



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP



Mafalda Reis Lima Lopes

Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

Mafalda Reis Lima Lopes

Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais



Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto para a obtenção do Grau de Mestre
em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Orientador Científico:

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

624(043)/LOP_m/EFF

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA M
N.º <u>783.15</u>
CDU <u>62.4(043)</u>
Data <u>12, 11, 2008</u>

Aos meus pais

À Ju

Ao Laranjo

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
AGRADECIMENTOS	VII
ÍNDICE DE TEXTO	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE QUADROS	XXV
SIMBOLOGIA	XXVII
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
CAPÍTULO 1 CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DE TÚNEIS SUPERFICIAIS	5
CAPÍTULO 2 PROGRAMA DE CÁLCULO.....	39
CAPÍTULO 3 MODELOS CONSTITUTIVOS	63
CAPÍTULO 4 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA BASE: SOLO SOBRECONSOLIDADO	93
CAPÍTULO 5 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA BASE: SOLO NORMALMENTE CONSOLIDADO	129
CAPÍTULO 6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS	159
CONSIDERAÇÕES FINAIS	203
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	209

RESUMO

O presente trabalho insere-se no domínio da construção de túneis superficiais em maciços terrosos. Nele é abordada a questão do comportamento diferido no tempo, subjacente ao fenómeno da consolidação, de túneis escavados em maciços de natureza argilosa, nomeadamente no que respeita aos movimentos induzidos e aos esforços mobilizados na estrutura de suporte. Com este trabalho pretende-se contribuir para uma melhor compreensão da fenomenologia envolvida numa perspectiva de dimensionamento e de controlo da segurança.

Para enquadrar devidamente o tema estudado, começam por ser equacionadas (Cap. 1), recorrendo sobretudo a resultados de observação de obras e de análises diversas publicados na bibliografia especializada, as questões fundamentais envolvidas, referenciando-se os aspectos que neste trabalho são tratados de forma mais desenvolvida.

É feita (Cap.2) a apresentação das principais características e potencialidades do modelo de cálculo plano, baseado no Método dos Elementos Finitos, utilizado na prossecução do trabalho.

Apresentam-se de seguida (Cap. 3) os dois modelos constitutivos não lineares empregues para a caracterização do comportamento dos solos (Cam-Clay Modificado e MIT-E3). Trata-se de modelos baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o primeiro de uso mais ou menos generalizado ao contrário do que acontece com o segundo, cuja aplicação se tem quase exclusivamente reduzido à investigação do comportamento dos solos.

Por meio do modelo de cálculo é analisado o comportamento de um túnel superficial de secção transversal circular e suporte impermeável, escavado em maciços constituídos por argila sobreconsolidada (Cap. 4) e argila normalmente consolidada (Cap.5). Em ambas as situações, o comportamento do solo é caracterizado através dos dois modelos acima referidos, comparando-se as previsões fornecidas por eles.

Apresentam-se (Cap.6) os resultados de um estudo paramétrico efectuado com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido de túneis superficiais, nomeadamente os referentes ao processo construtivo (atraso na colocação do suporte), os que definem a geometria do problema (profundidade do túnel e estratigrafia do maciço) e os que caracterizam as permeabilidades do maciço e da estrutura de suporte.

Por fim, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral e sugerem-se vias para desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

Palavras-chave: Túneis; consolidação; MIT-E3.

ABSTRACT

The essay here presented is concerned with the construction of shallow tunnels in soils. It discusses the time-dependent behaviour, associated with consolidation, of tunnels excavated in clayey soils, particularly in what concerns induced ground movements and loads acting on the tunnel lining. It is supposed to contribute to a better understanding of the phenomena on the perspective of design practice and safety control.

In order to conveniently fit this subject, based on the results of the observation of tunnel sites and numerical analysis edited by the speciality's literature, the fundamental issues involved are discussed (Chapter 1), particularly those that are referred to and will turn out to be relevant to this dissertation.

Chapter 2 presents the main characteristics and potentialities of the plain strain calculation program, based on the Finite Element Method, which was used throughout the dissertation.

Chapter 3 describes both non-linear constitutive models, which were adopted to model soil's behaviour (Modified Cam Clay and MIT-E3). Both models are based on the Critical State Soil Mechanics, being the first one of current use opposing to what happens with the former, which application has been almost exclusive to the research work about soil's behaviour.

Using the Finite Element code described in Chapter 2, is presented an analysis of the behaviour of a circular shallow tunnel with an impermeable lining excavated in overconsolidated clay (Chapter 4) and normally consolidated clay (Chapter 5). In both cases, both constitutive models are applied, and the main differences on the predictions given by each are highlighted.

Chapter 6 presents the results of a parametric analysis developed, in order to clarify the influence of certain parameters in the time dependent behaviour of shallow tunnels, namely those that are related to the construction technique (delay on the placement of the lining), those that define the problem's geometry (tunnel depth and soil's stratigraphy) and those that characterise the permeability of both soil and support structure.

Finally, some of the general conclusions are gathered and some guidelines for future developments in this area of knowledge are presented.

Keywords: Tunnels; consolidation; MIT-E3.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho gostaria de exprimir os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de uma forma ou de outra contribuíram para a sua realização, em especial:

- » Ao Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa, orientador científico desta dissertação, pelo interesse que manifestou ao sugerir o tema, pela cedência de elementos bibliográficos, pelo entusiasmo com que acompanhou todas as etapas da realização do trabalho e pela total disponibilidade e grande amizade com que me ajudou a concluí-lo;
- » Ao Professor Doutor Paulo da Venda Oliveira, pelas valiosas orientações na utilização do programa de cálculo automático e na interpretação dos modelos constitutivos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos;
- » Ao Professor Doutor Manuel Matos Fernandes, que pela forma apaixonada e o entusiasmo contagiante com que ensina Mecânica dos Solos, me fez seguir por esta área de estudo e guardar os solos como algo especial;
- » Ao Professor Doutor António Silva Cardoso pelo ânimo e ao Professor Doutor José Couto Marques, pela disponibilidade para me ajudar em qualquer tipo de questões científicas ou burocráticas;
- » Ao Professor Doutor António Campos e Matos, pela amizade e pela cedência de tempo de trabalho para a realização do Mestrado;
- » A todos os professores da Secção de Geotecnia pela simpatia e pelo carinho com que acompanham os alunos;
- » Ao Professor Doutor José Leitão Borges pela explanação de algumas dúvidas da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos e pela cedência de elementos bibliográficos;
- » À Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo pelas facilidades de horário concedidas para finalizar esta dissertação;
- » À Alexandra pelo interesse que manifestou no trabalho, pela crítica e pelo apoio;
- » Aos meus colegas da G211, Cristiana, Rui, Carla, Luciana, André, Margarida, Paulo e Joaquim, pela forma calorosa com que me receberam no decorrer do último ano, e pelas inúmeras conversas, sobre este tema e outros;

- » Aos meus amigos do coração e à minha família, pela amizade, pelo convívio, e pela confiança que depositam em mim;
- » Ao Laranjo, que mesmo sem entender o meu gosto por estes assuntos, me acompanhou e apoiou sempre;
- » À Ju pelo companheirismo e pela cumplicidade;
- » E finalmente aos meus pais, principais responsáveis por mim, pela forma corajosa com que me ensinaram a perseguir os meus objectivos.

A todos o meu Muito Obrigada!

O trabalho de investigação para esta tese foi realizado ao abrigo do Projecto de Investigação POCTI/ECM/2521/95 - Concepção, Projecto e Reabilitação de Túneis em Obras Viárias. Por esta razão, expressam-se os agradecimentos à Fundação para a Ciência e Tecnologia.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1 Consolidação em Redor de Túneis Superficiais

1.1	INTRODUÇÃO.....	5
1.2	GERAÇÃO DOS EXCESSOS DE PRESSÃO DE ÁGUA NOS POROS	6
1.3	FUNCIONAMENTO DO TÚNEL COMO UM DRENO.....	13
1.4	EVOLUÇÃO DOS MOVIMENTOS INDUZIDOS	19
1.5	ÉVOLUÇÃO DOS ESFORÇOS NO SUPORTE	28
1.6	REVISÃO DE ANÁLISES DE CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DE TÚNEIS.....	31

Capítulo 2 Programa de Cálculo

2.1	INTRODUÇÃO.....	39
2.2	FORMULAÇÃO GERAL DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	41
2.2.1	Fundamentos	41
2.2.2	Discretização do domínio.....	41
2.2.3	Introdução das equações que regem o fenómeno	43
2.2.4	Agrupamento e resolução do sistema de equações	45
2.3	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO PROGRAMA.....	45
2.3.1	Organograma	45
2.3.2	Definição do estado de tensão inicial	47
2.3.3	Simulação das fases construtivas e solicitações aplicadas	48
2.3.4	Resolução do problema não linear	51
2.3.5	Caracterização do estado de tensão final	55
2.4	IMPLEMENTAÇÃO DO FENÓMENO DA CONSOLIDAÇÃO	56

Capítulo 3 Modelos Constitutivos

3.1	INTRODUÇÃO.....	63
3.2	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	64
3.3	MODELO CAM CLAY MODIFICADO.....	65
3.3.1	Introdução	65
3.3.2	Conceitos base	66
3.3.3	Funcionamento teórico dos modelos de "Cambridge"	69
3.3.4	Superfícies de cedência.....	73
3.3.5	Lei de fluxo	74
3.3.6	Função de endurecimento.....	75
3.3.7	Determinação dos parâmetros do modelo Cam Clay Modificado.....	77
3.4	MODELO MIT-E3	78
3.4.1	Introdução	78
3.4.2	Pressupostos experimentais.....	79
3.4.3	Solo normalmente consolidado	80
3.4.4	Solo sobreconsolidado.....	86
3.4.5	Determinação dos parâmetros do modelo MIT-E3	89

Capítulo 4 Resolução do Problema Base: Solo Sobreconsolidado

4.1	INTRODUÇÃO.....	93
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA BASE	94
4.2.1	Generalidades	94
4.2.2	Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial	95
4.2.3	Condições hidráulicas	97
4.3	RESOLUÇÃO COM O MODELO MIT-E3.....	98
4.3.1	Evolução do estado de tensão	98
4.3.2	Movimentos Induzidos.....	109
4.3.3	Esforços no suporte.....	112

4.4	RESOLUÇÃO COM O MODELO CAM CLAY MODIFICADO	114
4.4.1	Evolução do Estado de Tensão	114
4.4.2	Movimentos induzidos	124
4.4.3	Esforços no suporte.....	125

Capítulo 5 Resolução do Problema Base: Solo Normalmente Consolidado

5.1	INTRODUÇÃO.....	129
5.2	RESOLUÇÃO COM O MODELO MIT-E3.....	130
5.2.1	Evolução do estado de tensão	130
5.2.2	Movimentos induzidos.....	141
5.2.3	Esforços no suporte.....	142
5.3	RESOLUÇÃO COM O MODELO CCM	145
5.3.1	Evolução do estado de tensão	145
5.3.2	Movimentos induzidos.....	153
5.3.3	Esforços no suporte.....	154

Capítulo 6 Análises Paramétricas

6.1	INTRODUÇÃO	159
6.2	INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO.....	161
6.2.1	Evolução do estado de tensão	162
6.2.2	Movimentos induzidos.....	167
6.2.3	Esforços no suporte.....	174
6.3	EFEITO DA PERMEABILIDADE DO SUPORTE	177
6.3.1	Pressões de água nos poros na situação de equilíbrio final	177
6.3.2	Movimentos induzidos.....	178
6.3.3	Esforços no suporte.....	181
6.4	EFEITO DA PERMEABILIDADE DO MACIÇO.....	182
6.4.1	Permeabilidade variável em profundidade e ao longo do tempo	182

6.4.2 Anisotropia de permeabilidade	189
6.5 EFEITO DA GEOMETRIA DO PROBLEMA	192
6.5.1 Profundidade relativa do eixo do túnel	192
6.5.2 Estratigrafia	197

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1 - Consolidação em Redor de Túneis Superficiais

Figura 1.1 - Variação da pressão de água nos poros observada em dois piezômetros (N.º 60 e N.º 48) localizados no hasteal do túnel com o aproximar da tuneladora e seu posterior afastamento da secção instrumentada (Yi et al., 1993)	7
Figura 1.3 - Evolução observada na secção instrumentada da distribuição dos excessos de pressão de água nos poros ao nível do eixo do túnel (Yi et al., 1993)	8
Figura 1.4 - Evolução da pressão de água nos poros medida em três piezômetros localizados na vizinhança de um túnel aberto em solos fortemente sobreconsolidados de acordo com os princípios do NATM (New e Bowers, 1994).....	10
Figura 1.5 - Estimativas da distribuição dos excessos de pressão de água nos poros gerados pela construção de um túnel profundo numa argila normalmente consolidada admitindo diferentes valores para: a) parâmetros de pressão neutra (Henkel); b) resistência não drenada do solo; c) factor de alívio de tensões.....	12
Figura 1.6 - Excessos de pressão de água nos poros gerados em redor de um túnel superficial não suportado numa argila normalmente consolidada (Samarasekera e Eisenstein, 1992)	13
Figura 1.7 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial com diferentes condições de permeabilidade (Fitzpatrick et al., 1981): a) $k_{\text{suporte}} = k_{v \text{ solo}} = k_{h \text{ solo}}$; b) $k_{v \text{ solo}} = k_{h \text{ solo}} = 10k_{\text{suporte}}$	15
Figura 1.8 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial com diferentes condições de permeabilidade (Fitzpatrick et al., 1981): $k_{\text{suporte}} = k_{v \text{ solo}} = k_{h \text{ solo}}/4$	16
Figura 1.9 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial aberto em maciço estratificado (Fitzpatrick et al., 1981): a) estrato de solo mais permeável acima da abertura; b) estrato de solo mais permeável intersectando a abertura.....	17
Figura 1.10 - Influência do regime de escoamento na distribuição das tensões acima do coroamento do túnel (Shin et al. 2002)	18
Figura 1.11 - Tipologia dos movimentos induzidos pelo atravessamento do solo por um túnel superficial (Clough e Leca, 1989)	20

Figura 1.12 - Movimentos do solo induzidos pela abertura de um túnel sob a protecção de um escudo (corte transversal) (Atwa, 1996)	21
Figura 1.13 - Evolução no tempo dos assentamentos máximos induzidos à superfície pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly et al., 1991)	22
Figura 1.14 - Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada: secção A; secção B (O'Reilly et al., 1991)	23
Figura 1.15 - Evolução no tempo dos movimentos do solo em torno de um túnel (Attewell et al., 1978)	24
Figura 1.16 - Evolução no tempo dos deslocamentos horizontais e verticais e do perfil de assentamentos superficiais (Attewell et al., 1978).....	25
Figura 1.17 - Três sequências construtivas utilizadas no Heathrow Express Trial Tunnel (Bowers et al. 1996)	26
Figura 1.18 - Evolução dos assentamentos (Bowers et al., 1996).....	27
Figura 1.19 - Variação do assentamento à superfície no perfil tipo 2 com o tempo (Bowers et al., 1996)	27
Figura 1.20 - Variação do volume de perdas com o tempo (Shin et al, 2002)	28
Figura 1.21 - Evolução no tempo dos esforços axiais mobilizados no suporte de betão de um túnel de 4m de diâmetro aberto nas Argilas de Londres: "Regents Park" (Barrat et al., 1994).....	29
Figura 1.22 - Evolução no tempo dos esforços axiais mobilizados no suporte de betão de um túnel de 4m de diâmetro aberto nas Argilas de Londres: "Oxford Trunk" (Barrat et al., 1994).....	30
Figura 1.23 - Efeito da permeabilidade do suporte nas cargas sobre o suporte (Shin et al., 2002)	31

Capítulo 2 - Programa de Cálculo

Figura 2.1 - Elementos finitos isoparamétricos unidimensionais e bidimensionais utilizados..	42
Figura 2.2 - Elementos finitos de junta unidimensionais implementados (4 e 6 pontos nodais)	42

Figura 2.3 - Elementos infinitos bidimensionais implementados	42
Figura 2.4 - Organograma do programa de cálculo utilizado (Mecânica Estrutural)	46
Figura 2.5 - Simulação numérica da escavação.....	49
Figura 2.6 - Interação maciço-suporte. Método convergência-confinamento	50
Figura 2.7 - Método incremental.....	52
Figura 2.8 - Método de Newton-Raphson	54
Figura 2.9 - Método de Newton-Raphson Modificado	54
Figura 2.10 - Graus de liberdade em elementos de consolidação	58
Figura 2.11 - Exemplo da aplicação conjunta dos dois tipos de elementos descritos	58

Capítulo 3 - Modelos Constitutivos

Figura 3.1 - Modelos de Estados Críticos de "Cambridge"	67
Figura 3.2 - Superfície do Estado Limite no espaço $p':q$	67
Figura 3.3 - Superfície do Estado Limite no espaço p', e, q	68
Figura 3.4 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial drenado com q/p' constante sobre uma amostra normalmente consolidada	70
Figura 3.5 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial convencional drenado sobre uma amostra ligeiramente sobreconsolidada.....	70
Figura 3.6 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial convencional drenado sobre uma amostra com elevado grau de sobreconsolidação	71
Figura 3.7 - Trajectórias de tensões num ensaio triaxial convencional não drenado sobre uma amostra ligeiramente sobreconsolidada.....	72
Figura 3.8 - Trajectórias de tensões num ensaio triaxial convencional não drenado sobre uma amostra com elevado grau de sobreconsolidação	73
Figura 3.9 - Superfície de cedência modelo "Cam Clay Modificado".....	73
Figura 3.10 - Vector de escoamento plástico do modelo "Cam Clay Modificado"	75
Figura 3.11 - Endurecimento nos Modelos de "Cambridge" - diagrama $q - p'$	76
Figura 3.12 - Endurecimento nos Modelos de "Cambridge": diagrama $e - \ln p'$	76
Figura 3.13 - Superfícies de cedência e rotura no modelo MIT-E3.....	82

Figura 3.14 - Modelo de descarga-recarga utilizado pelo modelo MIT-E3: a) Histerese perfeita;	
b) Histerese com deformações plásticas	86

Capítulo 4 - Resolução do Problema Base: Solo Sobreconsolidado

Figura 4.1 - Corte geológico-geotécnico e geometria do problema base.....	94
Figura 4.2 - Malha de Elementos Finitos utilizada	95
Figura 4.3 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$	98
Figura 4.4 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3	99
Figura 4.5 - Localização dos pontos em estudo.....	100
Figura 4.6 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (MIT-E3).....	100
Figura 4.7 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (MIT-E3) ..	101
Figura 4.8 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos da soleira durante a construção (MIT-E3)	102
Figura 4.9 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (MIT-E3)	102
Figura 4.10 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do hasteal durante a construção (MIT-E3)	103
Figura 4.11 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (MIT-E3)	103
Figura 4.12 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos do ombral durante a construção (MIT-E3).....	104
Figura 4.13 - Trajectórias de tensões totais no ombral durante a construção (MIT-E3)	104
Figura 4.14 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos da anca durante a construção (MIT-E3).....	105
Figura 4.15 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (MIT-E3)	105
Figura 4.16 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (MIT-E3)	106
Figura 4.17 - Evolução das pressões de água nos poros acima e abaixo da abertura obtida com o modelo MIT-E3	107

Figura 4.18 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (MIT-E3)	108
Figura 4.19 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (MIT-E3)	108
Figura 4.20 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do hasteal (MIT-E3).....	108
Figura 4.21 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (MIT-E3)	109
Figura 4.22 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (MIT-E3).....	109
Figura 4.23 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo MIT-E3.....	110
Figura 4.24 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo MIT-E3	111
Figura 4.25 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo MIT-E3	112
Figura 4.26 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3.....	113
Figura 4.27 - Momento flector no suporte obtido com o modelo MIT-E3	113
Figura 4.28 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3.....	114
Figura 4.29 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtidas com o modelo CCM: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$; c) $\Delta\tau_{xy}$	115
Figura 4.30 - Distribuição dos acréscimos de tensão total obtidos com os dois modelos de cálculo no final da construção ao longo de uma linha horizontal	116
Figura 4.31 - Acréscimos das tensões de corte ($\Delta\tau_{xy}$) obtidos com os dois modelos de cálculo no final da construção ao longo de duas linhas inclinadas de $\pm 45^\circ$ em relação à horizontal	116
Figura 4.32 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (CCM)	117
Figura 4.33 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (CCM) ...	117
Figura 4.34 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal na soleira durante a construção (CCM).....	118
Figura 4.35 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (CCM).....	118
Figura 4.36 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal no hasteal durante a construção (CCM).....	118
Figura 4.37 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (CCM)	119
Figura 4.38 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos do ombral durante a construção (CCM).....	119

Figura 4.39 - Trajectórias de tensões totais no ombral durante a construção (CCM)	119
Figura 4.40 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos da anca durante a construção (CCM).....	120
Figura 4.41 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (CCM)	120
Figura 4.42 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (CCM)	121
Figura 4.43 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (CCM) ..	122
Figura 4.44 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (CCM)	122
Figura 4.45 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal (CCM)	122
Figura 4.46 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (CCM)	123
Figura 4.47 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (CCM).....	123
Figura 4.48 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo CCM.....	124
Figura 4.49 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo CCM	125
Figura 4.50 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo CCM.....	126
Figura 4.51 - Evolução no tempo do esforço axial em determinados pontos do suporte obtida com o modelo CCM.....	126
Figura 4.52 - Momento flector no suporte obtido com o modelo CCM	126
Figura 4.53 - Evolução no tempo do momento flector em determinados pontos do suporte obtida com o modelo CCM.....	127

Capítulo 5 - Resolução do Problema Base: Solo Normalmente Consolidado

Figura 5.1 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$	130
Figura 5.2 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3	131
Figura 5.3 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (MIT-E3).....	132
Figura 5.4 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (MIT-E3) ..	132

Figura 5.5 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos da soleira durante a construção (MIT-E3)	133
Figura 5.6 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (MIT-E3)	133
Figura 5.7 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do hasteal durante a construção (MIT-E3)	134
Figura 5.8 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (MIT-E3).....	134
Figura 5.9 - Zona do maciço em cedência no instante imediatamente antes do fecho do suporte (MIT-E3).....	135
Figura 5.10 - Evolução das tensões de corte nos pontos do ombrel durante a construção (MIT-E3).....	136
Figura 5.11 - Trajectórias de tensões totais no ombrel durante a construção (MIT-E3)	136
Figura 5.12 - Evolução das tensões de corte nos pontos da anca durante a construção (MIT-E3)	136
Figura 5.13 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (MIT-E3)	137
Figura 5.14 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados no final da construção (MIT-E3)	137
Figura 5.15 - Evolução das pressões de água nos poros acima e abaixo da secção do túnel obtida com o modelo MIT-E3	138
Figura 5.16 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (MIT-E3)	139
Figura 5.17 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombrel (MIT-E3)	139
Figura 5.18 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do hasteal (MIT-E3).....	140
Figura 5.19 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (MIT-E3)	140
Figura 5.20 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (MIT-E3).....	140
Figura 5.21 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo MIT-E3.....	141
Figura 5.22 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo MIT-E3	142
Figura 5.23 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo MIT-E3	143
Figura 5.24 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3.....	143
Figura 5.25 - Momento flector no suporte obtido com o modelo MIT-E3	144
Figura 5.26 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3.....	144

Figura 5.27 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo CCM: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$	145
Figura 5.28 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo CCM.....	146
Figura 5.29 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (CCM).....	146
Figura 5.30 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (CCM) ...	147
Figura 5.31 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal na soleira durante construção (CCM).....	147
Figura 5.32 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (CCM).....	147
Figura 5.33 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal no hasteal durante a construção (CCM).....	148
Figura 5.34 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (CCM)	148
Figura 5.35 - Evolução das tensões de corte nos pontos do ombral durante a construção (CCM)	148
Figura 5.36 - Trajectórias de tensões totais no ombral durante a construção (CCM)	149
Figura 5.37 - Evolução das tensões de corte nos pontos da anca durante a construção (CCM)	149
Figura 5. 38 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (CCM)	149
Figura 5.39 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (CCM)	150
Figura 5.40 - Zonas em cedência antes do fecho do suporte obtidas com o modelo CCM	151
Figura 5.41 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (CCM) ..	151
Figura 5.42 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (CCM)	152
Figura 5.43 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal (CCM)	152
Figura 5.44 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos da anca (CCM)	152
Figura 5.45 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (CCM).....	153
Figura 5.46 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo CCM.....	153
Figura 5.47 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo CCM	154
Figura 5.48 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo CCM.....	155

Figura 5.49 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo CCM.....	155
Figura 5.50 - Momento flector no suporte obtido com o modelo CCM	156
Figura 5.51 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo CCM.....	156

Capítulo 6: Análises Paramétricas

Figura 6.1 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos do coroamento ($\alpha=0,75$)	162
Figura 6.2 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos da soleira ($\alpha=0,75$)	162
Figura 6.3 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos do hasteal ($\alpha=0,75$)	163
Figura 6.4 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos do ombral ($\alpha=0,75$)	163
Figura 6.5 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos da anca ($\alpha=0,75$)	163
Figura 6.6 - Zonas em cedência antes do fecho do suporte ($\alpha=0,75$)	164
Figura 6.7 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados no fim da construção ($\alpha=0,75$)	164
Figura 6.8 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento ($\alpha=0,75$)	165
Figura 6.9 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral ($\alpha=0,75$)	165
Figura 6.10 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal ($\alpha=0,75$).....	166
Figura 6.11 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos da anca ($\alpha=0,75$).....	166
Figura 6.12 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira ($\alpha=0,75$)	166
Figura 6.13 - Evolução da pressão de água nos poros abaixo e acima da cavidade em diversos instantes de tempo ($\alpha=0,75$)	167
Figura 6.14 - Assentamentos superficiais no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$	168

Figura 6.15 - Deslocamentos horizontais à superfície no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$	169
Figura 6.16 - Assentamentos em profundidade no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$	170
Figura 6.17 - Variação com a consolidação dos assentamentos superficiais para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados	171
Figura 6.18 - Variação com a consolidação dos deslocamentos horizontais à superfície para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados.....	171
Figura 6.19 - Variação com a consolidação dos deslocamentos verticais de pontos localizados sobre o eixo de simetria para diferentes coeficientes de alívio das tensões considerados	172
Figura 6.20 - Assentamentos superficiais no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados.....	172
Figura 6.21 - Deslocamentos horizontais no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados.....	173
Figura 6.22 - Deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados	173
Figura 6.23 - Esforço axial mobilizado no suporte para os três coeficientes de alívio de tensões considerados: a) fim da construção; b) fim da consolidação	174
Figura 6.24 - Momento flector mobilizado no suporte considerando diferentes coeficientes de alívio: a) fim da construção; b) fim da consolidação.....	175
Figura 6.25 - Evolução em profundidade das pressões de água nos poros sobre o eixo de simetria a curto prazo ($t=0$) e na situação de equilíbrio final (cálculos B e E) .	178
Figura 6.26 - Comparação dos assentamentos finais à superfície do terreno obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte	179
Figura 6.27 - Comparação dos deslocamentos horizontais finais à superfície do terreno obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte....	180
Figura 6.28 - Comparação dos deslocamentos verticais finais em pontos localizados no eixo de simetria obtidos nos cálculos em que admitiu diferentes permeabilidades para o suporte.....	180

Figura 6.29 - Comparação dos esforços axiais mobilizados no suporte obtidos no cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para este	181
Figura 6.30 - Comparação dos momentos flectores mobilizados no suporte obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte	182
Figura 6.31 - Evolução em profundidade do coeficiente de permeabilidade do maciço	183
Figura 6.32 - Pressões de água nos poros em pontos localizados sobre o eixo de simetria obtidas nos cálculos E, G e H	184
Figura 6.33 - Comparação das distribuições finais das pressões de água nos poros acima do túnel admitindo dois modelos de permeabilidade (Shin et al., 2002)	185
Figura 6.34 - Valores finais dos coeficientes de permeabilidade para as três situações consideradas	186
Figura 6.35 - Assentamentos finais induzidos à superfície no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adoptando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço	187
Figura 6.36 - Deslocamentos horizontais induzidos à superfície no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adoptando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço	187
Figura 6.37 - Assentamentos em profundidade obtidos no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adoptando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço	188
Figura 6.38 - Esforço axial no suporte admitindo diferentes modelos de permeabilidade para o maciço	188
Figura 6.39 - Momento flector no suporte admitindo diferentes modelos de permeabilidade para o maciço.....	189
Figura 6.40 - Efeito da anisotropia da permeabilidade sobre os movimentos induzidos à superfície: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais	190
Figura 6.41 - Efeito da anisotropia da permeabilidade sobre os deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria	191
Figura 6.42 - Efeito da anisotropia da permeabilidade no esforço axial mobilizado no suporte	191
Figura 6.43 - Efeito da anisotropia de permeabilidade no momento flector mobilizado no suporte.....	192
Figura 6.44 - Assentamentos superficiais obtidos em cálculos com diferentes valores H/D : a) fim da construção; b) fim da consolidação	193

Figura 6.45 - Deslocamentos horizontais à superfície obtidos em cálculos com diferentes valores H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação.....	194
Figura 6.46 - Deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria obtidos em cálculos com diferentes valores H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação	195
Figura 6.47 - Esforço axial mobilizado no suporte para diferentes razões H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação	196
Figura 6.48 - Momento flector mobilizado no suporte para diferentes razões H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação	197
Figura 6.49 - Influência da estratigrafia do maciço nos assentamentos superficiais: a) fim da construção; b) fim da consolidação	198
Figura 6.50 - Influência da estratigrafia do maciço nos deslocamentos horizontais induzidos à superfície: a) fim da construção; b) fim da consolidação	199
Figura 6.51 - Influência da estratigrafia do maciço nos deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria: a) fim da construção; b) fim da consolidação	200
Figura 6.52 - Efeito da estratigrafia do maciço no esforço axial mobilizado no suporte: a) fim da construção; b) fim da consolidação	201
Figura 6.53 - Efeito da estratigrafia nos momentos flectores mobilizados no suporte: a) fim da construção; b) fim da consolidação	202

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 1 - Consolidação em Redor de Túneis Superficiais

Quadro 1.I - Trabalhos anteriores consagrados à modelação da consolidação em torno de túneis escavados em argilas (baseado em Atwa, 1996)	33
---	----

Capítulo 2 - Programa de Cálculo

(sem quadros)

Capítulo 3 - Modelos Constitutivos

Quadro 3. I - Variáveis transformadas (Modelo MIT-E3)	81
Quadro 3.II - Parâmetros que caracterizam o modelo MIT-E3 (Venda Oliveira, 2000)	90

Capítulo 4 - Resolução do Problema Base: Solo Sobreconsolidado

Quadro 4.I - Parâmetros caracterizadores - Modelo MIT-E3	96
Quadro 4.II - Parâmetros caracterizadores - Modelo Cam Clay Modificado	97

Capítulo 5 - Resolução do Problema Base: Solo Normalmente Consolidado

(sem quadros)

Capítulo 6- Análises Paramétricas

Quadro 6.I - Resumo das análises paramétricas efectuadas	160
Quadro 6.II - Tensões máximas no suporte no final da construção para os três coeficientes de alívio de tensões considerados	176
Quadro 6.III - Tensões máximas no suporte no final da consolidação para os três coeficientes de alívio de tensões considerados	176
Quadro 6.IV - Cálculos efectuados para analisar o efeito da permeabilidade do suporte	177

Quadro 6.V - Cálculos efectuados para analisar o efeito da permeabilidade do maciço no comportamento diferido de túneis.....	182
Quadro 6.VI - Cálculos efectuados para analisar o efeito da geometria do problema	192

SIMBOLOGIA

Apesar de todos os símbolos utilizados ao longo da dissertação serem identificados à medida que vão surgindo, apresenta-se uma listagem dos mais frequentes, para que o seu significado não suscite dúvidas.

ALFABETO LATINO

A	- raio da secção transversal de um túnel circular;
a	
a'	- parâmetro de tensão neutra de Henkel;
C	- profundidade do coroamento do túnel; - parâmetro que caracteriza o comportamento não linear em descarga para níveis de deformação reduzidos (modelo MIT-E3);
c	- coeficiente dos semi-eixos do elipsóide, sendo uma propriedade do material (modelo MIT-E3); - resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência no modelo MIT-E3);
C _c	- índice de compresssibilidade; - declive do cone de rotura no espaço (p' , $\{\sigma_i\}$) em compressão (modelo MIT-E3);
C _e	- declive do cone de rotura no espaço (p' , $\{\sigma_i\}$) em extensão (modelo MIT-E3);
C _s	- índice de recompressibilidade/expansibilidade (modelo CCM);
C _u	- resistência não drenada;
C _v	- coeficiente de consolidação;
D	- diâmetro do túnel;
E	- módulo de Young;

e	- índice de vazios; - espessura do suporte;
e_0	- índice de vazios para a tensão de referência na LCV (modelo MIT-E3);
e_{κ}	- índice de vazios correspondente a $p'=1$ numa determinada linha “ κ ”;
$e_{\lambda 0}$	- índice de vazios de referência correspondente à tensão hidrostática $p'=1$ (modelo CCM);
F	- superfície de cedência;
f	- função de cedência; - função de carga (modelo CCM);
$f(t)$	- função do tempo;
G	- módulo de deformabilidade distorcional;
g	- potencial plástico;
g_1	- escalar que define a posição relativa da superfície de cedência inicial, da superfície de carga e da superfície de plasticidade;
g_2	- escalar que define a posição relativa da superfície de cedência inicial, da superfície de carga e da superfície de plasticidade;
H	- altura de água acima do coroamento; - módulo elastoplástico (modelo MIT-E3);
H_e	- carga hidráulica a partir do estado inicial;
H_{e0}	- carga hidráulica inicial;
H^I	- módulo elastoplástico no ponto imagem (modelo MIT-E3);
H^0	- módulo elastoplástico no ponto correspondente ao estado de tensão corrente (modelo MIT-E3);
h	- deformações plásticas residuais (modelo MIT-E3); - parâmetro de endurecimento (modelo CCM);
h_i^j	- parâmetro de endurecimento;
I	- momento de inércia;
I_p	- índice de plasticidade;
K_0	- coeficiente de impulso em repouso;

K_o^{nc}	- K_o para a argila normalmente consolidada (modelos CCM e MIT-E3);
k	- coeficiente de permeabilidade;
k_h	- coeficiente de permeabilidade na direcção horizontal;
k_v	- coeficiente de permeabilidade na direcção vertical;
M	- momento flector;
	- número de elementos escavados que compartilham um ponto nodal na fronteira;
	- declive da LEC (modelos de Estados Críticos);
N	- esforço axial;
n	- parâmetro que caracteriza o comportamento não linear em descarga para níveis de deformação reduzidos (modelo MIT-E3);
P	- componente volumétrica da direcção do fluxo (modelo MIT-E3);
P^I	- componente volumétrica da direcção do fluxo no ponto imagem (modelo MIT-E3);
P^0	- componente volumétrica da direcção do fluxo no ponto correspondente ao estado de tensão corrente (modelo MIT-E3);
p'	- tensão hidrostática efectiva (modelos de Estados Críticos);
p'_c	- tensão de pré-consolidação (modelo CCM);
q	- tensão distorcional;
r	- distância ao centro de um túnel circular de um ponto no maciço envolvente;
r_c	- escalar que exprime a proximidade do estado de tensão corrente em relação ao cone do estado crítico (modelo MIT-E3);
S_t	- amolecimento em compressão triaxial não drenada (modelo MIT-E3);
t	- tempo;
u	- pressão de água nos poros;
u_0	- pressão de água nos poros no estado de tensão em repouso;
V_p	- volume de perdas de solo por metro linear de túnel;
w	- parâmetro que caracteriza a não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado (modelo MIT-E3);

z - cota.

