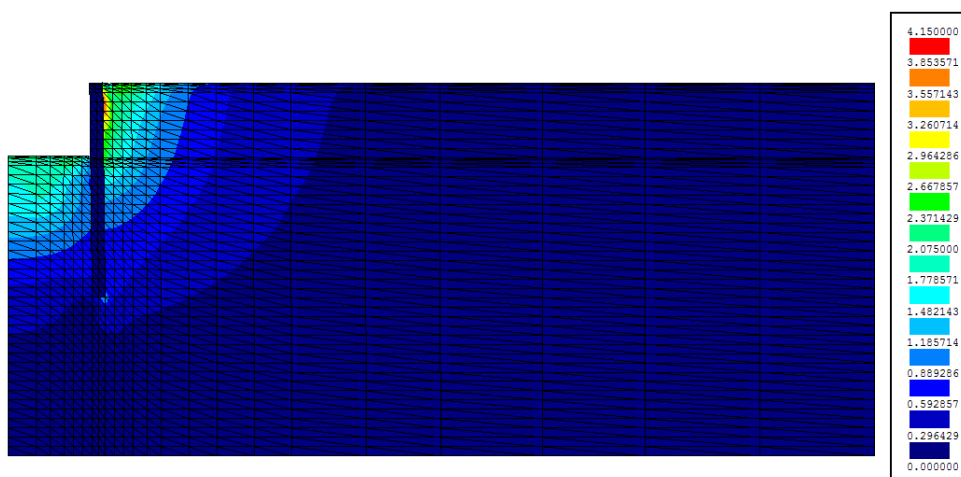
Figura 5.10 – Níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2



a)



b)



c)

Figura 5.11 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) cálculo L0; b) cálculo L1; c) cálculo L2

### 5.3. ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE

#### 5.3.1. PREÂMBULO

Certos maciços sedimentares, devido ao seu processo de formação na natureza, podem exibir uma marcada anisotropia de permeabilidade, sendo a sua permeabilidade horizontal superior à permeabilidade vertical (Matos Fernandes, 1994). Este facto deve-se a existir, em cada estrato sedimentar formado na natureza, uma orientação preferencial das partículas que devido ao peso das camadas superiores tendem a dispor-se com a sua maior dimensão na horizontal tornando-se mais permeável nesta direcção.

Este aspecto é tanto mais importante quanto mais a forma das respectivas partículas se aproximar da laminar, sendo que nos solos predominantemente constituídos por partículas esféricas este aspecto já não se verifica.

O solos argilosos são, portanto, um tipo de solo susceptível de apresentar este tipo de comportamento dada a sua origem ser, na maior parte dos casos, sedimentar.

Para estudo desta anisotropia, bem como do impacto que esta tem nos deslocamentos do maciço, nas deformações da cortina, no estado de tensão do maciço e no processo de consolidação, neste estudo paramétrico para além do problema base, considera-se dois novos cálculos com maiores coeficientes de permeabilidade horizontal. Os valores adoptados para a permeabilidade nos cálculos efectuados são apresentados no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Razão de permeabilidade adoptada em cada cálculo

Cálculo	Razão de permeabilidade	
K0	$K_x/K_y=1$	$K_y=10^{-9}$ m/s
K1	$K_x/K_y=5$	
K2	$K_x/K_y=10$	

## 5.3.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

## 5.3.2.1. Deslocamentos

A Figura 5.12 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2.

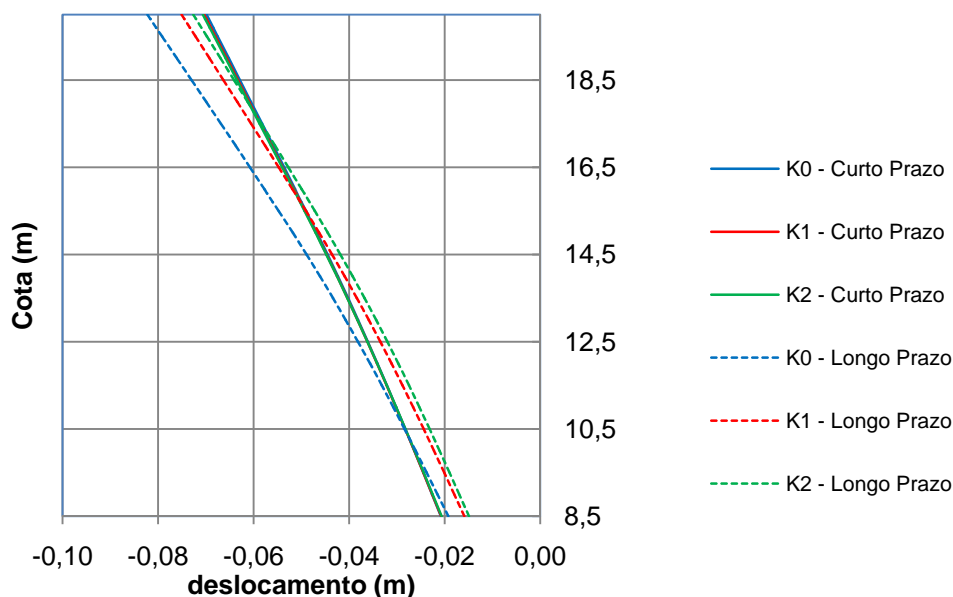


Figura 5.12 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2

Como facilmente se pode depreender na Figura 5.12, verifica-se que a anisotropia de permeabilidade não influencia a curto prazo o valor dos deslocamentos horizontais da cortina. Embora se note que estes deslocamentos, a curto prazo, não são absolutamente iguais, porém o seu desvio face ao problema base não é significativo. Tal deve-se ao facto de a variação da permeabilidade horizontal ser sobretudo importante no fluxo de água associado à consolidação, sendo este relevante somente a longo prazo. A longo prazo, como seria de esperar, verificam-se desvios significativos do valor dos deslocamentos horizontais da cortina visto ser diferente o processo de consolidação para os cálculos anisotrópicos (K1 e K2) face ao cálculo base isotrópico (K0).

A anisotropia faz com que os excessos de pressão se dissipem de maneira distinta face a um mesmo problema isotrópico, o que influencia a maneira como se processa a consolidação e consequentemente o valor dos deslocamentos. Como se verá à frente, as linhas equipotenciais de equilíbrio a longo prazo são mais distendidas na horizontal para os casos correspondentes aos valores maiores da permeabilidade horizontal (cálculos K1 e K2).

Observa-se que o valor dos deslocamentos horizontais da cortina a longo prazo é mais pronunciado para o cálculo isotrópico sendo que este valor vai reduzindo à medida que se aumenta a permeabilidade horizontal do maciço. Relativamente aos deslocamentos do topo da cortina observa-se a curto prazo que aumentam 0,71% em K1 e 1,11% em K2 relativamente ao deslocamento de K0 a curto prazo, no entanto a longo prazo estes valores diminuem cerca de 8,70% em K1 e 11,69% em K2 relativamente ao deslocamento de K0 a longo prazo.

A Figura 5.13 mostra os valores dos deslocamentos verticais no maciço escavado e suportado a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2.

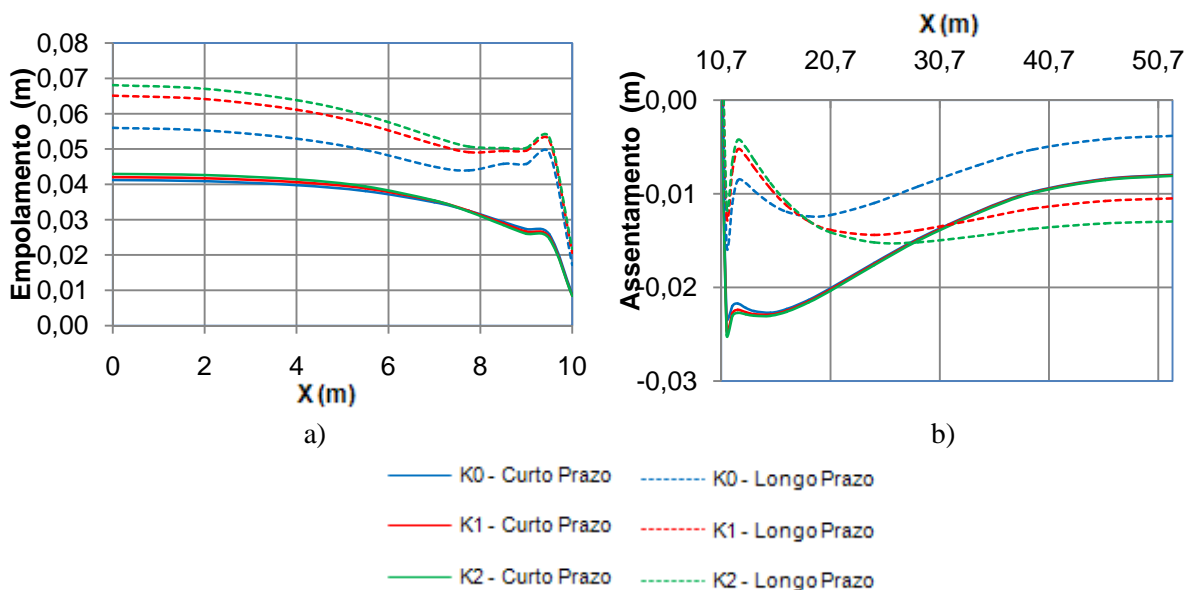


Figura 5.13 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2; a) maciço escavado; b) maciço suportado

Também pela observação da Figura 5.13 se verifica que, relativamente aos deslocamentos verticais do maciço a curto prazo, tal como no caso anterior e pelas mesmas razões, não se verifica desvios significativos relativamente ao problema base K0.

A longo prazo, constata-se que, tal como nos deslocamentos horizontais da cortina, os deslocamentos verticais nas superfícies do maciço, tanto do lado escavado como do lado suportado, apresentam diferenças significativas nos diferentes cálculos. Observa-se do lado escavado (Figura 5.13a) que o empolamento é tanto maior quanto maior for a permeabilidade horizontal.

Observando a Figura 5.13b constata-se o seguinte: o valor do empolamento máximo durante a consolidação é tanto maior quanto maior for a permeabilidade horizontal; verifica-se que após a consolidação a partir de uma distância de 25 metros da face da cortina o maciço em vez de empolar como verificado no problema base K0, assenta sendo o assentamento nesta zona tanto maior quanto maior for a permeabilidade horizontal. Este facto tem a ver, como já se referiu, com a distensão na horizontal das linhas equipotenciais (ou de igual valor do excesso de pressão neutra) no final da consolidação no caso dos cálculos K1 e K2 (ver à frente Figura 5.19). O Quadro 5.4 apresenta os valores da percentagem do incremento do empolamento associada aos cálculos K1 e K2 relativamente ao cálculo K0.

Quadro 5.4 – Percentagem de aumento do empolamento máximo do lado escavado dos cálculos K1 e K2 relativamente ao problema base K0

Lado escavado		
	K1	K2
Curto prazo	1,91%	4,16%
Longo prazo	16,25%	21,60%

### 5.3.2.2. Momentos flectores na parede

A Figura 5.14 mostra os valores dos momentos flectores na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2.

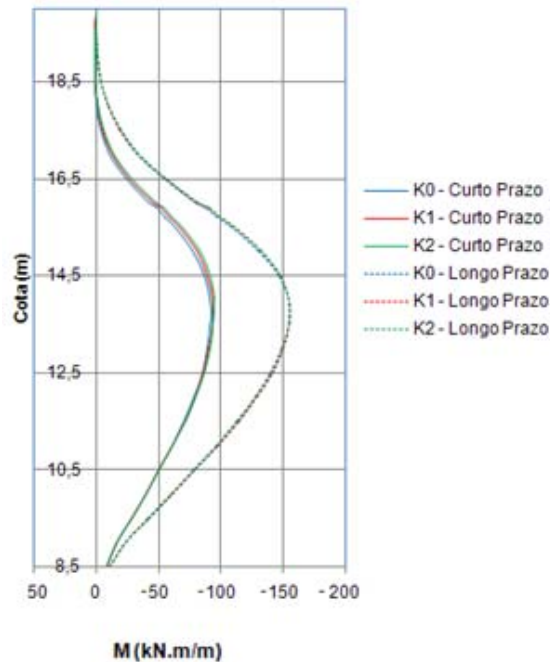


Figura 5.14 – Momentos flectores a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2

Quanto aos momentos flectores, a curto e a longo prazo o valor dos momentos é igual para os três cálculos concluindo-se assim, que a anisotropia de permeabilidade de um maciço não é um parâmetro determinante para os esforços gerados na cortina.