ALFABETO GREGO

- α - coeficiente de alívio de tensões;
 - parâmetro que define o tipo de integração no tempo;
 - parâmetro que controla o tamanho da superfície de cedência (modelo MIT-E3);
- Δ - incremento finito;
- δ - deslocamento;
- δ_h - deslocamento horizontal;
- ε - extensão desviatória;
- ε_a - extensão axial;
- ε_v - extensão volumétrica;
- $[\phi'_{TC}]$ - ângulo de atrito para o estado crítico em compressão triaxial;
- $[\phi'_{TE}]$ - ângulo de atrito para o estado crítico em extensão triaxial;
- Γ - índice de vazios da LEC para $p'=1$;
- γ - peso volúmico;
 - geração das pressões de água nos poros por corte em argilas sobreconsolidadas (modelo MIT-E3);
- γ_w - peso volúmico da água;
- κ - declive da linha de descarga-recarga (modelo CCM);
 - parâmetro que controla o módulo tangente elástico em descarga e recarga (modelo MIT-E3);
- κ_o - compressibilidade junto ao estado reversível (modelo MIT-E3);
- λ - compressibilidade da argila normalmente consolidada (modelo MIT-E3);
 - declive da LCV no espaço $e-\ln p'$ (modelos CCM e MIT-E3);
- ν - coeficiente de Poisson;

	- extensão volumétrica;
ψ_0	- rotação da superfície limite (modelo MIT-E3);
σ_a	- tensão axial;
σ_{h0}	- tensão horizontal inicial ou de repouso;
σ_m	- tensão média;
σ_{MF}	- tensão de desvio;
σ_r	- tensão radial;
σ_{v0}	- tensão vertical inicial ou de repouso;
σ_x	- tensão segundo o eixo do x;
σ_y	- tensão segundo o eixo do y;
σ_1	- tensão principal máxima;
σ_3	- tensão principal mínima;
τ_{xy}	- tensão tangencial no plano xy;
Y	- lei de endurecimento (modelos de Estados Críticos).
ζ	- variável do modelo MIT-E3 que afecta o coeficiente de variação do tamanho da superfície de cedência;

MATRIZES E VECTORES

$[B]$	- matriz das deformações do esqueleto sólido;
$[B_H]$	- matriz que agrupa as derivadas das funções de forma das cargas hidráulicas em relação às coordenadas globais;
$\{b_i\}$	- vector que descreve a orientação da superfície de cedência (modelo MIT-E3);
$[B_v]$	- matriz linha que agrupa as funções de forma dos elementos em relação às coordenadas globais;
$[C_e]$	- matriz de acoplamento;
$[D]$	- matriz tensão-deformação do material;
$[D_e]$	- matriz de rigidez elástica do material;

$[D_T]$	- matriz tensão -deformação tangente;
$[E_e]$	- matriz de escoamento do elemento;
$\{E_i\}$	- vector das deformações desviatórias (modelo MIT-E3);
$\{F\}^j$	- vector das forças nodais equivalentes às forças aplicadas;
$\{F_e\}$	- vector de solicitação do elemento e;
$\{f_e\}$	- vector das forças nodais concentradas;
$\{H_e^n\}$	- vector dos excessos de carga hidráulica nos pontos nodais;
$[k]$	- matriz de permeabilidade;
$[\bar{K}]$	- matriz de rigidez equivalente;
$[K_e]$	- matriz de rigidez do elemento e;
$[K_T(\{U\}_i^j)]$	- matriz de rigidez tangente na iteração i do incremento j ;
$[L]$	- operador linear;
$\{m\}$	- vector das forças mássicas;
$[N]$	- matriz que agrupa as funções de forma dos deslocamentos;
$[N_H]$	- matriz linha que agrupa as funções de forma das cargas hidráulicas;
$\{P_i\}$	- vector das componentes desviatórias da direcção do fluxo do modelo MIT-E3;
$\{Q_e\}$	- fluxos nodais correspondentes ao fluxo de saída prescrito na fronteira do elemento;
$\{q_e\}$	- vector que armazena todas as forças exteriores aplicadas ao elemento;
$\{Q_i\}$	- vector das componentes dos gradientes da função de cedência do modelo MIT-E3 em termos de variáveis transformadas $\{s_i\}$;
$\{s_i\}$	- vector das tensões desviatórias, expresso em termos de variáveis transformadas (modelo MIT-E3);
$\{t\}$	- vector das forças nodais distribuídas;
$\{U_e^n\}$	- vector dos deslocamentos nodais no elemento e;
$\{U\}^j$	- vector dos deslocamentos nodais acumulados;

$\{\beta\}$	- vector que define a orientação do eixo do elipsóide (modelo MIT-E3);
$\{\partial\varepsilon\}$	- vector da deformação total;
$\{\partial\varepsilon_e\}$	- vector da parcela elástica da deformação;
$\{\partial\varepsilon_p\}$	- vector da parcela plástica da deformação;
$\{\varepsilon_0\}$	- vector das deformações iniciais;
$\{\varepsilon\}$	- vector das deformações;
$\{\varphi\}_i^j$	- vector das forças equivalentes ao estado de tensão instalado;
$\{\sigma\}$	- vector das componentes da tensão;
$\{\sigma_0\}$	- vector das tensões iniciais;
$\{\sigma_c\}_i^j$	- vector da tensão de contacto;
$\{\xi\}$	- vector que define a anisotropia do critério de rotura (modelo MIT-E3);
$\{\Psi\}$	- vector das forças residuais.

ABREVIATURAS

BBC	- Boston Blue Clay;
CC	- modelo Cam Clay;
CCM	- modelo Cam Clay Modificado;
LCV	- linha de consolidação virgem (modelos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos);
LEC	- linha do estado crítico;
MIT	- Massachussets Institute of Technology;
NATM	- New Austrian Tunelling Method;
OCR	- grau de sobreconsolidação
SEL	- superfície de estado limite;
TE	- tensões efectivas;

TT	- tensões totais;
tte	- trajectória de tensões efectivas;
Ttt	- trajectória de tensões totais.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A elevada taxa de crescimento das populações, originando carências nas redes de transporte e nas infra-estruturas públicas (água, esgotos, telecomunicações, gás e electricidade), aliada ao desejo que o seu desenvolvimento económico e social não se sobreponha às necessidades relacionadas com a preservação da qualidade do meio ambiente e com a qualidade de vida, tem favorecido a utilização do espaço subterrâneo por todo o mundo. Particularmente importante tem sido esta utilização nos meios urbanos, sobretudo no domínio das vias de comunicação, uma vez que, para além de minimizar os impactos ambientais causados, por exemplo, pela circulação dos veículos automóveis, deixa a superfície liberta para ser ocupada com espaços verdes e espaços lúdicos ou de lazer.

Também em Portugal, a utilização do espaço subterrâneo tem sido fortemente incrementada nos últimos anos, principalmente no domínio do transporte rodoviário e em metropolitanos. Com efeito, quer em novas vias urbanas, quer nos Itinerários e Auto-estradas construídos no âmbito do Plano Rodoviário Nacional, quer, ainda, na expansão da rede do Metropolitano de Lisboa e na criação da rede de Metro ligeiro no Porto, têm sido adoptadas muitas soluções em túnel.

Por apresentarem vantagens sobre diversos aspectos, principalmente de acesso, muitos destes túneis têm sido abertos a pequenas profundidades, muitas vezes em terrenos com fracas características geotécnicas. Assim sendo, da propagação, a partir da periferia da abertura dos movimentos associados à sua escavação, resulta a aparição à superfície do terreno de deslocamentos verticais e horizontais, que podem ser causa de danos mais ou menos severos em estruturas localizadas na vizinhança das obras.

Importa, assim, aos projectistas interpretar convenientemente a resposta dos maciços à escavação de túneis, de forma a optimizar o dimensionamento e minimizar os efeitos da escavação sobre as estruturas e infra-estruturas existentes na sua vizinhança.

Muitos autores se têm dedicado ao estudo do comportamento de túneis em maciços terrosos, por meio de análises numéricas empregando métodos e modelos mais ou menos complexos para simular o comportamento dos solos, ou a partir da interpretação de resultados de campanhas de monitorização de obras reais. Poucos, no entanto, se têm dedicado à previsão dos efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis superficiais abertos em maciços de natureza argilosa.

Com efeito, nestas condições geológicas os efeitos associados à presença de água no maciço não são imediatos, mas sim diferidos no tempo, dada a baixa permeabilidade dos solos que impede a variação rápida da pressão de água nos poros. Esta variação temporal da pressão de água nos poros é devida ao funcionamento do túnel como um dreno e (ou) aos excessos de pressões neutras gerados a curto prazo pela construção.

Consequências desta variação da pressão de água nos poros subsequente à construção de um túnel em maciços de natureza argilosa, e da correspondente variação da tensão efectiva, são o aumento com o tempo da carga actuante sobre a estrutura de suporte e a evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação, nomeadamente dos assentamentos à superfície do terreno.

É neste âmbito da construção de túneis superficiais em maciços argilosos que se insere o presente trabalho. Com ele pretende-se caracterizar os principais fenómenos envolvidos, identificar os principais factores que controlam o seu comportamento e desenvolver meios de cálculo com base em modelos numéricos por elementos finitos que, tendo em atenção a maioria desses factores, sejam capazes de simular o efeito da consolidação do maciço envolvente.

Para a concretização de tais objectivos foram desenvolvidas as seguintes linhas de actuação:

- i. revisão da bibliografia da especialidade, procurando-se situar e equacionar o estado actual do conhecimento acerca do assunto;
- ii. estudo do programa de cálculo por elementos finitos a utilizar e introdução de novos desenvolvimentos;
- iii. estudos paramétricos, procurando-se analisar a influência que sobre o comportamento diferido dos túneis exercem alguns factores, tais como as condições geométricas, as características mecânicas do maciço e do suporte, as condições hidráulicas do maciço e o alívio das tensões permitido no contorno da abertura antes da instalação do suporte;

iv. elaboração da dissertação.

Para além das considerações iniciais e das considerações finais, a tese encontra-se dividida em seis capítulos, como se descreve sucintamente em seguida.

No Capítulo 1, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis entendidos mais significativos para a prossecução do trabalho. Ilustram-se alguns resultados de modelações numéricas e de monitorização de obras, realizadas com vista a caracterizar o comportamento diferido de túneis, em particular no que se refere aos movimentos induzidos à superfície do terreno e aos esforços actuantes no suporte. Na parte final do capítulo reúnem-se alguns estudos consagrados ao fenómeno da consolidação em redor de túneis superficiais.

No Capítulo 2 apresentam-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado na prossecução do trabalho. Na primeira parte do capítulo descrevem-se os fundamentos do Método dos Elementos Finitos e nas secções seguintes apresenta-se a estrutura do programa de análise estrutural e alguns dos algoritmos implementados, nomeadamente dos que permitem: i) a definição do estado de tensão inicial; ii) a simulação das várias fases construtivas e solicitações aplicadas; iii) a resolução do problema não linear; iv) a caracterização do estado de tensão final; v) a implementação do fenómeno da consolidação. Por fim, faz-se referência à implementação do fenómeno da consolidação.

No Capítulo 3 apresentam-se os dois modelos constitutivos adoptados para simular o comportamento dos solos (Modelo Cam Clay Modificado e Modelo MIT-E3). Em primeiro lugar descrevem-se os fundamentos teóricos associados aos modelos elastoplásticos e em seguida descrevem-se com mais detalhe os dois modelos utilizados ao longo do trabalho, que são baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos e permitem simular o comportamento ao corte das argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas.

Nos Capítulos 4 e 5 pretende-se analisar a evolução do estado de tensão quer durante a fase construtiva, que leva à geração de excessos de pressão intersticial, quer durante o período de tempo subsequente, durante o qual ocorre a dissipação dos excessos de pressão de água nos poros; a evolução dos movimentos induzidos no maciço à superfície e em profundidade e os esforços actuantes sobre o suporte. Para isso, considerou-se um problema base e apresentam-se os resultados de quatro modelações numéricas realizadas com os dois modelos constitutivos referidos anteriormente.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados da modelação numérica considerando um maciço constituído por uma argila sobreconsolidada e no Capítulo 5 considera-se o maciço constituído por uma argila normalmente consolidada.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados de alguns estudos paramétricos efectuados com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no

comportamento diferido de túneis superficiais. Analisa-se a influência do coeficiente de alívio de tensões permitido no contorno da abertura, da geometria do túnel e do maciço e da permeabilidade do suporte na evolução temporal dos movimentos induzidos no maciço e dos esforços actuantes no suporte.

No final do trabalho, reúnem-se algumas conclusões de carácter geral e apresentam-se algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

CAPÍTULO 1 CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DE TÚNEIS SUPERFICIAIS

1.1 INTRODUÇÃO

A presença de água num maciço envolvente de um túnel afecta não só as condições de estabilidade na frente de escavação, como também a grandeza e a distribuição das deformações induzidas, particularmente à superfície do terreno, e as cargas actuantes na estrutura de suporte.

Enquanto que nos solos de natureza granular estes efeitos são imediatos, nos solos finos eles são diferidos no tempo, estando associados à variação temporal da pressão de água nos poros. Na realidade, nestes últimos solos, devido à sua pequena permeabilidade que tem por efeito retardar a circulação da água intersticial, a variação das pressões de água nos poros após a construção, com a consequente alteração das tensões efectivas, faz-se de forma gradual, tanto mais lenta quanto menos permeável for o solo.

No que concerne à importância dos efeitos diferidos, ela será naturalmente função da variação das pressões intersticiais, ou seja, dos excessos de pressões neutras gerados a curto prazo pela construção e da condição de equilíbrio final das pressões de água nos poros, esta última altamente dependente do funcionamento, ou não, do túnel como um dreno.

Neste primeiro capítulo da tese pretende-se abordar, recorrendo a resultados apresentados na bibliografia especializada, alguns dos aspectos mais relevantes relacionados com o comportamento diferido, subjacente ao fenómeno da consolidação acima referido, de túneis superficiais escavados em maciços de natureza argilosa.

Em primeiro lugar, procura-se destacar a importância de alguns dos factores que condicionam os excessos de pressão neutra gerados a curto prazo pela construção do túnel, nomeadamente do método construtivo empregue e do tipo de solo envolvente. Em seguida, é feita referência ao funcionamento do túnel como um dreno, procurando-se avaliar a influência de alguns parâmetros sobre a percolação estabelecida em redor de túneis superficiais, particularmente da geometria do problema, da permeabilidade do suporte, da anisotropia da permeabilidade e da heterogeneidade do maciço.

Nas duas secções seguintes do capítulo ilustra-se a evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação de túneis superficiais, bem como das cargas actuantes nas respectivas estruturas de suporte.

Finalmente, na última secção são apresentados alguns estudos já desenvolvidos consagrados à modelação da consolidação dos solos em redor de túneis superficiais.

1.2 GERAÇÃO DOS EXCESSOS DE PRESSÃO DE ÁGUA NOS POROS

A distribuição e a grandeza dos excessos de pressão de água nos poros gerados pela construção de um túnel em maciço de natureza argilosa são em larga medida dependentes do método construtivo empregue.

No caso de túneis abertos sob a protecção de escudos, sobretudo de escudos de frente fechada, como são as modernas tuneladoras com confinamento líquido ou por contra-pressão de terras, são frequentemente gerados excessos positivos de pressão de água nos poros como consequência da aplicação de pressões de suporte na frente superiores às tensões *in situ* e (ou) ao emprego de excessivas pressões de injeção de argamassa e de calda de cimento para o preenchimento do vazio criado entre o suporte e a superfície do terreno escavado à medida que a máquina avança (Almeida e Sousa, 1998).

Tal facto é bem ilustrado pelos resultados fornecidos pela instrumentação de um túnel com 4,2m de diâmetro, construído, a uma profundidade de 5,6m, numa argila mole utilizando uma tuneladora com confinamento por contra-pressão de terras (Yi et al., 1993). Na Figura 1.1 mostra-se a variação da pressão de água nos poros medida em dois piezómetros localizados no hasteal do túnel à mesma profundidade mas a distâncias diferentes da sua periferia (0,5m e 1,5m), com o aproximar da tuneladora, a passagem e o seu posterior afastamento da secção instrumentada.

O exame da figura permite constatar que com a aproximação da tuneladora da secção instrumentada se registou um aumento da pressão de água nos poros. Quando a cabeça de corte se aproxima muito da secção instrumentada, verifica-se uma oscilação da pressão de

água nos poros que resulta do facto do escudo avançar e parar a cada 0,23m para instalação de mais um anel da estrutura de suporte, o que provoca variações na pressão aplicada na frente. Durante as paragens, o volume de solo escavado e colocado atrás da cabeça de corte diminui, pelo que diminui a contra-pressão de terras aplicada e consequentemente a pressão de água nos poros gerada. Durante os avanços acontece o contrário, ou seja, o volume de solo escavado é superior ao que é removido da câmara através do dispositivo tipo "sem-fim", aumentando a pressão de terras e como consequência a pressão de água nos poros gerada, que atinge o seu máximo quando a tuneladora se encontra a 0,7m da secção instrumentada.

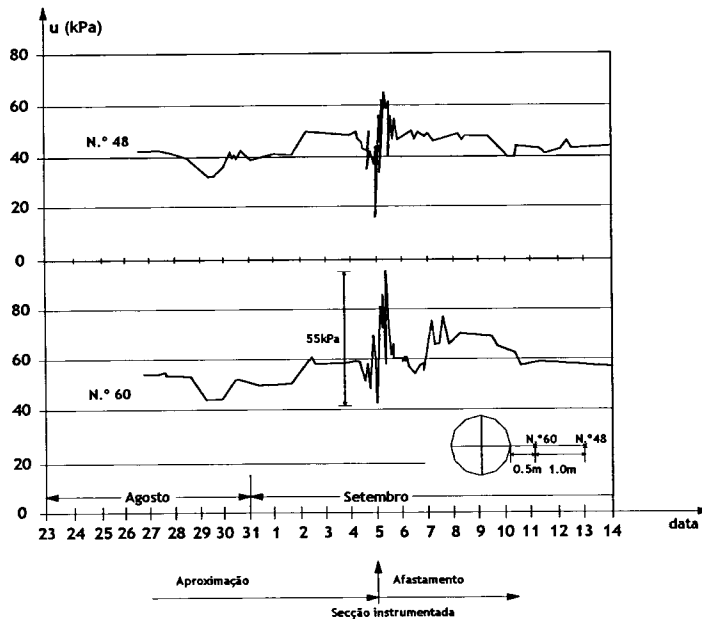


Figura 1.1 - Variação da pressão de água nos poros observada em dois piezómetros (N.º 60 e N.º 48) localizados no hastel do túnel com o aproximar da tuneladora e seu posterior afastamento da secção instrumentada (Yi et al., 1993)

A observação da Figura 1.1 permite ainda verificar que após a passagem da cauda do escudo ocorre uma nova oscilação da pressão de água nos poros: os movimentos do solo em direcção ao vazio criado pela escavação provocam a sua diminuição, e em seguida, devido à injeção de calda de cimento a pressão de água nos poros volta a aumentar.

A Figura 1.2 apresenta a evolução da distribuição dos excessos de pressão de água nos poros ao nível do eixo do túnel em nove instantes diferentes, medida nos dois piezómetros referidos acima e em mais dois localizados a maiores distâncias da periferia da abertura. Também desta figura se pode concluir que os excessos positivos de pressão de água nos poros resultam de um acréscimo de pressão aplicada na frente, entre as posições 5 e 6, e da injeção de argamassa ou calda de cimento no vazio gerado com o avanço da cauda do escudo, entre as posições 7 e 8. Um outro aspecto importante que a análise da figura permite

salientar é o de que os excessos de pressão de água nos poros gerados decrescem rapidamente com o afastamento do contorno da abertura, sendo praticamente nulos a uma distância de cerca de um diâmetro, pelo que os efeitos a longo prazo associados a esta dissipação dos excessos de pressão de água nos poros se farão sentir apenas numa zona relativamente estreita em redor do túnel (Almeida e Sousa, 1998).

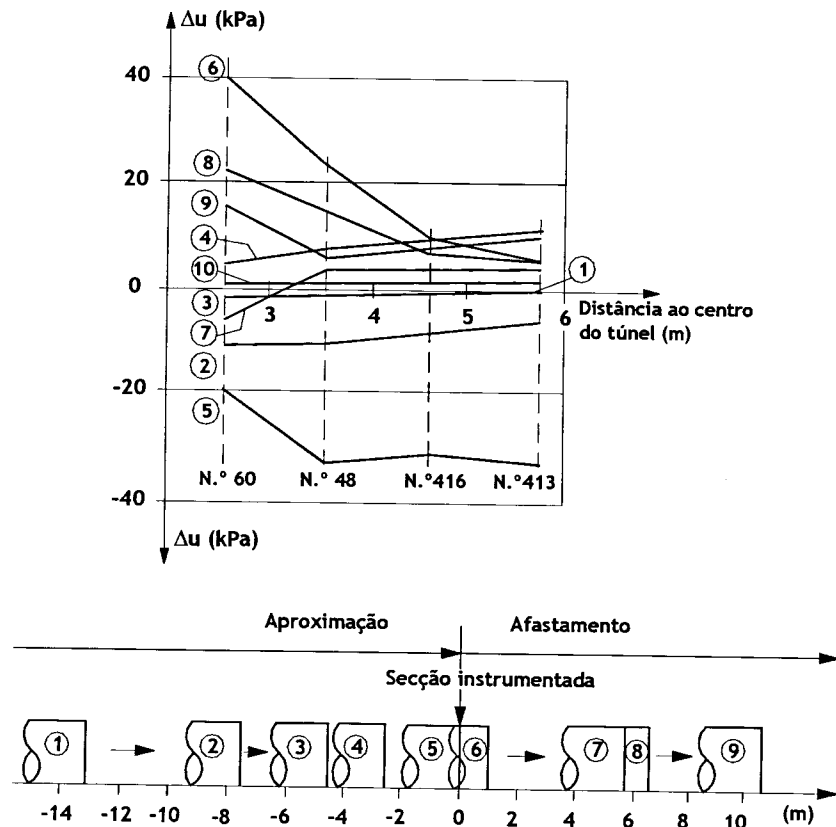


Figura 1.2 - Evolução observada na secção instrumentada da distribuição dos excessos de pressão de água nos poros ao nível do eixo do túnel (Yi et al., 1993)

No caso dos métodos de construção sequencial, em que a escavação é realizada sob pressões inferiores às tensões *in situ*, resultados de análises teóricas (Schmidt, 1989; Mair e Taylor, 1993), de ensaios sobre modelos reduzidos (Mair, 1979) e de observação de obras reais (New e Bowers, 1994) mostram que a grandeza e a distribuição dos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo pela construção do túnel dependem em larga medida do alívio das tensões permitido no contorno da abertura e do tipo de solo (sua resistência e sua história de tensões).

No caso de argilas sobreconsolidadas, em consequência da dilatância positiva exibida por este tipo de solos, a conjugação do decréscimo da tensão normal média com o aumento das tensões de corte associados ao alívio das tensões (ocasionado pela escavação) é responsável por uma diminuição da pressão de água nos poros do maciço envolvente.

Naturalmente que esta diminuição será tanto mais acentuada quanto maior for o grau de sobreconsolidação da argila e maior o alívio das tensões permitido no contorno da abertura. Quando este alívio das tensões é total, as pressões de água nos poros tornam-se mesmo negativas em largas zonas do maciço em redor do túnel, sendo as responsáveis pela estabilidade temporária da cavidade não suportada (Almeida e Sousa, 1998).

Um exemplo deste tipo de comportamento, caracterizado por uma diminuição das pressões neutras no maciço envolvente da abertura, foi detectado por New e Bowers (1994) na observação do Heathrow Express Trial Tunnel. Este túnel, com 8,7m de diâmetro e cerca de 21,0m de recobrimento, foi construído para avaliar a fiabilidade do método NATM, que nunca antes tinha sido usado em argilas de Londres, e para testar três tipos de sequências construtivas. A sua construção decorreu entre Janeiro e Maio de 1992.

A instrumentação foi colocada na Primavera de 1991 para possibilitar um conjunto de dados estável antes do início da construção do túnel. Foram feitas leituras intensivamente durante a construção e no mês seguinte, tendo depois continuado, embora com menos frequência, para se determinar a natureza dos movimentos a longo prazo. Na Figura 1.3 representa-se a evolução da pressão de água nos poros medida em três piezómetros localizados na vizinhança do túnel e da tensão total horizontal.

Como se pode constatar, de uma maneira geral os piezómetros indicam um aumento das pressões neutras imediatamente antes da passagem da frente sob a secção instrumentada, o que pode ser atribuído ao efeito de arco longitudinal, que é responsável pelo aparecimento de uma zona de compressão adiante da frente. Aquando da escavação da secção verifica-se um decréscimo muito acentuado das pressões neutras lidas em todos os piezómetros, tendo inclusivamente num deles as pressões de água nos poros atingido valores provavelmente negativos. Após esta queda, os piezómetros indicam ter havido um acréscimo gradual das pressões neutras à medida que a consolidação se processa, parecendo que tendem para um valor mais baixo que o inicial, provavelmente pelo facto de o túnel ter funcionado como um dreno.

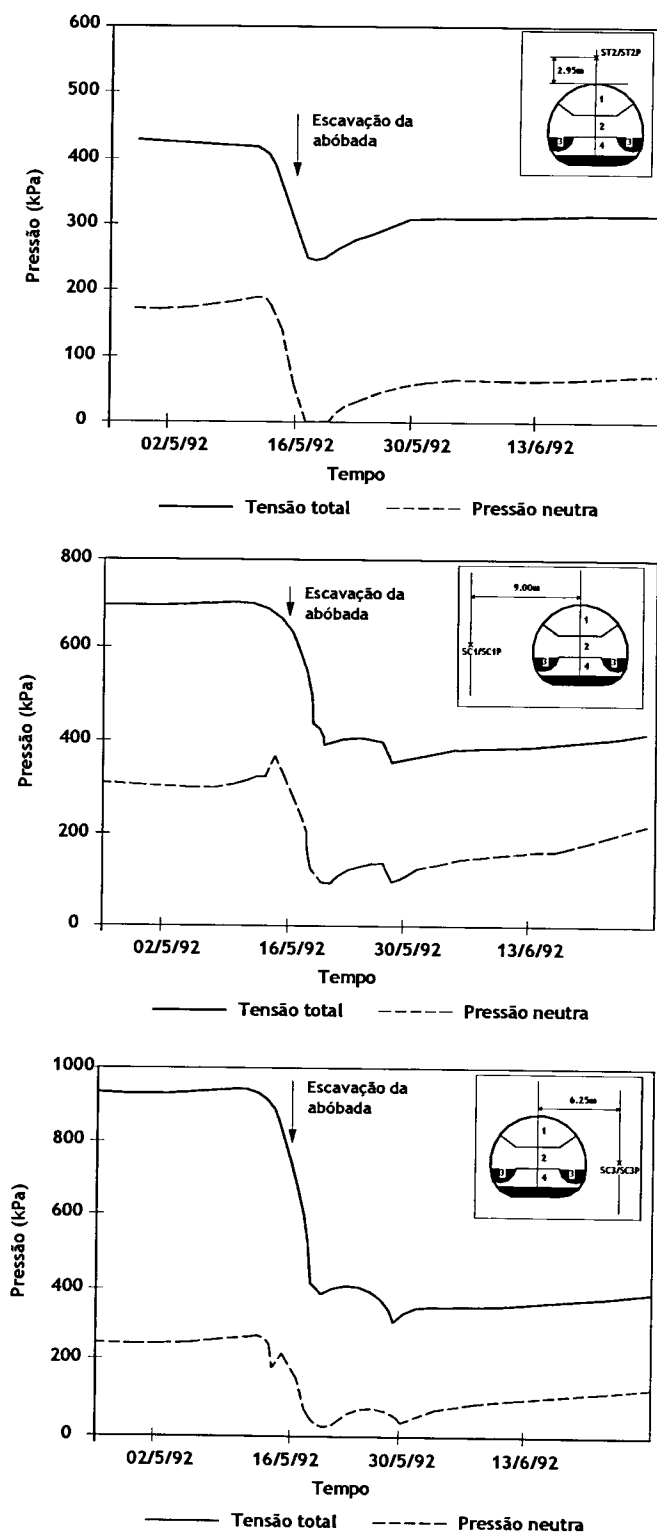


Figura 1.3 - Evolução da pressão de água nos poros medida em três piezômetros localizados na vizinhança de um túnel aberto em solos fortemente sobreconsolidados de acordo com os princípios do NATM (New e Bowers, 1994)

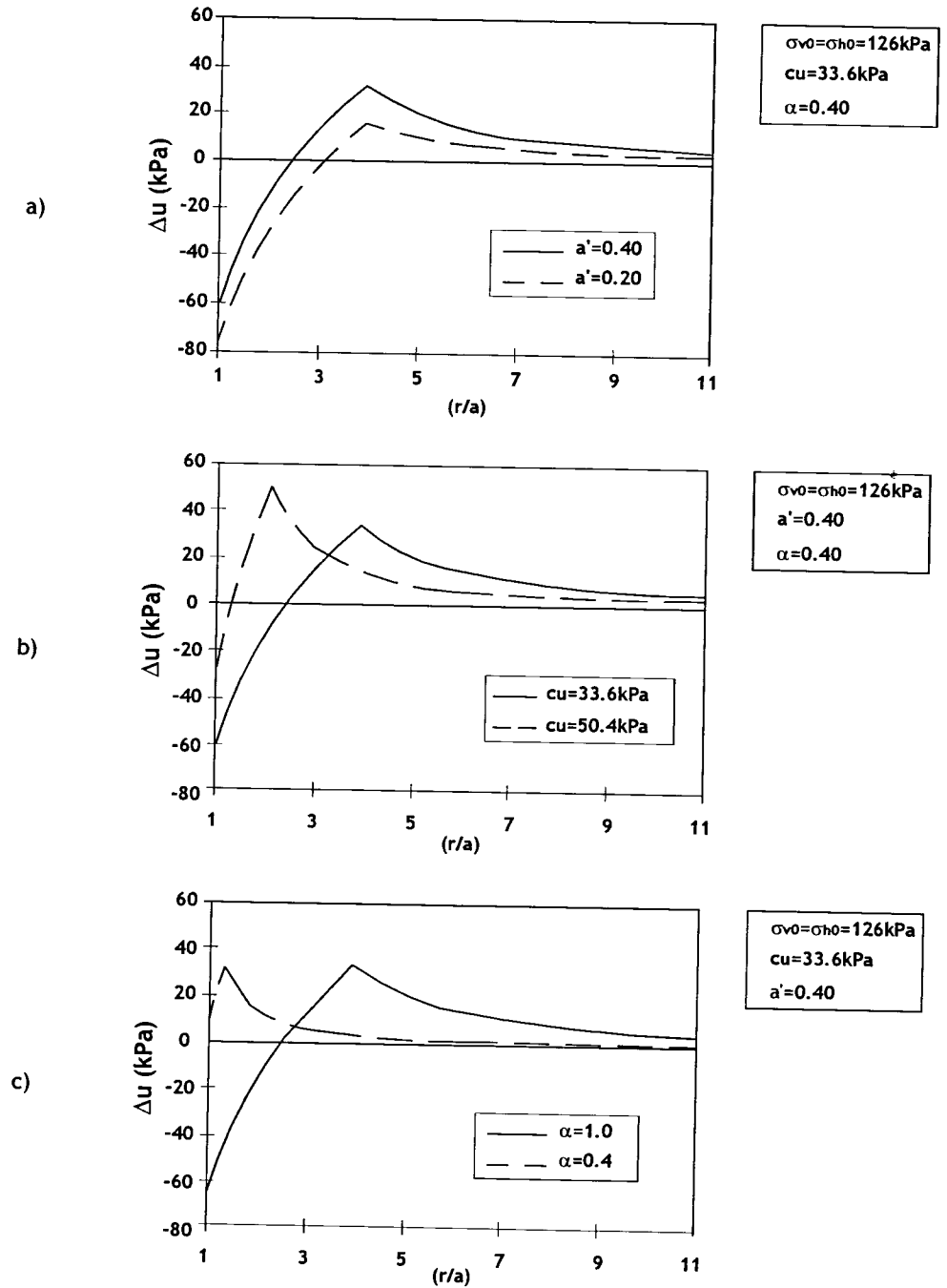
No caso das argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas, o problema é bem mais complexo. Uma vez que estes solos apresentam dilatação negativa, o decréscimo da tensão normal média e o aumento das tensões de corte no maciço envolvente do túnel têm efeitos contraditórios sobre os excessos de pressão de água nos poros gerados, pelo que estes, de acordo com a importância relativa daquelas variações, podem ser positivos ou negativos (Venda Oliveira et al., 2002b).

Quando o coeficiente de alívio de tensões no contorno é elevado, particularmente em solos de baixa resistência, a escavação do túnel provoca uma importante diminuição da tensão normal média nas zonas próximas da cavidade induzindo decréscimos importantes das pressões de água nos poros, que dificilmente serão compensados com os acréscimos induzidos pelo aumento das tensões de corte. À medida que aumenta a distância à periferia da abertura, a situação tende a inverter-se, uma vez que mais importante do que a diminuição da tensão normal média passa a ser o aumento da tensão de corte, pelo que as pressões de água nos poros sofrem um acréscimo, acréscimo este que, naturalmente, será menor em argilas levemente sobreconsolidadas do que em argilas normalmente consolidadas e, sobretudo, do que em argilas sensíveis (Almeida e Sousa, 1998).

Se o alívio de tensões no contorno for mais baixo, a diminuição da tensão normal média passa a ser menos significativa do que a variação que ocorre nas tensões de corte. Assim, em torno do túnel passa a haver menos zonas em que a pressão de água nos poros diminui, ou seja menos zonas em sucção.

Para ilustrar as questões acima referidas, na Figura 1.4 apresentam-se as distribuições de pressões de água nos poros geradas a curto prazo (pela construção de um túnel profundo numa argila normalmente consolidada e derivadas da solução proposta por Clough e Schmidt (1981) para diferentes valores do parâmetro a' de Henkel, da resistência não drenada (c_u) e do coeficiente de alívio de tensões no contorno (α). A observação da figura permite concluir que:

- i) O acréscimo do parâmetro a' de Henkel, aumentando a importância relativa das tensões de corte, provoca um aumento dos excessos positivos de pressão de água nos poros gerados e uma redução das zonas de sucção em torno da cavidade;
- ii) O aumento da resistência não drenada provoca um aumento dos valores dos excessos de pressão de água nos poros gerados, nomeadamente do seu valor máximo, reduzindo as zonas em sucção em torno da abertura;
- iii) A diminuição do coeficiente de alívio considerada anula as zonas em sucção em torno do maciço, mas não altera o valor máximo do excesso de pressão intersticial positivo.



r - distância ao centro de um túnel circular de um ponto no maciço envolvente;
 a - raio da secção transversal do túnel

Figura 1.4 - Estimativas da distribuição dos excessos de pressão de água nos poros gerados pela construção de um túnel profundo numa argila normalmente consolidada admitindo diferentes valores para: a) parâmetros de pressão neutra (Henkel); b) resistência não drenada do solo; c) factor de alívio de tensões.

Em relação às situações esquematizadas na figura anterior, Almeida e Sousa (1998) chama a atenção para dois aspectos que deverão ser tidos em consideração.

O primeiro deles diz respeito ao facto de, contrariamente ao admitido, a resistência não drenada de um solo e o respectivo parâmetro da tensão neutra não serem variáveis independentes, estando em geral associado a um aumento da resistência uma diminuição daquele parâmetro.

O segundo aspecto tem a ver com os efeitos da anisotropia do estado de tensão, da superfície livre e da acção da gravidade que, modificando a redistribuição das tensões no maciço envolvente, induzem alterações na distribuição dos excessos de pressão de água nos poros gerados.

Resultados de análises numéricas efectuadas em túneis superficiais recorrendo ao método dos elementos finitos, como são exemplo as de Samarasekera e Eisenstein (1992) (Figura 1.5), evidenciam que, em relação à situação de túnel profundo aberto num maciço com estado de tensão uniforme e isotrópico, a principal diferença reside nos excessos de pressão neutra gerados na soleira do túnel que tendem a decrescer, originando um alongamento da zona de sucção. Frequentemente, verifica-se mesmo que no coroamento e na soleira as variações das pressões de água nos poros têm sinais opostos (Venda Oliveira et al., 2002a).

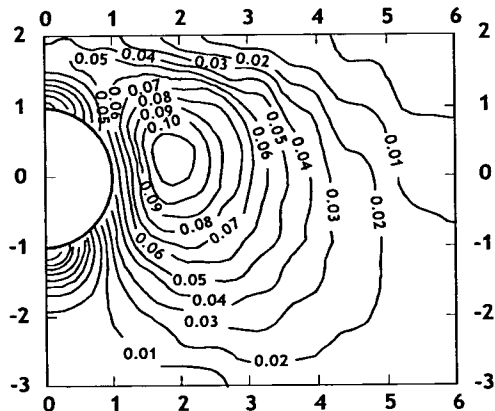


Figura 1.5 - Excessos de pressão de água nos poros gerados em redor de um túnel superficial não suportado numa argila normalmente consolidada (Samarasekera e Eisenstein, 1992)

1.3 FUNCIONAMENTO DO TÚNEL COMO UM DRENO

Para além dos excessos de pressão neutra gerados a curto prazo pela construção do túnel, os efeitos diferidos no tempo devidos à presença de água no maciço argiloso

envolvente são também, naturalmente, função da condição de equilíbrio final das pressões intersticiais. Por sua vez, estas pressões intersticiais de equilíbrio final são em larga medida dependentes da permeabilidade do suporte em relação à do maciço.

Se o suporte da escavação funcionar como uma fronteira impermeável, não há fluxo de água para o interior da cavidade criada, pelo que a dissipação dos excessos de pressão de água nos poros gerados aquando da construção ocorre com vista a repor no maciço as tensões hidrostáticas iniciais de equilíbrio.

Se a permeabilidade do suporte não for muito inferior à do solo envolvente, como acontece frequentemente em maciços argilosos, o túnel actua como um dreno. Em tais situações, o estabelecimento de um fluxo de água para dentro da cavidade criada origina uma redução das pressões de água nos poros em redor e acima do túnel e a consequente consolidação (Howland, 1980; Schmidt, 1989).

Para o cálculo do caudal percolado, das pressões de água nos poros e das tensões efectivas no solo, é necessário recorrer ao traçado da rede de fluxo, devendo este traçado ser realizado através da consideração adequada da estratificação do maciço, da anisotropia de permeabilidades e das condições fronteira.

Para analisar a influência de alguns parâmetros sobre a percolação em redor de túneis superficiais, nomeadamente a influência da geometria do problema, da permeabilidade do suporte, da anisotropia de permeabilidade e da heterogeneidade do maciço, Fitzpatrick et al. (1981) definiram uma série de redes de fluxo relativas a túneis superficiais em diferentes condições. Em todos os casos estudados, estes autores consideraram que o nível freático se mantém constante, hipótese esta que se pode considerar satisfeita para o caso de solos com baixos coeficientes de permeabilidade, da ordem de $k=10^{-9}$ m/s, e para situações em que a precipitação anual seja da ordem dos 20mm a 30mm.

Em relação à geometria do túnel, os autores concluíram que tanto o caudal percolado como a largura da zona influenciada pela percolação são altamente sensíveis a variações da espessura do recobrimento, contrariamente ao que acontece com o diâmetro do túnel e com a profundidade do estrato impermeável. O aumento daquela espessura origina um acréscimo praticamente proporcional no caudal percolado e um alargamento da zona influenciada pela percolação, zona esta cujo conhecimento é importante por permitir circunscrever a zona do maciço onde ocorrem perdas de carga mais significativas, ou seja onde as variações nas tensões efectivas são mais importantes.

No que respeita à permeabilidade do suporte, Fitzpatrick et al. (1981) concluíram que a pressão de água nos poros no maciço envolvente da abertura varia consideravelmente com o seu valor. Nas Figuras 16a) e 16b) apresentam-se duas redes de percolação obtidas para relações entre as permeabilidades do solo e do suporte de 1 e de 10, respectivamente. A

carga total que é dissipada no conjunto solo-suporte é a mesma nos dois casos, mas à medida que a permeabilidade do suporte diminui, aumenta a percentagem de carga que nele é dissipada, logo é menor a variação em relação às condições hidrostáticas da pressão de água nos poros no maciço envolvente.

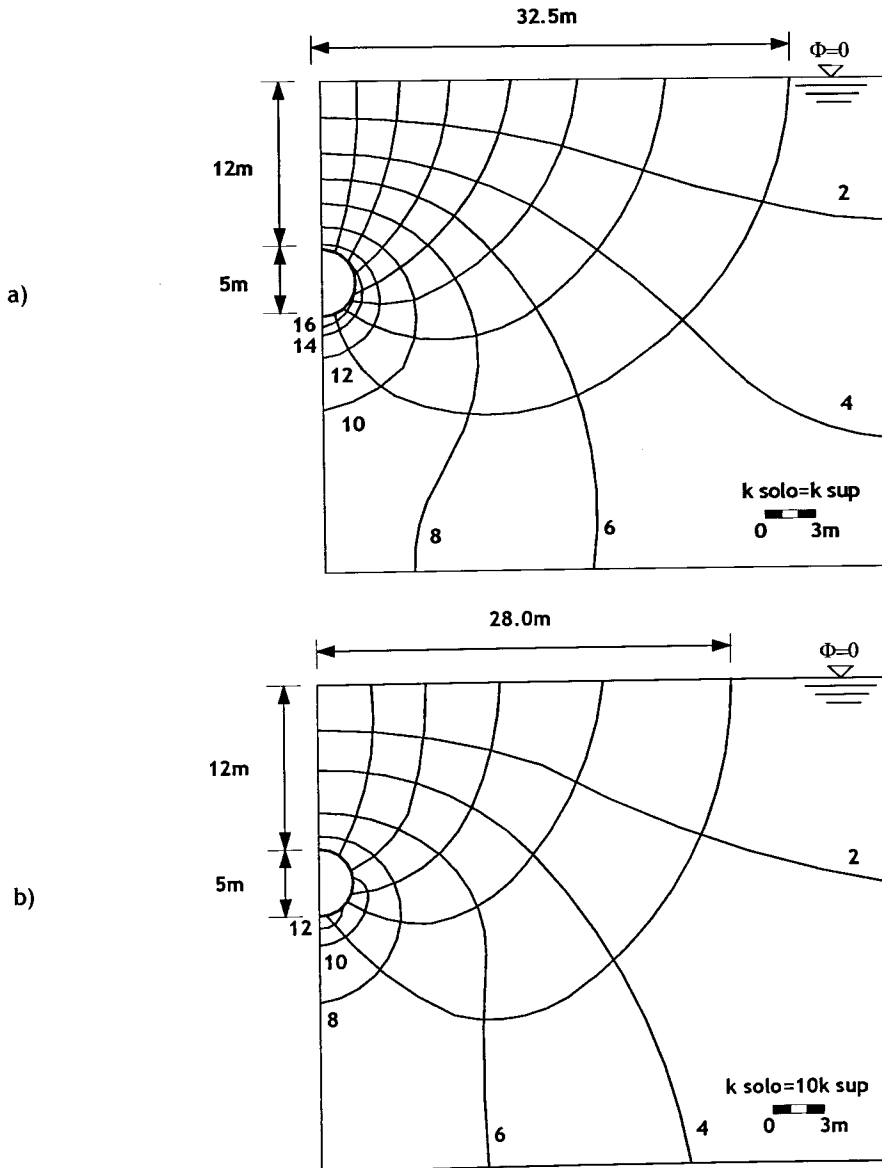


Figura 1.6 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial com diferentes condições de permeabilidade (Fitzpatrick et al., 1981): a) $k_{\text{suporte}} = k_v \text{ solo} = k_h \text{ solo}$; b) $k_v \text{ solo} = k_h \text{ solo} = 10k_{\text{suporte}}$

Em relação ao caudal percolado, verifica-se que este diminui à medida que diminui a permeabilidade do suporte, como seria de esperar. De facto, para uma permeabilidade do suporte que seja duas a três ordens de grandeza inferior à do solo, os autores citados

verificaram que o caudal percolado apresenta uma redução de cerca de 75%, apresentando uma assíntota em zero para diminuições ainda maiores do coeficiente de permeabilidade.

Nos depósitos sedimentares, é frequente a existência de anisotropia de permeabilidade, uma vez que devido à sua forma lamelar e ao processo de deposição em camadas que sofrem, as partículas apresentam uma orientação preferencialmente horizontal sob o peso dos sedimentos sobrejacentes. Este alinhamento horizontal das partículas facilita o escoamento na direcção horizontal em relação ao escoamento na direcção vertical. Geralmente, na consideração da anisotropia de permeabilidades para este tipo de solos, consideram-se relações entre coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical a variar entre 2 e 10. Para analisar a influência da anisotropia de permeabilidade no maciço, apresenta-se na Figura 1.7 a rede de percolação obtida considerando um coeficiente de permeabilidade horizontal quatro vezes maior do que o coeficiente de permeabilidade vertical. A comparação desta figura com a Figura 1.6a) permite concluir que o raio de influência da rede de percolação aumenta, pelo que aumenta também a largura da zona onde se fazem sentir os efeitos da escavação. Para este caso, a consideração de um coeficiente de permeabilidade horizontal quatro vezes maior do que o coeficiente de permeabilidade vertical faz aumentar a largura da zona de maciço afectada pela construção do túnel em relação à situação de permeabilidade isotrópica.

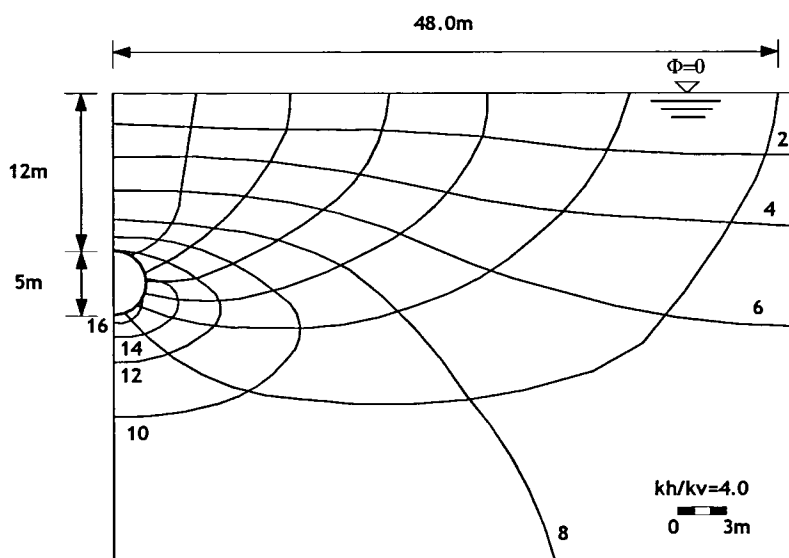


Figura 1.7 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial com diferentes condições de permeabilidade (Fitzpatrick et al., 1981): $k_{\text{suporte}} = k_v \text{ solo} = k_h \text{ solo} / 4$

Também o efeito da heterogeneidade do maciço foi analisado por Fitzpatrick et al. (1981), como se pode constatar pela observação da Figura 1.8, que ilustra duas redes de percolação relativas a um túnel superficial mas considerando a existência de um estrato com 3,0m de espessura com um coeficiente de permeabilidade 100 vezes superior ao do maciço

envolvente. Na situação idealizada na Figura 1.8a) o estrato não intersecta a secção do túnel, ao contrário do que acontece na situação representada na Figura 1.8b).

Pode observar-se que no estrato situado acima da camada mais permeável a distribuição das pressões de água é hidrostática, como indicam as linhas equipotenciais que se apresentam igualmente espaçadas, pelo que a variação das pressões ocorre abaixo da camada mais permeável.

No caso em que o estrato mais permeável intersecta a secção do túnel, o efeito de drenagem produzido faz com que as pressões actuantes sobre o suporte sejam muito elevadas, e tanto mais elevadas serão quanto maior for a altura da água e menor a área de intersecção (Almeida e Sousa, 1998).

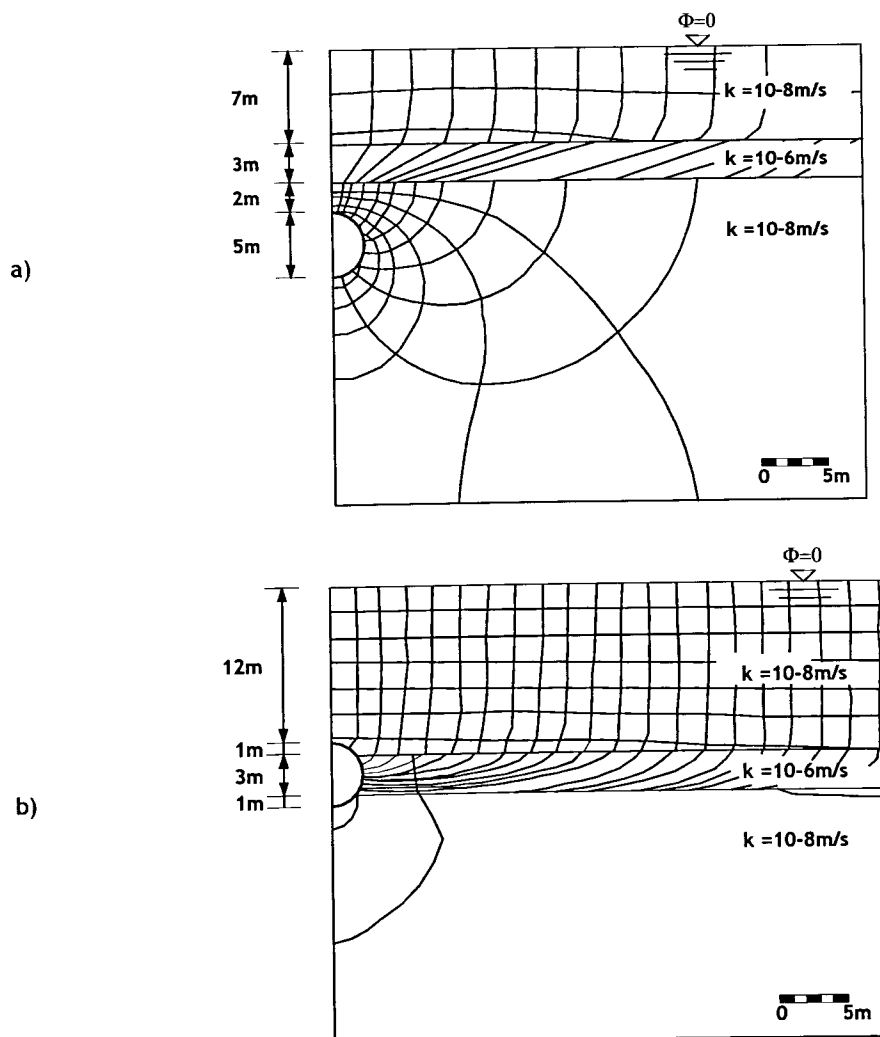
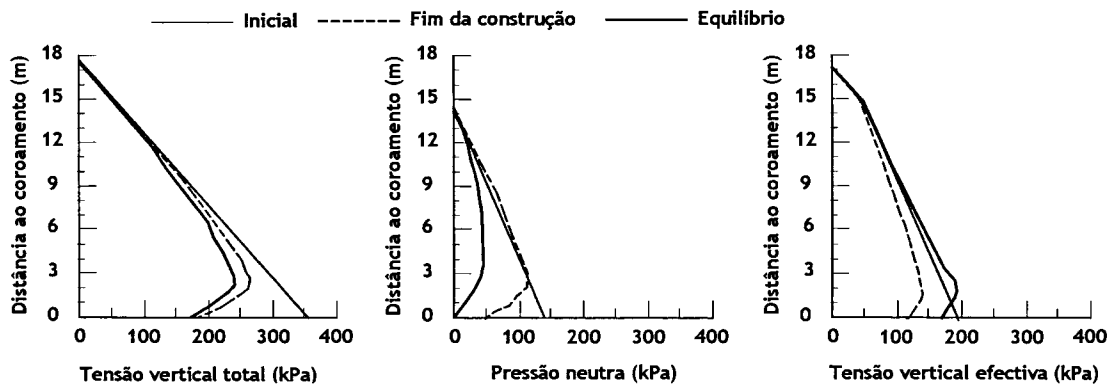


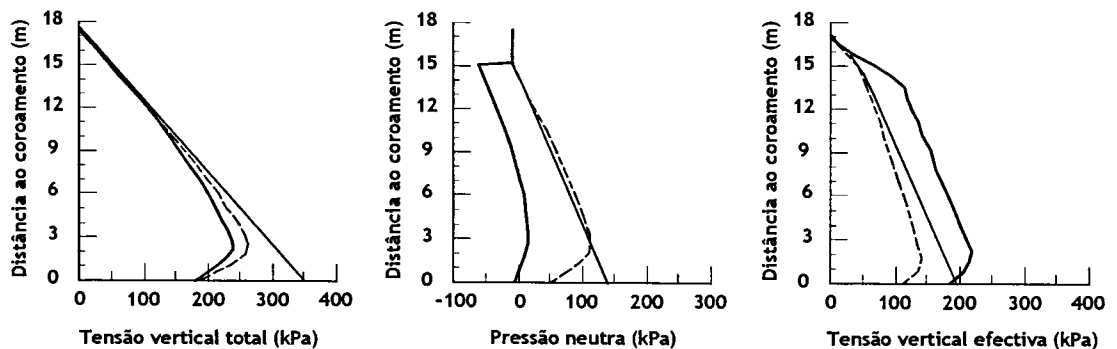
Figura 1.8 - Redes de percolação relativas a um túnel superficial aberto em maciço estratificado (Fitzpatrick et al., 1981): a) estrato de solo mais permeável acima da abertura; b) estrato de solo mais permeável intersectando a abertura.

Uma questão não abordada por Fitzpatrick et al. (1981) no seu estudo sobre a percolação em redor de túneis diz respeito à possibilidade de não haver alimentação suficiente para manter o nível freático constante. Num trabalho recente, Shin et al. (2002) apresentam resultados de uma análise acoplada não linear empregando o Método dos Elementos Finitos que evidenciam a importância desta questão do regime de escoamento.

Na Figura 1.9 apresentam-se as distribuições das tensões verticais total e efectiva e das pressões de água nos poros, ao longo de um eixo vertical acima do coroamento do túnel, obtidas pelos referidos autores em dois cálculos, que diferiram um do outro apenas no que concerne à manutenção ou não do nível freático. Nas duas situações pode observar-se uma redução nas pressões de água nos poros durante o período de equilíbrio, pelo que a tensão efectiva tende a aumentar. Uma vez que a redução das pressões de água nos poros no caso do escoamento em que não há recarga do nível freático é significativamente maior, com sucção acima do nível freático, também é significativamente maior o acréscimo da tensão efectiva.



a) Suporte permeável e nível freático constante



b) Suporte permeável e nível freático variável

Figura 1.9 - Influência do regime de escoamento na distribuição das tensões acima do coroamento do túnel (Shin et al. 2002)

1.4 EVOLUÇÃO DOS MOVIMENTOS INDUZIDOS

A construção de túneis superficiais induz sempre movimentos no maciço envolvente, podendo resultar em danos nas estruturas e infraestruturas situadas na vizinhança das obras. Consequentemente, uma questão que o projectista terá que resolver é a de acautelar estes danos, pelo que a estimativa dos deslocamentos no maciço, nomeadamente à superfície do terreno é de importância fundamental.

São de duas origens estes deslocamentos induzidos pela construção de túneis superficiais.

A primeira delas está associada ao movimento do solo criado pela abertura do túnel, o qual é definido pelo chamado volume de perdas de solo (V_p), que representa o volume do maciço que ao deformar-se cruza o perímetro teórico da escavação. Os deslocamentos com esta origem ocorrem durante a fase construtiva num intervalo de tempo relativamente curto e dependem fortemente, para além das características geométricas do túnel e da natureza e características do maciço, do processo construtivo utilizado.

Essa influência do processo construtivo nos movimentos induzidos na abertura de túneis superficiais é bem ilustrada na Figura 1.10. Nela se representa a evolução dos movimentos induzidos com o avanço da escavação para três metodologias de construção diferentes.

As Figuras 1.10a) e 1.10b) reportam ao caso de túneis abertos com tuneladoras e a Figura 1.10c) refere-se à construção de túneis empregando um método de escavação sequencial. Nos casos em que se utiliza um escudo de frente aberta ou um escudo em que a pressão na frente não ultrapassa as tensões *in situ*, o solo adiante da frente tende a deslocar-se em direcção à abertura criada, induzindo assentamentos à superfície do terreno, como ilustra a Figura 1.10a). Quando a tuneladora utilizada exerce uma pressão na frente superior às tensões instaladas no terreno, o solo adiante da frente de escavação sofre um empolamento, principalmente se os túneis forem construídos a pequena profundidade (Atwa, 1996). Num e noutro caso, depois da passagem da cauda do escudo o solo tende a deslocar-se de forma a fechar o vazio criado entre o extradorso do revestimento e as superfícies escavadas, ocorrendo uma componente adicional dos assentamentos à superfície. Esta componente pode ser atenuada através de injecções de argamassa e calda de cimento.

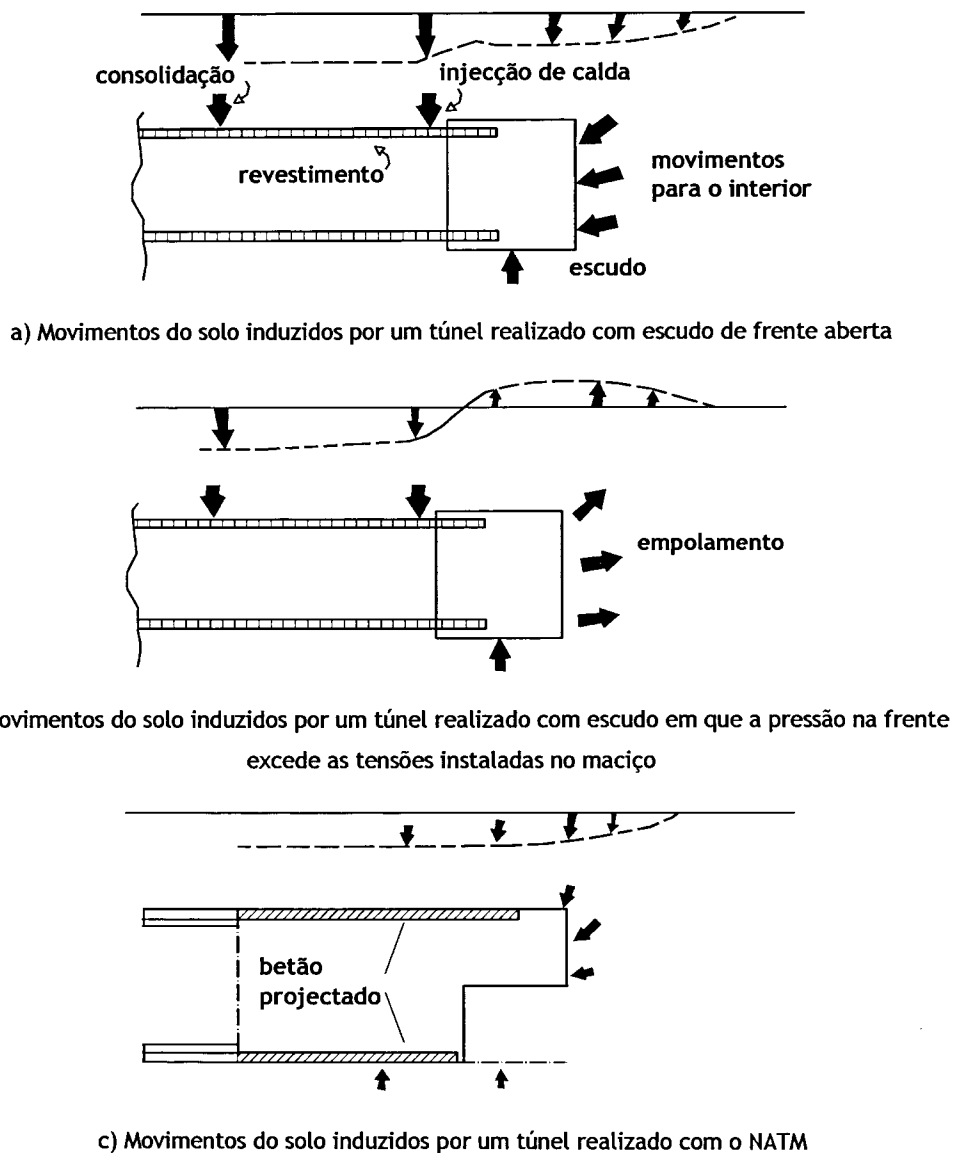


Figura 1.10 - Tipologia dos movimentos induzidos pelo atravessamento do solo por um túnel superficial (Clough e Leca, 1989)

No caso dos métodos de construção sequencial, como são aqueles baseados nos princípios do NATM (Figura 1.10c)), é possível observar uma variação mais gradual dos assentamentos à superfície. Eles crescem lentamente adiante da frente, sofrem em seguida um brusco acréscimo aquando da passagem daquela e voltam depois a crescer de forma lenta até estabilizarem. Também neste caso, empolamentos do terreno podem ser observados caso a estabilidade da obra esteja assegurada por uma pressurização da galeria com pressões de ar que excedam o nível de pressões instaladas no terreno (Schmitter, 1987).

Ainda na Figura 1.11 se procura ilustrar a influência do método construtivo nos movimentos induzidos no solo pela abertura de um túnel superficial. Nela se apresentam os movimentos induzidos num plano transversal perpendicular ao eixo do túnel, para dois métodos construtivos. No caso em que se adoptou um escudo de frente aberta (Figura 1.11a)) o solo tende a deslocar-se radialmente para o interior da secção. Caso seja empregue um escudo que exerça uma pressão na frente superior às tensões instaladas (Figura 1.11b)), pode ser observado um empolamento radial (Atwa, 1996).

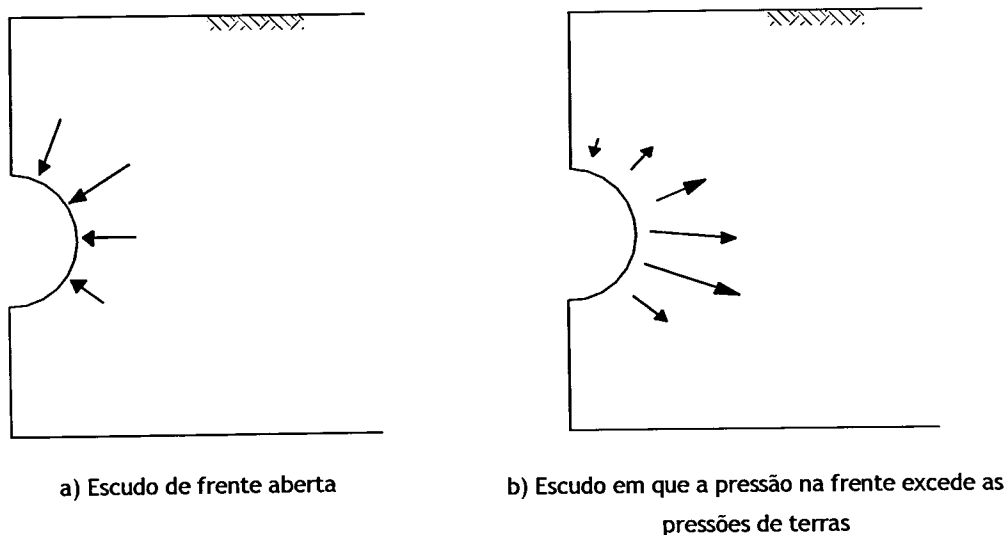


Figura 1.11 - Movimentos do solo induzidos pela abertura de um túnel sob a protecção de um escudo (corte transversal) (Atwa, 1996)

A segunda origem dos deslocamentos induzidos pela construção de túneis, importante em terrenos finos compressíveis, está associada aos fenómenos de consolidação e compressão originados pela redistribuição das tensões e pela variação das pressões intersticiais no solo. Os deslocamentos com esta origem ocorrem de forma diferida no tempo.

Sendo, como foi referido anteriormente, as variações das pressões intersticiais no solo dependentes dos excessos de pressões neutras gerados a curto prazo pela construção do túnel e da permeabilidade do suporte em relação à do solo, é natural que a grandeza e a distribuição dos deslocamentos diferidos no tempo, nomeadamente os assentamentos à superfície do terreno, também o sejam.

No caso de o túnel funcionar como um dreno (caso mais frequente), a percolação induzida origina uma variação das pressões de água nos poros numa extensa zona em redor da abertura, daí resultando que os assentamentos diferenciais associados à respectiva consolidação sejam relativamente pequenos (ao contrário do que acontece frequentemente com os seus valores absolutos) e que a bacia de subsidência alargue com o tempo (Almeida e

Sousa, 1998). Este tipo de comportamento pode ser ilustrado por alguns resultados de observação de obras, tanto em argilas moles (normalmente consolidadas), como em argilas rijas (sobreconsolidadas).

São os casos dos exemplos apresentados por O'Reilly et al. (1991), por Attewell et al. (1978) e por Bowers et al. (1996).

O primeiro exemplo diz respeito à observação por um período de 11 anos dos assentamentos à superfície induzidos sobre o Haycroft Relief Sewer, em Grimsby, por um túnel com 3,0m de diâmetro construído numa argila siltosa normalmente consolidada. Para controlo da estabilidade da frente foi usado ar comprimido que foi retirado aproximadamente 100 dias após a construção. A Figura 1.12 apresenta os resultados das medições dos assentamentos em duas secções transversais, A e B, situadas às profundidades de 8,0 e 5,3m respectivamente. Como o exame da figura ilustra só ao fim de 10 anos é que os assentamentos estabilizaram, tendo o assentamento final atingido um valor cerca de duas vezes o verificado a curto prazo (7 dias após a escavação).

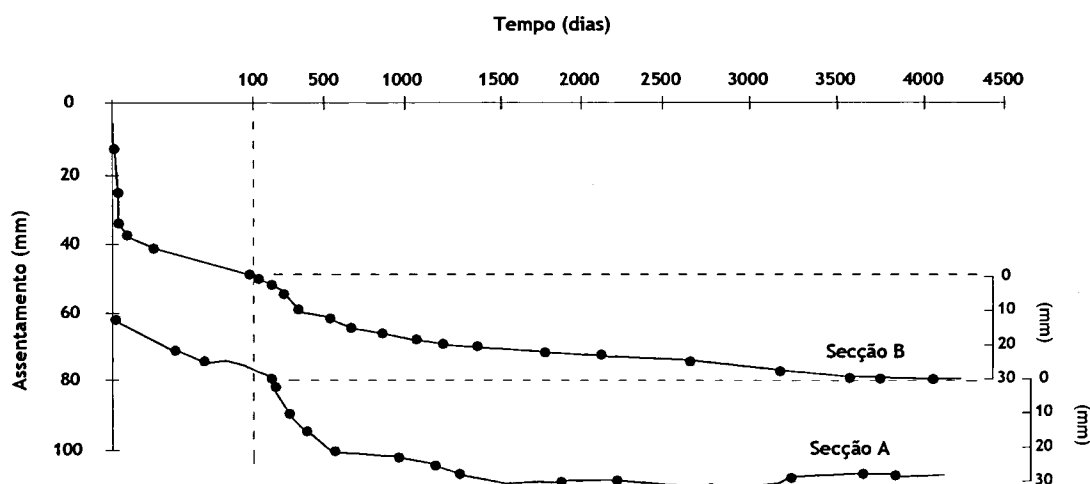


Figura 1.12 - Evolução no tempo dos assentamentos máximos induzidos à superfície pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada (O'Reilly et al., 1991)

Na Figura 1.13 são representados os respectivos perfis transversais definidos 7 dias após a construção e depois da estabilização. Nas duas secções verifica-se que com o tempo a bacia de subsidência alarga significativamente, pelo que as distorções angulares induzidas à superfície não são grandemente alteradas durante o processo de consolidação.