### 5.3.2.3. Estado de tensão

A Figura 5.15 mostra os diagramas de pressões de terras sobre a cortina do lado esquerdo e do lado direito, para os cálculos K0, K1 e K2, não se notando diferenças entre os diversos cálculos, o que está de acordo com o observado na Figura 5.14 para os momentos flectores na parede

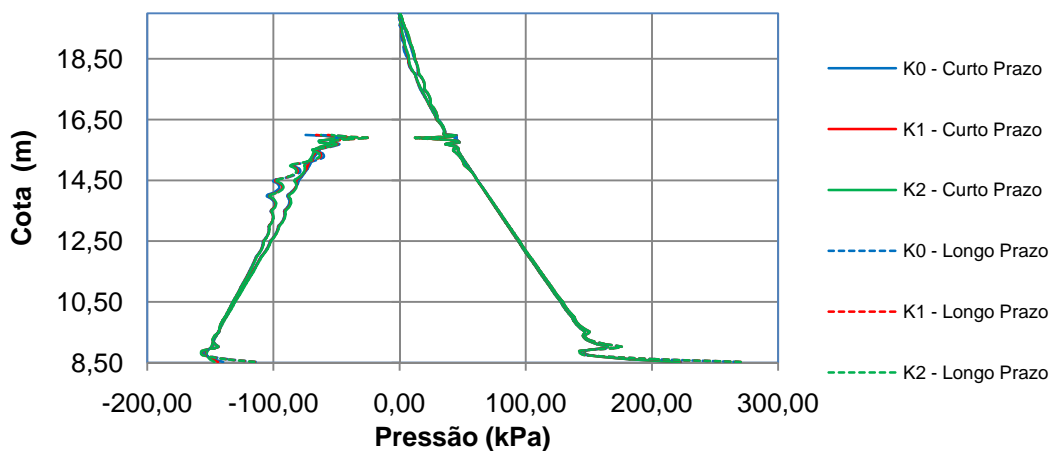


Figura 5.15 – Pressões de terras sobre as faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos K0, K1 e K2

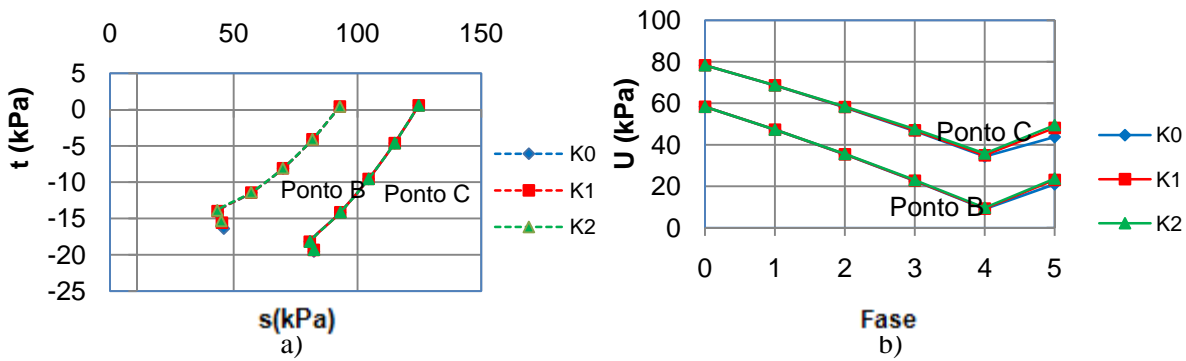


Figura 5.16 – a) Trajectória de tensões totais nos ponto B e C para os cálculos K0, K1 e K2; b) Pressões neutras nos pontos B e C para os cálculos K0, K1 e K2

Para analisar melhor o fenómeno de transferência de tensões executou-se também a Figura 5.16 que apresenta as trajectórias de tensões totais e de pressões neutras nos pontos B e C já referidos anteriormente (Figura 4.36). Observa-se que não existem alterações relativamente ao problema base (K0) até ao final da fase 4. A única alteração face ao problema base que se consegue notar ocorre durante a fase de consolidação em que se verifica que o valor da pressão neutra final varia ligeiramente nos diferentes cálculos, fenómeno este que se deve à variação da distribuição dos excessos negativos do equilíbrio hidrodinâmico ao longo do maciço (ver Figura 5.19).

Em todos os pontos do maciço representados no capítulo anterior as semelhanças entre as curvas dos diferentes cálculos são do mesmo tipo das constatadas nos pontos B e C, pelo que se optou por apenas apresentar estes.

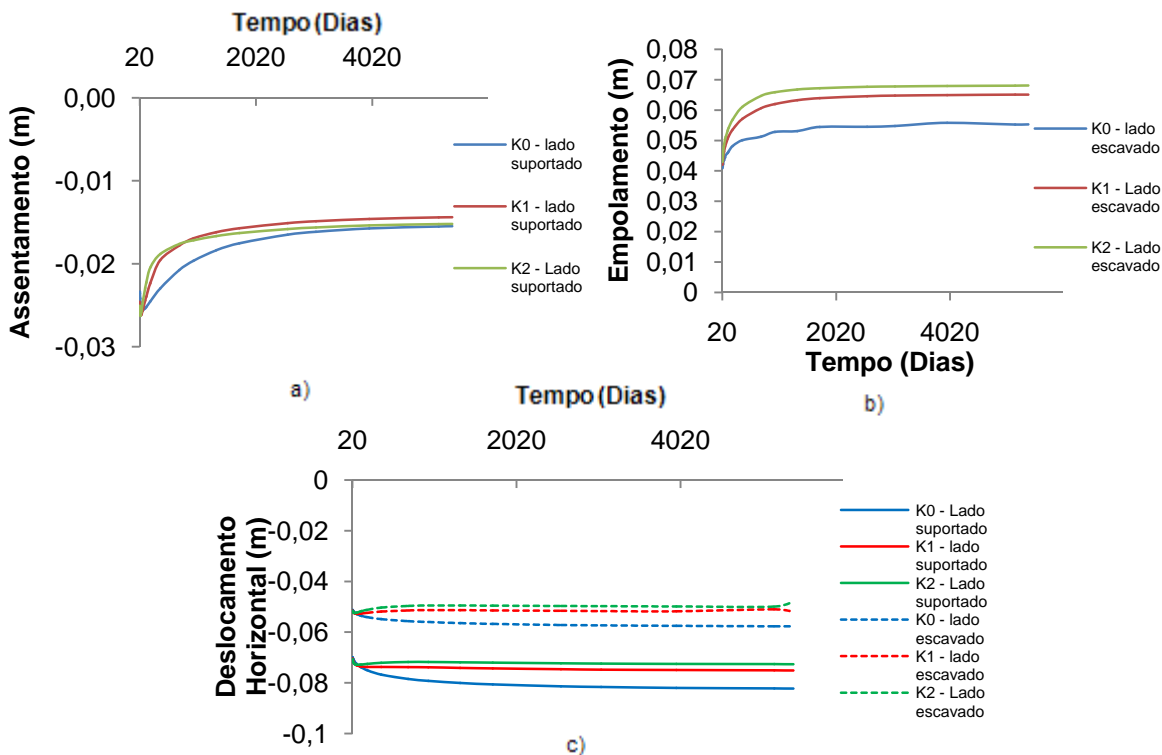


Figura 5.17 – a) Evolução no tempo do assentamento máximo à superfície no lado suportado; b) Evolução no tempo do empolamento máximo à superfície no lado escavado; c) Evolução no tempo do deslocamento horizontal máximo à superfície do lado escavado e do lado suportado

Como a anisotropia de permeabilidade influencia a maneira como se processa a consolidação achou-se determinante a realização da Figura 5.17 que representa a evolução temporal do processo de consolidação.

Assim relativamente à Figura 5.17 verifica-se o seguinte: tal como já se tinha observado anteriormente, os deslocamentos verticais do lado escavado estão incrementados relativamente ao cálculo inicial, sendo esse incremento de cerca de 15,08% para o cálculo K1 e de 18,81% para o cálculo K2.

Observa-se também um maior empolamento total (final da consolidação) do lado suportado, sendo este empolamento de 7,02% para K1 relativamente ao empolamento base (K0) e de 1,80% para o cálculo K2. Verifica-se, então, que apesar da permeabilidade horizontal do cálculo K2 ser superior á do cálculo K1 existe um menor aumento do empolamento máximo (o que não acontece em todos os pontos da superfície; ver Figura 5.13) para o cálculo K2, apesar de como é visível na Figura 5.17a este empolamento ser superior ao de K1 até aproximadamente 700 dias de consolidação invertendo a sua tendência a partir daí.

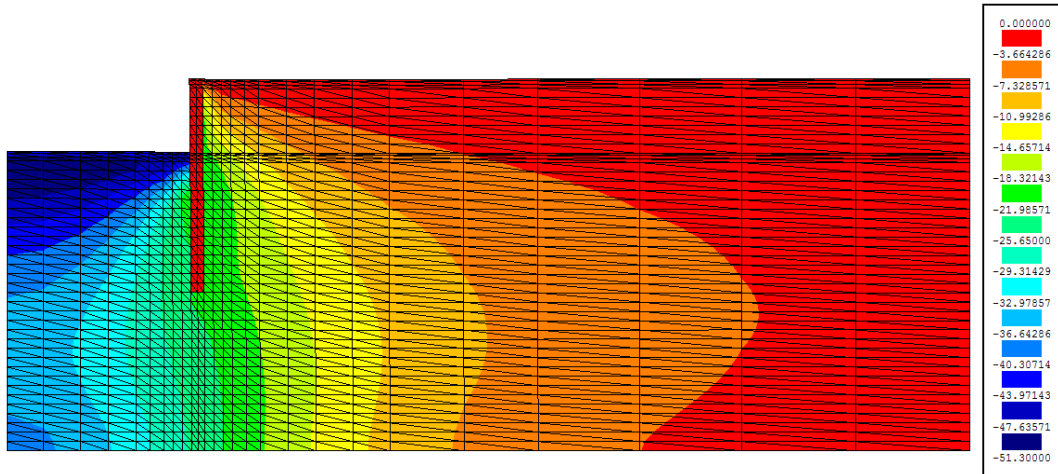
Relativamente aos deslocamentos horizontais verifica-se que estes diminuem, em valor absoluto, com o aumento da permeabilidade horizontal. Esta diminuição do lado do maciço escavado, para K1, constitui cerca de 10,12% relativamente ao verificado para o cálculo K0, e para K2 é de cerca de 16,80%. Do lado suportado do maciço também se verifica uma diminuição do valor absoluto dos deslocamentos horizontais sendo esta diminuição de 8,69% para K1 e de 11,67% para K2, em relação ao deslocamento verificado no problema base. Este fenómeno de relação directa entre o aumento de permeabilidade horizontal e diminuição do deslocamento horizontal deve-se, em parte, ao movimento horizontal da cortina também ser menor para os cálculos K1 e K2 como se verifica pela observação da Figura 5.12.

Nas Figuras 5.18 e 5.19 apresentam-se os resultados dos excessos de pressões neutras existentes no final da escavação e no final da consolidação, para os cálculos K0, K1 e K2. Comparando os resultados obtidos conclui-se que:

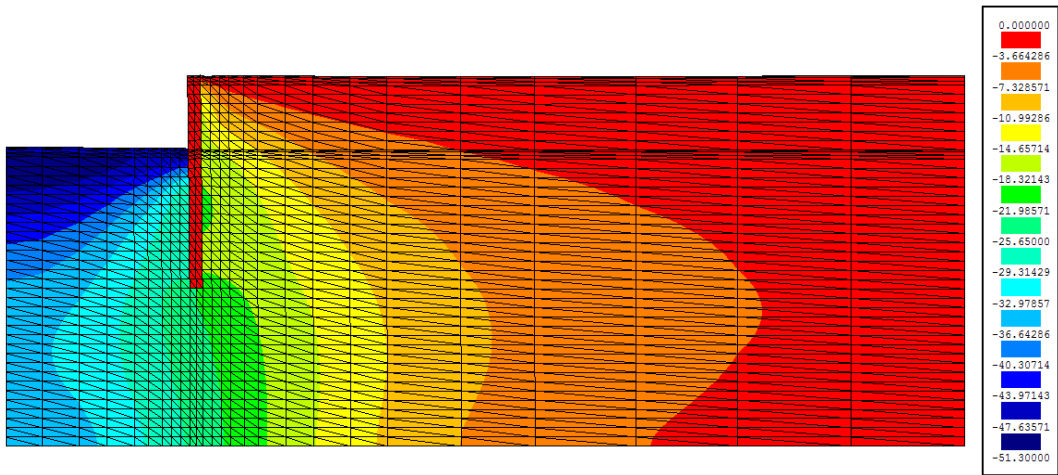
A curto prazo a diferença entre as variantes e o estudo base é pouco significativa, verificando-se apenas, no maciço suportado, um ligeiro acréscimo da área com maiores valores absolutos dos excessos de pressão neutra negativos à medida que aumenta a permeabilidade horizontal.