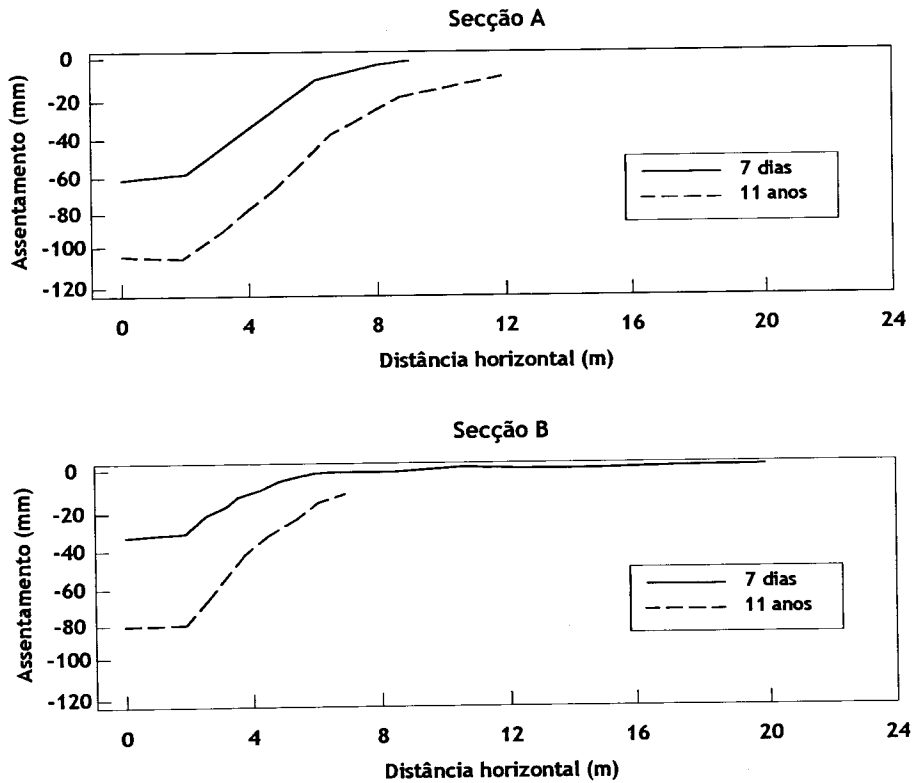


Figura 1.13 - Evolução dos perfis transversais dos assentamentos superficiais induzidos pela escavação de um túnel numa argila normalmente consolidada: secção A; secção B (O'Reilly et al., 1991)

Um segundo exemplo deste tipo de comportamento é o apresentado por Attewell et al. (1978). Estes autores estudaram a evolução das deformações observadas durante e após a construção do túnel de Tyne, construído com tuneladora numa argila siltosa no Reino Unido, através de medições dos deslocamentos horizontais e verticais no maciço. A Figura 1.14 ilustra a amplitude e orientação dos vectores de deslocamento observados em sucessivos intervalos de tempo.

Pode verificar-se que a curto prazo (menos de 50 dias), os deslocamentos se concentram junto à secção do túnel (Figura 1.14a)), embora sejam já maiores na lateral do túnel. Entre os 51 dias e os 91 dias, após a passagem da tuneladora, como mostra a Figura 1.14b), o solo tende a deslocar-se para as zonas do maciço situadas na lateral da secção. À medida que o tempo vai passando, os deslocamentos tendem a ser cada vez mais verticais e localizados na lateral do túnel (Figura 1.14c) e Figura 1.14d)).

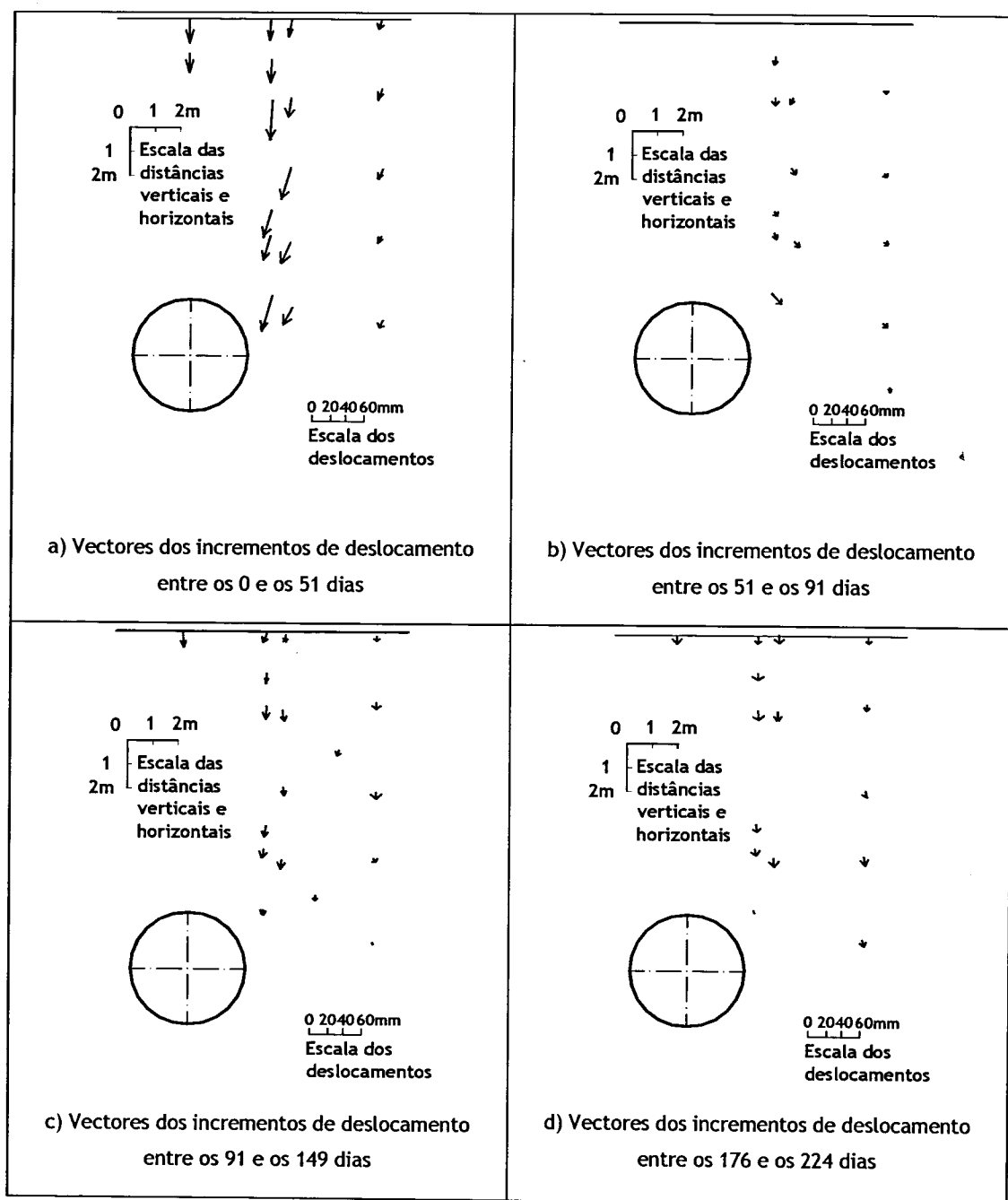
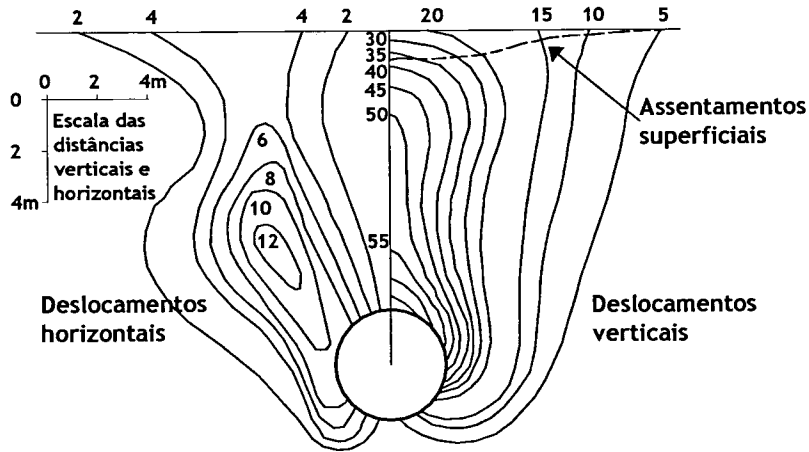
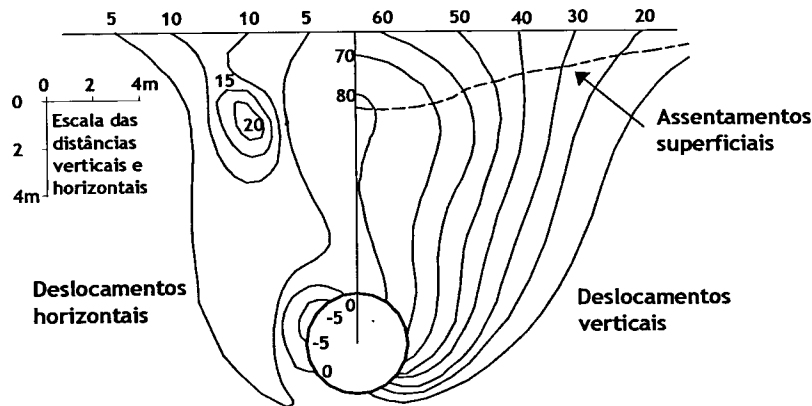


Figura 1.14 - Evolução no tempo dos movimentos do solo em torno de um túnel (Attewell et al., 1978)

Este comportamento pode ser interpretado a partir de uma análise das medições piezométricas efectuadas durante a construção, que mostram um aumento das pressões intersticiais na zona do solo situada nos ombrais do túnel. Esta zona tende após a construção a contrair-se por expulsão da água. Os incrementos de deslocamentos observados a longo prazo vêm confirmar a hipótese de que o túnel funciona como um dreno (Figura 1.14c) e Figura 1.14d)).



a) Movimentos do solo medidos 23 dias após a passagem do escudo



b) Movimentos do solo medidos 149 dias após a passagem do escudo

Figura 1.15 - Evolução no tempo dos deslocamentos horizontais e verticais e do perfil de assentamentos superficiais (Attewell et al., 1978)

Na Figura 1.15 representam-se as isolinhas de deslocamentos verticais e horizontais em dois instantes de tempo. Estas figuras mostram bem que o perfil de assentamentos superficiais tende a aumentar e a expandir-se lateralmente com o tempo.

O terceiro exemplo é reportado por Bowers et al. (1996), que mediram as deformações do solo em torno do Heathrow Express Trial Tunnel durante três anos, período de tempo em que estava apenas instalado o suporte temporário. O Heathrow Express Trial Tunnel, construído no primeiro semestre de 1992, foi a primeira escavação realizada para testar o método NATM nas argilas de Londres. Após a conclusão do túnel, a soleira definitiva só ficou concluída em meados de 1994 e o suporte secundário definitivo só foi instalado em 1995, pelo que foi possível observar o comportamento do túnel em argila rija com suporte primário de betão projectado, durante um longo período.

Como ilustra a Figura 1.16, foram testadas três sequências construtivas diferentes.

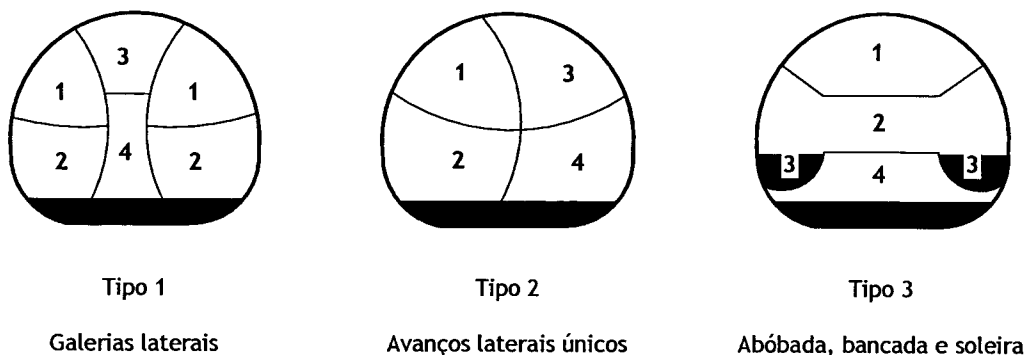


Figura 1.16 - Três sequências construtivas utilizadas no Heathrow Express Trial Tunnel (Bowers et al. 1996)

Em relação à instrumentação, foram colocadas séries de aparelhos para medir forças e deslocamentos, em linhas paralelas e perpendiculares ao eixo do túnel, para possibilitar a comparação dos resultados usando as três diferentes sequências de escavação. Para medir assentamentos foi instrumentada a superfície e a secção do túnel com extensômetros, níveis de precisão digital e geomensores. Foram também colocados piezômetros para avaliar variações nos níveis de água.

Os resultados fornecidos pela instrumentação revelaram uma significativa continuidade dos movimentos durante os três anos subsequentes à escavação. No final deste período, a taxa de movimento era já bastante reduzida, e em algumas zonas os movimentos induzidos pela construção do túnel eram mesmo difíceis de distinguir dos movimentos sazonais.

No que concerne aos assentamentos à superfície (Figura 1.17), estes foram aumentando a uma taxa decrescente durante os três anos. A bacia de subsidência sofreu um alargamento ao longo do tempo, que foi devido a um aumento do volume de perdas, como se pode observar na Figura 1.18, que ilustra a variação do assentamento à superfície ao longo do tempo, no ponto médio central de um dos troços instrumentados. A figura mostra também que após a conclusão da construção do túnel, a taxa de alargamento da bacia diminuiu, tornando-se aproximadamente linear com o logaritmo do tempo, devido ao processo da consolidação primária.

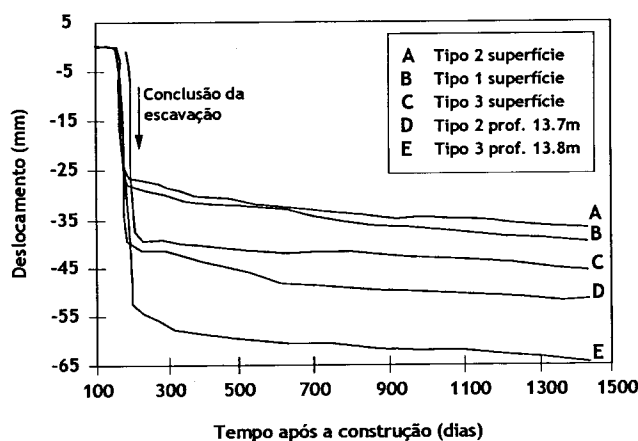


Figura 1.17 - Evolução dos assentamentos (Bowers et al., 1996)

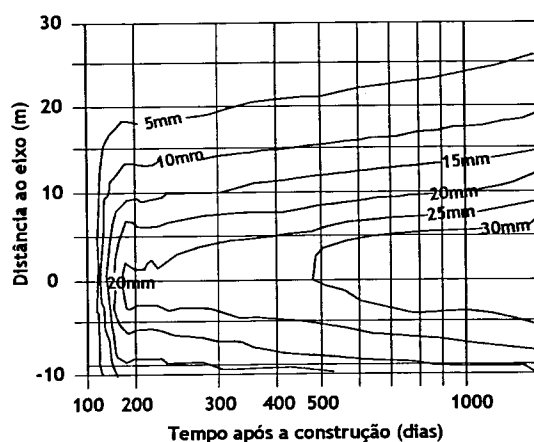


Figura 1.18 - Variação do assentamento à superfície no perfil tipo 2 com o tempo (Bowers et al., 1996)

Em relação aos assentamentos em profundidade, os extensómetros instalados mostraram que estes evoluíram da mesma forma que os superficiais, tendo a taxa de assentamento sido maior nos pontos próximos do coroamento do túnel.

Se, ao contrário dos três exemplos atrás referidos, a permeabilidade do suporte for pequena em relação à do maciço envolvente as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial, pelo que os assentamentos devidos à consolidação estão apenas associados à dissipação dos excessos de pressões intersticiais gerados a curto prazo pela escavação (Almeida e Sousa, 1998).

Shirlaw (1995) reporta o caso de um túnel aberto em argilas moles sob a protecção de um escudo com confinamento líquido em que se verificou um aumento com o tempo dos assentamentos à superfície sem que se tivesse verificado um aumento da largura da bacia de subsidência, pelo que o declive da respectiva curva tendeu a aumentar, com os consequentes danos adicionais sobre os edifícios situados na vizinhança da obra. Tal facto foi justificado

por, durante a construção, terem sido gerados significativos excessos de pressão de água nos poros numa zona pouco extensa localizada imediatamente em redor da abertura.

Nos casos mais frequentes, nomeadamente de túneis abertos em argilas rijas, ocorrem normalmente excessos negativos de pressão de água nos poros gerados pela construção cuja dissipação provoca, a prazo, a expansão da argila, com a possível subida do terraplino, diminuindo a grandeza do assentamento inicialmente verificado. Resultados de análises numéricas (Addenbrooke, 1996; Shin et al., 2002) comprovam este facto.

Na Figura 1.19 apresenta-se a evolução com o tempo do volume da bacia de subsidência obtida em três cálculos realizados pelos últimos dos autores citados. O que distingue os cálculos uns dos outros são as condições hidráulicas, nomeadamente a permeabilidade do suporte e o regime de escoamento.

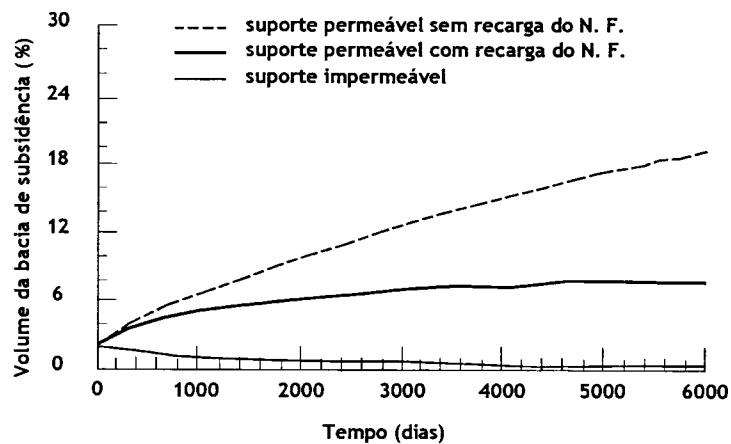


Figura 1.19 - Variação do volume de perdas com o tempo (Shin et al, 2002)

A análise da figura permite concluir que quando o suporte da escavação é impermeável, ou apresenta um coeficiente de permeabilidade pequeno em relação ao do maciço envolvente, os assentamentos diminuem com o tempo. O contrário acontece quando o suporte é permeável. Os assentamentos tendem a crescer com o tempo, significativamente mais no caso de não haver alimentação necessária para manter constante o nível freático.

1.5 EVOLUÇÃO DOS ESFORÇOS NO SUPORTE

Uma outra consequência da variação das pressões de água nos poros subsequente à construção de um túnel num maciço de natureza argilosa é o aumento com o tempo das cargas actuantes sobre a respectiva estrutura de suporte. Resultados fornecidos pela instrumentação de várias obras publicados na bibliografia têm bem ilustrado este facto.

É o caso dos resultados apresentados por Barrat et al. (1994) respeitantes à monitorização a longo prazo dos esforços mobilizados no suporte, constituído por anéis segmentados expansíveis, de duas secções instrumentadas na Linha Jubilee (Londres). O túnel, aberto nas Argilas de Londres, tem um diâmetro de 4,0m (D) e a profundidade do seu eixo nas duas secções instrumentadas (Regents Park e Oxford Trunk) é de, respectivamente 20,0m e 15,5m. Na Figura 1.20 são apresentados os esforços axiais (N) mobilizados ao longo de 19 anos e meio na secção de Regents Park. Os resultados relativos às medições efectuadas durante sete anos e meio na secção de Oxford Trunk são apresentados na Figura 1.21. Nas duas figuras define-se um segundo eixo vertical onde se representam os esforços axiais normalizados em relação à tensão vertical total ao nível do eixo do túnel.

A observação das duas figuras seguintes evidencia que os esforços axiais mobilizados em qualquer zona do suporte crescem inicialmente quase que linearmente com o logaritmo do tempo, de maneira idêntica à observada por Peck (1969) num número significativo de outros túneis abertos nas Argilas de Londres, tendendo a estabilizar para valores mais baixos do que os correspondentes à tensão total vertical ao nível do eixo do túnel.

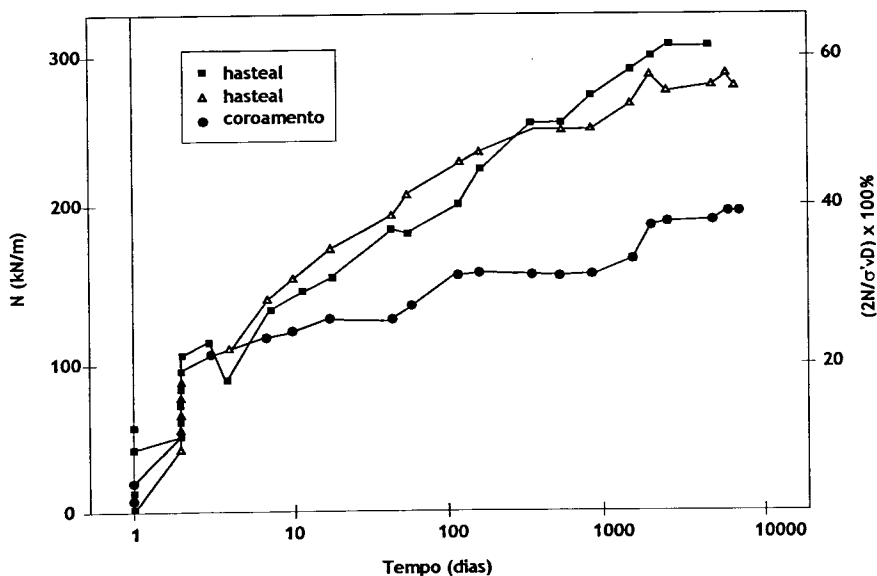


Figura 1.20 - Evolução no tempo dos esforços axiais mobilizados no suporte de betão de um túnel de 4m de diâmetro aberto nas Argilas de Londres: "Regents Park" (Barrat et al., 1994)

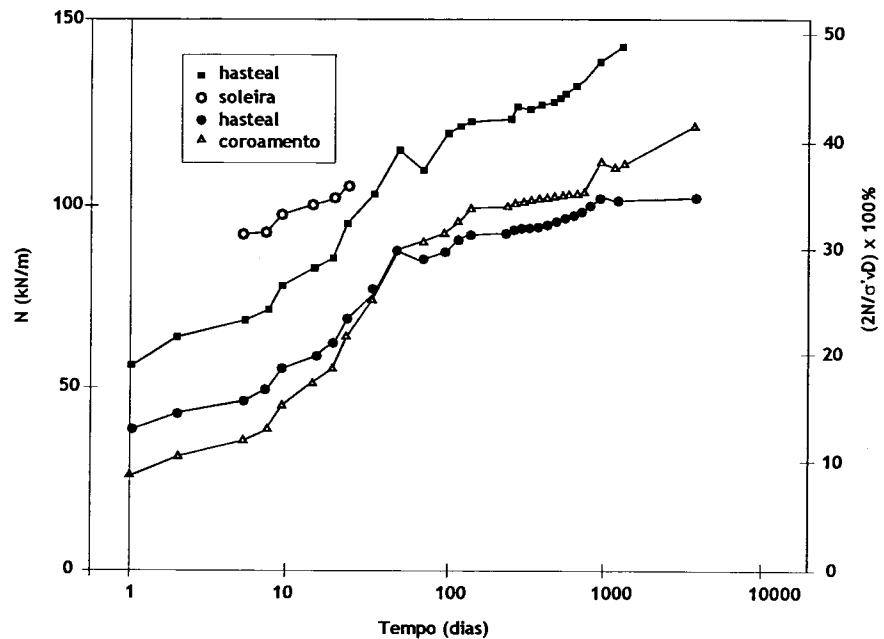


Figura 1.21 - Evolução no tempo dos esforços axiais mobilizados no suporte de betão de um túnel de 4m de diâmetro aberto nas Argilas de Londres: "Oxford Trunk" (Barrat et al., 1994)

Segundo Almeida e Sousa (1998), o aumento com o tempo dos esforços actuantes no suporte verifica-se independentemente do tipo de suporte: impermeável ou permeável.

No caso do suporte da escavação ser impermeável, uma vez que as pressões de água nos poros tendem para a condição de equilíbrio inicial, o aumento de carga está relacionado com a dissipação das pressões neutras negativas e o consequente acréscimo do teor em água nas zonas envolventes mais próximas do túnel. Sendo a compressibilidade do suporte muito pequena, esta expansão do solo provocará um aumento de carga sobre o suporte.

Caso o suporte da escavação funcione como uma fronteira permeável, ou seja, caso o túnel funcione como um dreno, o escoamento que se estabelece em torno da abertura provocará forças de percolação, dirigidas no sentido do movimento, que contribuirão para o aumento dos esforços actuantes no suporte.

No que concerne ao valor final dos esforços actuantes no suporte, estudos efectuados por Atkinson e Mair (1983) revelam que, para o caso de túneis profundos e admitindo que o nível de água se mantém constante, a longo prazo a carga total no suporte é a mesma independentemente do facto daquele ser permeável ou impermeável.

No caso de túneis superficiais, Shin et al. (2002) apresentam a evolução das cargas actuantes no suporte ao longo do tempo para diferentes condições de permeabilidade, nomeadamente considerando um suporte totalmente impermeável, totalmente permeável ou com permeabilidade finita (Figura 1.22).

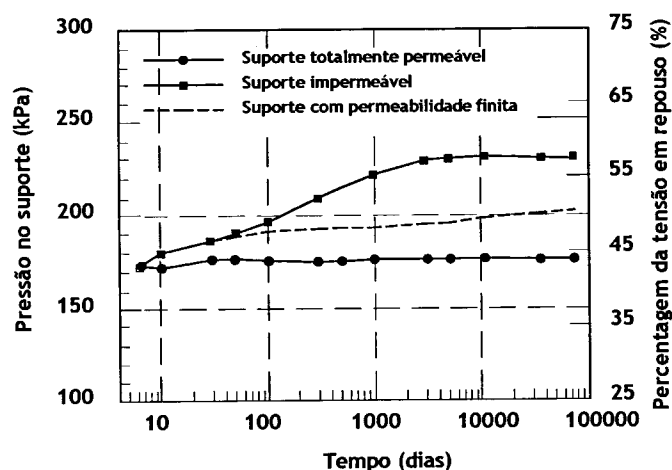


Figura 1.22 - Efeito da permeabilidade do suporte nas cargas sobre o suporte (Shin et al., 2002)

A observação da figura anterior permite concluir que caso o suporte seja permeável as tensões que sobre ele actuam são menores do que as que actuam sobre o suporte impermeável e serão tanto menores quanto maior for a permeabilidade do suporte. Com efeito, a adopção de um suporte totalmente permeável, possibilitando a entrada de água para o interior da secção do túnel acarreta menores pressões intersticiais e menores tensões totais, pelo que são menos significativas as cargas que actuam no suporte. Pode observar-se também que considerando o suporte permeável as cargas tendem a manter-se sensivelmente constantes ao longo do tempo, ao passo que adoptando um suporte impermeável as cargas tendem a aumentar com o tempo.

1.6 REVISÃO DE ANÁLISES DE CONSOLIDAÇÃO EM REDOR DE TÚNEIS

A maior parte dos trabalhos que se dedicam à modelação de túneis que atravessam maciços abaixo do nível freático consideram o comportamento do solo apenas em condições drenadas ou não drenadas.

As análises em condições drenadas são geralmente utilizadas no caso de túneis situados em maciços constituídos por areias e cascalhos. Este é o caso dos metros de Lyon, de Milão e de Kasuta no Japão (Atwa, 1996). A análise em condições drenadas parece constituir uma aproximação satisfatória do comportamento destes solos, uma vez que os resultados dos cálculos apresentam em geral uma boa concordância com as medições de campo.

No caso de solos argilosos, é comum considerar apenas a resposta do solo a curto prazo, durante as fases construtivas, em condições não drenadas. Esta aproximação foi proposta por Clough e Schmidt (1981) e foi também implementada por Katzenbach e Breth

(1981), Rowe e Kack (1983), Ng et al. (1986) e Lee e Rowe (1991). O cálculo pode ser complementado por uma análise em condições drenadas para simular as deformações induzidas no maciço a longo prazo (Ng et al., 1986).

A modelação do atravessamento de um maciço por um túnel através de uma análise de consolidação acoplada, apesar da sua importância, tem sido objecto de um número bastante limitado de estudos. O Quadro 1.1 agrupa os principais trabalhos anteriores nesta área, de que se tem conhecimento. Alguns destes trabalhos são baseados em diferentes aproximações (Howland, 1980, Xueyen e Xhixing, 1988, Samarasekera e Eisenstein, 1992). Outros, pelo contrário constituem modelações mais precisas do acoplamento hidromecânico em redor de túneis, em particular pelo método dos elementos finitos.

O trabalho de Howland (1980) foi o primeiro a estudar os assentamentos por consolidação em maciços atravessados por um túnel. A sua aproximação reside na determinação da distribuição dos excessos de pressões intersticiais no maciço após a passagem do túnel empregando redes de percolação adaptadas às condições fronteira impostas pela escavação e pelos limites do maciço. O cálculo foi efectuado segundo a teoria unidimensional de Terzaghi (1925) considerando que em cada ponto do maciço a variação da tensão efectiva média é igual ao excesso de pressão intersticial gerado e supondo que existe uma relação logarítmica entre o assentamento e a variação da tensão efectiva média.

Apesar de considerar hipóteses simplificativas (consolidação unidimensional) e de desprezar os assentamentos devidos a quaisquer outros fenómenos em torno do túnel, esta aproximação permitiu obter resultados próximos das medições efectuadas nos túneis de Willington e Stockton-on-Tees (McCaul, 1978).

A primeira análise mais rigorosa dos fenómenos de consolidação em redor de túneis superficiais foi realizada por Carter e Booker (1981 e 1982). Estes autores empregaram a transformação de Laplace para resolver as equações elementares da consolidação em condições axissimétricas, empregando dois modelos para simular o comportamento do terreno: um modelo elástico (Carter e Booker, 1981) e um modelo visco-plástico (Carter e Booker, 1982). A solução do problema é apresentada sob a forma de ábacos que fornecem o deslocamento radial, a tensão radial e a pressão de água nos poros em redor do túnel, em função de parâmetros adimensionais relativos à coordenada radial do ponto considerado, ao raio do túnel e a um factor tempo. No entanto, os resultados desta análise permitem apenas estudar pontos situados em torno de uma parede de um túnel e, uma vez que consideraram um modelo axissimétrico, este terá que ser circular e profundo e aberto num maciço com campo de tensões hidrostático.

Quadro 1.1 - Trabalhos anteriores consagrados à modelação da consolidação em torno de túneis escavados em argilas (baseado em Atwa, 1996)

Autores	Tipo de análise (dimensões)	Método de resolução	Comportamento do solo	Caso de referência	Observações
Howland (1980)	Gráfica-analítica (2D)	Redes de percolação e consolidação unidimensional	Lei edométrica	Túneis de Willington e Stockton-on-Tees	Validação por medições dos assentamentos à superfície
Carter e Booker (1981 e 1982)	Análítica (axissimétrica)	Transformações de Laplace, consolidação radial	Modelo elástico e visco-elástico	-	Ábacos que fornecem o assentamento, as tensões radiais e as pressões intersticiais em redor de um túnel profundo
Clough et al. (1985); Finn e Clough (1985)	Númerica (2D)	Acoplamento hidromecânico por elementos finitos	Modelo hiperbólico, Cam Clay Modificado e Modelo de Prevost	Túnel de S. Francisco	Validação por medições de assentamentos horizontais e verticais
Ohta et al. (1985)	Númerica (2D)	Acoplamento hidromecânico por elementos finitos	Modelo elasto-visco-plástico (Sekigushi-Ohta, 1977)	2 Túneis no Japão	Validação por medições de assentamentos nas direcções transversal e longitudinal
De Bruyen et al. (1985)	Númerica (2D)	Acoplamento hidromecânico por elementos finitos	2 Modelos visco-plásticos	Túnel experimental de Mol (Bélgica)	Comparação dos resultados de dois códigos de cálculo (GEFDYN e GEOMEQ) com medições de deslocamentos na frente
Xueyen e Xhixing (1988)	Empírica (2D)	Escoamento lateral e fórmula de Peck	Solo incompressível	Túnel de Huangpu	Validação pela bacia de subsidência medida <i>in situ</i> e por cálculos numéricos
Liang (1988)	Númerica (2D)	Acoplamento hidromecânico por elementos finitos	Cam Clay Modificado com fluência	-	Estudo paramétrico considerando o assentamento da superfície, as pressões intersticiais em redor do túnel e as pressões sobre o suporte
O'Reilly et al. (1991); Mair et al. (1992)	Númerica (2D)	Acoplamento hidromecânico por elementos finitos	Cam Clay Modificado	Túnel de Grimsby	Validação dos resultados de cálculo a partir de medições de assentamentos com o tempo em cortes transversais e longitudinais

Autores	Tipo de análise (dimensões)	Método de resolução	Comportamento do solo	Caso de referência	Observações
Samarasekera e Eisenstein (1992)	Númerica (2D)	Coefficientes de Henkel, consolidação unidimensional	Lei hiperbólica modificada (Byrne et al., 1982)	-	Aplicação do Método dos Elementos Finitos. Comparação entre o comportamento de uma argila normalmente consolidada e uma sobreconsolidada
Yi et al (1993)	Númerica (2D)	Consolidação Elementos finitos	Lei visco-plástica	Túnel de Furongjiang, Xangai	Comparação entre os resultados numéricos e os resultados de medições de campo, e mostra-se que há um acordo encorajante entre as respostas calculadas e medidas
Atwa (1996)	Númerica (2D)	Consolidação Elementos finitos	Lei elastoplástica: modelo Melanie	Túnel de Grimsby	Validação por comparação com medições de assentamentos durante um período de 11 anos
Komiya et al. (2001)	Estudo de campo e análise numérica (2D)	Elementos finitos	Modelo Cam-Clay	Solo aluvial argiloso num site em Koto-ku (Tóquio)	Tendência semelhante do comportamento a longo prazo das injeções e do modelo
Shin et al. (2002)	Númerica (2D)	Consolidação acoplada por elementos finitos	Mohr Coulomb	Argilas de Londres e saibros de Seul	Os resultados obtidos para as argilas de Londres foram comparados com as medições de Barrat et al. (1994) e revelaram-se ligeiramente sobrestimados
Drakos et al. (2002)	Númerica (2D)	Consolidação	Mohr Coulomb	Metro de Atenas	Comparação dos resultados numéricos com as medições efectuadas numa secção do Metro de Atenas. É evidenciada uma grande influência do coeficiente de alívio de tensões no comportamento diferido de túneis.

Uma outra hipótese de aproximação do problema foi a proposta por Xueyen e Xhixing (1988), que consideraram a hipótese de uma drenagem unidimensional, neste caso apenas admitindo escoamento lateral em direcção ao túnel e analisando os assentamentos a partir da proposta de Peck (1969). No entanto, a aproximação destes autores não permite ter em consideração a influência da drenagem sobre a extensão lateral da bacia de subsidência.

O estudo de Finno e Clough (1985) foi realizado sobre um túnel colector em S. Francisco, com 3,7m de diâmetro, escavado com um escudo por contra-pressão de terras a 8,0m de profundidade num maciço argiloso. A modelação do comportamento do solo foi realizada empregando três modelos de comportamento, nomeadamente dois modelos elastoplásticos, o Modelo Cam-Clay e o Modelo de Prévost (1980), e um modelo não linear elástico, o modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970). Nos modelos elastoplásticos foi considerado o acoplamento hidromecânico, e os resultados mostraram boa concordância com os resultados obtidos *in situ* no que respeita aos deslocamentos horizontais e à evolução no tempo dos assentamentos superficiais.

Ohta et al. (1985) analisaram os movimentos induzidos pela construção de dois túneis paralelos num maciço estratificado, a partir de uma combinação de análises transversais e axissimétricas, empregando um modelo elasto-visco-plástico com consideração da fluência. Estes cálculos permitiram obter uma evolução dos assentamentos superficiais semelhante à observada *in situ*.

O trabalho de De Bruyen et al. (1985), integrado num projecto de investigação belga sobre armazenamento subterrâneo de resíduos radioactivos, compreende um túnel experimental com 41,0m de comprimento, e 3,5m de diâmetro realizado a 223,0m de profundidade por afundamento na argila de Boom. Em primeiro lugar foi realizada uma análise em tensões totais e em seguida uma análise em tensões efectivas com consideração da consolidação acoplada. Os resultados vêm enaltecer o interesse em realizar uma análise com consolidação, uma vez que os cálculos efectuados considerando o acoplamento hidromecânico conduziram a valores dos excessos de pressões intersticiais muito próximos dos valores medidos *in situ*.

Liang (1988) utilizou um programa que permite estudar a consolidação através de um modelo derivado do Modelo Cam-Clay Modificado que tem em consideração a fluência das argilas. Este autor efectuou um estudo paramétrico para avaliar a influência do vazio criado entre o suporte e o perímetro da secção escavada e da fluência na variação das pressões intersticiais no maciço. Os autores estudaram um túnel circular com 11,0m de diâmetro construído a 13,5m de profundidade e realizaram quatro cálculos. Os resultados mostram que o aumento do vazio criado entre o suporte e a fronteira da secção escavada provoca o aumento dos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo, e que a fluência do maciço tem o efeito de atenuar a dissipação dos excessos de pressão intersticial.

Mair et al. (1992) efectuaram um cálculo de consolidação para estudar os assentamentos superficiais no túnel de Grimsby, onde os assentamentos foram medidos durante 11 anos após o final da construção. A modelação foi realizada empregando o modelo Cam-Clay Modificado para caracterizar o comportamento da argila e os resultados obtidos foram comparados com os valores medidos *in situ*.

Tal como Howland (1980), também Samarasekera e Eisenstein (1992) realizaram uma análise empregando a teoria unidimensional da consolidação de Terzaghi. Estes autores realizaram uma análise bidimensional, não linear com o método de Elementos Finitos, que se desenvolveu em duas fases: em primeiro lugar para obter a distribuição dos excessos de pressões intersticiais gerados pela escavação, em condições não drenadas e separando os efeitos hidráulicos dos efeitos mecânicos; e em segundo lugar para estudar a dissipação dos excessos de pressão intersticial considerando o comportamento hidromecânico do solo caracterizado pelo seu coeficiente de consolidação c_v .

Estes autores efectuaram um estudo que permite reflectir a influência de diversos parâmetros, nomeadamente da rigidez do suporte, do módulo de deformabilidade do solo, do campo de tensões inicial e da descarga devida à escavação, na amplitude dos excessos de pressão neutra gerados no maciço. Os resultados são apresentados usando parâmetros adimensionais e normalizados.

No entanto, a aplicação da teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi não deve ser considerada para estudar os fenómenos de consolidação em redor de túneis, dado que supõe que o escoamento se processa na direcção vertical. Com efeito, o coeficiente de consolidação c_v estabelecido por Terzaghi não é uma propriedade intrínseca do solo, uma vez que depende das condições de drenagem e de deformação do maciço estudado, pelo que quando determinado a partir de um ensaio edométrico clássico, só será válido para aplicações em que as condições de carregamento sejam semelhantes às do ensaio (Atwa, 1996). Este estudo de Samarasekera e Eisenstein (1992) apresenta ainda algumas contradições no que concerne a determinação dos excessos de pressões neutras gerados. Os autores consideraram os parâmetros de Henkel como propriedades intrínsecas do material quando foi provado que estes são função do estado de tensão no maciço (Henkel, 1960). Finalmente os valores utilizados pelos autores para caracterizar os diferentes tipos de solo foram os obtidos por Henkel (1960) correspondentes à rotura das amostras, o que não é coerente nem com a generalização desses valores a todos os elementos do maciço, nem com a consideração de comportamento elástico do solo na segunda fase do cálculo (Atwa, 1996).

Yi et al (1993) descrevem as pressões de água nos poros e as deformações induzidas por um escudo utilizado para construir o túnel de esgoto de Furongjiang, no solo saturado de Xangai. Estes autores estabelecem uma técnica numérica para prever essas deformações e pressões intersticiais, que adopta uma análise de consolidação visco-plástica para descrever a

dependência do tempo das deformações e o comportamento de endurecimento do solo usando parâmetros obtidos em ensaios de fluência triaxiais. Finalmente os autores comparam os resultados numéricos com os resultados de medições de campo, e verifica-se que uma boa concordância entre as respostas calculadas e medidas.

Atwa (1996) desenvolveu um trabalho que estuda a percolação para o interior de túneis construídos abaixo do nível freático e a consolidação induzida pelo escoamento em solos compressíveis. O autor conduziu diversas análises utilizando um programa de cálculo automático baseado no Método dos Elementos Finitos, desenvolvido no LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). Para analisar o comportamento dos solos compressíveis foram realizadas análises com acoplamento hidromecânico utilizando uma lei constitutiva elastoplástica anisotrópica, modelo Melanie. O método desenvolvido foi utilizado para analisar um caso de estudo, referente ao túnel de Grimsby construído em solo argiloso brando. O autor comparou os resultados obtidos com as modelações numéricas que empregaram o modelo Melanie, com os resultados fornecidos por leis constitutivas elásticas isotrópicas, elásticas anisotrópicas e elastoplásticas isotrópicas, e testou várias hipóteses para o acoplamento hidromecânico acima do nível freático. Os resultados obtidos foram comparados com medições efectuadas durante 11 anos no túnel de Grimsby.

Komyia et al. (2001) realizaram um estudo de campo e ensaios de laboratório para analisar a eficácia da execução de injeções para reduzir os assentamentos superficiais durante a construção subterrânea em solos brandos. Os ensaios de campo foram levados a cabo durante a construção de um túnel com escudo em solo aluvial argiloso em Koto-ku, no Japão. A calda foi injectada a alguma distância do túnel, e os assentamentos à superfície e na subsuperfície acima do túnel foram medidos. Foi realizado um estudo em laboratório para investigar os parâmetros que controlam o comportamento a longo prazo das injeções em argilas. Estes autores concluíram que se consegue melhor eficiência das injeções em argilas sobreconsolidadas do que em argilas normalmente consolidadas, e que a eficiência aumenta com o aumento do volume de injeções. Foi realizada uma análise por elementos finitos das experiências de laboratório, que confirmaram que a quantidade e extensão dos excessos de pressão neutra gerados durante a injeção controlam a eficiência das injeções a longo prazo. Foi também realizada uma análise por elementos finitos para simular os ensaios de campo e simular a deformação do solo a longo prazo depois da injeção de calda.

Shin et al. (2002), num trabalho já referido anteriormente, apresentam uma análise não linear empregando o Método dos Elementos Finitos para avaliar a importância dos diversos factores que controlam a interacção entre o túnel e o solo durante o período de equilíbrio após construção até à estabilidade a longo prazo. Estes autores apresentam as diferenças entre as respostas a longo prazo do solo e do suporte considerando diferentes condições de escoamento no maciço após a construção do túnel, controladas pelas

permeabilidades do maciço e do suporte e pela alimentação ou não do nível freático. Os autores realçam a importância que deve ser atribuída à permeabilidade do suporte e às fronteiras hidráulicas do problema, e identificam os efeitos da percolação no comportamento do túnel.

Drakos et al. (2002) realizaram uma análise numérica do comportamento diferido de túneis superficiais recorrendo à aplicação da teoria da consolidação acoplada e utilizando o Método dos Elementos Finitos. Estes autores compararam as suas previsões para os assentamentos superficiais com os valores medidos numa secção instrumentada da linha de metro de Atenas. Foram realizadas ainda algumas análises paramétricas para avaliar a influência de parâmetros como o coeficiente de alívio de tensões, os parâmetros caracterizadores da cedência do solo e a permeabilidade do solo no comportamento diferido de túneis. As principais conclusões apontam para uma importante influência do coeficiente de alívio de tensões no comportamento a longo prazo do túnel.

Não já no domínio da interpretação do comportamento diferido de túneis através de análises analíticas ou numéricas, mas sim no da instrumentação e observação de obras ao longo do tempo, merecem referência especial os trabalhos de Barrat et al. (1994) e de Bowers et al. (1996).

O trabalho apresentado por Barrat et al. (1994) refere-se aos resultados da monitorização a longo prazo das cargas que se desenvolvem nos suportes de duas secções instrumentadas na Linha Jubilee (Londres). A profundidade do eixo do túnel nas secções instrumentadas foi de 20,0m em Regents Park e 15,5m em Oxford Trunk. Os resultados da monitorização revelaram que na primeira secção a carga vertical no suporte atingiu 60% da tensão de repouso ao fim de 19 anos e meio e a carga horizontal atingiu cerca de 40 % da tensão de repouso no mesmo período; ao passo que na segunda as cargas no suporte cresceram de forma aleatória entre 35% e 50% da tensão de repouso durante um período de 7 anos e meio.

O trabalho apresentado por Bowers et al. (1996) refere-se à monitorização em torno do Heathrow Express Trial Tunnel, das deformações do solo, das pressões de água nos poros e das tensões instaladas no terreno durante três anos desde a escavação, período de tempo em que o único suporte instalado era o temporário. Para medir assentamentos foi instrumentada a superfície e a secção do túnel com extensómetros, níveis de precisão digital e geomensores. Para avaliar variações nos níveis de água foram colocados piezómetros e foram também utilizadas células de carga para medir as tensões no terreno. Os resultados da instrumentação revelaram uma significativa continuidade dos movimentos durante os três anos desde a escavação. No entanto, no final deste período, a taxa de movimento era já bastante reduzida, e em algumas zonas os movimentos induzidos pela construção do túnel eram mesmo difíceis de distinguir dos movimentos sazonais.

CAPÍTULO 2 PROGRAMA DE CÁLCULO

2.1 INTRODUÇÃO

É de há muito reconhecida a importância dos métodos numéricos na previsão e (ou) análise do comportamento de um túnel. Trata-se de métodos aproximados que permitem a resolução do conjunto de equações diferenciais que qualquer meio em equilíbrio deve satisfazer - equações de equilíbrio indefinido, equações de compatibilidade, equações constitutivas e condições de fronteira - através da sua substituição por um sistema de equações algébricas.

De entre os vários disponíveis, o método numérico que tem tido maior aplicação no caso das obras geotécnicas, particularmente na escavação de túneis, é o método dos elementos finitos. Na realidade, trata-se de um método que, para além de apresentar uma sólida fundamentação teórica e um apreciável nível de sofisticação, se tem revelado muito versátil, possibilitando:

- i. a consideração da geometria da escavação e das condições do terreno, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático;
- ii. a consideração do estado de tensão previamente existente;
- iii. a simulação das diversas fases construtivas;
- iv. a integração no cálculo de diferentes equações constitutivas para simular o comportamento dos diversos materiais envolvidos, nomeadamente ao longo do tempo;

v. a consideração da interacção maciço-suporte.

Para a prossecução do trabalho que se apresenta nesta tese foi utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido inicialmente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por Silva Cardoso (1987) e posteriormente por Almeida e Sousa (1998) e Venda Oliveira (2000) na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Trata-se de um programa que permite a análise de problemas em condições associadas a estados planos de tensão e de deformação e estados axissimétricos.

Por forma a ser possível simular todas as componentes de uma estrutura geotécnica (maciço, estrutura de suporte, escoras, tirantes, interfaces entre os diversos materiais e superfícies de descontinuidade), são diversos os tipos de elementos finitos incorporados⁴ no programa. Estando a cada elemento associado um critério específico de activação e desactivação, as diversas fases construtivas podem ser consideradas separada e sequencialmente. Outros tipos de solicitações, como sejam sobrecargas concentradas e distribuídas, deslocamentos impostos em determinados pontos e retiradas de apoios, podem também ser considerados.

Com o objectivo de simular o comportamento não linear que a maioria dos materiais geotécnicos exhibe, são vários os modelos constitutivos que se encontram implementados. Para além da não linearidade material, o programa permite a consideração da não linearidade geométrica, consequência da existência de variações finitas da geometria da estrutura devido à sua deformação.

Para além das tradicionais análises em condições não drenadas e totalmente drenadas, o modelo de cálculo permite a consideração da consolidação acoplada, sendo neste caso analisados simultaneamente o processo de deformação do esqueleto sólido e de dissipação dos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo pela construção da obra geotécnica.

Este capítulo da tese destina-se a apresentar as principais características e potencialidades do programa de cálculo acima referido. Na primeira secção é feita referência à formulação geral do método dos elementos finitos utilizada e nas secções seguintes são apresentados a estrutura do programa de análise estrutural e alguns dos algoritmos implementados, nomeadamente dos que permitem: i) a definição do estado de tensão inicial; ii) a simulação das várias fases construtivas e solicitações aplicadas; iii) a resolução do problema não linear; iv) a caracterização do estado de tensão final. Na última secção do capítulo é referenciada a implementação do fenómeno da consolidação.

2.2 FORMULAÇÃO GERAL DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.2.1 Fundamentos

O princípio fundamental do método dos elementos finitos consiste na transformação das equações diferenciais que regem problemas formulados sobre domínios contínuos em sistemas de equações lineares.

A análise de um problema através da aplicação desta técnica de elementos finitos pode ser basicamente dividida em três etapas.

A primeira etapa consiste na divisão do domínio em subdomínios de geometria simples e com número finito de pontos nodais onde se compatibilizam as incógnitas (deslocamentos no caso da Mecânica Estrutural), designados por elementos finitos.

Em cada um destes elementos finitos são depois estabelecidas as relações entre as diferentes grandezas que regem o fenómeno físico. A determinação destas relações constitui a segunda etapa do processo e o procedimento consiste, no caso da Mecânica Estrutural, em estabelecer as condições de equilíbrio.

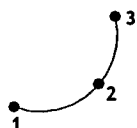
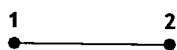
A terceira etapa do processo corresponde à análise da estrutura composta por um determinado número de elementos, todos eles com propriedades previamente conhecidas e ligados entre si do modo indicado.

2.2.2 Discretização do domínio

A primeira fase consiste na divisão do domínio em subdomínios de geometria simples e com número finito de pontos nodais onde se compatibilizam as incógnitas, designados por elementos finitos. Para que se possam discretizar as várias componentes de uma estrutura geotécnica, o programa de cálculo considera vários tipos de elementos finitos. Na Figura 2.1 apresentam-se esquematicamente os elementos finitos isoparamétricos unidimensionais e bidimensionais implementados.

Para simular superfícies de descontinuidade, em grande parte responsáveis pela deformabilidade dos maciços rochosos e das superfícies de contacto entre materiais com características de deformabilidade bastante diferentes, foram utilizados elementos de junta unidimensionais (Figura 2.2), que são definidos por duas faces e apresentam espessura nula.

Unidimensionais



Bidimensionais

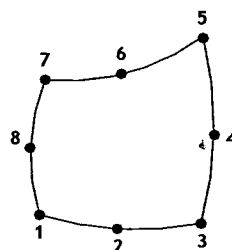
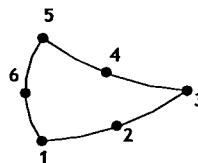
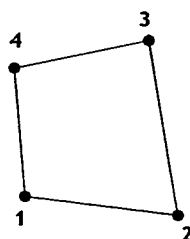
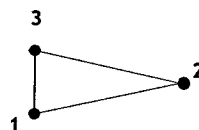


Figura 2.1 - Elementos finitos isoparamétricos unidimensionais e bidimensionais utilizados

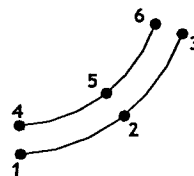
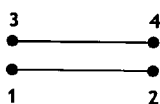


Figura 2.2 - Elementos finitos de junta unidimensionais implementados (4 e 6 pontos nodais)

No programa utilizado encontram-se também implementados os chamados elementos infinitos (Figura 2.3). Estes, são elementos que colocados na periferia da malha permitem a consideração de um domínio semi-infinito, sem que seja necessário truncar a malha a uma distância considerada suficientemente afastada da zona a analisar (Marques, 1984).

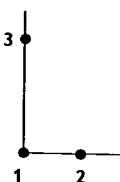
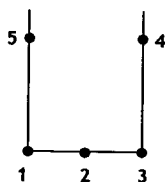


Figura 2.3 - Elementos infinitos bidimensionais implementados

2.2.3 Introdução das equações que regem o fenómeno

A segunda fase do método consiste em introduzir, ao nível de cada elemento, as equações que regem o fenómeno físico, que no caso da Mecânica Estrutural são as equações de equilíbrio. Para tal é necessário começar por estabelecer, em função dos deslocamentos dos pontos nodais, os campos de deslocamentos, de deformações e de tensões no interior e na fronteira do elemento.

A determinação aproximada do campo de deslocamentos de cada elemento, a partir dos deslocamentos nodais, é feita recorrendo a funções de interpolação, chamadas funções de forma. Assim, o vector das componentes do deslocamento em qualquer ponto do interior de cada elemento, $\{U_e\}$, pode ser calculado no espaço bidimensional pela resolução da seguinte equação:

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

onde:

$[N]$ é a matriz que agrupa as funções de forma N_i , e

$\{U_e^n\}$ é o vector dos deslocamentos nodais no elemento e .

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

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

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

Para determinar o estado de tensão, $\{\sigma\}$, em qualquer ponto do elemento recorre-se à relação constitutiva do material que o constitui, que na sua forma mais geral pode ser descrita por:

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

onde $\{\sigma_0\}$ e $\{\varepsilon_0\}$ representam as tensões e as deformações iniciais e $[D]$ representa a matriz tensão-deformação do material, que é independente do estado de tensão ou de deformação para materiais com comportamento elástico e linear.

Uma vez definidos, em função dos deslocamentos nodais, os campos de deslocamentos, de deformações e de tensões é possível introduzir as equações de equilíbrio do elemento. Uma das maneiras de o fazer é recorrendo ao Princípio dos Trabalhos Virtuais.

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

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

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

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

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

Introduzindo em (2.4) as equações (2.3) e (2.2) obtém-se:

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

em que:

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

representa a matriz de rigidez do elemento e

$$\{F_e\} = \{q_e\} + \int_{V_e} [B]^T [D] \{\epsilon_0\} dV - \int_{V_e} [B]^T \{\sigma_0\} dV \quad (2.8)$$

representa o vector de solitação do elemento, vector este que armazena as forças externas aplicadas mais as forças nodais equivalentes aos estados de deformação e de tensão iniciais.

Os integrais de volume e de superfície, subjacentes às definições das matrizes e vectores acima apresentados, são calculados através de técnicas numéricas em que o integral de uma dada função é substituído por um somatório dos produtos do valor da função, calculada em determinados pontos, pelos correspondentes valores ponderados. A técnica utilizada no programa de cálculo utilizado é a de Gauss-Legendre.

2.2.4 Agrupamento e resolução do sistema de equações

Definidas as equações que traduzem o equilíbrio em cada elemento, passa-se à terceira etapa do processo que consiste na reprodução da totalidade do domínio inicial. Esta operação passa pelo estabelecimento das ligações apropriadas entre os diversos elementos, de forma que fique garantida a necessária continuidade dos deslocamentos. O processo envolve a criação de um sistema de equações lineares do tipo da relação (2.6), mas alargado agora a todo o domínio do problema.

Para isso é necessário ordenar os pontos nodais e proceder ao espalhamento das matrizes de rigidez e dos vectores de solicitação e à soma das contribuições de cada elemento na posição correspondente aos respectivos pontos nodais.

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

Nos casos em que ocorra perda de validade da lei de Hooke - não linearidade material - e (ou) variações finitas da geometria da estrutura - não linearidade geométrica - a matriz de rigidez deixa de ser constante, passando a ser dependente do nível de tensão, ou dos deslocamentos correntes, e da história do carregamento do material. Assim o sistema de equações não pode ser resolvido directamente. Nestes casos tem de se recorrer a uma sequência de cálculos lineares, até se atingir uma solução que origine tensões e deformações que satisfaçam simultaneamente as equações que regem o fenómeno (equações de equilíbrio na Mecânica Estrutural) e as leis constitutivas adoptadas.

2.3 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO PROGRAMA

2.3.1 Organograma

A Figura 2.4 apresenta esquematicamente a estrutura básica do programa de cálculo utilizado no âmbito desta tese (Almeida e Sousa, 1998).

Em primeiro lugar procede-se à leitura dos dados gerais que permitem controlar todo o processo de resolução do problema e dos dados que possibilitam a definição da geometria do problema, das condições de fronteira e das propriedades dos diferentes materiais.

Definem-se em seguida para todos os elementos as matrizes de deformação, que no caso da linearidade geométrica se mantêm constantes ao longo de todo o processo de

resolução, e calculam-se as forças nodais equivalentes ao peso de todos os elementos que irão simular o maciço.

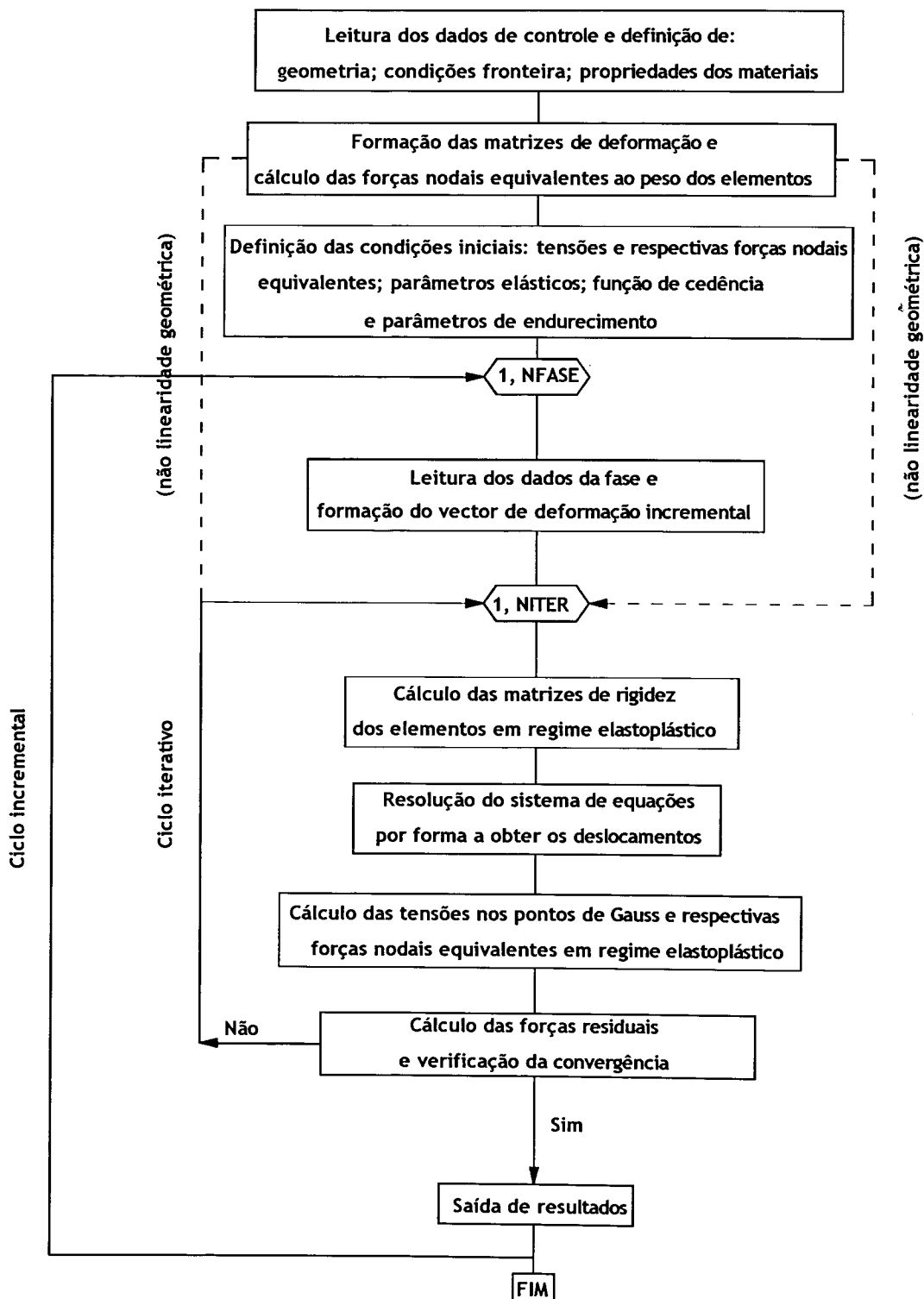


Figura 2.4 - Organograma do programa de cálculo utilizado (Mecânica Estrutural)

Posteriormente caracteriza-se o estado de tensão inicial e calculam-se as forças nodais equivalentes, assim como os valores iniciais das constantes elásticas e dos níveis de tensão correspondentes às superfícies de cedência empregues para simular o comportamento dos diversos materiais.

Para cada fase de cálculo, procede-se à leitura dos dados fornecidos pelo utilizador que permitem a definição do tipo de solicitação, do número máximo de iterações, do algoritmo de resolução do problema não linear e da tolerância permitida, após o que se calcula o vector das forças nodais equivalentes à solicitação considerada.

Para cada iteração e em função do algoritmo de resolução não linear escolhido, a matriz de rigidez global será ou não reformulada. No caso de o ser, o seu cálculo é feito atendendo ao valor do estado de tensão actual, ao modelo constitutivo empregue e ainda, para o caso da não linearidade geométrica, à nova geometria da estrutura.

A resolução do sistema permite obter os deslocamentos nodais incrementais em cada iteração, a partir dos quais é possível actualizar os deslocamentos nodais totais e calcular as deformações e as tensões nos pontos de Gauss de qualquer elemento. Caso o comportamento seja não linear, as tensões obtidas terão que ser corrigidas de acordo com o modelo de comportamento escolhido. Com as tensões corrigidas calculam-se as forças nodais equivalentes em regime elastoplástico.

Comparando as forças nodais equivalentes (resistentes) com as forças externas aplicadas, obtêm-se as forças residuais, cuja grandeza permitirá verificar se houve ou não convergência. O critério de convergência adoptado corresponde ao da norma dos resíduos, segundo o qual a convergência ocorre quando a norma das forças residuais for menor que uma determinada percentagem da norma das forças externas aplicadas.

Se o critério de convergência for satisfeito são impressos os resultados e passa-se ao cálculo da fase seguinte. Caso contrário o processo iterativo recomeça, utilizando-se as forças residuais obtidas como vector solicitação.

2.3.2 Definição do estado de tensão inicial

No programa de cálculo utilizado, para definir o estado de tensão inicial estão implementados três procedimentos distintos.

O primeiro procedimento consiste em realizar uma análise preliminar por elementos finitos em que as forças exteriores aplicadas correspondem à acção da gravidade. Em primeiro lugar é atribuído a todos os elementos da malha um módulo de deformabilidade igual e muito elevado para que não haja transferência de tensões entre elementos com rigidez diferente. Em seguida, calculam-se os deslocamentos nodais e as tensões nos pontos

de Gauss correspondentes ao efeito da aplicação das forças gravíticas a todos os elementos da malha. Anulam-se os deslocamentos, as tensões horizontais e as tensões de corte obtidos anteriormente e procede-se, finalmente, ao cálculo das tensões horizontais, partindo dos valores obtidos para as tensões verticais e da grandeza do respectivo coeficiente de impulso em repouso (K_0).

O segundo procedimento, aplicado no caso do maciço simulado ser de geometria simples e o terraplino horizontal, consiste em determinar para cada ponto de integração numérica (ponto de Gauss) o valor da tensão vertical em função do peso volúmico do material e da espessura dos estratos horizontais sobrejacentes. A tensão horizontal é calculada a partir do produto daquela tensão vertical pelo respectivo coeficiente de impulso em repouso.

O terceiro procedimento consiste em atribuir a todos os pontos de integração⁴ de Gauss um mesmo valor para a tensão vertical, ou seja permite instalar um estado de tensão uniforme. O valor da tensão horizontal é calculado por meio do K_0 , do mesmo modo que nos procedimentos anteriores.

No caso de análises em condições drenadas, as tensões efectivas são obtidas tomando em consideração a posição do nível freático.

Uma vez definido o estado de tensão inicial, são determinadas para cada elemento as forças nodais equivalentes que serão posteriormente empregues na resolução iterativa do problema. Também são definidos os valores iniciais dos parâmetros elásticos e os níveis de tensão correspondentes à superfície de cedência utilizadas.

2.3.3 Simulação das fases construtivas e solicitações aplicadas

Dos vários tipos de solicitação que podem ser simulados, referência especial merece a simulação da escavação, nomeadamente da escavação de um túnel.

O método implementado no programa que permite essa simulação (Figura 2.5) envolve a modelação da variação da geometria do problema, a determinação das forças nodais equivalentes (nos pontos nodais da fronteira da escavação) às tensões exercidas pela massa de solo a escavar sobre o resto do maciço e a posterior análise do maciço remanescente sob a acção daquelas forças, mas com sinal contrário.

Como as tensões calculadas são somadas às tensões iniciais para se obter as tensões resultantes, com este procedimento, e como a Figura 2.5 ilustra, originam-se tensões nulas nas superfícies escavadas.

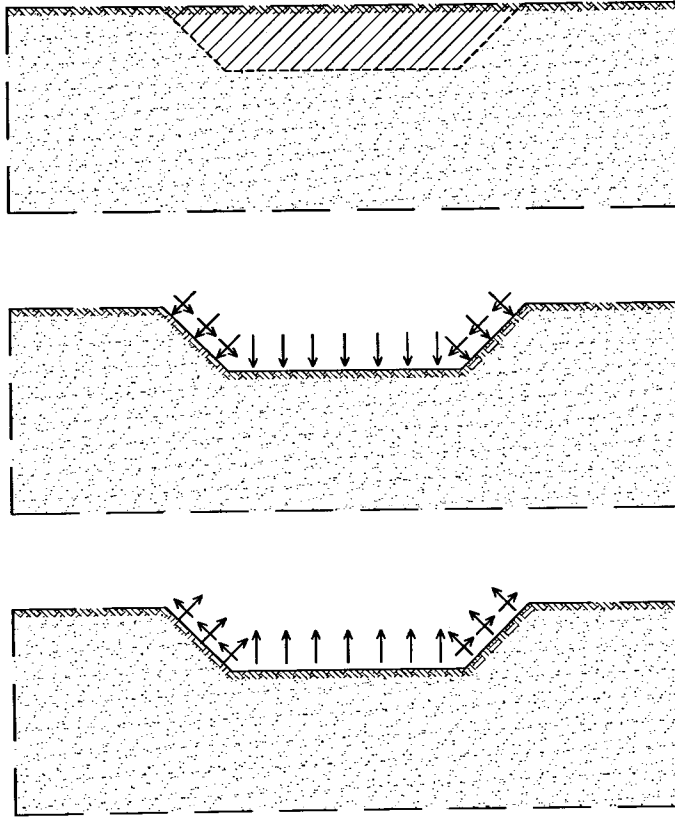


Figura 2.5 - Simulação numérica da escavação

A modelação da variação da geometria do problema é feita através da remoção dos elementos finitos que representam a zona do solo a escavar. Para tal efeito, é utilizada uma modelação de activação e desactivação dos elementos finitos que indica o domínio dentro do qual eles são activos.

No que respeita às forças nodais equivalentes a aplicar na massa de solo remanescente elas são calculadas directamente a partir da integração das tensões dos elementos escavados adjacentes à fronteira da escavação subtraindo-se as forças equivalentes ao seu peso:

$$\{f\} = \sum_1^M \left(\int_{V_e} [B]^T \{\sigma\} dV - \int_{V_e} [N]^T \gamma dV \right) \quad (2.9)$$

onde $\{\sigma\}$ representa o vector das tensões no elemento, γ o peso volúmico do respectivo material e M corresponde ao número de elementos escavados que compartilham um ponto nodal na fronteira escavada.

No caso particular do avanço de um túnel, apesar de este ser um problema tridimensional, é possível simular a escavação de uma secção transversal, por meio de uma série de análises de equilíbrio bidimensionais.

Admitindo que será instalada na secção do túnel uma estrutura de suporte, o equilíbrio final do conjunto, após a escavação, é um problema de interacção solo-estrutura, em que tanto a rigidez da estrutura como os deslocamentos que ocorreram no maciço antes da sua colocação desempenham um papel importante.

O método implementado no programa de cálculo que foi utilizado neste trabalho foi o método de convergência-confinamento, que permite converter os equilíbrios tridimensionais na frente da escavação em equilíbrios planos, supondo que uma parcela das tensões iniciais não actua após a instalação do suporte, já que foi aliviada pelos deslocamentos que ocorreram antes da sua instalação.