É a longo prazo que se verificaram as maiores alterações provocadas pela anisotropia de permeabilidade. Verifica-se que à medida que se aumenta a razão de permeabilidade as linhas equipotenciais têm tendência a distender na direcção horizontal, uma vez que é essa a direcção que permite um maior escoamento. Desta forma, o maciço suportado é o que sofre mais alterações no final da consolidação. As pressões de equilíbrio finais são, assim, significativamente diferentes nos diversos cálculos. Como é óbvio, estas diferenças na distribuição das pressões intersticiais, mediante a consideração ou não da anisotropia de permeabilidade, provocam também diferenças nas tensões efectivas e no modo de deformação do maciço e da estrutura de contenção, como se viu nos gráficos anteriores.

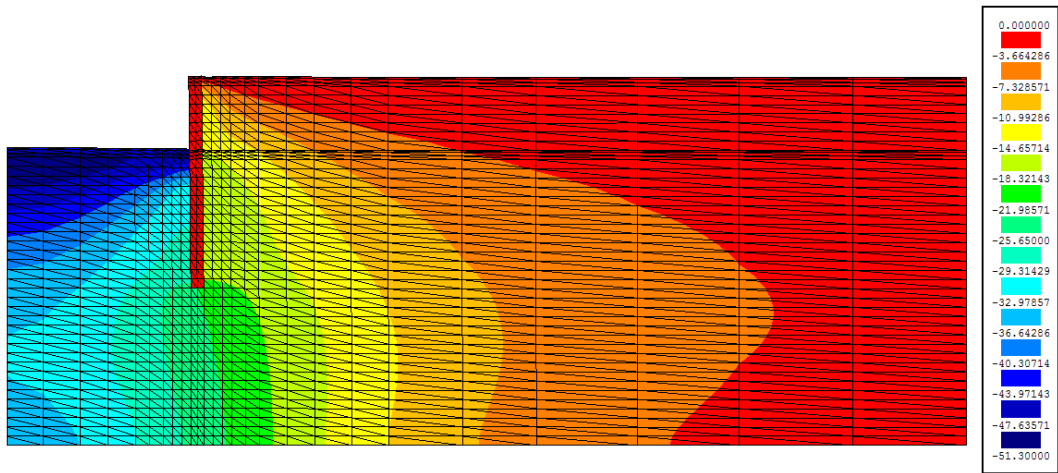
Apresentam-se, na Figura 5.20, as colorações correspondentes aos níveis de tensão no final da consolidação. Embora globalmente semelhantes, estas colorações mostram que os níveis de tensão aumentam em algumas zonas com o aumento da permeabilidade horizontal, como por exemplo, do lado escavado para profundidades próximas da cota da extremidade inferior da parede.



a)

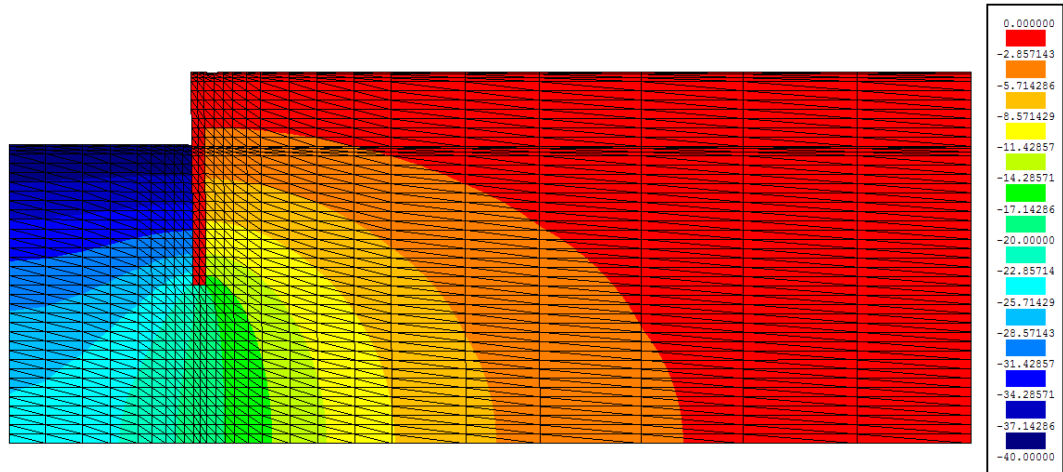


b)

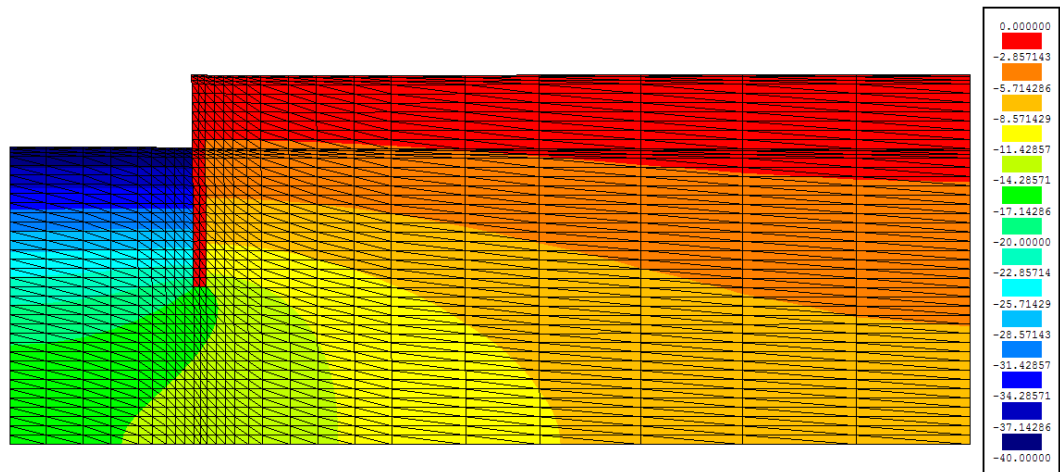


c)

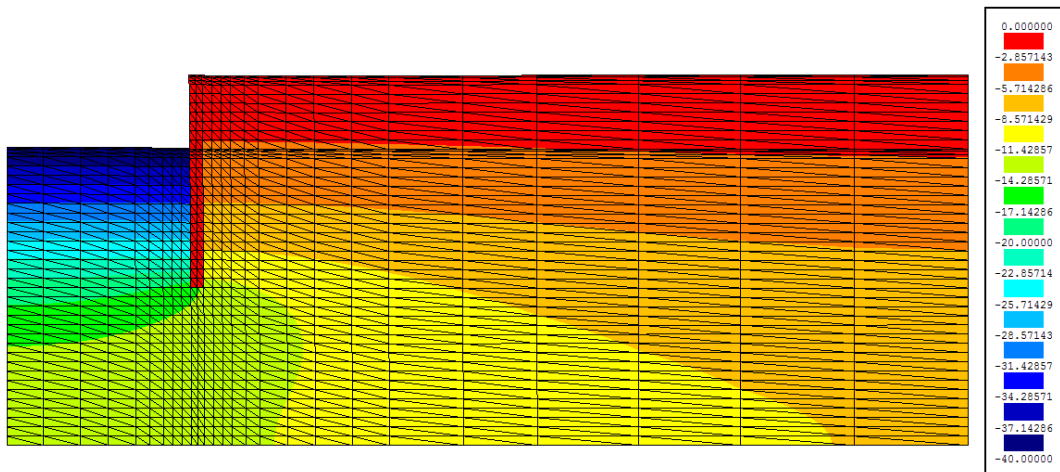
Figura 5.18 – Excessos de pressões neutras no final da escavação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2



a)



b)



c)

Figura 5.19 – Excessos de pressões neutras no final da consolidação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2

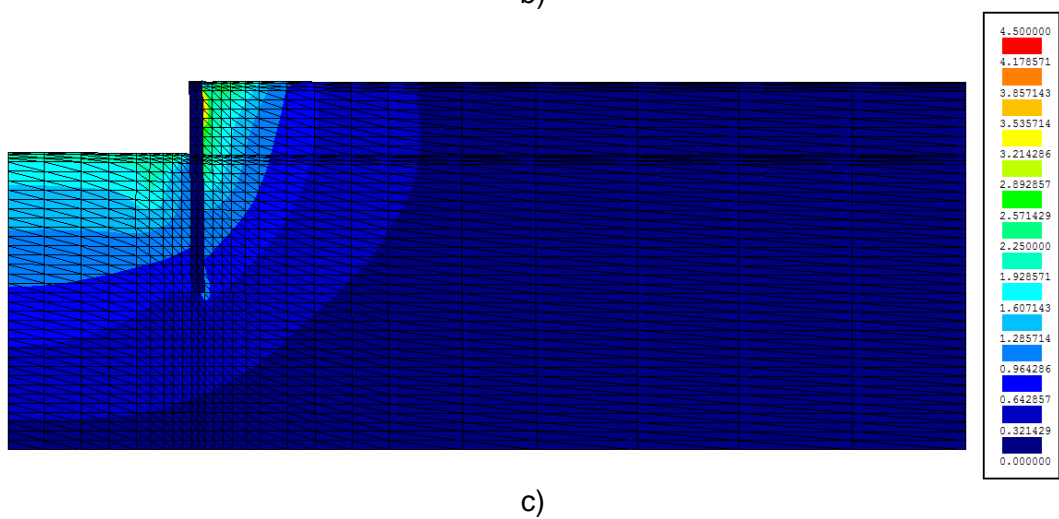
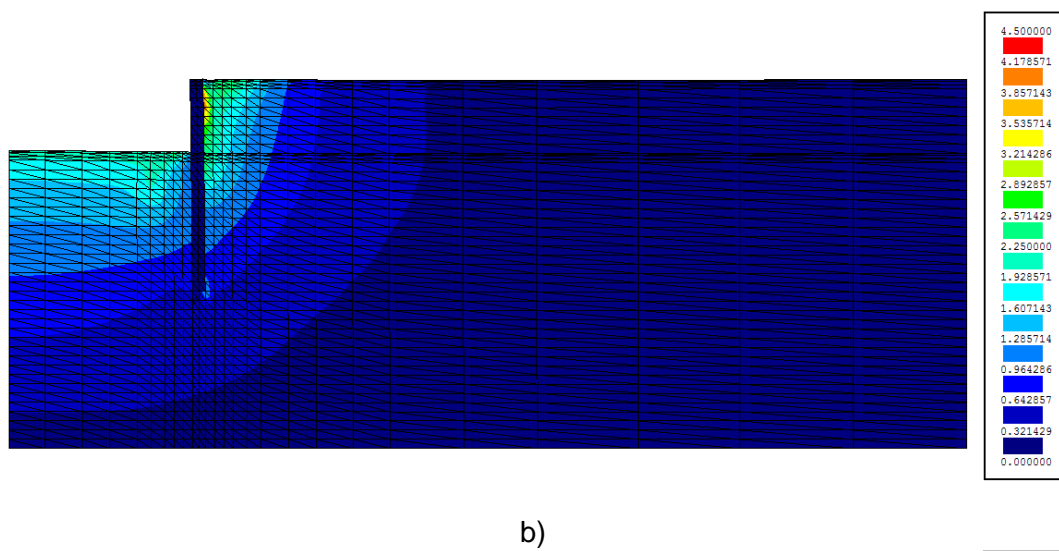
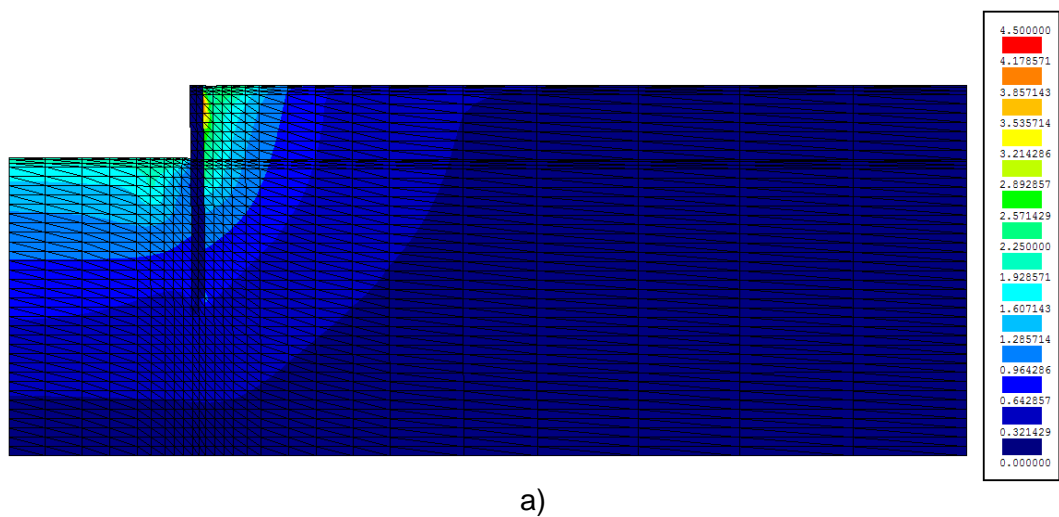


Figura 5.20 – Níveis de tensão na consolidação; a) cálculo K0; b) cálculo K1; c) cálculo K2

## 5.4. RIGIDEZ DA CORTINA

### 5.4.1. PREÂMBULO

Neste ponto pretende-se analisar a influência que a rigidez à flexão da parede tem no comportamento geral da obra. Para isso consideraram-se mais três cálculos para além do cálculo base de estudo, que estão representados no Quadro 5.5, correspondentes a diferentes espessuras da parede. Por simplificação, manteve-se a mesma malha de elementos finitos em todos os cálculos, alterando-se em conformidade o valor do módulo de elasticidade, E, da cortina, por forma a que a variação da rigidez à flexão EI fosse equivalente à variação da espessura da parede pretendida com o mesmo material (Quadro 5.5).

Quadro 5.5 – Cálculos realizados para a análise da influência da rigidez no comportamento do maciço

Cálculo	Espessura (m)	Factor de correcção	Rigidez à flexão EI (KNm <sup>2</sup> /m)
R0	0,7	1,0000	514500
R1	0,6	0,6297	324000
R2	0,9	2,1254	1093500
R3	1,1	3,8805	1996500

Os resultados apresentados a seguir neste ponto mostram essencialmente que, para a gama de valores da rigidez à flexão analisada (correspondentes pois a paredes de betão armado com espessura variando entre 0.6m a 1.1m), o parâmetro em análise influencia pouco o estado de tensão do problema, em geral, e a grandeza das pressões sobre as faces da cortina, em particular. Os resultados em relação aos quais se verificam maiores variações são os deslocamentos da cortina, o que está de acordo com o expectável, isto é, estando as diferentes cortinas sujeitas aproximadamente às mesmas pressões, deformam-se naturalmente mais as que têm menor rigidez à flexão.

## 5.4.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

### 5.4.2.1. Deslocamentos

A Figura 5.21 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3.

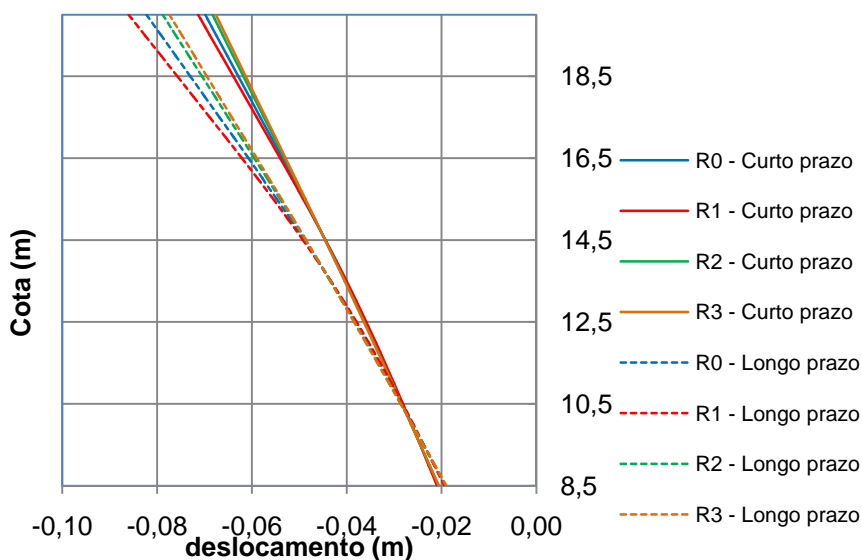


Figura 5.21 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3

Pela observação da figura 5.21 facilmente se pode perceber que tanto a curto como a longo prazo existe uma relação entre a rigidez da cortina e os seus deslocamentos horizontais, sendo que quanto maior for a rigidez menores são os deslocamentos horizontais observados na cortina. Verifica-se no cálculo R1 (espessura da cortina de 0,6 m) um deslocamento do topo da cortina superior ao do problema base, sendo este aumento de 2,14% a curto prazo e de 4,58% a longo prazo relativamente ao problema base. Nos restantes cálculos como se está a simular uma espessura de parede superior através do aumento da rigidez da parede, os deslocamentos tanto a curto como a longo prazo vão ser inferiores, sendo que para o cálculo R2 se observa uma diminuição do deslocamento do topo da cortina de 2,20% a curto prazo e de 4,16% a longo prazo relativamente ao problema base. Para o cálculo R3 verifica-se uma diminuição deste deslocamento em 3,18% a curto prazo e de 5,89% a longo prazo. É ainda importante reter que a alteração da espessura da parede tem particular efeito nos deslocamentos horizontais da cortina a longo prazo, dado que é neste período que se observam as maiores percentagens de aumento do deslocamento máximo no topo da cortina.

A Figura 5.22 mostra os valores dos deslocamentos verticais das superfícies do maciço escavado e suportado a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3.

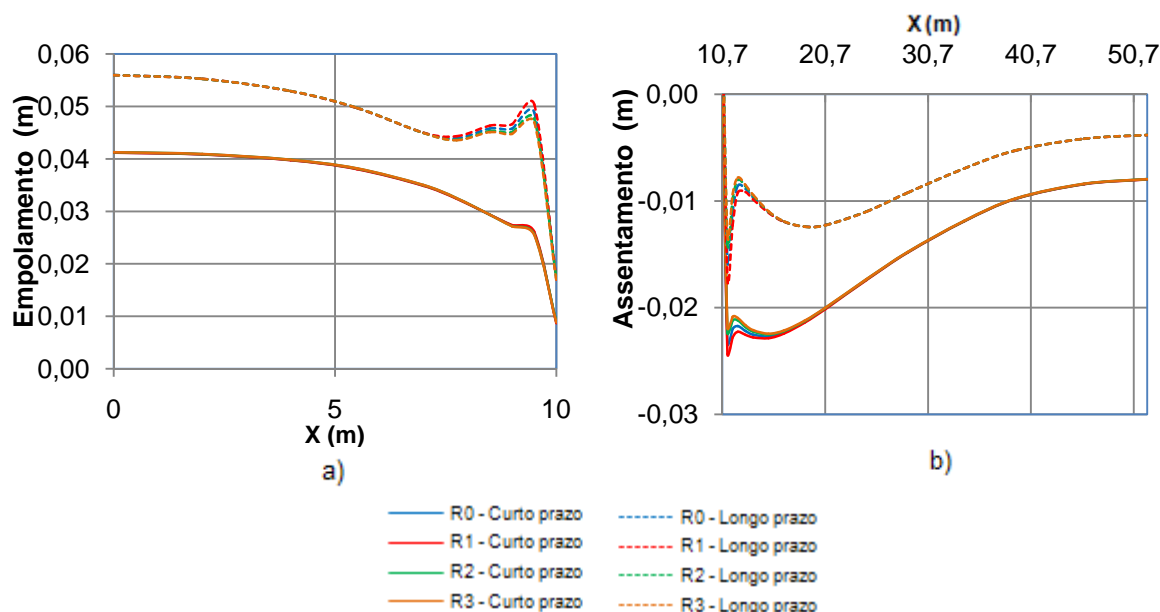


Figura 5.22 – a) Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo da superfície do maciço escavado para os cálculos R0, R1, R2 e R3 ; b) Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço suportado para os cálculos R0, R1, R2 e R3

Observando a figura 5.22 facilmente se consegue ver que do lado do maciço escavado não se observam quaisquer alterações significativas no valor dos deslocamentos a curto prazo, por outro lado, a longo prazo observa-se que o valor dos deslocamentos verticais nas zonas mais próximas da cortina diminuem com o aumento da rigidez embora de modo não muito expressivo. Esta variação dos deslocamentos está naturalmente também associada ao movimento horizontal da cortina verificado na Figura 5.21, sendo que, como os deslocamentos da cortina na base da escavação não são tão grandes como os observados no seu topo, a curto prazo as alterações na deformação ainda não são visíveis.

Do lado do maciço suportado, a curto prazo, são visíveis alterações de deformação do maciço, verificando-se que os assentamentos da superfície são menores à medida que aumenta a rigidez da cortina. A longo prazo o assentamento verificado é, do mesmo modo, tanto maior quanto maior a rigidez da cortina.

#### 5.4.2.2. Momentos flectores na parede

A Figura 5.23 mostra os valores dos momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3.

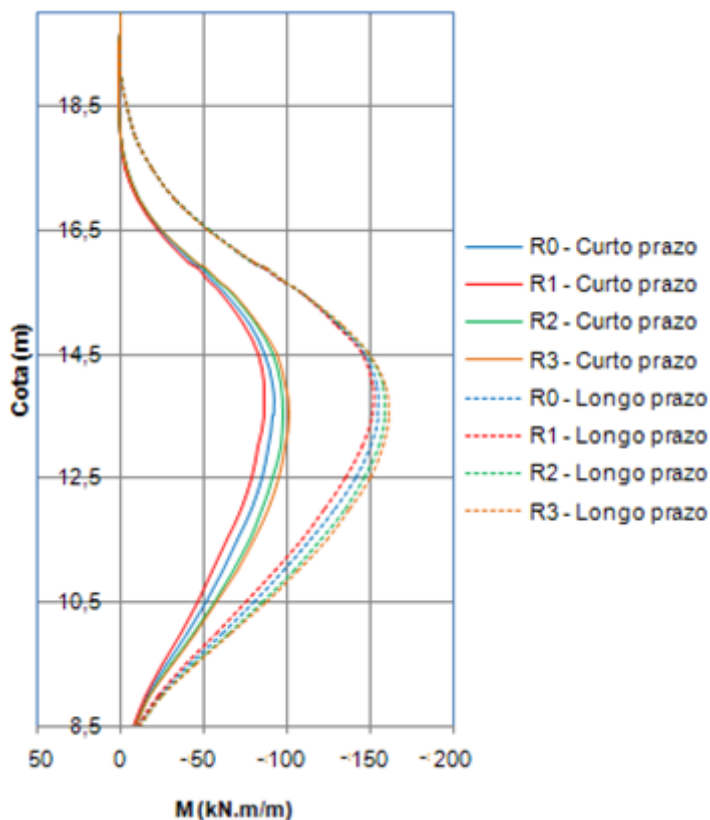


Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3

Observando a Figura 5.23 conclui-se que à medida que se aumenta a rigidez da cortina também os valores dos momentos flectores a curto e a longo prazo aumentam significativamente. Este fenómeno deve-se ao facto de que, aumentando a rigidez, obtém-se menores deformações horizontais da cortina (como observado na Figura 5.21), sendo que para deformações inferiores se mobilizam maiores pressões de terras sobre a cortina do lado suportado, conduzindo a valores do momento flector superiores.

Observa-se para o cálculo R1 uma diminuição do momento flector máximo relativamente ao problema base de 6,18% a curto prazo e de 1,97% a longo prazo. Para o cálculo R2 observa-se um aumento a curto prazo de 6,70% e de 2,75% a longo prazo. Finalmente para o cálculo R3 o aumento ronda os 9,77% a curto prazo e 4,11% a longo prazo respectivamente.

### 5.4.2.3. Estado de tensão

A Figura 5.24 mostra as pressões de terras nas faces da cortina do lado escavado e do lado suportado, para os cálculos R0, R1, R2 e R3.