Utilizando para o suporte o conceito de curva característica definido para os maciços, curva que relaciona para diversos pontos do contorno da abertura as pressões aplicadas na parede com os deslocamentos, o método convergência-confinamento é um método simples e fácil de usar, que embora partindo de uma aproximação plana permite atender ao efeito tridimensional da frente da escavação e à natureza hiperstática da interacção entre o maciço e o suporte (Almeida e Sousa, 1998).

A Figura 2.6 ilustra o método convergência-confinamento para um túnel de secção circular sujeito a uma pressão hidrostática P_0 , admitindo para o maciço um comportamento elastoplástico e elástico linear respectivamente.

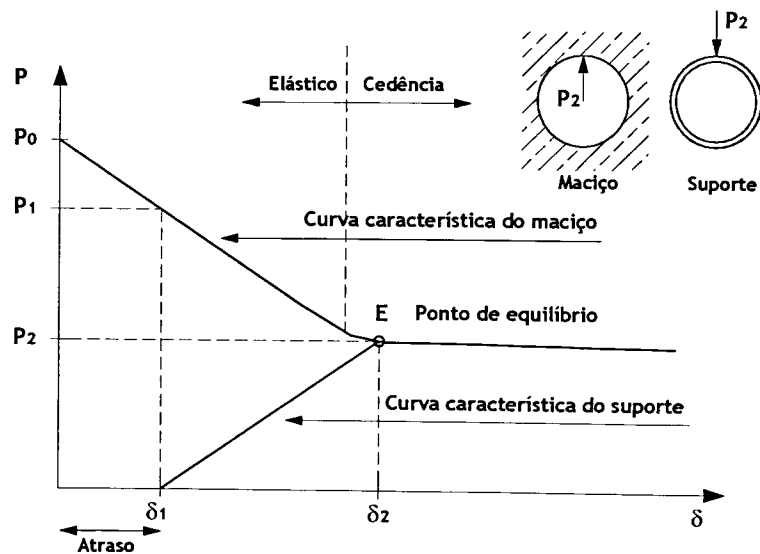


Figura 2.6 - Interacção maciço-suporte. Método convergência-confinamento

Uma vez que a estrutura de suporte é colocada a alguma distância da frente de escavação, o seu carregamento só se inicia depois de se ter processado algum deslocamento δ_1 , correspondente a um alívio de tensões no maciço de P_0 para P_1 . Se a rigidez do suporte fosse infinita, uma vez colocado este não sofreria qualquer deformação, pelo que a carga que o solicitaria seria a correspondente à tensão P_1 . No entanto, os suportes empregues na realidade sofrem algumas deformações, permitindo que ocorra ainda mais alívio de tensões no maciço até que se atinja o ponto E correspondente à intersecção das duas curvas no valor comum δ_2 , pelo que a tensão P_2 será a actuante no suporte.

A simulação da escavação utilizando este método consiste em três passos. Em primeiro lugar são removidos os elementos do interior da secção do túnel e aplicadas em sua substituição forças nodais equivalentes. Em segundo lugar, é libertada uma parcela dessas forças nodais, por forma a simular as deformações que ocorrem no maciço antes da instalação do suporte. Finalmente, uma vez instalado o suporte são libertadas as forças nodais remanescentes.

2.3.4 Resolução do problema não linear

Quando a matriz de rigidez é dependente directa ou indirectamente das incógnitas, ou seja do nível de deformação ou do nível de tensão, o problema é não linear.

Neste caso, a resolução directa da equação que traduz o equilíbrio em todo o domínio do problema não é possível, pelo que se torna necessário recorrer a técnicas de resolução de problemas não lineares. Estas técnicas podem subdividir-se em técnicas iterativas, técnicas incrementais e técnicas mistas.

Nos métodos iterativos a solicitação é aplicada de uma só vez no início do cálculo, e a solução obtida vai sendo corrigida sucessivamente até que as equações de equilíbrio sejam satisfeitas (Venda Oliveira, 2000). Esta técnica não é aplicável na maior parte dos problemas não lineares uma vez que não permite ter em consideração a influência da história do carregamento.

Para que a história do carregamento possa ser tida em consideração, é necessário recorrer a um processo incremental. No caso da construção sequencial de um túnel, por exemplo, o próprio processo construtivo implica o alívio progressivo de tensões no maciço, pelo que a análise incremental permite simular as diversas fases construtivas.

No método incremental, a solicitação total é subdividida num conjunto de incrementos de carga e a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento, não sofrendo alterações durante o mesmo. Na Figura 2.7 ilustra-se a aplicação deste método a um sistema com um grau de liberdade. Verifica-se que à medida que se aplicam os incrementos, a solução se vai afastando da solução correcta, pelo que se

obtem um aumento das forças não equilibradas (residuais), $\{\Psi\}$. A diferença entre as forças resistentes e as forças aplicadas será tanto menor quanto maior for o número de subdivisões da solicitação.

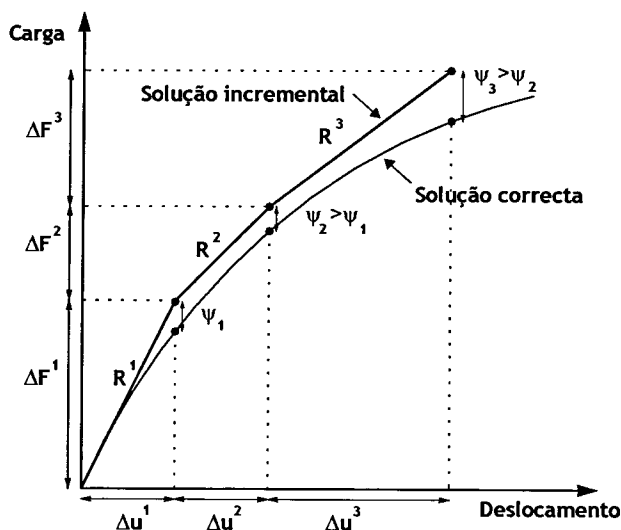


Figura 2.7 - Método incremental

Este modelo revela-se muito impreciso no caso de problemas em que o comportamento do solo possa variar de elástico a plástico ou vice-versa, já que se admite que durante um dado incremento a matriz de rigidez não sofre qualquer alteração. Se durante um incremento de carga o comportamento do solo se tornar plástico, as diferenças entre a solução obtida e a correcta aumentam, além de poder surgir um estado de tensão que viole as leis constitutivas (Ganendra, 1993).

Dado que o método iterativo não permite a consideração da história de tensões e o método incremental fornece resultados que se afastam da solução correcta, o programa de cálculo desenvolvido utiliza métodos mistos.

Estes métodos realizam um processo iterativo em cada incremento de carga que permite ajustar os parâmetros utilizados no cálculo, de modo que sejam satisfeitas as condições de equilíbrio e as leis constitutivas dos materiais.

No Método de Newton-Raphson, ilustrado na Figura 2.8 para o caso de um problema unidimensional, em cada passo do processo iterativo é necessário determinar o vector das forças residuais ou não equilibradas que será utilizado como vector de solicitação na iteração seguinte. Em cada iteração i do incremento j , as forças residuais $\{\Psi\}_i^j$ são dadas por:

$$\{\Psi\}_i^j = \{F\}_i^j - \{\varphi\}_i^j \quad (2.10)$$

onde $\{F\}^j$ representa o vector das forças nodais equivalentes às forças aplicadas e $\{\varphi\}_i^j$ representa o vector das forças equivalentes ao estado de tensão instalado, $\{\sigma\}_i^j$.

Na iteração seguinte, as forças residuais não equilibradas da iteração anterior, $\{\Psi\}_i^j$, são aplicadas, determinando-se os incrementos dos deslocamentos correspondentes:

$$\{\Delta U\}_{i+1}^j = [K_T(\{U\}_i^j)]^{-1} \cdot \{\Psi\}_i^j \quad (2.11)$$

onde $[K_T(\{U\}_i^j)]$ representa a matriz de rigidez tangente na iteração i do incremento j .

O vector dos deslocamentos nodais acumulados no incremento j , $\{U\}^j$ pode ser determinado por:

$$\{U\}^j = \{U\}^{j-1} + \sum_{i=1}^r \{\Delta U\}_i^j \quad (2.12)$$

A solução final é atingida quando o vector das forças residuais atingir um valor que satisfaça o critério de convergência pré-definido.

A observação da Figura 2.8 permite concluir que a convergência pode ser atingida com um pequeno número de iterações, no entanto, a técnica requer um elevado custo computacional, já que em cada iteração é necessário efectuar o cálculo e a inversão da matriz de rigidez.

Com o Método de Newton-Raphson Modificado, em vez de ser determinada uma nova matriz de rigidez tangente em cada iteração de cada incremento de solicitação, é utilizada uma matriz de rigidez $[\bar{K}]$ constante em várias iterações de um incremento j :

$$[K_T(\{U\}_i^j)] \approx [\bar{K}] \quad (2.13)$$

Assim, a equação (2.11) é expressa por:

$$\{\Delta U\}_{i+1}^j = [\bar{K}]^{-1} \cdot \{\Psi\}_i^j \quad (2.14)$$

Utilizando este método não é necessário calcular e inverter a matriz de rigidez, mas em contrapartida são necessárias mais iterações para que se obtenha a convergência.

A Figura 2.9 ilustra este método aplicado a um problema com um grau de liberdade, em que a matriz de rigidez é actualizada apenas no início de cada incremento de carga, mantendo-se constante durante esse incremento.

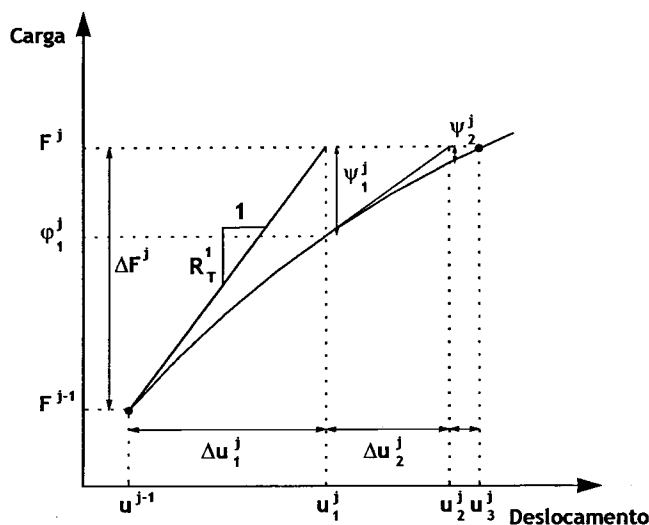


Figura 2.8 - Método de Newton-Raphson

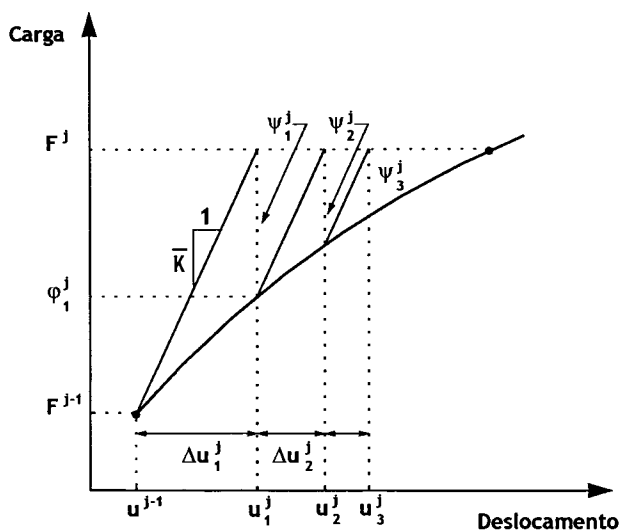


Figura 2.9 - Método de Newton-Raphson Modificado

No programa de cálculo são ainda possíveis duas outras formas de definir a matriz $[\bar{K}]$. Uma dessas hipóteses consiste em considerar a matriz de rigidez elástica, em vez da elastoplástica, sendo aquela calculada na primeira iteração do primeiro incremento, se a geometria do problema não sofrer alterações. Nos problemas em que a geometria é variável, como a escavação de túneis, a matriz de rigidez elástica é actualizada no início de cada incremento.

Finalmente a última variante realiza o cálculo da matriz de rigidez elástica na primeira iteração de cada incremento e procede à sua actualização na segunda iteração, em função do estado de tensão e de deformação obtido na primeira. De acordo com Marques

(1984) este processo evita a divergência de resultados, nomeadamente nos casos em que possa ocorrer diminuição do nível de carga aplicado.

2.3.5 Caracterização do estado de tensão final

Uma vez conhecidos os acréscimos dos deslocamentos nodais $\{\Delta U\}_i^j$ correspondentes à variação das solicitações exteriores na iteração i do incremento j , é necessário actualizar o estado de tensão em todos os pontos de integração dos elementos finitos.

Esta actualização pode ser realizada por dois processos distintos, designados na literatura inglesa por *Path Dependent Procedure* e *Path Independent Procedure*.

Segundo o *Path Dependent Procedure*, em primeiro lugar é necessário calcular o acréscimo total de deformação a partir dos deslocamentos $\{\Delta U\}_i^j$ obtidos na iteração e usando a matriz das deformações do elemento:

$$\{\Delta \varepsilon\}_i^j = [B]\{\Delta U\}_i^j \quad (2.15)$$

Em seguida é necessário estimar o acréscimo de tensão $\{\Delta \sigma_e\}_i^j$, recorrendo à matriz tensão-deformação elástica $[D]$, correspondente ao acréscimo de deformação total determinado anteriormente:

$$\{\Delta \sigma_e\}_i^j = [D]\{\Delta \varepsilon\}_i^j \quad (2.16)$$

Com o valor da tensão obtido na iteração anterior $\{\sigma\}_{i-1}^j$ e este acréscimo de tensão calculado $\{\Delta \sigma_e\}_i^j$, determina-se um estado de tensão de prova (2.17) que poderá ter que ser corrigido caso as tracções ultrapassem um valor previamente estabelecido pelo utilizador:

$$\{\sigma_e\}_i^j = \{\sigma_e\}_{i-1}^j + \{\Delta \sigma_e\}_i^j \quad (2.17)$$

O acréscimo de tensão (2.16) foi calculado com base na matriz tensão-deformação elástica do ponto de Gauss, pelo que é só válido se a deformação se tiver processado em regime elástico. Para verificar esta situação, torna-se necessário calcular a função de cedência $F(\{\sigma_e\}_i^j, h_{i-1}^j)$ correspondente ao estado de tensão de prova. Se $F < 0$, as deformações são elásticas e a estimativa da tensão é correcta, se $F > 0$ há deformações plásticas, o que significa que a superfície de cedência foi atravessada durante o incremento, sendo necessário corrigir o acréscimo da tensão.

Para corrigir o acréscimo de tensão há que determinar o valor da tensão de contacto $\{\sigma_c\}_i^j$, ou seja, o valor da tensão coincidente com a superfície de cedência, que faz a transição entre o comportamento elástico e o comportamento elastoplástico. Com base nas

leis constitutivas do material, define-se uma parcela que deverá ser subtraída a $\{\Delta\sigma_e\}_i^j$ para obter o valor final do acréscimo de tensão $\{\Delta\sigma\}_i^j$.

Determinado o valor final do acréscimo de tensão, obtêm-se as tensões $\{\sigma\}_i^j$ e o valor do parâmetro de endurecimento h_i^j e verifica-se se a condição $F(\{\sigma\}_i^j, h_i^j) = 0$ é satisfeita, o que significa que o ponto se encontra sobre a superfície de cedência. Se esta condição não for verificada é necessário forçar o ponto a colocar-se sobre a superfície de cedência.

No caso designado por *Path Independent Procedure*, os acréscimos das deformações totais $\{\Delta\varepsilon\}_i^j$ são calculados a partir dos deslocamentos acumulados ao longo do incremento j (2.18), e não partindo dos acréscimos dos deslocamentos correspondentes à iteração i , como descrito pela expressão (2.15).

$$\{\Delta\varepsilon\}_i^j = [B] \sum_{m=1}^i \{\Delta U\}_m^j \quad (2.18)$$

A actualização de tensões é feita da mesma forma que no caso anterior, tomando agora sempre como referência as tensões e o valor do parâmetro de endurecimento no início do incremento de carga, e não os valores correspondentes ao final da iteração anterior.

Em relação à primeira, esta segunda via de resolução do problema elastoplástico, embora seja mais exigente em termos de capacidade de memória envolvida, tem a vantagem de provocar menores "oscilações numéricas", uma vez que se parte de um estado de tensão equilibrado (Almeida e Sousa, 1998).

2.4 IMPLEMENTAÇÃO DO FENÓMENO DA CONSOLIDAÇÃO

A teoria que sustenta a maior parte dos métodos numéricos tem em consideração o comportamento mecânico do solo, pelo que podem apenas ser consideradas análises em termos de tensões totais, correspondentes a situações em que os excessos de pressão de água nos poros gerados durante as fases construtivas ainda não se dissiparam (comportamento não drenado), ou de tensões efectivas, que dizem respeito a situações em que não há excessos de pressão de água nos poros, ou estes já se dissiparam (comportamento drenado). Nos solos granulares, esta situação corresponde a pressões intersticiais devidas apenas à presença do nível freático.

Enquanto a maioria dos problemas geotécnicos podem ser resolvidos adoptando estas condições extremas, o comportamento real do solo é muitas vezes função do tempo, sendo a

resposta das pressões intersticiais dependente da permeabilidade do solo, da solicitação aplicada e das condições de fronteira hidráulicas do problema.

Para se ter em conta esse comportamento é necessário combinar as equações que regem o fluxo de água no interior do esqueleto sólido com as equações que regem a deformação devida à solicitação aplicada. Essa teoria é designada por acoplada, na medida em que alia o fluxo de água intersticial ao comportamento tensão-deformação do solo, isto é, podem analisar-se simultaneamente os processos de deformação e de dissipação dos excessos de pressão de água nos poros do maciço envolvente da escavação.

No Método dos Elementos Finitos, para além dos deslocamentos nodais, $\{U_e^n\}$, passam a ser incógnitas do problema os excessos de carga hidráulica nos pontos nodais, $\{H_e^n\}$, podendo os deslocamentos $\{U_e\}$ e os excessos de carga hidráulica $\{H_e\}$ ser interpolados no interior do elemento através das relações:

$$\begin{Bmatrix} \{U_e\} \\ \{H_e\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [N] & 0 \\ 0 & [N_H] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{U_e^n\} \\ \{H_e^n\} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

onde $[N]$ é a matriz das funções de forma dos deslocamentos e $[N_H]$ é uma matriz linha que agrupa as funções de forma das cargas hidráulicas.

Se para cada um dos nós de um elemento em consolidação for considerado um grau de liberdade do excesso de carga hidráulica, $[N_H]$ é a mesma que a matriz de deslocamentos das funções de forma $[N]$, pelo que as cargas hidráulicas, logo as pressões de água nos poros, variarão ao longo de cada elemento da mesma forma que as componentes do deslocamento.

Por exemplo, para um elemento quadrilátero de oito nós, tanto os deslocamentos como as pressões de água nos poros apresentam uma variação quadrática ao longo do elemento. No entanto, se os deslocamentos apresentam uma variação quadrática, as tensões efectivas (pelo menos para um material linear) variam linearmente. Assim, há uma inconsistência entre a variação da tensão efectiva e as pressões de água nos poros no elemento.

Embora esta situação seja teoricamente aceitável, alguns utilizadores preferem ter a mesma ordem de variação para a tensão efectiva e para as pressões de água nos poros. Para um elemento de oito nós, isto pode ser conseguido adoptando graus de liberdade para os excessos de carga hidráulica apenas nos quatro nós dos vértices, como se apresenta na Figura 2.10. Isto resulta em haver apenas os quatro nós dos vértices a contribuir para a matriz $[N_H]$, que é assim diferente da matriz $[N]$. O mesmo comportamento pode ser obtido admitindo graus de liberdade dos excessos de carga hidráulica apenas nos três vértices dos elementos triangulares.

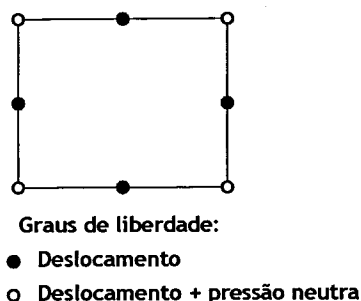


Figura 2.10 - Graus de liberdade em elementos de consolidação

É possível ter alguns elementos no interior de uma malha de elementos finitos que sejam de consolidação e outros que não. Por exemplo no caso em que se modela uma camada de areia sobre uma camada de argila, podem ser usados elementos de consolidação (híbridos) para a argila e elementos ordinários (sem graus de liberdade de excesso de carga hidráulica nos seus nós) para a areia. A areia é assim considerada com comportamento drenado, especificando um valor zero para a compressibilidade do fluido. É claramente necessário tomar algum cuidado para assegurar a condição fronteira hidráulica correcta na interface entre as camadas de areia e de argila, como ilustra a Figura 2.11.

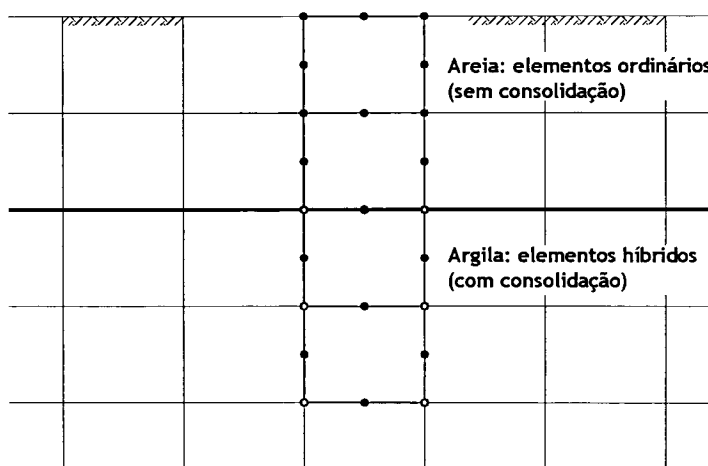


Figura 2.11 - Exemplo da aplicação conjunta dos dois tipos de elementos descritos

De forma idêntica à anteriormente apresentada, as equações de equilíbrio ao nível de cada elemento podem ser introduzidas por aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais, sendo agora o trabalho interno, originado por um qualquer deslocamento virtual imposto, igual à soma do trabalho realizado pelas tensões efectivas com o realizado pela pressão neutra, p .

Assim, a equação (2.4), que traduz as condições de equilíbrio no interior do elemento, será agora expressa por:

$$\int_{V_e} [B]^T \{\sigma\} dV + \int_{V_e} [B_v]^T p dV = \{q_e\} \quad (2.20)$$

sendo $[B_v]$ uma matriz linha que agrupa as funções de forma dos deslocamentos em relação às coordenadas globais, $\{q_e\}$ o vector que armazena as forças exteriores aplicadas ao elemento e $[B]$ a matriz das deformações do esqueleto sólido.

Atendendo às equações (2.2) e (2.3) e levando em consideração que:

$$p = \gamma_w (H_e + H_{e0} - z) \quad (2.21)$$

onde γ_w é o peso volúmico da água, H_e é a carga hidráulica a partir do estado inicial, H_{e0} é a carga hidráulica inicial e z é a cota, obtém-se após arranjo:

$$[K_e] \{U_e^n\} + [C_e] \{H_e^n\} = \{F_e\} \quad (2.22)$$

em que:

$$[K_e] = \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV \quad (2.23)$$

$$[C_e] = \int_{V_e} \gamma_w [B_v]^T [N_H] dV \quad (2.24)$$

$$\{F_e\} = \{q_e\} + \int_{V_e} [B]^T [D] \{\epsilon_0\} dV - \int_{V_e} [B]^T \{\sigma_0\} dV - \int_{V_e} \gamma_w [B_v]^T (H_{e0} - z) dV \quad (2.25)$$

representam, respectivamente, a matriz de rigidez do esqueleto sólido, a matriz de acoplamento e o vector de solicitação do elemento, este último igual ao vector das forças externas aplicadas mais as forças nodais equivalentes à pressão neutra e aos estados de deformação e de tensão efectiva iniciais.

Para além das condições de equilíbrio relativas ao esqueleto sólido, torna-se necessário introduzir, ao nível do elemento, as equações relativas ao escoamento da água intersticial - equação de continuidade e lei de Darcy - e as respectivas condições fronteira, estas últimas traduzidas pela consideração nas fronteiras do elemento de uma carga hidráulica imposta ou de um fluxo imposto.

Estas condições, introduzidas através de uma formulação variacional, podem ser expressas de forma matricial por:

$$[C_e]^T \left\{ \frac{\partial U_e^n}{\partial t} \right\} - [E_e] [H_e^n] = \{Q_e\} \quad (2.26)$$

em que o termo $[E_e]$ representa a matriz de escoamento do elemento e $\{Q_e\}$ representa os fluxos nodais correspondentes ao fluxo de saída prescrito na fronteira do elemento. As expressões gerais destes termos são:

$$[E_e] = \int_{V_e} \gamma_w [B_H]^T [k] [B_H] dV \quad (2.27)$$

e

$$\{Q_e\} = \int_{S_e} \gamma_w [N_H] \bar{q} dS \quad (2.28)$$

sendo $[B_H]$ uma matriz que agrupa as derivadas das funções de forma das cargas hidráulicas em relação às coordenadas globais e $[k]$ a matriz das permeabilidades, cujos termos podem ser constantes ou variáveis com o nível de tensão ou de deformação (permeabilidade não linear).

Obtidas em cada elemento as equações de equilíbrio e de continuidade de escoamento é possível reproduzir a totalidade do domínio inicial através do seu agrupamento, obtendo-se para o caso do problema da consolidação acoplada:

$$\begin{cases} [K]\{U\} + [C]\{H\} = \{F\} \\ [C]^T \left\{ \frac{\partial U}{\partial t} \right\} - [E]\{H\} = \{Q\} \end{cases} \quad (2.29)$$

Como é necessário um procedimento repetitivo para resolver o comportamento em função do tempo, a análise tem que ser levada a cabo incrementalmente, mesmo que o comportamento constitutivo seja linear elástico, as permeabilidades sejam constantes e não seja considerada a não linearidade geométrica. Se a lei constitutiva for não linear e (ou) tenha que ser tida em consideração a não linearidade geométrica, os intervalos de tempo podem ser combinados com alterações nas condições de carregamento para que possa ser simulada toda a história da solicitação.

Escolhendo um intervalo de tempo Δt ter-se-á:

$$\int_t^{t+\Delta t} f(t) dt = \alpha \cdot \Delta t \cdot f(t + \Delta t) + (1 - \alpha) \cdot \Delta t \cdot f(t) \quad (2.30)$$

$$\int_t^{t+\Delta t} \frac{\partial f(t)}{\partial t} dt = f(t + \Delta t) - f(t) \quad (2.31)$$

onde $f(t)$ é uma função do tempo, variando linearmente entre os instantes t e $t + \Delta t$, e α uma constante que pode ter valores diferentes, a que correspondem diversos tipos de

integração no tempo. Para que o método seja incondicionalmente estável, deverá ser $\alpha \geq 1/2$.

Assim, considerando que os deslocamentos, as cargas hidráulicas, as forças nodais e os fluxos nodais têm uma variação linear no intervalo $(t, t + \Delta t)$ e tomando para α o valor de $2/3$, a integração das duas equações matriciais (2.29) conduzirá, após arranjo, a:

$$K \cdot U(t + \Delta t) + C \cdot H(t + \Delta t) = F(t + \Delta t) + \frac{1}{2}F(t) - \frac{1}{2}K \cdot U(t) - \frac{1}{2}C \cdot H(t) \quad (2.32)$$

e

$$C^T \cdot U(t + \Delta t) - \frac{2 \cdot \Delta t}{3} \cdot E \cdot H(t + \Delta t) = \frac{2 \cdot \Delta t}{3} \cdot Q(t + \Delta t) + \frac{\Delta t}{3} \cdot Q(t) + C^T \cdot U(t) + \frac{\Delta t}{3} \cdot E \cdot H(t) \quad (2.33)$$

Considerando as notações seguintes:

$$G_{\Delta t} = \begin{bmatrix} K & C \\ C^T & -\frac{2 \Delta t}{3} E \end{bmatrix} \quad G_{\Delta t}^* = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2} K & -\frac{1}{2} C \\ C^T & \frac{\Delta t}{3} E \end{bmatrix}$$

$$V_{t+\Delta t} = \begin{Bmatrix} U(t + \Delta t) \\ H(t + \Delta t) \end{Bmatrix} \quad V_t = \begin{Bmatrix} U(t) \\ H(t) \end{Bmatrix}$$

$$L_{\Delta t} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} [F(t) + 2F(t + \Delta t)] \\ \frac{\Delta t}{3} [Q(t) + 2Q(t + \Delta t)] \end{Bmatrix}$$

as duas equações (2.32) e (2.33) podem-se escrever:

$$G_{\Delta t} \cdot V_{t+\Delta t} = L_{\Delta t} + G_{\Delta t}^* \cdot V_t \quad (2.34)$$

É esta a fórmula de recorrência que permite, conhecendo os deslocamentos e os potenciais iniciais, avaliar os deslocamentos e as cargas hidráulicas em qualquer instante $t + \Delta t$.

Na teoria desenvolvida acima, as equações de elementos finitos foram formuladas em termos de excesso de carga hidráulica. No entanto é também possível formular estas equações em termos de carga total, pressão neutra ou excessos de pressão neutra. Nestes casos, a carga total, a pressão neutra ou os excessos de pressão neutra nos pontos nodais tornar-se-ão graus de liberdade.

CAPÍTULO 3 MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1 INTRODUÇÃO

Para simular o comportamento dos solos, nomeadamente as relações entre tensões e deformações, foram adoptados na tese dois modelos constitutivos das designadas teorias da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos: o modelo Cam Clay Modificado e o modelo MIT-E3. Estes modelos elastoplásticos, formulados com base na aplicação dos conceitos da teoria da plasticidade, permitem simular o comportamento ao corte das argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas. As principais diferenças entre os dois modelos dizem respeito à simulação do comportamento de argilas sobreconsolidadas, já que o modelo "Cam Clay Modificado", o considera elástico e isotrópico, ao passo que com o modelo MIT-E3 se consegue simular o desenvolvimento de deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas, o que possibilita o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional no interior da superfície de cedência.

Note-se que uma descrição completa do comportamento complexo dos solos só é possível, em regra, com a aplicação de modelos elastoplásticos muito complicados e elaborados (superfícies de cedência fechadas, leis de fluxo plástico não associadas, plasticidade anisotrópica, etc.) de forma a serem fiáveis e gerais (Borges, 1995). No entanto, a complexidade formal desses modelos e as dificuldades de caracterização laboratorial dos parâmetros podem tornar muito difícil a sua aplicação na resolução de problemas práticos. Assim, para simular o comportamento dos solos devem utilizar-se modelos que por um lado apresentem a capacidade de reproduzir o comportamento do solo e por outro sejam suficientemente simples em relação aos parâmetros utilizados e à formulação matemática.

Para que se possam compreender os pressupostos dos modelos adoptados, apresentam-se em primeiro lugar alguns fundamentos teóricos gerais relativos aos modelos elastoplásticos, e seguidamente os dois modelos considerados.

3.2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Os modelos elastoplásticos baseiam-se num conjunto de hipóteses relativas ao tipo de deformações que os corpos experimentam quando submetidos a variações de tensões e às relações entre tensões e deformações. Desta forma, considera-se que, quando submetidos a uma determinada variação do estado de tensão, os corpos sofrem uma deformação total ($\{\partial\epsilon\}$), passível de ser decomposta em duas parcelas: uma parcela elástica ($\{\partial\epsilon_e\}$), recuperável caso se aplique uma variação de tensão inversa da anterior, e uma parcela plástica ($\{\partial\epsilon_p\}$), irreversível na descarga.

$$\{\partial\epsilon\} = \{\partial\epsilon_e\} + \{\partial\epsilon_p\} \quad (3.1)$$

No que respeita a deformação elástica, esta depende da grandeza do incremento de tensão efectiva ($\{\partial\sigma'\}$), e essa dependência é controlada pela matriz de rigidez elástica ($[D_e]$), cujos parâmetros assumem valores constantes caso as relações tensões-deformações elásticas sejam lineares, ou variam com o estado de tensão no caso contrário.

$$\{\partial\epsilon_e\} = [D_e]^{-1} \cdot \{\partial\sigma'\} \quad (3.2)$$

Nos modelos elastoplásticos, para controlar o tipo de deformações que corresponde a um determinado incremento de tensões estabelece-se um critério ou uma função de cedência, que depende do tensor das tensões ($\{\partial\sigma'\}$) e das deformações plásticas ($\{\partial\epsilon_p\}$).

$$f = f(\{\partial\sigma'\}, \{\partial\epsilon_p\}) \quad (3.3)$$

Partindo da definição de função de cedência, pode descrever-se a superfície de cedência, num espaço n-dimensional fazendo $f = 0$.

Se, no espaço referido, uma dada variação de tensões for representada por pontos no interior da superfície de cedência ($f < 0$), a deformação é totalmente elástica e a posição da superfície fica inalterada. Se, por outro lado, a variação de tensões tende a "cruzar" a superfície de cedência, a deformação passa a ser constituída por uma parcela elástica e outra plástica (Borges, 1995). Nesta situação, à medida que as deformações plásticas aumentam, a superfície de cedência tende a mudar de tamanho ou de posição (endurecimento ou amolecimento) e o ponto representativo do estado de tensão permanece situado sobre a superfície (Borges, 1995).

Um outro conceito utilizado na teoria da plasticidade é o de lei de fluxo, que permite relacionar os incrementos de deformação plástica com as tensões. A lei de fluxo utiliza o conceito de potencial plástico (g), ou seja, os incrementos de deformação plástica num determinado ponto sujeito a uma dada variação de tensões são normais à superfície definida pelo potencial plástico, como traduz a equação (3.4).

$$\{\partial \varepsilon_p\} = \partial \lambda \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (3.4)$$

em que $\partial \lambda$ é um factor de proporcionalidade de cujo valor dependem as grandezas das componentes de deformação plástica e o potencial plástico, função escalar das componentes do tensor das tensões (Borges, 1995).

A forma da superfície de potencial plástico, que se obtém fazendo $g = 0$, para um determinado material, pode ser definida tendo em conta o conhecimento de resultados experimentais fiáveis, no entanto, por simplicidade teórica é usual considerar $g = f$, e nestes casos designam-se as teorias de fluxo associado. Quando $g \neq f$, as teorias dizem-se de fluxo não associado.