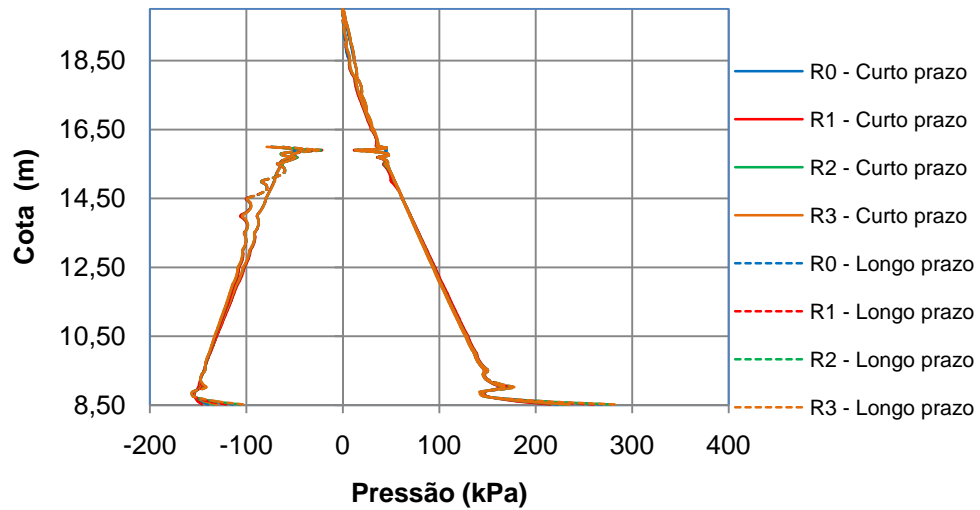


Figura 5.24 – Pressões de terras nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos R0, R1, R2 e R3

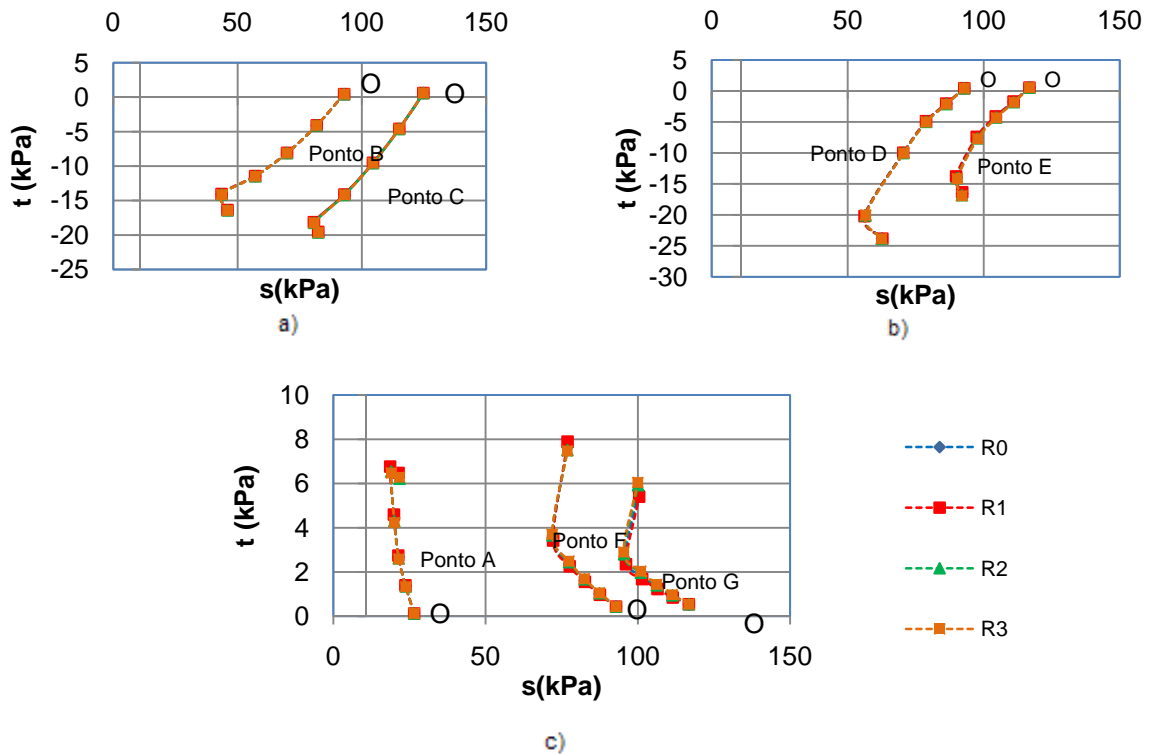


Figura 5.25 – Trajectória de tensões totais para os cálculos R0, R1, R2 e R3; a) pontos B e C; b) pontos D e E; c) pontos A, F e G

Observando a Figura 5.24, consegue-se ver que existe um aumento das pressões de terras na face da cortina do lado suportado à medida que aumenta a rigidez. Este facto já era de esperar uma vez que, como se referiu anteriormente (Figura 5.23), também o valor dos momentos se agravavam com o aumento da rigidez.

Relativamente às trajectórias de tensões totais representadas na Figura 5.25, conclui-se que a perturbação do estado de tensão introduzido pelo parâmetro rigidez da cortina, nos pontos considerados no maciço, não é significativa, ou seja, estas trajectórias são praticamente coincidentes.

Na Figura 5.26 apresentam-se os resultados dos excessos de pressão neutra no final da construção para os diferentes cálculos R0 a R3. Pela observação da figura conclui-se que, não se verificam alterações significativas, tanto do lado suportado como do lado escavado. Deste modo conclui-se, de uma forma geral, que a rigidez da cortina não influencia de forma determinante o estado de tensão do maciço argiloso.

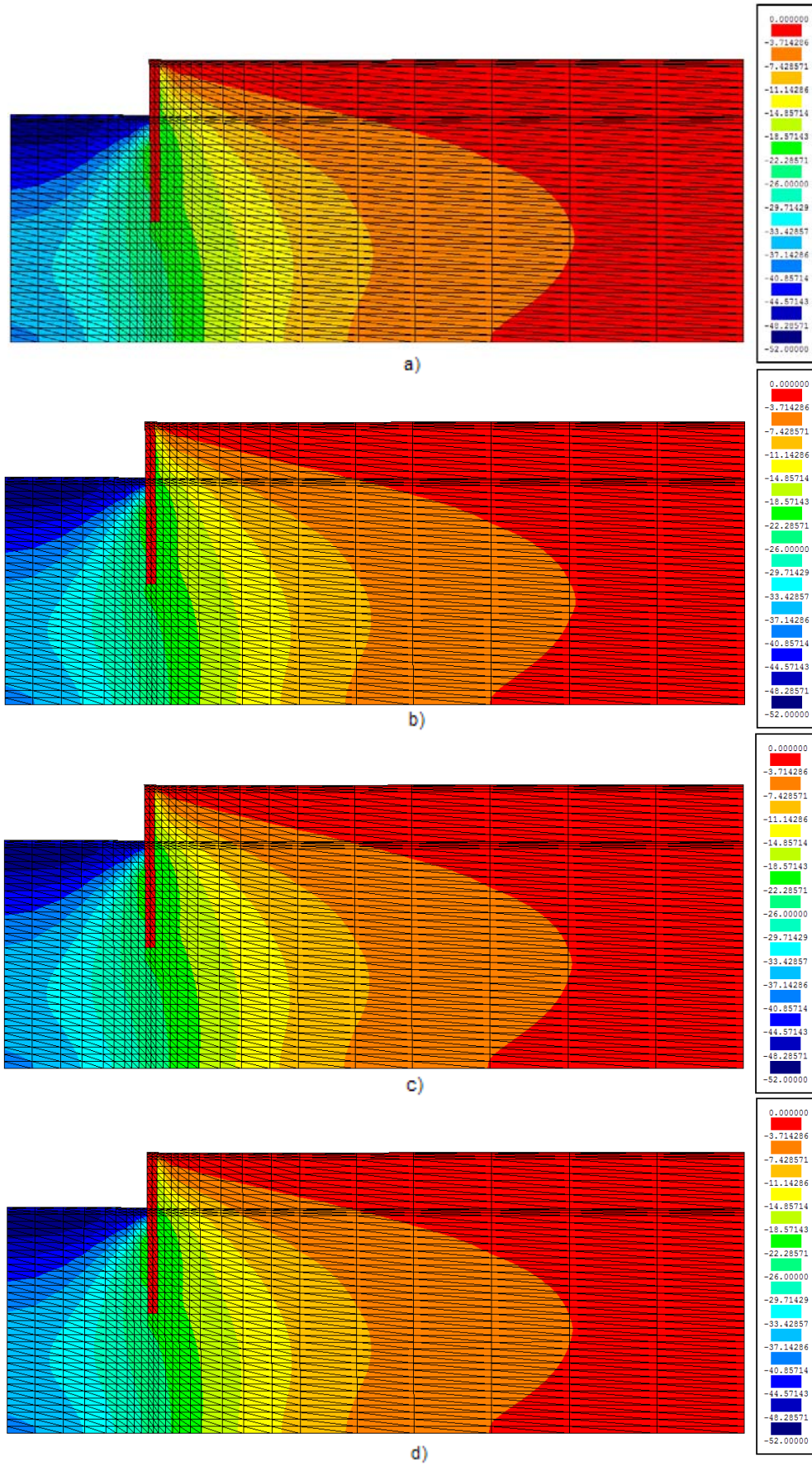


Figura 5.26 – Excessos de pressão neutra no final da construção: a) cálculo R0; b) cálculo R1; c) cálculo R2; d) cálculo R3

## 5.5. PROFUNDIDADE DA ESCAVAÇÃO

### 5.5.1. PREÂMBULO

Neste ponto pretende-se analisar a influência que a profundidade da escavação tem no comportamento da obra sem que para isso se altere o comprimento total da cortina. Foram considerados dois cálculos H1 e H2 para além do cálculo base H0, estando as suas características representadas no Quadro 5.6. O cálculo H1 considera uma profundidade de escavação de 5 metros e uma altura enterrada da cortina de 6,5 metros, o que irá conduzir à situação mais desfavorável onde será de esperar grandes deslocamentos. No cálculo H2 considera-se uma profundidade de escavação de 3 metros e uma altura enterrada da cortina de 8,5 metros.

Neste estudo paramétrico, como se disse, serão de esperar, para o cálculo H1 naturalmente, maiores variações no estado de tensão do maciço e nos momentos flectores da parede, bem como a obtenção de deslocamentos mais elevados, sucedendo o contrário para o cálculo H2. Não obstante a previsibilidade destes resultados, em termos qualitativos, pretende-se neste ponto avaliar, sobretudo, a magnitude destes efeitos em termos quantitativos.

Quadro 5.6 – Cálculos realizados para a análise da influência da profundidade de escavação

Cálculo	Profundidade de escavação (m)	extensão total da cortina (m)	altura enterrada (m)
H0	4	11,5	7,5
H1	5	11,5	6,5
H2	3	11,5	8,5

### 5.5.2. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

#### 5.5.2.1. Deslocamentos

A Figura 5.27 mostra os valores dos deslocamentos horizontais na cortina a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2.

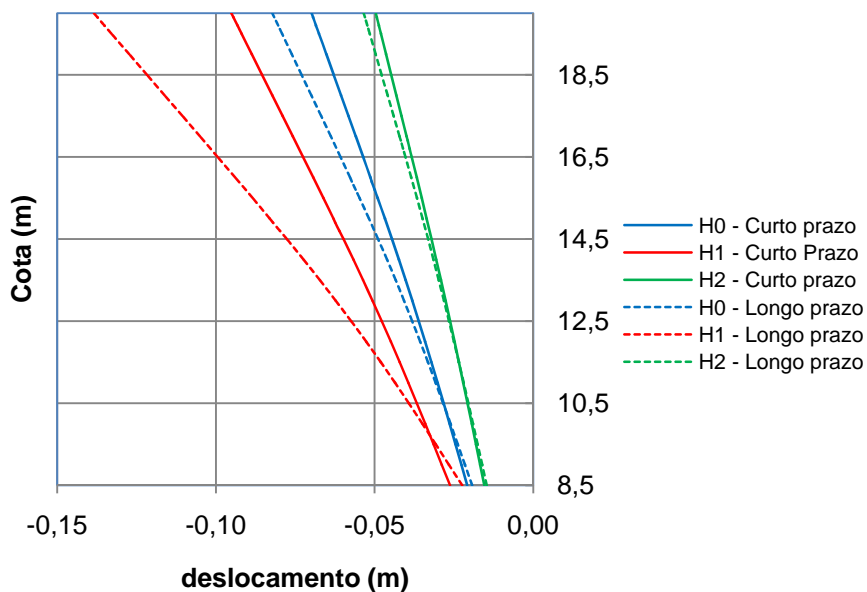


Figura 5.27 – Deslocamentos horizontais da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2

Verifica-se, como esperado, que os maiores deslocamentos ocorrem para o cálculo H1. Observa-se, também, que para este cálculo obtém-se valores dos deslocamentos muito elevados quando comparados com os restantes cálculos, sendo estes valores, no topo da cortina, de 9,5 cm no final da escavação e de 13,8 cm no final da consolidação. Estes são valores muito elevados e, para a maior parte das aplicações, inaceitáveis sob o ponto de vista de estados limites de deformação da estrutura. Já relativamente ao cálculo H2, tratando-se de uma altura de escavação de 3 metros e uma altura enterrada de 8,5 metros, os deslocamentos são menores, tendo valores de 4,96 cm no topo da cortina no final da escavação e de 5,34 cm no final da consolidação.

A Figura 5.28 mostra os valores dos deslocamentos verticais nas superfícies do maciço escavado e suportado a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2.

Quer do lado suportado quer do lado escavado, os deslocamentos verticais a curto e a longo prazo aumentam significativamente com o aumento da profundidade de escavação. Note-se, por exemplo, que, no final da consolidação, o assentamento máximo do lado suportado é cerca de 4 vezes superior no cálculo H1 ao obtido no cálculo H2.

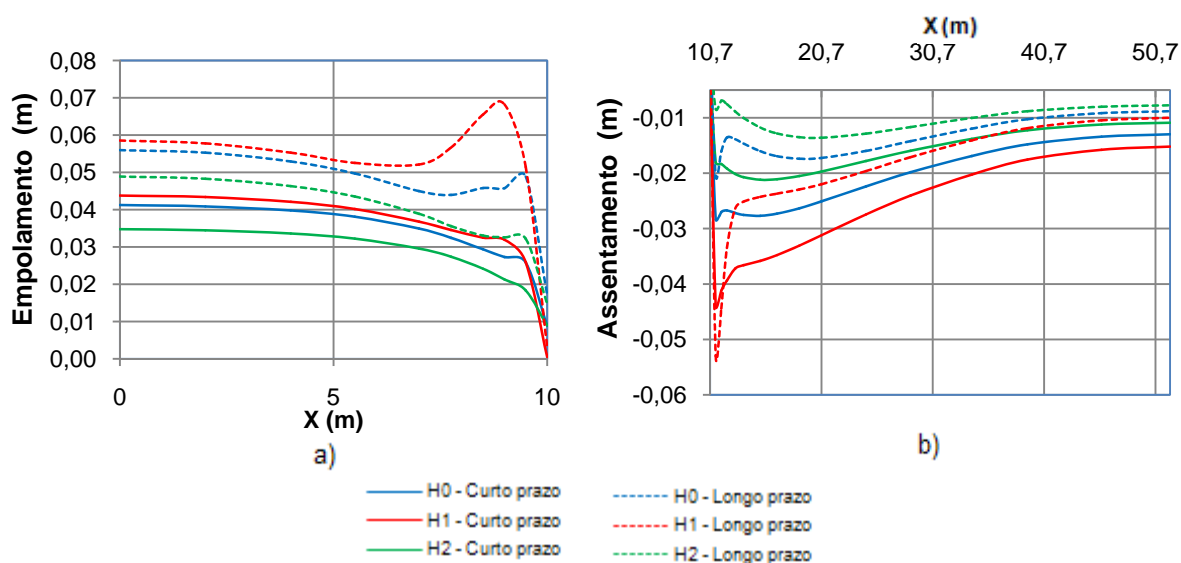


Figura 5.28 – a) – Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço escavado para os cálculos H0, H1 e H2 ; b) – Deslocamentos verticais a curto e a longo prazo do maciço suportado para os cálculos H0, H1 e H2

### 5.5.2.2. Momentos flectores na parede

A Figura 5.29 mostra os valores dos momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2.

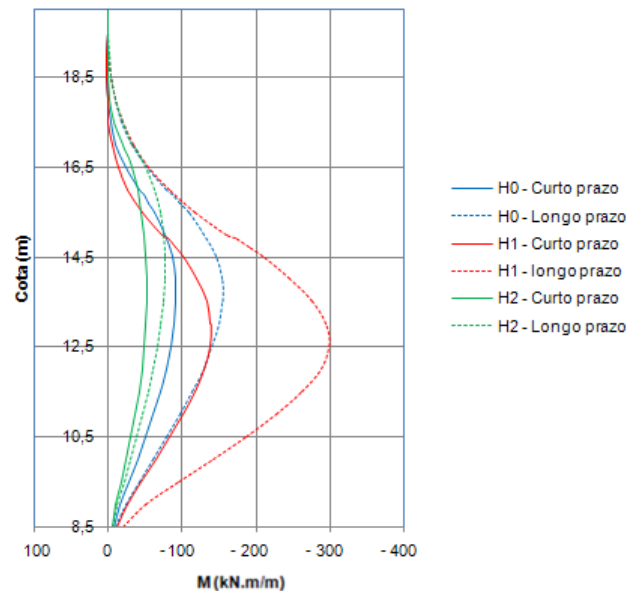


Figura 5.29 – Diagramas de momentos flectores na parede a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2

A análise dos resultados desta figura permite concluir que a influência da profundidade de escavação nos momentos flectores da parede é, em termos quantitativos, muito expressiva. O momento máximo a longo prazo duplica, aproximadamente, quando se passa do cálculo H2 para o cálculo H0, e deste para o cálculo H1. Note-se ainda que, como seria de esperar, à medida que aumenta a profundidade de escavação, diminui a cota correspondente ao ponto de momento flector máximo da parede.

### 5.5.2.3. Análise do estado de tensão

A Figura 5.30 mostra os diagramas de pressões de terras nas faces da cortina do lado esquerdo e do lado direito, para os cálculos H0, H1 e H2.

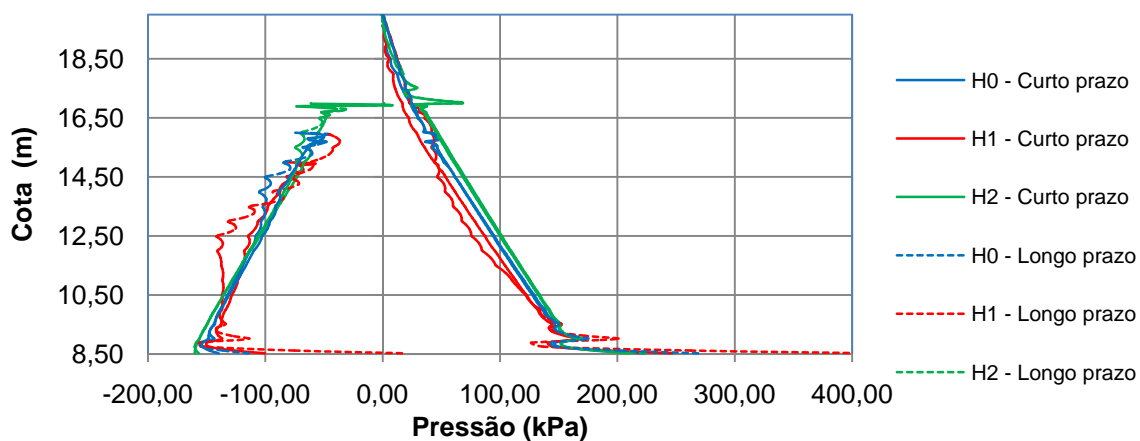


Figura 5.30 – Pressões de terras nas faces da cortina a curto e a longo prazo para os cálculos H0, H1 e H2

No que respeita às pressões exercidas pelas terras sobre a cortina, a curto prazo e a longo prazo, observa-se que à medida que se diminui a altura enterrada da cortina e se aumenta a profundidade de escavação, sendo maiores os deslocamentos horizontais da cortina, tal como se tinha visto na Figura 5.27, são menores as pressões exercidas pelas terras do lado suportado.

Este facto deve-se à mobilização de estados de tensão mais próximos do estado limite activo, resultantes de uma maior deformação horizontal da cortina. No entanto apesar destas pressões serem inferiores, o vão livre da cortina é superior o que conduz a valores do momento flector maiores tal como se constatou na Figura 5.29. A longo prazo constata-se que estas pressões aumentam, relativamente às verificadas a curto prazo, do lado escavado.