Como foi referido, a superfície de cedência pode variar de tamanho ou de posição, consoante as deformações plásticas acumuladas. Na teoria da plasticidade, a variação da posição da superfície de cedência é controlada pela lei de endurecimento $Y = Y(h)$. A escolha de uma lei de endurecimento específica depende por um lado da sua capacidade para simular o comportamento do material, e por outro, da facilidade da sua aplicação.

3.3 MODELO CAM CLAY MODIFICADO

3.3.1 Introdução

O conceito geral de utilizar um modelo com endurecimento plástico para descrever o comportamento do solo (relações tensões-deformações) foi inicialmente proposto por Drucker et. al. (1957). Essencialmente, o que este grupo de investigadores propôs foi a colocação de um "capacete" esférico no cone de Drucker-Prager (Britto e Gunn, 1987). Este "capacete" poderia alargar-se (acompanhado por um ligeiro alargamento do cone) pela acção de um carregamento hidrostático do solo. Na construção dos modelos de estados críticos, o grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge, liderado pelo professor Roscoe, aceitou algumas propostas de Drucker et. al (1957), conseguindo produzir um modelo de comportamento simples, que deriva de um pequeno número de pressupostos básicos, mas que consegue reproduzir pela primeira vez uma descrição da resposta volumétrica ao corte.

A primeira versão do modelo, designada por modelo "Cam Clay", embora constituísse um importante avanço na modelação do comportamento do solo, apresentava algumas deficiências no que respeita as relações entre tensões e deformações. Assim, em 1965, Burland propôs algumas alterações ao modelo, e este passou a designar-se "Cam Clay Modificado".

Em seguida apresentam-se os conceitos base relativos ao modelo "Cam Clay Modificado", e discutem-se alguns aspectos do seu funcionamento em determinadas situações típicas.

3.3.2 Conceitos base

Os modelos de "Cambridge" são modelos elastoplásticos com endurecimento, representados no espaço (p', q, e) pela Figura 3.1, em que p' representa a tensão hidrostática efectiva, q representa a tensão distorcional e e representa o índice de vazios.

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} - u \quad (3.5)$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r = \sigma_a - \sigma_r \quad (3.6)$$

Em correspondência com os parâmetros de tensões p' e q existem os parâmetros de deformação v (extensão volumétrica) e ε (extensão desviatória) (Britto e Gunn, 1987).

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (3.7)$$

$$\varepsilon = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (3.8)$$

O valor $\frac{2}{3}$ é tal que o trabalho produzido por um pequeno incremento de deformação é igual a:

$$p'\delta v + q\delta\varepsilon \quad (3.9)$$

Uma vez que os parâmetros de tensão e deformação correspondem uns aos outros, esta multiplicação leva à avaliação correcta do trabalho na deformação. A situação é a mesma para os parâmetros σ_x e ε_x (Britto e Gunn, 1987).

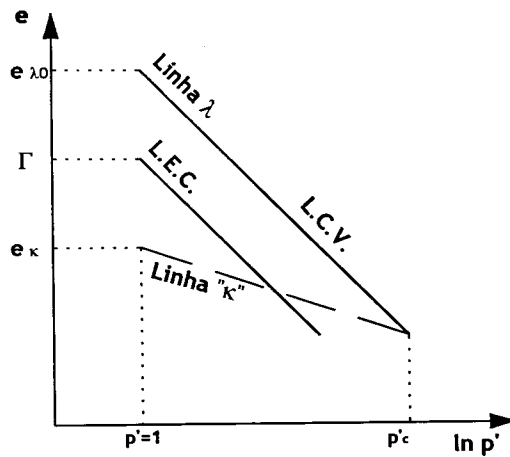
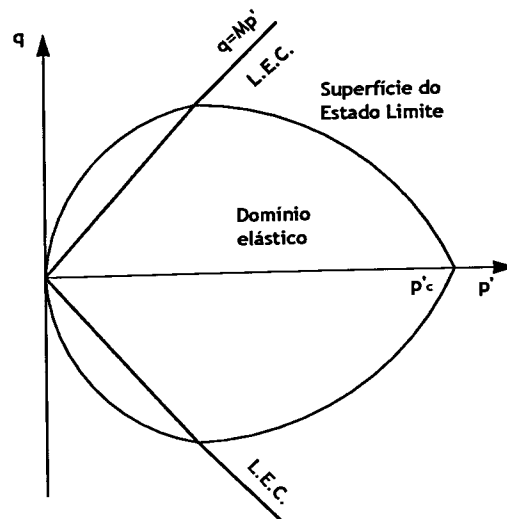


Figura 3.1 - Modelos de Estados Críticos de "Cambridge"

O ponto representativo de um estado (p' , q , e) pode localizar-se no interior do domínio ou sobre a fronteira deste, denominada por Superfície do Estado Limite (S.E.L.). Se estiver no interior do domínio o comportamento é elástico, ao passo que se estiver localizado sobre a fronteira o ponto desloca-se sobre esta originando o aparecimento de deformações irreversíveis (plásticas).


 Figura 3.2 - Superfície do Estado Limite no espaço $p':q$

Na Figura 3.2 apresenta-se a projecção da S.E.L. no plano $p'-q$, sendo esta interceptada pela Linha do Estado Crítico (L.E.C.). O que realmente separa os modelos de estados críticos de outras tentativas de modelar o comportamento elastoplástico dos solos é a linha de estado crítico no espaço (p' , e). Esta linha representa o estado final de uma amostra de solo num ensaio triaxial quando é possível continuar a cortar a amostra sem variação nas

tensões impostas ou no volume de solo (Britto e Gunn, 1987), ou seja, no estado crítico verificam-se as equações (3.10).

$$\frac{\partial e}{\partial \varepsilon} = 0; \quad \frac{\partial q}{\partial \varepsilon} = 0; \quad \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} = 0 \quad (3.10)$$

As equações anteriores descrevem uma linha curva no espaço tridimensional (p' , e , q), como se apresenta na Figura 3.3.

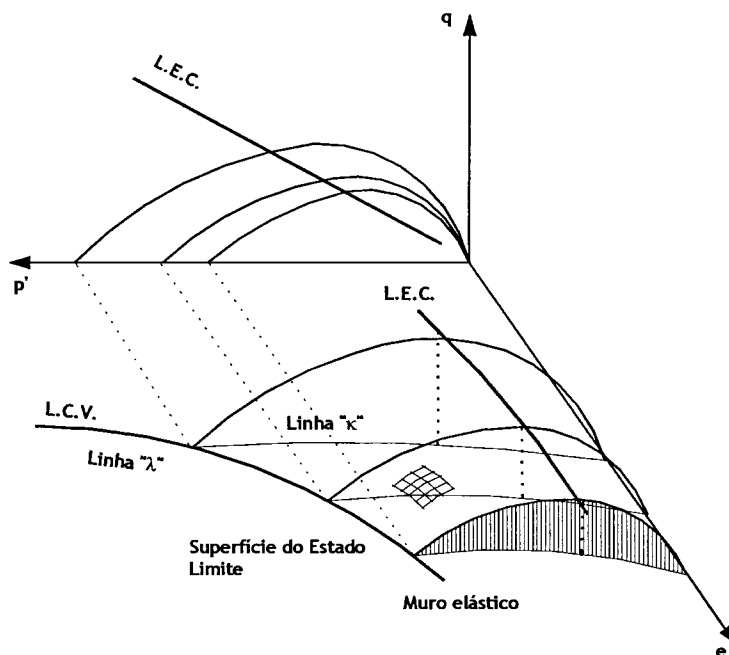


Figura 3.3 - Superfície do Estado Limite no espaço p' , e , q

O estado crítico corresponde a uma situação de deformação a volume constante, e é definido pelas equações (3.11) e (3.12) em que M e Γ representam o declive da L.E.C. no plano p' - q e o índice de vazios da L.E.C. para $p'=1$ respectivamente.

$$q = M \cdot p \quad (3.11)$$

$$e = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (3.12)$$

Para a definição destes modelos é ainda necessário definir a Linha de Consolidação Virgem (L.C.V.) e as linhas de descarga-recarga, baseadas em condições de consolidação isotrópicas. A L.C.V. ou linha "λ" é representada pela equação (3.13), em que $e_{\lambda 0}$ e λ representam respectivamente o índice de vazios de referência correspondente à tensão hidrostática $p'=1$ na L.C.V. e o declive da L.C.V..

$$e = e_{\lambda 0} - \lambda \cdot \ln p' \quad (3.13)$$

As linhas de descarga-recarga, ou linhas " κ ", que representam as trajectórias no plano $e-p'$ durante um ciclo de descarga-recarga, podem ser descritas pela equação (3.14), em que κ representa o declive da linha de descarga-recarga, e e_{κ} representa o índice de vazios correspondente a $p'=1$ numa determinada linha " κ ".

$$e = e_{\kappa} - \kappa \cdot \ln p' \quad (3.14)$$

Para a melhor compreensão do funcionamento destes modelos define-se o conceito de muro elástico, que representa a parte da superfície cilíndrica com geratriz vertical (paralela ao eixo q) apoiada sobre uma linha " κ ", que se encontra no interior da S.E.L.. Como se pode observar na Figura 3.3, existe uma infinidade de muros elásticos, correspondendo a cada um uma determinada linha " κ " (Venda Oliveira, 2000). Uma alteração de estado de tensão que não envolva a mudança de muro elástico, não induz o aparecimento de deformações irreversíveis, pelo que ao longo de um dado muro elástico o comportamento é elástico. As deformações plásticas (irreversíveis) ocorrem somente quando existe a passagem de um muro elástico para outro, o que corresponde à mudança de linha " κ " no diagrama $e-\ln p'$.

3.3.3 Funcionamento teórico dos modelos de "Cambridge"

A única diferença entre os modelos "Cam Clay" e "Cam Clay Modificado" reside na forma da superfície de cedência, sendo o funcionamento em termos qualitativos dos dois modelos semelhante, pelo que se apresenta apenas uma análise do segundo modelo, empregue nas modelações numéricas efectuadas na tese.

Em seguida analisam-se as trajectórias teóricas de tensões desenvolvidas na simulação de ensaios triaxiais drenados e não drenados.

Nos ensaios drenados, as trajectórias de tensões efectivas e totais são paralelas, uma vez que a pressão de água nos poros é nula ou se mantém constante e igual à "contrapressão" aplicada (Venda Oliveira, 2000).

Na Figura 3.4 apresenta-se o comportamento de um ensaio triaxial drenado realizado sobre uma amostra de argila normalmente consolidada, com η ($\eta=q/p'$) constante, sujeito a uma trajectória de A_1 para A_2 .

No gráfico $e-\ln p'$ verifica-se a existência de uma trajectória paralela à L.C.V., isotrópica. Nesta trajectória, a lei de fluxo induz a diminuição das deformações volumétricas plásticas, verificando-se consequentemente o atravessamento de diversas linhas " κ " inferiores (cada uma correspondente a um muro elástico), originando o endurecimento do solo, como se ilustra na Figura 3.4b) (Venda Oliveira, 2000).

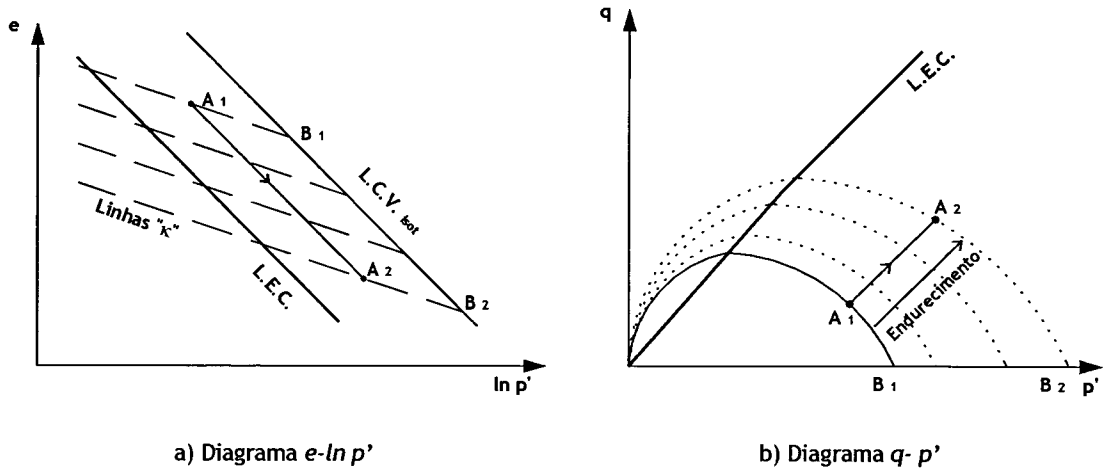


Figura 3.4 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial drenado com q/p' constante sobre uma amostra normalmente consolidada

Na Figura 3.5 analisa-se um ensaio triaxial drenado convencional de um provete ligeiramente sobreconsolidado. No interior da superfície de cedência inicial (entre A_1 e A_2), o comportamento é elástico, deslocando-se o ponto representativo do estado de tensão no gráfico $e-\ln p'$ ao longo de uma linha " κ " (correspondente a um muro elástico). Ao atravessar a superfície de cedência inicial (ponto A_2) surgem deformações plásticas (irreversíveis), associadas ao atravessamento de diversas linhas " κ " inferiores ($A_2 \rightarrow A_3$), conduzindo a um progressivo endurecimento, como se ilustra na Figura 3.5b). O estado final obtido (ponto A_3) corresponde às condições do estado crítico (Venda Oliveira, 2000).

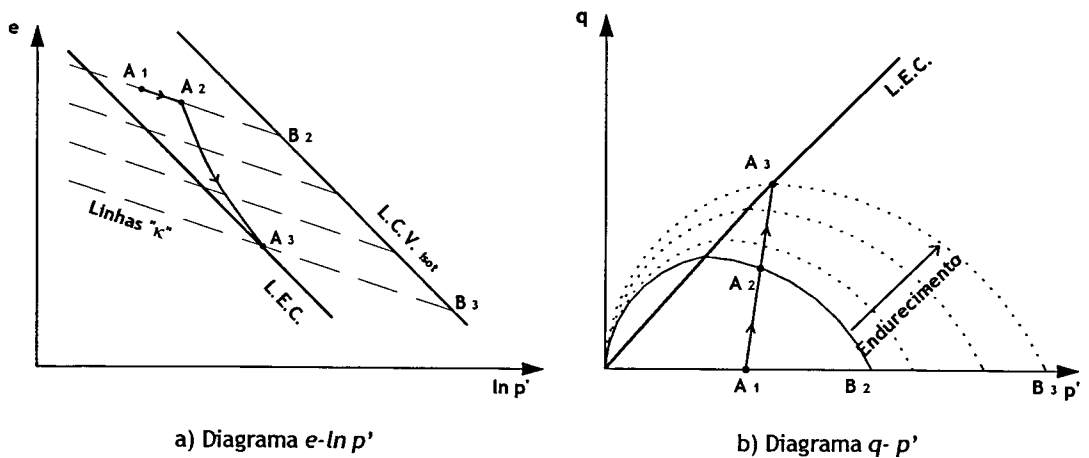


Figura 3.5 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial convencional drenado sobre uma amostra ligeiramente sobreconsolidada

Na Figura 3.6 apresenta-se o comportamento teórico de um provete com um grau de sobreconsolidação elevado. Na figura observa-se o comportamento elástico do ponto A_1 para

A_2 , deslocando-se o ponto representativo do estado de tensão ao longo da correspondente linha " κ ". Após a cedência (ponto A_2), a lei de fluxo origina a expansão do solo existindo o atravessamento de diversas linhas " κ " superiores, e consequentemente a superfície de cedência retrai-se ($A_2 \rightarrow A_3$), sendo este fenómeno designado por amolecimento. Assim, do ponto A_2 para A_3 verifica-se a subida da trajectória no gráfico $e-\ln p'$ e a descida no diagrama $p'-q$, em direcção à L.E.C..

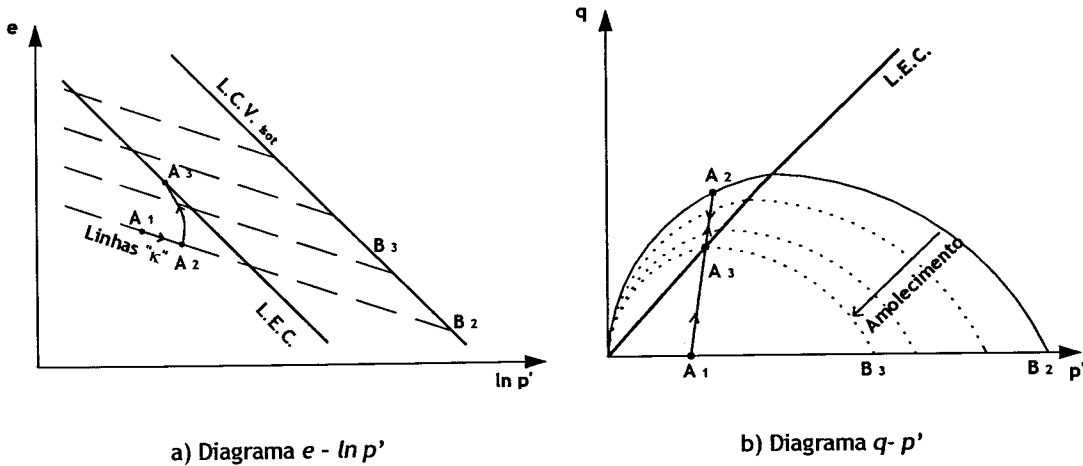


Figura 3.6 - Trajectória de tensões efectivas num ensaio triaxial convencional drenado sobre uma amostra com elevado grau de sobreconsolidação

Num ensaio não drenado com um provete saturado a variação volumétrica é nula, uma vez que não há entrada nem saída de água do provete, pelo que o somatório das componentes deformacionais elásticas e plásticas é também nulo.

$$\Delta \varepsilon_v^p + \Delta \varepsilon_v^e = 0 \quad (3.15)$$

No interior da superfície de cedência inicial (ou seja, em regime elástico) a deformação volumétrica plástica ($\Delta \varepsilon_v^p$) é nula, e consequentemente, a deformação volumétrica elástica é também nula. Este facto não origina a variação de p' , fazendo com que a trajectória de tensões efectivas no gráfico (p', q) seja vertical, ou seja, paralela ao eixo do q (Venda Oliveira, 2000). Após a cedência surgem deformações volumétricas plásticas de igual magnitude, mas de sinal contrário em relação às deformações volumétricas elásticas, processando-se a evolução em direcção ao estado crítico sem variação do índice de vazios, isto é, a volume constante (Venda Oliveira, 2000).

Na Figura 3.7 apresentam-se as trajectórias de tensões de um solo ligeiramente sobreconsolidado, num ensaio triaxial não drenado.

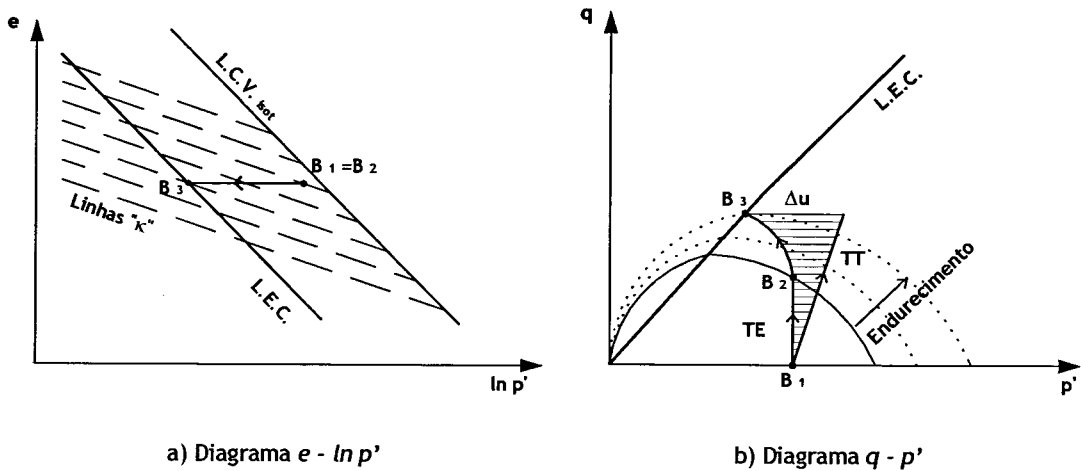


Figura 3.7 - Trajectórias de tensões num ensaio triaxial convencional não drenado sobre uma amostra ligeiramente sobreconsolidada

A diferença entre as trajectórias de tensões totais (TT) e efectivas (TE) corresponde às pressões de água nos poros geradas, (neste caso pressões positivas). No interior da superfície de cedência ($B_1 \rightarrow B_2$), o comportamento é elástico sendo a trajectória das tensões efectivas no gráfico $p' - q$ representada por uma linha vertical. Esta situação corresponde a um índice de vazios constante, pelo que os pontos B_1 e B_2 são coincidentes no gráfico $e - \ln p'$. Após a cedência (ponto B_2), a trajectória de tensões efectivas evolui em direcção à L.E.C., existindo diminuição das deformações volumétricas plásticas com o consequente atravessamento de diversas linhas " κ " inferiores, o que origina o endurecimento da superfície de cedência.

Na Figura 3.8 apresenta-se a simulação do comportamento não drenado de um provete com elevado grau de sobreconsolidação.

No interior da superfície de cedência o comportamento é semelhante ao analisado no caso anterior. Após a cedência (ponto C_2), a lei de fluxo origina a retracção da envolvente de cedência, e consequentemente a trajectória de tensões efectivas evolui em direcção à L.E.C. ($C_2 \rightarrow C_3$) atravessando diversas linhas " κ " superiores. Esta situação origina o amolecimento da superfície de cedência, como se pode observar na Figura 3.8b). Assim, até à cedência (ponto C_2) as pressões de água nos poros geradas são positivas, invertendo-se esta situação após este ponto, ou seja, regista-se o decréscimo das pressões intersticiais com a aproximação da linha dos estados críticos (Venda Oliveira, 2000).

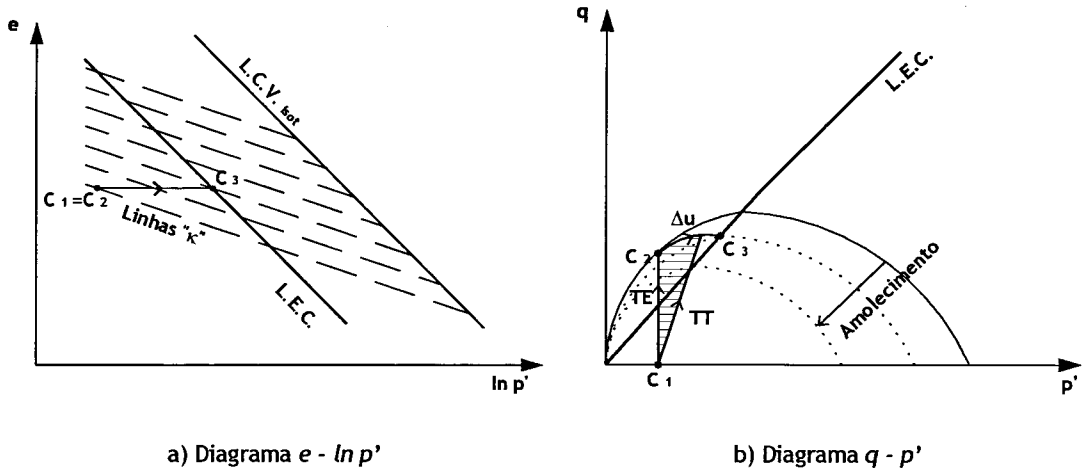


Figura 3.8 - Trajectórias de tensões num ensaio triaxial convencional não drenado sobre uma amostra com elevado grau de sobreconsolidação

3.3.4 Superfícies de cedência

A superfície de cedência do modelo "Cam Clay Modificado" (CCM) é definida para uma dada tensão de pré-consolidação, p'_c , a que corresponde um determinado índice de vazios, e_k , e pode ser representada pela seguinte equação:

$$F = F(\sigma_{ij}, p'_c) = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_c) = 0 \quad (3.16)$$

Na Figura 3.9, ilustra-se a superfície de cedência do modelo citado no plano p' - q , que possui forma elíptica.

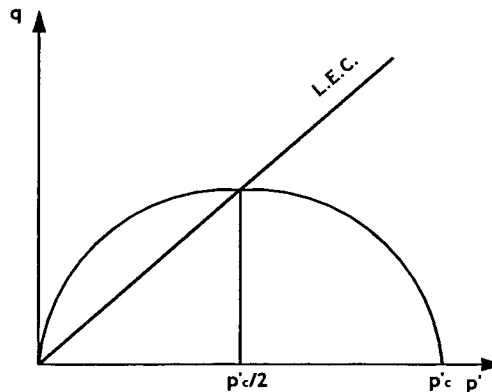


Figura 3.9 - Superfície de cedência modelo "Cam Clay Modificado"

Na equação (3.16), p'_c representa o parâmetro de endurecimento, variando em função das deformações plásticas (Barbas e Frank, 1982). A relação entre p'_c e e_k é deduzida a partir

das equações (3.13) e (3.14), igualando-as para o mesmo índice de vazios correspondente à mesma tensão de pré-consolidação, obtendo-se a equação (3.17).

$$p'_c = e^{\frac{e_{\lambda 0} - e_k}{\lambda - \kappa}} \quad (3.17)$$

A substituição desta equação na equação (3.16) permite expressar a função de cedência em função de e_k :

$$F = F(\sigma'_{ij}, e_k) = (\lambda - \kappa) \cdot \ln \left[p' \cdot \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) \right] - (e_{\lambda 0} - e_k) = 0 \quad (3.18)$$

Em alternativa, e com a substituição da equação (3.14) na expressão (3.18), esta pode apresentar a seguinte forma (Venda Oliveira, 2000):

$$F = F(\sigma'_{ij}, e_k) = (\lambda - \kappa) \cdot \ln \left[p \cdot \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) \right] - [e_{\lambda 0} - (e + \kappa \ln p')] = 0 \quad (3.19)$$

A função $f(\sigma'_{ij})$ representa a função de carga e $h(e_k)$ representa o parâmetro de endurecimento, que está relacionado com p'_c .

3.3.5 Lei de fluxo

O modelo “Cam Clay Modificado” utiliza uma lei de fluxo associada, descrita pela expressão (3.20) processando-se o escoamento perpendicularmente à superfície de cedência.

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.20)$$

Na Figura 3.10, apresentam-se os vectores $d\varepsilon_{ij}^p$, para o modelo CCM. Pode observar-se que sobre o eixo hidrostático a direcção do fluxo coincide com o próprio eixo (Venda Oliveira, 2000).

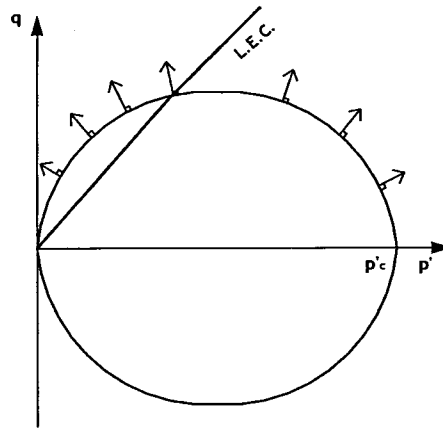


Figura 3.10 - Vector de escoamento plástico do modelo "Cam Clay Modificado"

3.3.6 Função de endurecimento

No modelo em análise, o parâmetro de endurecimento pode ser calculado em termos da tensão de pré-consolidação, p'_c , ou em termos de e_κ . No programa de cálculo utilizado, a expressão que traduz o modelo Cam Clay Modificado é a (3.19), e o parâmetro de endurecimento é determinado por (3.21).

$$h = e_{\lambda 0} - (e + \kappa \ln p') \quad (3.21)$$

Este parâmetro representa para a tensão de referência $p'=1$, a diferença entre os índices de vazios na L.C.V. (isotrópica) e na linha " κ " correspondente ao estado corrente, à qual está associado um muro elástico (Venda Oliveira, 2000). Desta forma, quando um ponto representativo do estado muda de linha " κ ", existe uma variação de h , gerando endurecimento ou amolecimento quando Δh é maior ou menor que zero, respectivamente.

Na Figura 3.11 e na Figura 3.12 apresenta-se o endurecimento de uma trajectória de tensões A-B-C-F. O ponto A representa o estado de tensão inicial, que é sobreconsolidado. A este estado de tensão corresponde uma tensão de pré-consolidação média equivalente no eixo hidrostático p'_{c1} e uma linha " κ " com um índice de vazios de referência $e_{\kappa 1}$.

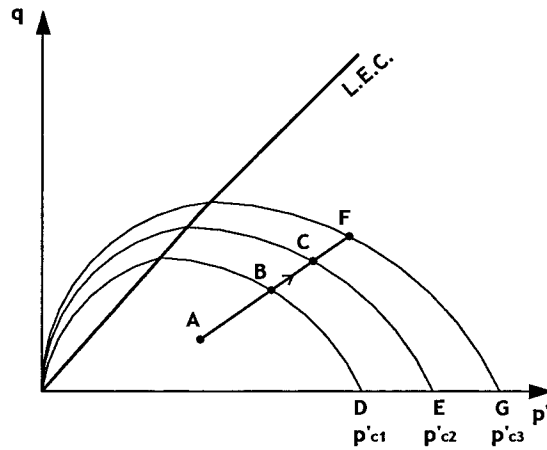


Figura 3.11 - Endurecimento nos Modelos de "Cambridge" - diagrama $q - p'$

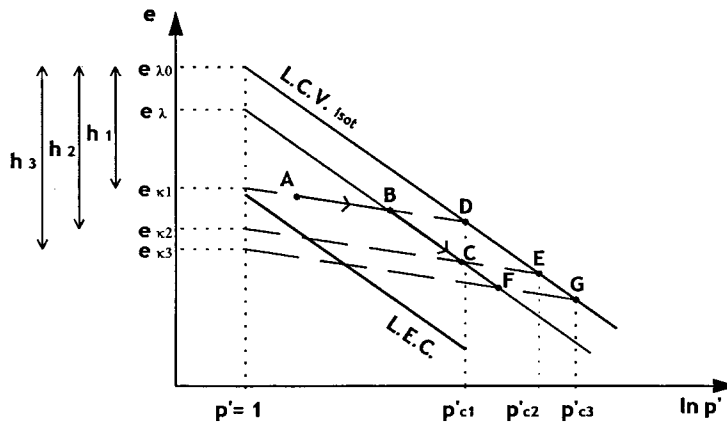


Figura 3.12 - Endurecimento nos Modelos de "Cambridge": diagrama $e - \ln p'$

De A para B, no interior da superfície de cedência inicial, o comportamento é elástico, sendo esta evolução efectuada sem alteração dos parâmetros de endurecimento (p'_{c1} e $e_{\kappa 1}$) (Venda Oliveira, 2000).

No ponto B atinge-se a superfície de cedência, começando a existir deformações volumétricas plásticas. Assim, de B para C ocorre o atravessamento de diversas linhas “κ”, variando o índice de vazios de referência destas linhas de $e_{\kappa 1}$ para $e_{\kappa 2}$, a que corresponde um endurecimento descrito pelo aumento do parâmetro h ($h_1 \rightarrow h_2$) ou pelo crescimento da tensão de pré-consolidação média equivalente ($p'_{c1} \rightarrow p'_{c2}$) (Venda Oliveira, 2000). O mesmo acontece entre os pontos C e F, para os quais a tensão de pré-consolidação aumenta para p'_{c3} e o parâmetro h aumenta para h_3 .

3.3.7 Determinação dos parâmetros do modelo Cam Clay Modificado

Os parâmetros elásticos e plásticos do modelo "Cam Clay Modificado", têm, obviamente, que ser determinados.

Em relação aos parâmetros de elasticidade, nos modelos de "Cambridge" o módulo de Young (E') corresponde à elasticidade isotrópica, e pode ser deduzido com base na expressão (3.22) (Atkinson e Bransby, 1978).

$$E' = \frac{3 \cdot (1 + e_0) \cdot (1 - 2\nu')}{\kappa} \cdot p' \quad (3.22)$$

O parâmetro e_0 representa o índice de vazios inicial e p' representa a tensão média corrente. Esta expressão não é directamente utilizável, dado que E' varia com o estado de tensão, existindo assim, um comportamento não linear elástico. Truong e Magnan (1997) contornaram este problema propondo um valor constante (aproximado) para E' , que passa a ser uma aproximação linear da curva " κ " real, sendo calculado em função de um valor fixo da tensão média. A proposta destes investigadores consiste na determinação de E' em função da tensão de pré-consolidação, o que se traduz na equação (3.23).

$$E' = \frac{3 \cdot (1 + e_0) \cdot (1 - 2\nu')}{\kappa} \cdot p'_c \quad (3.23)$$

Os parâmetros do critério de plasticidade que fazem parte do modelo Cam Clay Modificado e são constantes do solo são quatro: λ , κ , M e $e_{\lambda 0}$ (ou p'_c). Estes parâmetros descrevem as principais características do solo em função da sua mineralogia.

Os parâmetros λ e κ , relativos a condições isotrópicas, podem ser obtidos a partir de ensaios edométricos, de ensaios triaxiais de consolidação isotrópica ou de ensaios triaxiais de consolidação " K_0 " (Venda Oliveira, 2000). Segundo Britto e Gunn (1987), para cada valor de $\eta = q/p'$ existe uma L.C.V., independente de η e todas as linhas são paralelas entre si. Assim, podem relacionar-se os índices obtidos nos ensaios edométricos com os obtidos em ensaios triaxiais através da expressão (3.24) em que C_c representa o índice de compressibilidade correspondente a um ensaio edométrico.

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.24)$$

Para a determinação do parâmetro κ utiliza-se a expressão (3.25) em que C_s representa o índice de recompressibilidade/expansibilidade correspondente a um ensaio edométrico (Venda Oliveira, 2000).

$$\kappa \cong \frac{C_s}{\ln 10} \quad (3.25)$$

Em relação ao parâmetro M , este pode ser obtido directamente a partir dos diagramas p' - q resultantes de ensaios triaxiais drenados e não drenados (com medição da pressão de água nos poros) consolidados isotropicamente (Venda Oliveira, 2000). Devem ser realizados ensaios com diferentes pressões de consolidação de forma a garantir deformações elevadas na fase de corte para que as condições de estado crítico sejam atingidas. Alternativamente, este parâmetro pode ser calculado a partir do ângulo de atrito obtido em ensaios triaxiais de compressão (ϕ'_{TC}) ou de extensão (ϕ'_{TE}) através das seguintes expressões:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'_{TC}}{3 - \sin \phi'_{TC}} \quad (3.26)$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'_{TE}}{3 + \sin \phi'_{TE}} \quad (3.27)$$

A determinação do valor do parâmetro $e_{\lambda 0}$ (ou p'_c) faz-se directamente a partir da representação gráfica da L.C.V. isotrópica no espaço e - $\ln p'$, já que este parâmetro corresponde ao valor do índice de vazios para $p'=1$.