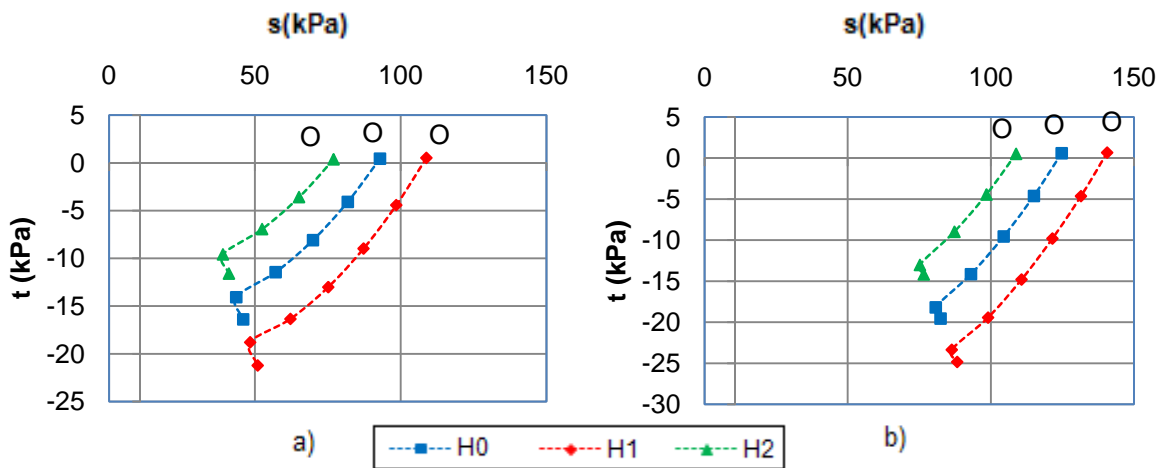


Figura 5.31 – Trajectórias de tensões totais; a) ponto B; b) ponto C

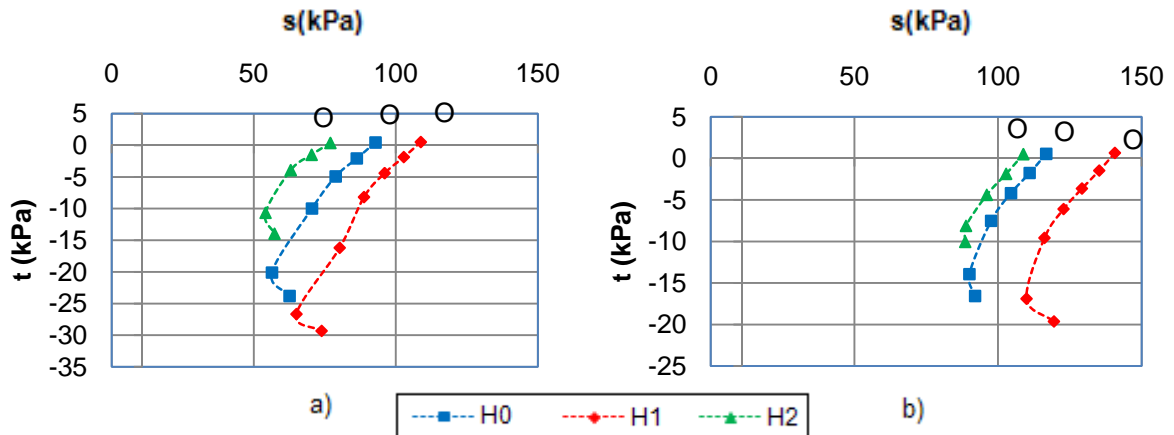


Figura 5.32 – Trajectórias de tensões totais; a) ponto D; b) ponto E

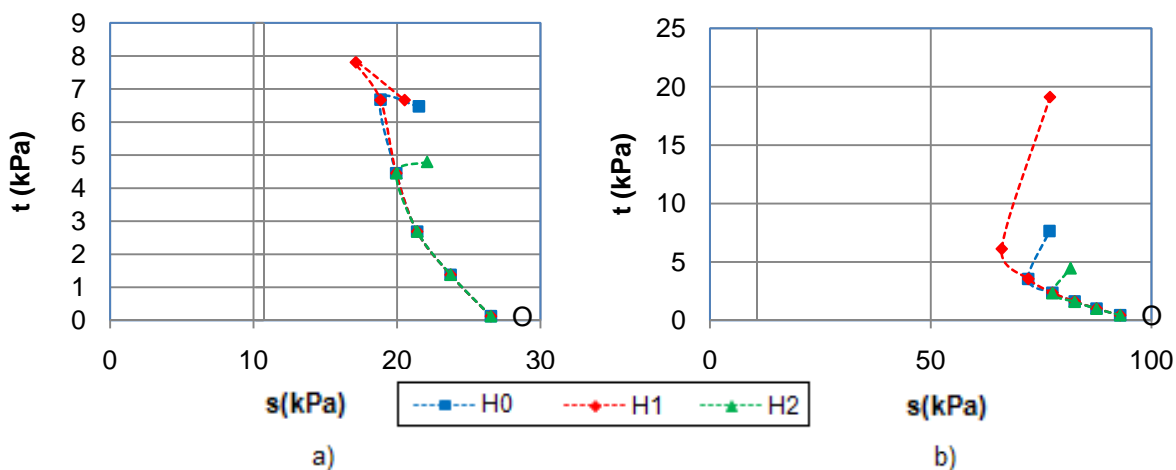


Figura 5.33 – Trajectórias de tensões totais; a) – ponto A; b) – ponto F

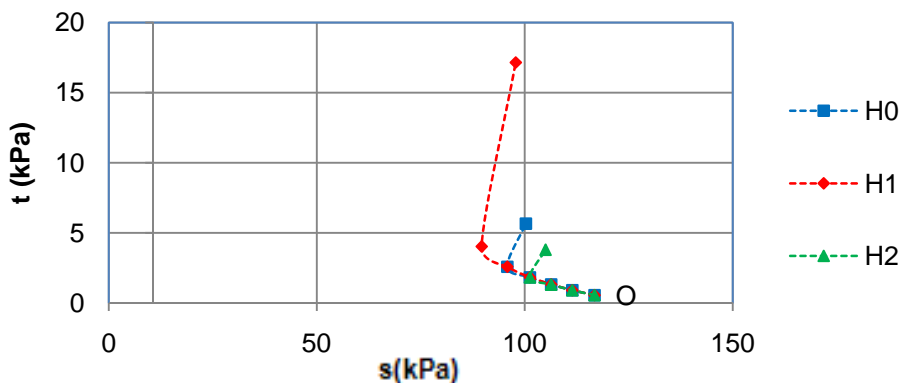


Figura 5.34 – Trajectórias de tensões totais ponto G

As trajectórias de tensões totais nos pontos situados no maciço suportado (pontos A, F e G) são coincidentes nas fases de escavação que lhes são comuns. Do lado do maciço escavado, observa-se que quanto maior é a profundidade de escavação, maior é a tensão média inicial dos pontos em questão, por se encontrarem a maior profundidade. Naturalmente, aumentando a profundidade de escavação, aumenta a amplitude das trajectórias de tensão (maiores variações da tensão média e das tensões de corte) dos pontos em análise, como mostram as Figuras 5.31 e 5.32.

A Figura 5.35 ilustra os mapas de colorações dos excessos de pressões neutras no maciço no final da construção para os cálculos efectuados. Por observação destes mapas conclui-se, tal como seria espectável, que quanto maior for a profundidade de escavação maior é o valor absoluto dos excessos de pressão neutra obtidos, ou seja, constata-se que os maiores excessos ocorrem para o cálculo H1.

No que respeita a níveis de tensão, apresenta-se nas Figuras 5.36 e 5.37 os mapas de coloração no final da escavação e no final da consolidação para os cálculos H0, H1 e H2. A curto prazo, do lado escavado, constata-se que existe uma zona perto da face da cortina onde os níveis de tensão são mais elevados. Como seria de esperar, verifica-se que os níveis de tensão, nesta zona, são máximos no cálculo H1 diminuindo em H0 e atingindo o seu menor valor no cálculo H2. Também do lado suportado existe uma zona próxima da cortina com maior nível de tensão que o resto do maciço. Este nível de tensão, tal como do lado escavado, atinge valor máximo no cálculo H1, diminui no cálculo H0 e atinge o menor valor no cálculo H2. A longo prazo nota-se um grande agravamento dos níveis de tensão nestas zonas.

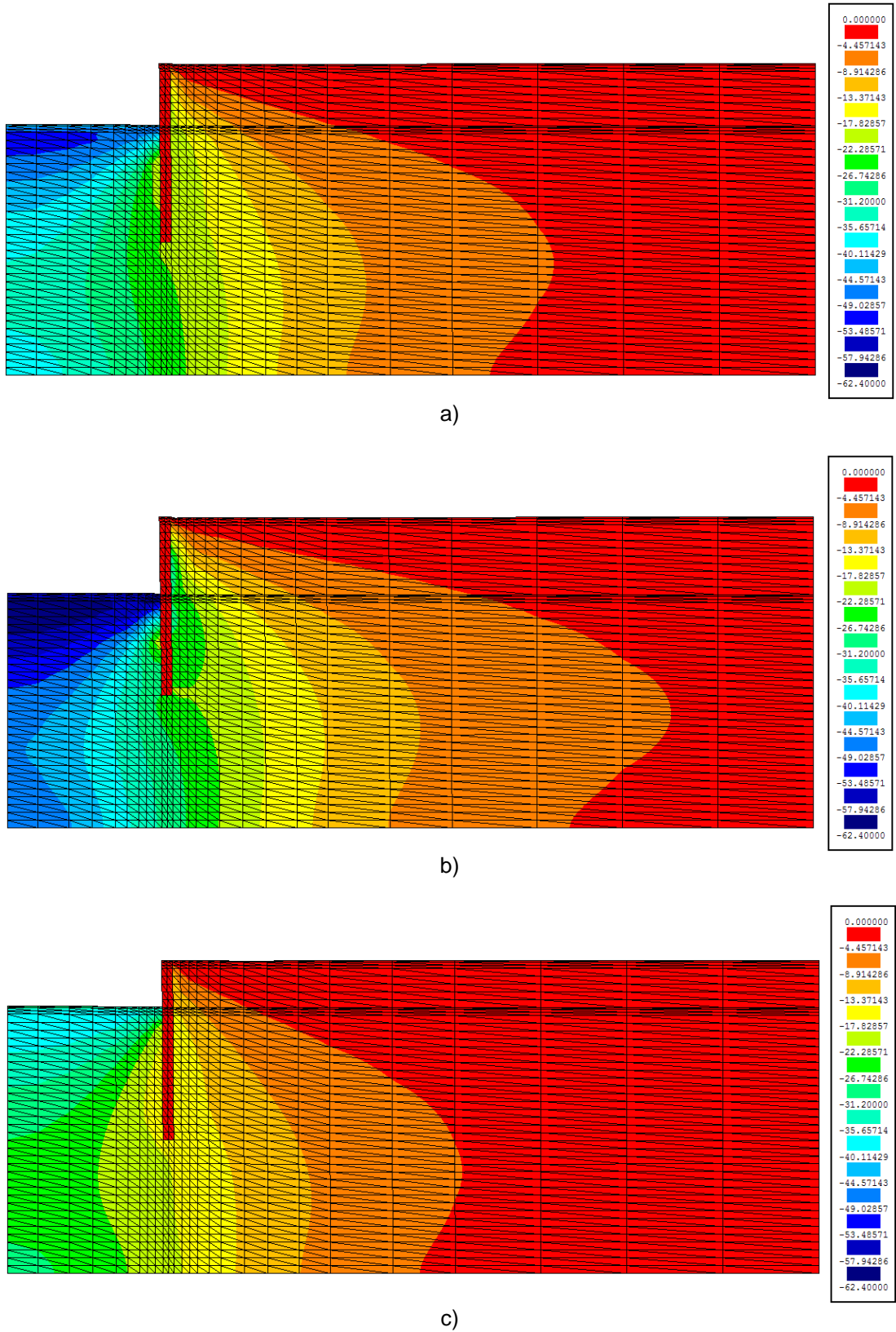
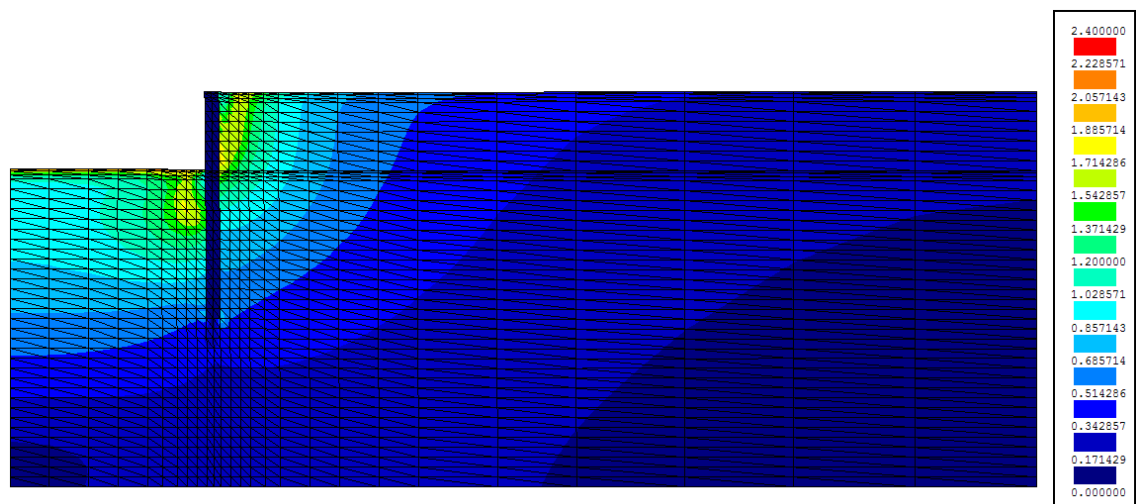
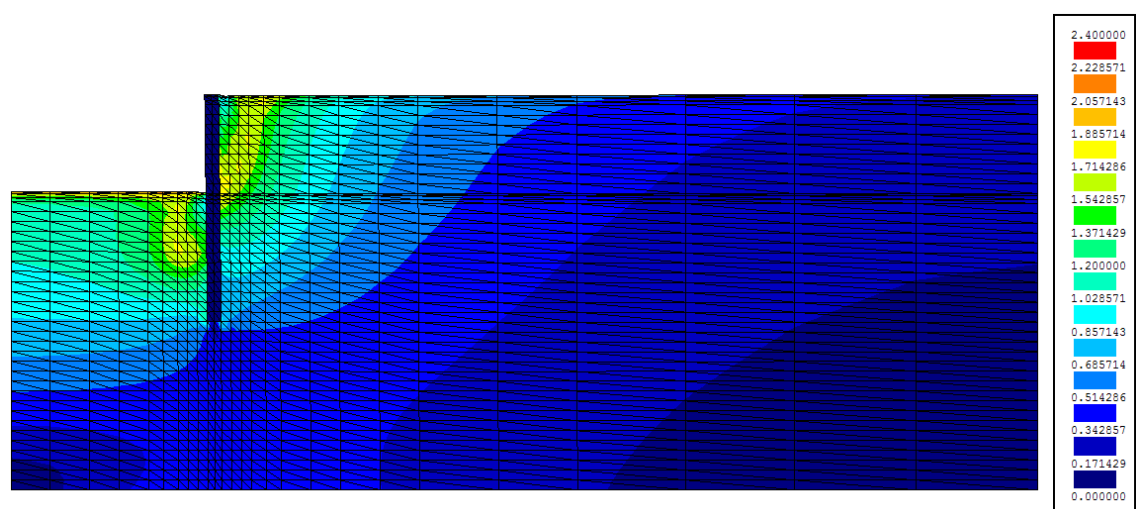


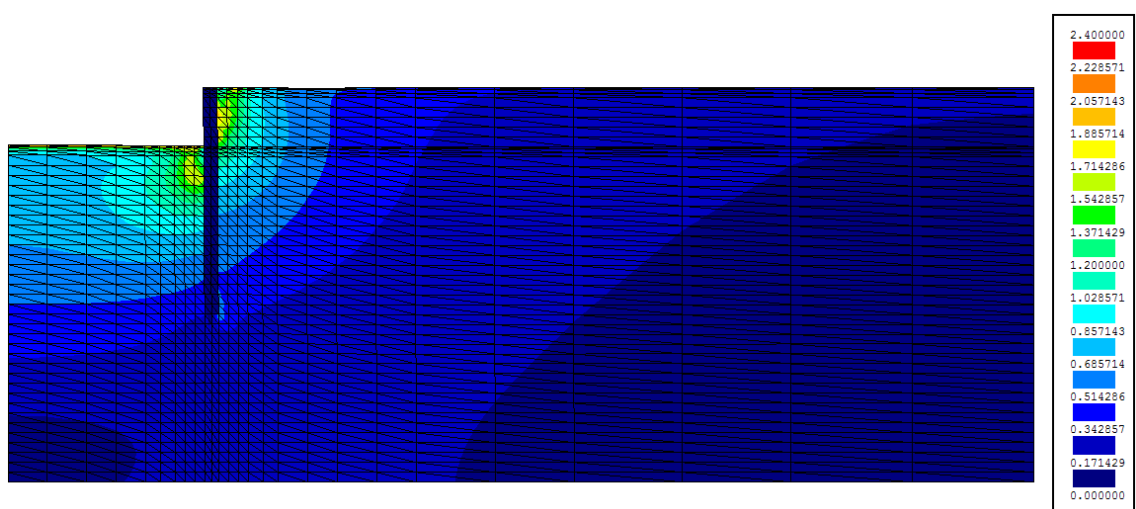
Figura 5.35 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2



a)



b)



c)

Figura 5.36 – Níveis de tensão no final da escavação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2

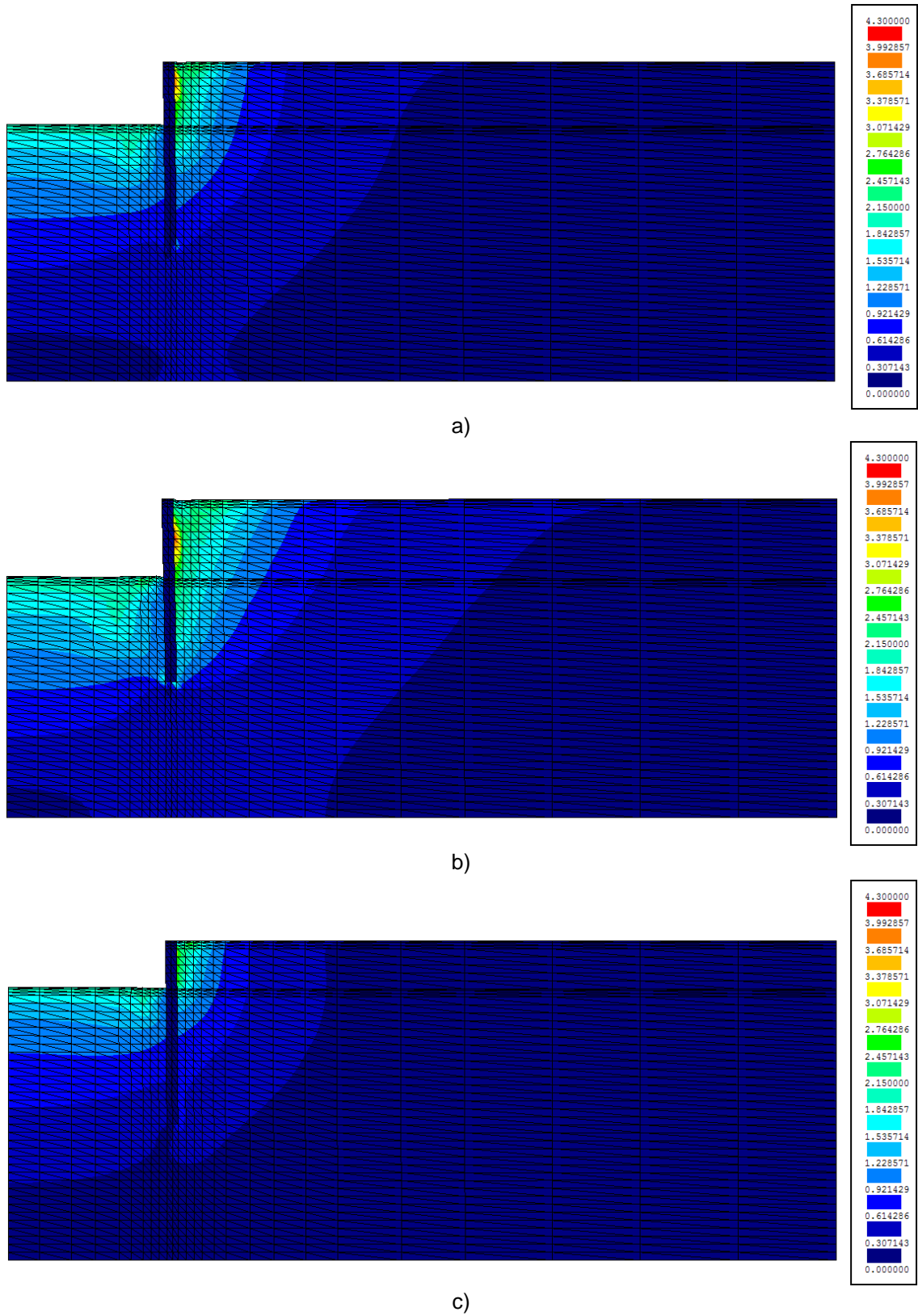


Figura 5.37 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) cálculo H0; b) cálculo H1; c) cálculo H2



## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização do presente trabalho pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de paredes autoportantes em escavações de solos argilosos considerando os efeitos da consolidação.

Em primeiro lugar procedeu-se a uma breve revisão bibliográfica sobre os fenómenos de geração e dissipação de excessos de pressão neutra em solos argilosos, procurando-se esclarecer os processos de transferência de tensões intrínsecos a este tipo de solos. Depois fez-se a apresentação dos principais métodos de equilíbrio limite para dimensionamento deste tipo de estruturas.

Com a ajuda de um programa de cálculo automático de elementos finitos desenvolvido pelo Professor José Leitão Borges (que permite analisar o fenómeno de consolidação através de uma formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento), procedeu-se à simulação de um problema base, descrevendo e comparando os principais fenómenos ocorridos no maciço argiloso e na cortina durante e após a escavação (Deslocamentos horizontais e momentos flectores na cortina; deslocamentos horizontais e verticais na superfície do solo do lado do maciço escavado e suportado; excessos de pressão neutra; níveis de tensão; tensões efectivas verticais e horizontais; tensões totais horizontais e verticais; tensões de corte).

Recorrendo a gráficos com trajectórias de tensões totais e efectivas e de pressões neutras em determinados pontos no maciço, analisou-se também como evoluem as tensões nesses pontos, durante e após a escavação. A análise deste problema base permitiu tirar uma série de conclusões, entre as quais se destacam as seguintes:

- Os excessos de pressões neutras, em todo o maciço, são sempre negativos durante todo o processo de escavação e consolidação. À medida que a escavação se processa, maior é o volume de maciço onde existe variação de pressão neutra e maior o valor absoluto dos correspondentes excessos;
- Verificou-se um aumento dos níveis de tensão com o evoluir da escavação especialmente nas zonas mais próximas da cortina do lado escavado e do lado suportado. Com a consolidação estes níveis de tensão agravam-se e estendem-se por um maior volume de maciço;
- Foram evidenciadas fortes relações entre os assentamentos da superfície e os deslocamentos horizontais da parede; verificou-se, durante a consolidação, um aumento do levantamento da base de escavação relativamente ao verificado durante a escavação; observou-se, do lado suportado, um assentamento progressivo da superfície durante a escavação e um levantamento durante a fase de consolidação;
- Os deslocamentos horizontais da cortina aumentam com o decurso da escavação e da consolidação;

- Os momentos flectores na cortina aumentam no decurso da escavação e agravam-se com a consolidação;
- As tensões de corte assumem maior proporção nas zonas próximas da cortina especialmente abaixo da base de escavação. Estas tensões aumentam com o decurso da escavação, mantendo-se praticamente inalteradas durante o processo de consolidação.

Efectuou-se também um estudo paramétrico, o qual permitiu avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema estrutural de contenção - maciço. As principais conclusões retiradas desse estudo são:

- A largura de escavação influencia de forma determinante os deslocamentos do maciço; diminuindo a largura de escavação, maiores são os níveis de tensão no maciço do lado escavado no final da consolidação (dado ser menor o volume de solo solicitado). Quanto menor a largura de escavação, menor são os excessos de pressão neutra criados e menor o volume de maciço afectado por estes excessos. O valor do momento flector e das pressões das terras sobre a cortina aumentam para menores larguras de escavação;
- A anisotropia de permeabilidade influencia de modo mais expressivo os deslocamentos a longo prazo. Quanto aos momentos flectores na cortina, não se observaram alterações a curto e a longo prazo, à semelhança das pressões das terras sobre a cortina. A maior alteração verifica-se no modo como se processa a dissipação dos excessos de pressão neutra, observando-se, no final da consolidação, que quanto maior é a permeabilidade horizontal do maciço mais se distendem na horizontal as linhas equipotenciais;
- O parâmetro rigidez da cortina influencia, sobretudo, os valores das pressões das terras sobre a cortina e logo também os respectivos valores dos momentos flectores (que aumentam com a rigidez da cortina), e os deslocamentos horizontais da cortina (que diminuem com o aumento da rigidez).
- Com o aumento da profundidade de escavação (mantendo o comprimento total da parede) maiores são os excessos criados, os deslocamentos das superfícies do maciço, os deslocamentos horizontais da cortina e os momentos flectores na cortina. Conclui-se também que apesar dos momentos flectores aumentarem para maiores profundidades de escavação, as pressões das terras na cortina diminuem. Este facto deve-se ao maior vão livre mobilizado para maiores profundidades e à possibilidade de a parede rodar mais facilmente devido a um menor grau de encastramento da base (menor comprimento enterrado da cortina).

No que se refere ao desenvolvimento de estudos futuros no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- Realização de uma maior variedade de análises paramétricas;
- Validação dos resultados numéricos através da comparação com resultados de monitorização de obras reais;
- Realização de análises tridimensionais com o intuito de aproximar melhor a modelação numérica às condições reais da obra.

## BIBLIOGRAFIA

- Aun, G. V. e Gonçalves, H. H. S. (2004). *A influência da largura de uma vala na determinação do empuxo passivo*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotécnia, Aveiro, pp. 11-20.
- Borges, J. L. (1995). *Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.
- Bowles, J.E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. 4th edition, McGraw-Hill.
- Burland, J. B.; Simpson, B. e ST John, H. D. (1979). *Movements around excavations in London Clay*. Proc. 7th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 1, pp. 13-29.
- Burland et al. (1981). *The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls*. Ground Engineering 14, No.5, pp. 28-38.
- Carder, D. R.; Symons, I. F. (1989). *Long-term Performance of an Embedded Cantilever Retaining Wall in Stiff Clay*. Volume 39, No. 1, pp. 55-75, Thomas Telford Publishers.
- Cardoso, A. S. (2004). Comunicação pessoal.
- Costa, P. (2005). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Análise do Comportamento Considerando os Efeitos da Consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Day, R.A. (1999). *Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls*. Géotechnique, 49, N.2, pp. 231-245.
- Esteves, J. C. (2008). *Paredes de contenção Mono-escoradas em solos argilosos. Análise considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma Contribuição para o seu Dimensionamento*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Henkel, D. J. (1970). *Geotechnical considerations of lateral stresses*. Proc. Specialty Conf. On Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell Univ., Ithaca, N. Y., pp. 1-49, ASCE.
- King, G.J.W. (1995). *Analysis of cantilever sheet pile walls in cohesionless soil*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 9, pp. 629-635, ASCE.
- 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
- Liao, S. S. C., Neff, T. L. (1990). *Estimating Lateral Earth Pressures for Design of Excavations Support. Design and Performance of Earth and Earth Supported Structures*. Geotechnical Special Publication N. 25, pp. 489-509, Edited by P.C. Lambe and L.A. Hansen, ASCE.
- 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. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais - Volume I*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (1994a). *Mecânica dos Solos – I volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (1994b). *Mecânica dos Solos – II volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ng, C. W. W. (1998). *Observed performance of multipropped excavation in stiff clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 9, pp. 889-905, ASCE.
- 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.
- Osaimi, A. E. e Clough, G. W. (1979). *Pore-pressure dissipation during excavation*. Journal Geotechnical Division, GT4, pp. 481-498, ASCE.
- 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.; Liao, J. T. e Lin, H. D. (1998). *Performance of diaphragm wall constructed using top-down Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, No. 9, pp. 798-808, ASCE.
- Padfield, C.J. and Mair, R.J. (1984). *The design of propped cantilever walls embedded in stiff clays*. CIRIA Rep. 104, Construction Industry Research and Information Association, London, England.
- Ulrich, E. J. (1989a). *Internally braced cuts in overconsolidated Soils*. Journal Geotech. Eng. Div., Vol. 115, No. 4, pp. 504-520, ASCE.
- Ulrich, E. J. (1989b). *Tieback supported cuts in overconsolidated soils*. Journal Geotech. Eng. Div., Vol. 115, No. 4, pp. 521-545, ASCE.
- Vieira, C. S. (1997). *Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis segundo o Eurocódigo 7*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Vieira, C.S., Matos Fernandes, M., Almeida e Sousa, J. (2002). *Cortinas Autoportantes: Métodos de Equilíbrio Limite Versus Análises por Elementos Finitos*. Artigo.
- Vieira, C.S., Matos Fernandes, M. (2002). *Estudo Paramétrico Sobre o Dimensionamento de Cortinas Autoportantes Utilizando Métodos de Equilíbrio Limite*. Artigo publicado no VIII Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, 15 - 18 de Abril 2002, pp. 979-990, LNEC.
- 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.