3.4 MODELO MIT-E3

3.4.1 Introdução

O modelo "MIT-E3" surgiu como uma evolução dos modelos "MIT-E1" e "MIT-E2" que foram desenvolvidos para estudar o comportamento de argilas normalmente consolidadas. Em 1987, Whittle desenvolveu o modelo MIT-E3 que permite simular o comportamento independente de argilas sobreconsolidadas ($OCR < 8$) e normalmente consolidadas submetidas a cargas cíclicas, desde que o seu comportamento possa ser normalizado. O modelo é caracterizado por 15 parâmetros, sendo alguns determinados de forma directa a partir de ensaios laboratoriais e outros estimados indirectamente a partir de estudos paramétricos.

Segundo Whittle et. al (1994) a formulação do modelo pode ser subdividida em três componentes:

- i. um modelo elastoplástico para argilas normalmente consolidadas que descreve as propriedades anisotrópicas e o comportamento de amolecimento;
- ii. equações para a não linearidade existente para as pequenas deformações e a resposta histerética em ciclos de descarga-recarga;

- iii. superfície de cedência de plasticidade para o comportamento irreversível, anisotrópico e dependente da trajectória de tensões de argilas sobreconsolidadas.

3.4.2 Pressupostos experimentais

Para simular o comportamento de argilas, o modelo "Cam Clay Modificado", considera que o comportamento de um solo sobreconsolidado é elástico e isotrópico. Por outro lado, com este modelo não é possível modelar a geração de pressões de água nos poros induzidas por tensões distorcionais, uma vez que este não associa os comportamentos volumétrico e distorcional no interior da superfície de cedência. Assim, em condições não drenadas obtêm-se trajectórias de tensões efectivas verticais no sistema de eixos $p'-q$. (Whittle e Kavvas, 1994).

A necessidade de melhorar a modelação do comportamento das argilas sobreconsolidadas surgiu quando se verificou, a partir de estudos laboratoriais, que certas características dos modelos utilizados não se verificam na realidade. Alguns dos aspectos para os quais tal acontece referem-se, por exemplo, ao comportamento não linear mesmo para reduzidos níveis de deformação (por exemplo $\varepsilon_a=0.005\%$) (Jardine et al., 1984) e ao aumento das pressões de água nos poros devido à variação cíclica de carga, que provoca a diminuição das tensões efectivas, podendo em certos casos conduzir à rotura.

O modelo "MIT-E3" incorpora resultados experimentais, associando o comportamento histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade e com o modelo elastoplástico que descreve as propriedades anisotrópicas de argilas normalmente consolidadas em condições " K_0 " (Kavvas, 1982). Assim sendo, o modelo "MIT-E3" considera importantes características do comportamento das argilas sobreconsolidadas, nomeadamente (Venda Oliveira, 2000):

- i. comportamento anisotrópico baseado em condições " K_0 ", dependendo a orientação das superfícies de cedência do coeficiente de impulso em repouso correspondente ao estado normalmente consolidado " $K_{0(nc)}$ ";
- ii. existência de rotura, sendo estabelecido um critério de rotura que corresponde às condições do estado crítico;
- iii. possibilidade de rotação das direcções de anisotropia e consideração do fenómeno de amolecimento em condições não drenadas, sendo estes efeitos simulados pela consideração de apropriadas leis de endurecimento;

- iv. definição do comportamento de argilas sobreconsolidadas pelo grau de sobreconsolidação (OCR) e pela especificação se o estado de tensão corrente corresponde a uma trajectória de descarga ou de recarga;
- v. comportamento histerético perfeito, utilizado para determinar a rigidez e a não linearidade imediatamente a seguir ao ponto de inversão da carga;
- vi. consideração de uma superfície de plasticidade que permite o aparecimento de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, bem como o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional;
- vii. transição suave do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado.

Em seguida apresentam-se de forma sucinta as condições necessárias para a simulação destas características de comportamento para solos normalmente consolidados e sobreconsolidados.

3.4.3 Solo normalmente consolidado

O comportamento normalmente consolidado fica definido com o estabelecimento de uma superfície de cedência, de um critério de rotura, de uma lei de fluxo e de uma lei de endurecimento, como se descreve em seguida.

O comportamento mecânico de um solo normalmente consolidado com uma dada trajectória de tensões ($\eta=q/p'=const.$), pode ser descrito por uma superfície de cedência inicialmente orientada com a direcção da consolidação (Whittle, 1991) representada pela seguinte equação:

$$F = -c^2 \cdot p' (2\alpha - p') + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{b_i\})^2 = 0 \quad (3.28)$$

em que:

c - representa o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide, sendo uma propriedade do material;

α - é o parâmetro que controla o tamanho da superfície de cedência;

$\{b_i\}$ - representa o vector que descreve a orientação da superfície de cedência;

$\{s_i\}$ - representa o vector das tensões desviatórias, expresso em termos de variáveis transformadas, de acordo com o Quadro 3. I

Quadro 3. I - Variáveis transformadas (Modelo MIT-E3)

Tensões efectivas	Deformações
$p' = \frac{(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)}{3}$	$\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$
$s_1 = \frac{(2\sigma'_y - \sigma'_x - \sigma'_z)}{\sqrt{6}}$	$E_1 = \frac{(2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z)}{\sqrt{6}}$
$s_2 = \frac{(\sigma'_z - \sigma'_x)}{\sqrt{2}}$	$E_2 = \frac{(\varepsilon_z - \varepsilon_x)}{\sqrt{2}}$
$s_3 = \sqrt{2} \cdot \tau_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2} \cdot \tau_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2} \cdot \tau_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{zx}$

O modelo "MIT-E3" é expresso em termos de variáveis transformadas que são análogas às componentes tensoriais, estando estas duas formas de representar uma quantidade interrelacionadas (Ganendra, 1993). A utilização deste tipo de variáveis permite a redução do número de variáveis em alguns tipos de problemas (Ganendra, 1993); assim, um ensaio triaxial "standard" passa a ser representado num espaço bidimensional (p' , s_1), enquanto num ensaio triaxial "verdadeiro" passam a ser necessárias três dimensões (p' , s_1 , s_2), sendo os problemas de estado plano de deformação e axissimétricos estudados no espaço (p' , s_1 , s_2 , s_3 ,) (Venda Oliveira, 2000).

Na Figura 3.13 apresenta-se a superfície de cedência, que possui a forma de um elipsóide num espaço de tensões definido por seis dimensões. O eixo do elipsóide é orientado segundo a direcção do vector $\{\beta\}$, que também define uma direcção de anisotropia.

$$\{\beta\} = \{b_i\} + \{l\} \quad (3.29)$$

$$\text{em que } \{l\}^T = \{1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0\}$$

O vector $\{\beta\}$ está inicialmente orientado na direcção da consolidação, rodando em função do carregamento de acordo com as leis de endurecimento.

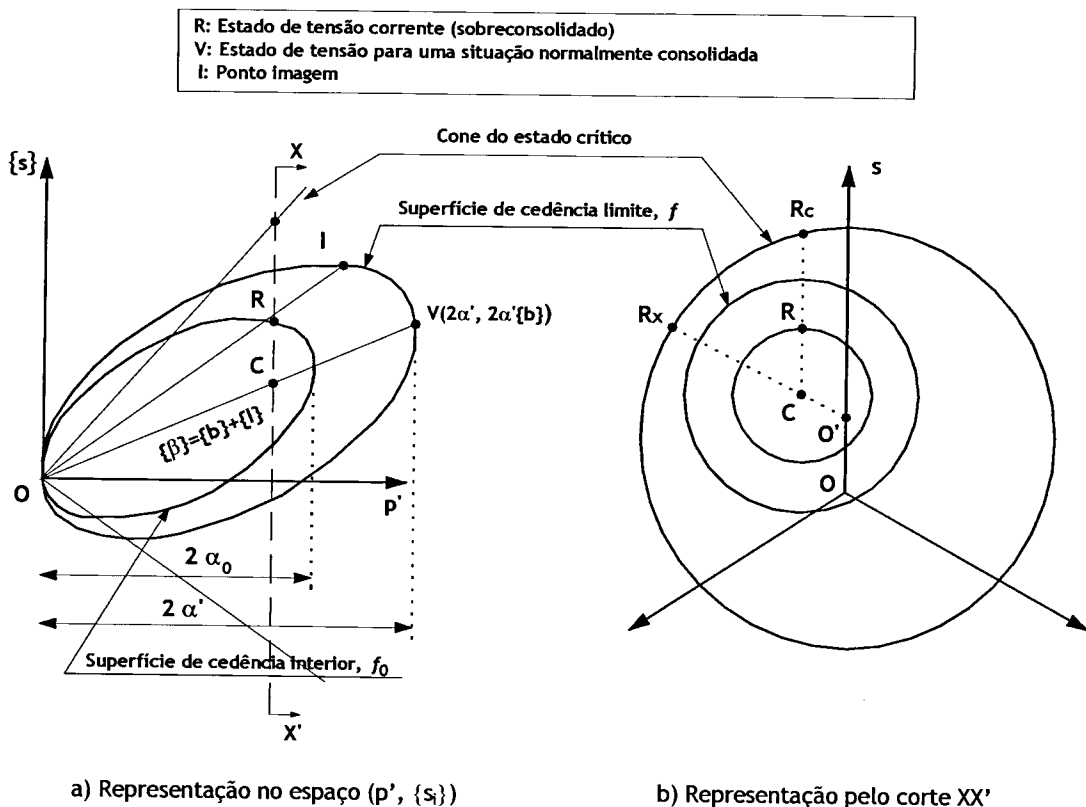


Figura 3.13 - Superfícies de cedência e rotura no modelo MIT-E3

O estado de tensão correspondente à curva de consolidação virgem, localiza-se na extremidade da superfície de cedência, caracterizada pelas variáveis p' e $\{s_i\}$ (Venda Oliveira, 2000):

$$p' = 2 \cdot \alpha' \quad (3.30)$$

$$p' = 2 \cdot \alpha' \cdot \{b_i\} \quad (3.31)$$

O gradiente da função de cedência é definido por:

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = Q = 2 \cdot c^2 \cdot (p' - \alpha) - 2 \cdot \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \cdot \{b_i\}) \cdot \{b_i\} \quad (3.32)$$

e

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial s_i} \right\} = \{Q_i\} = 2(\{s_i\} - p' \cdot \{b_i\}) \quad (3.33)$$

O critério que caracteriza a carga e a descarga é dado pela seguinte equação (3.34), em que ε_v representa a extensão volumétrica e $\{E_i\}$ é o vector das deformações desviatórias (representado no Quadro 3. 1).

$$K \cdot Q \cdot \varepsilon_v + 2 \cdot G \cdot \sum_{i=1}^5 \{Q_i\} \{E_i\} \begin{cases} \geq 0 - \text{carga} \\ < 0 - \text{descarga} \end{cases} \quad (3.34)$$

Em relação ao critério de rotura, este é definido no espaço das tensões generalizadas por uma superfície cónica anisotrópica, tendo o vértice localizado na origem e o eixo coincidente com a direcção $\{\mathbf{l}\} + \{\xi_i\}$. Esta superfície designa-se por cone do estado crítico e é descrita pela equação (3.35). A constante k e o vector $\{\xi_i\}$ são propriedades do material que definem o tamanho do cone e a anisotropia do critério de rotura, respectivamente.

$$h = -k^2 p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p' \{\xi_i\})^2 = 0 \quad (3.35)$$

As componentes do vector $\{\xi_i\}$ não podem ser determinadas a partir de ensaios laboratoriais "standard", pelo que o modelo assume que a orientação do tensor $\{\xi_i\}$ é completamente definida pelos ângulos de atrito em compressão e extensão triaxial (ϕ'_{TC} e ϕ'_{TE} respectivamente), correspondentes a níveis de deformação elevados (geralmente $\varepsilon_a \approx 10\%$, em ensaios de corte não drenados) (Whittle e Kavvadas, 1994).

Whittle (1987) sugere a localização do eixo do cone do estado crítico no espaço triaxial de tensões ($\sigma_z - \sigma_x = \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$) de modo que $\xi_i = 0$ para $i \neq 1$. A forma generalizada do critério de rotura é então definida por:

$$h = p'^2 (\xi_1^2 - k^2) - 2p' s_1 \cdot \xi_1 + \sum_{i=1}^5 \{s_i^2\} = 0 \quad (3.36)$$

sendo os valores de ξ_1 e k obtidos por:

$$\xi_1 = \frac{1}{2}(C_c - C_e); \quad (3.37)$$

$$k = \frac{1}{2}(C_c + C_e), \quad (3.38)$$

As variáveis C_c e C_e representam o declive do cone de rotura no espaço $(p', \{s_i\})$ em compressão e em extensão respectivamente e são dadas por:

$$C_c = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \frac{6 \cdot \sin \phi'_{TC}}{3 - \sin \phi'_{TC}}; \quad (3.39)$$

$$C_e = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \frac{6 \cdot \sin \phi'_{TE}}{3 + \sin \phi'_{TE}} \quad (3.40)$$

No que respeita a lei de fluxo, este modelo de cálculo utiliza uma lei de fluxo não associada que satisfaz as condições do estado crítico e as condições "K₀". Assim, quando o

estado de tensão se aproxima do cone de rotura, a energia dissipada é inteiramente consumida pela deformação de corte, sendo nula a deformação volumétrica, e num solo normalmente consolidado em condições “K₀” qualquer acréscimo de carga nas mesmas condições não altera o valor de K_{0(nc)} (Ganendra, 1993).

A lei de escoamento é directamente expressa em função das componentes volumétrica e distorcional da direcção do fluxo, respectivamente P e {P_i}, e é definida com base nas derivadas da função de potencial plástico (Q^{pp}) (Venda Oliveira, 2000):

$$P = \frac{\partial Q^{pp}}{\partial p'} = 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot r_c \quad (3.41)$$

$$\{P_i\} = \left\{ \frac{\partial Q^{pp}}{\partial s_i} \right\} = c^2 \cdot x \cdot (\{Q_i\} + |r_c| \cdot \{s_i\}) \quad (3.42)$$

representando:

{Q_i} - vector das componentes dos gradientes da função de cedência em termos de variáveis {s_i}, dado pela expressão (3.43);

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial s_i} \right\} = \{Q_i\} = 2 \cdot (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \quad (3.43)$$

r_c - um escalar que exprime a proximidade do estado de tensão corrente em relação ao cone do estado crítico;

|r_d| - o valor absoluto de r_c;

x - um escalar utilizado para satisfazer o critério da condição “K₀”, sendo definido por:

$$x = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \left(\frac{1 + 2K_{0(nc)}}{3 \cdot (1 - K_{0(nc)})} - \frac{K}{2G} \cdot \frac{\kappa}{\lambda} \right) \quad (3.44)$$

em que:

λ - representa o declive da L.C.V. no espaço e-lnp’;

κ - parâmetro que controla o módulo tangente elástico em descarga e recarga;

G - módulo de deformabilidade distorcional

Em relação ao parâmetro r_c, tem-se que :

r_c = 1 ⇒ o estado de tensão situa-se no eixo da superfície de cedência ([I] + {b_i});

0 < r_c < 1 ⇒ o estado de tensão localiza-se no interior do cone do estado crítico;

$r_c = 0 \Rightarrow$ o estado de tensão coincide com o cone do estado crítico;

$r_c < 0 \Rightarrow$ o estado de tensão ultrapassa o cone do estado crítico (situação incoerente).

As deformações volumétrica (ε_v^p) e distorcional ($\{E_p^i\}$), obtêm-se a partir das seguintes equações:

$$\varepsilon_v^p = d\lambda \cdot \frac{\partial Q^{pp}}{\partial p'} = d\lambda \cdot P; \quad (3.45)$$

$$\{E_p^i\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial Q^{pp}}{\partial s_i} \right\} = d\lambda \cdot \{P_i\}, \quad (3.46)$$

em que,

$$d\lambda = \frac{K \cdot Q \cdot \varepsilon_v + 2 \cdot G \cdot \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \cdot \{E_i\})}{H + K \cdot P \cdot Q + 2 \cdot G \cdot \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \cdot \{P_i\})} \quad (3.47)$$

representa o multiplicador plástico e é obtido a partir da teoria da plasticidade standard (Ganendra, 1993; Whittle e Kavvas, 1994). O parâmetro Q representa o gradiente da função de cedência em termos da componente volumétrica (p') e é dado pela equação (3.48).

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = Q = \sum_{i=1}^5 \left(-2 \cdot \{s_i\} \cdot \{b_i\} + 2 \cdot p' \cdot \{b_i^2\} \right) + 2 \cdot c^2 \cdot (p' - \alpha) \quad (3.48)$$

O parâmetro H designado por módulo elastoplástico, é definido a partir do estudo do comportamento de argilas normalmente consolidadas em condições " K_0 " e permite descrever (Whittle, 1993):

- i. linhas de consolidação virgem paralelas com declive λ para todas as trajectórias de consolidação no espaço das tensões efectivas;
- ii. endurecimento;
- iii. amolecimento;
- iv. resistência de pico;
- v. condições do estado crítico em situações não drenadas.

A expressão de H utilizada pelo modelo MIT-E3 é a seguinte:

$$H = 2 \cdot c^2 \cdot \frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \cdot K \cdot \left(\alpha \cdot P - S_t \cdot 2 \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot \langle r_c \rangle \cdot x \cdot \sum (\{Q_i\} \cdot \{b_i\}) \right) \quad (3.49)$$

em que:

S_t - é um parâmetro que controla o fenómeno de amolecimento;

$$\langle r_c \rangle = r_c \text{ se } r_c > 0$$

$$\langle r_c \rangle = 0 \text{ se } r_c \leq 0$$

Assim, o modelo impõe limites à localização do estado de tensão, não permitindo que este se localize no exterior do cone do estado crítico.

3.4.4 Solo sobreconsolidado

Para simular as complexidades das argilas sobreconsolidadas o modelo MIT-E3 incorpora uma superfície de plasticidade e o modelo hysterético elástico.

Na Figura 3.14 apresenta-se o modelo de descarga-recarga utilizado pelo modelo MIT-E3.

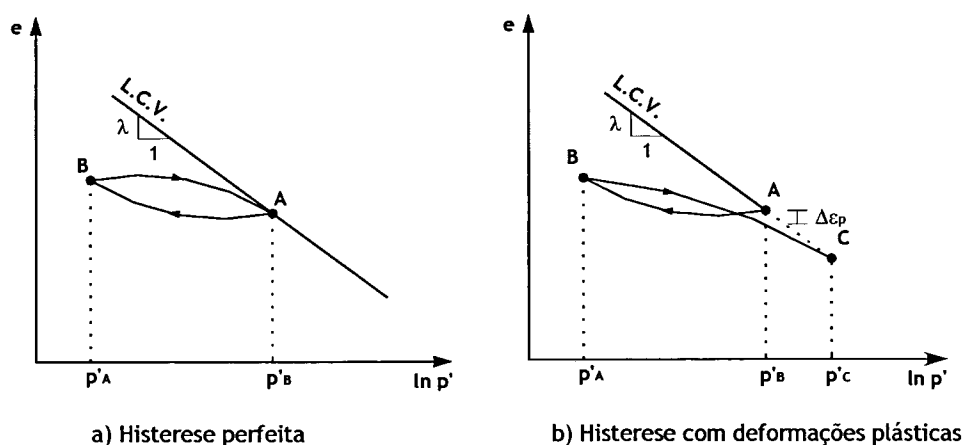


Figura 3.14 - Modelo de descarga-recarga utilizado pelo modelo MIT-E3: a) Histerese perfeita; b) Histerese com deformações plásticas

A observação de um ciclo hysterético fechado e simétrico de descarga/recarga, como se apresenta na Figura 3.14a), permite concluir que a grande rigidez inicial diminui gradualmente quer na descarga da linha de consolidação virgem (de A para B) quer na recarga (de B para A), e que não existem deformações irreversíveis. Este modelo considera a existência de relações isotrópicas entre tensões efectivas e deformações elásticas, não existindo, portanto, acoplamento entre os comportamentos volumétrico e distorcional

(Whittle, 1993; Whittle e Kavvadas, 1994). Com o modelo histerético perfeito, trajectórias de tensões efectivas proporcionais (constantes incrementos de tensões) originam caminhos de deformações proporcionais e vice-versa, pelo que este modelo não é adequado para simular casos com deformações plásticas, os quais originam desvios de proporcionalidade entre as trajectórias de tensões e de deformações (Venda Oliveira, 2000). (Ver Figura 3.14b))

A resposta volumétrica é descrita pelo módulo de deformação tangencial do esqueleto sólido:

$$K = \frac{1+e}{\kappa_0 \cdot (1+\delta)} \cdot p' \quad (3.50)$$

em que:

$$\delta = C \cdot n \cdot (\ln \xi - \ln \xi_s)^{n-1} \quad (3.51)$$

sendo:

e - índice de vazios;

κ_0 - declive inicial da fase descarga-recarga no espaço e - $\ln p'$;

C , n - constantes do material que caracterizam o comportamento não linear para níveis de deformação reduzidos.

Nas argilas sobreconsolidadas é muito importante simular o desenvolvimento de deformações plásticas pelas seguintes razões (Whittle e Kavvadas, 1994): i) as deformações plásticas impõem o acoplamento entre o comportamento volumétrico e distorcional, permitindo assim que num ensaio de corte não drenado se observe a geração de pressões de água nos poros induzida pelas tensões distorcionais; ii) obtenção de deformações não recuperáveis num ciclo de descarga/recarga; iii) existência de uma transição suave entre um estado normalmente consolidado e um estado sobreconsolidado.

Portanto, a introdução de uma superfície de plasticidade no modelo MIT-E3 constitui uma "mais-valia".

Se ocorrerem deformações plásticas no interior da superfície descrita pela equação (3.28), esta passa a ser designada por superfície de plasticidade em vez de superfície de cedência limite.

Durante a fase puramente elástica, o tamanho da superfície de plasticidade, definido por α varia em função dos incrementos de extensão volumétrica (Ganendra, 1993):

$$\dot{\alpha} = \frac{(1+e) \cdot \alpha}{\lambda} \cdot \varepsilon_v \quad (3.52)$$

Integrando a expressão anterior obtém-se o valor final, α^f :

$$\alpha^f = \alpha^i \cdot e^{\left(\frac{(1+e)}{\lambda} \cdot \Delta \varepsilon_v\right)} \quad (3.53)$$

em que $\Delta \varepsilon_v$ representa a variação da deformação volumétrica.

O ponto para o qual a trajectória de tensões atinge a primeira superfície de cedência é designado por ponto de cedência inicial, e a superfície similar em forma à superfície de plasticidade é designada por superfície de cedência inicial, sendo o seu tamanho dado por α_{oi} (Venda Oliveira, 2000). Esta superfície não varia para trajectórias de tensões que produzam sucessivas deformações plásticas (Ganendra, 1993).

Na fase elástica, a superfície de carga passa constantemente pelo ponto correspondente ao estado de tensão. No ponto correspondente a um estado sobreconsolidado, o módulo elastoplástico H e as direcções do escoamento plástico P e $\{P_i\}$ passam a ser definidas em relação ao ponto imagem (I), e são representadas pelas seguintes expressões (Venda Oliveira, 2000):

$$P = P^I + g_1 \cdot P^0 \quad (3.54)$$

$$\{P_i\} = \{P_i^I\} \quad (3.55)$$

$$H = H^I + g_2 \cdot H^0 \quad (3.56)$$

onde as variáveis representam:

P^I , $\{P_i^I\}$ - as componentes volumétrica e distorcional da direcção do fluxo no ponto imagem, respectivamente;

H^I - o módulo elastoplástico no ponto imagem;

P^0 , H^0 - as variáveis definidas em função do estado de tensão corrente e do ponto imagem;

g_1 e g_2 - escalares que estabelecem a posição relativa da superfície de cedência inicial, da superfície de carga e da superfície de plasticidade.

Quando ocorrem extensões plásticas no interior da superfície de cedência limite, existe endurecimento da superfície de carga e da própria superfície limite (ou de plasticidade). O endurecimento da superfície de carga, efectuado unicamente em termos do tamanho do elipsóide (α_0) é calculado com as extensões plásticas descritas anteriormente pela seguinte equação:

$$\dot{\alpha}_0 = \alpha_0 \cdot \zeta \cdot \dot{\varepsilon}_v^p \quad (3.57)$$

o qual após integração permite calcular o valor final,

$$\alpha_0^f = \alpha_0^i \cdot e^{(\zeta \cdot \Delta e_p^p)} \quad (3.58)$$

De acordo com o estabelecido por Ganendra (1993), para calcular o endurecimento da superfície de plasticidade é necessário calcular uma outra série de deformações plásticas designadas por pseudo-deformações plásticas, a partir do estado de tensão no ponto imagem. Os valores que caracterizam o estado de tensão no ponto imagem são substituídos em (3.47) para calcular o pseudo-multiplicador plástico e, consequentemente, as pseudo-deformações plásticas. O mesmo procedimento deve ser seguido em relação ao módulo elástico K.

3.4.5 Determinação dos parâmetros do modelo MIT-E3

No Quadro 3.II apresenta-se um resumo dos ensaios necessários para determinar os 15 parâmetros que caracterizam o modelo MIT-E3, alguns determinados directamente a partir de resultados de ensaios, e outros determinados indirectamente a partir de resultados de estudos paramétricos.

No que respeita os parâmetros determinados directamente a partir dos resultados de ensaios, os valores de e_0 (índice de vazios correspondente ao estado de tensão inicial) e λ (declive da Linha de Consolidação Virgem) podem ser obtidos através de ensaios edométricos ou de ensaios de consolidação unidimensional com deformação controlada. O coeficiente de impulso em repouso para o solo normalmente consolidado (K_0^{nc}) pode ser determinado através de ensaios in situ, de ensaios triaxiais ou de fórmulas empíricas que relacionam K_0 com o ângulo de atrito (ϕ') ou com o índice de plasticidade das argilas (I_p) (Venda Oliveira, 2000).

Fórmula de Jacky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (3.59)$$

Fórmula de Brooker e Ireland:

$$K_0 = 0,95 - \text{sen}\phi' \quad (3.60)$$

Fórmula de Alpan:

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log_{10}(I_p) \text{ com } I_p \text{ expresso em } (\%) \quad (3.61)$$

Para determinar o coeficiente de Poisson, (ν) recorre-se à relação descrita por (3.62).

$$\frac{2G}{K} = \frac{3 \cdot (1 - 2\nu)}{(1 + \nu)} \quad (3.62)$$

em que G representa o módulo de deformabilidade distorcional e K representa o módulo de deformabilidade volumétrica.

Os parâmetros ϕ'_{TC} e ϕ'_{TE} representam os ângulos de atrito em compressão e em extensão correspondentes às condições de estado crítico, e são determinados a partir de ensaios triaxiais não drenados para uma extensão axial de 10% (Whittle e Kavvas, 1994).

O parâmetro κ_0 permite calcular o módulo de compressibilidade volumétrica para reduzidos níveis de deformação e é estimado a partir do conhecimento da velocidade das ondas de corte em ensaios de laboratório, com a coluna ressonante ou com "Bender Elements", ou com ensaios *in situ*.

Quadro 3.II - Parâmetros que caracterizam o modelo MIT-E3 (Venda Oliveira, 2000)

Tipo de ensaio	OCR	Pormenores do ensaio	Parâmetros	
			Directos	Indirectos
Edómetro ou CRS	-	Registo do índice de vazios e_0	e_0, λ	-
Edómetro ou CRS	-	Descarga em dois níveis de tensão	-	C, n
Edómetro ou CRS	-	Dois ciclos descarga-recarga	-	h
Ensaio triaxiais	1,0-4,0	Registo da trajectória de tensões efectivas na consolidação e na descarga	K_0^{nc} $\frac{2G}{K}$	-
Ensaio triaxiais de corte não drenado	1,0	Compressão - CK_0UC Extensão - CK_0UE	ϕ'_{TC} ϕ'_{TE}	S_t, c
Ensaio triaxial de corte não drenado	2,0	Ensaio CK_0UC	-	w, γ
Coluna ressonante "Bender Elements" ou ensaios de propagação de ondas em furos	-	Medição directa de G_{max} a partir das velocidades das ondas de corte	κ_0	-
Ensaio triaxiais especiais	1,0	Ensaio drenados com trajectórias de deformação	-	ψ_0

(CRS) - ensaios de consolidação unidimensional com deformação controlada;

(CK_0UC) - ensaios com consolidação K_0 e corte não drenado em compressão;

(CK_0UE) - ensaios com consolidação K_0 e corte não drenado em extensão.

No que respeita aos parâmetros que advêm de estudos paramétricos, estes resultam de tentativas de aproximar o comportamento real do solo.

Os parâmetros C e n são utilizados para descrever a não linearidade da formulação histerética perfeita e são obtidos de modo a simular o comportamento na descarga de um ensaio edométrico.

O parâmetro ψ_0 é uma constante adimensional que controla a evolução das direcções de anisotropia induzida por um campo de tensões ou de deformações imposto, e S_t e c são parâmetros que controlam o amolecimento e a geometria da superfície de cedência respectivamente, que são determinados a partir das trajectórias de tensões efectivas de dois ensaios triaxiais não drenados (um com trajectórias de compressão e outro com trajectórias de extensão).

O parâmetro w controla o comportamento não linear em corte não drenado para reduzidos níveis de deformação e pode ser estimado a partir dos resultados de ensaios triaxiais de compressão com provetes ligeiramente sobreconsolidados. O parâmetro h controla o desenvolvimento de deformações plásticas residuais em ciclos de descarga-recarga.

CAPÍTULO 4 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA BASE: SOLO SOBRECONSOLIDADO

4.1 INTRODUÇÃO

Com o objectivo de analisar o comportamento diferido no tempo de túneis superficiais escavados em maciços de natureza argilosa, foram efectuadas uma série de análises numéricas por elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo descrito no capítulo 2. Para a modelação do comportamento mecânico do solo envolvente do túnel foram adoptados os dois modelos baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos descritos no capítulo 3 desta tese: o modelo MIT-E3 e o modelo Cam Clay Modificado.

Apresenta-se neste capítulo a resolução do problema base, admitindo-se o túnel escavado num maciço de argila sobreconsolidada ($OCR=6$), com o intuito de esclarecer a forma como as tensões e as deformações induzidas pela escavação do túnel evoluem no maciço envolvente ao longo do tempo.

Em primeiro lugar procede-se à caracterização geométrica do problema e apresentam-se os parâmetros definidores dos modelos adoptados nos cálculos.

Na segunda parte do capítulo são apresentados os resultados da modelação numérica efectuada com o modelo MIT-E3. Começa-se por apresentar os resultados desse estudo em relação à evolução do estado de tensão em redor da abertura, ilustrando algumas das trajectórias de tensões, e à geração de excessos de pressão de água nos poros. São depois apresentados os movimentos induzidos, particularmente à superfície do terreno, e os esforços

actuautes no suporte, procurando-se evidenciar como eles evoluem no tempo até à estabilização final.

Na terceira parte deste capítulo apresentam-se os resultados de uma análise do mesmo problema efectuada com o modelo Cam Clay Modificado, dando-se ênfase às diferenças mais significativas observadas na previsão do comportamento com os dois modelos constitutivos considerados.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA BASE

4.2.1 Generalidades

O caso de estudo, designado por problema base, diz respeito à escavação de um túnel circular com 10,0m de diâmetro, escavado a 20,0m de profundidade num estrato de argila sobreconsolidada subjacente a uma formação arenosa com 5,0m de espessura, conforme se ilustra na Figura 4.1. O nível freático foi admitido à superfície do terreno. A estrutura de suporte considerada consiste num anel contínuo de betão com 0,30m de espessura que, uma vez instalado, se admitiu em contacto perfeito com o terreno envolvente.

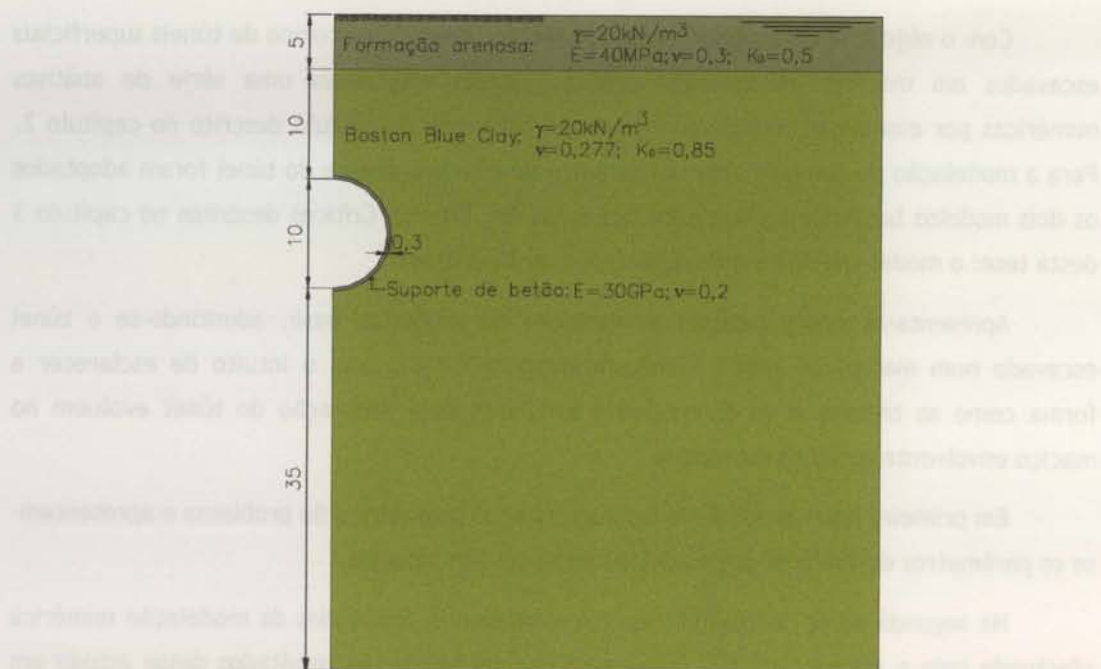


Figura 4.1 - Corte geológico-geotécnico e geometria do problema base

Na Figura 4.2 ilustra-se a malha de elementos finitos utilizada na discretização do meio, que contém 308 elementos quadrangulares de oito nós e 961 pontos nodais. Note-se

que os elementos considerados são "híbridos", ou seja, realizam interpolação quadrática para os deslocamentos e interpolação linear para as pressões de água nos poros.

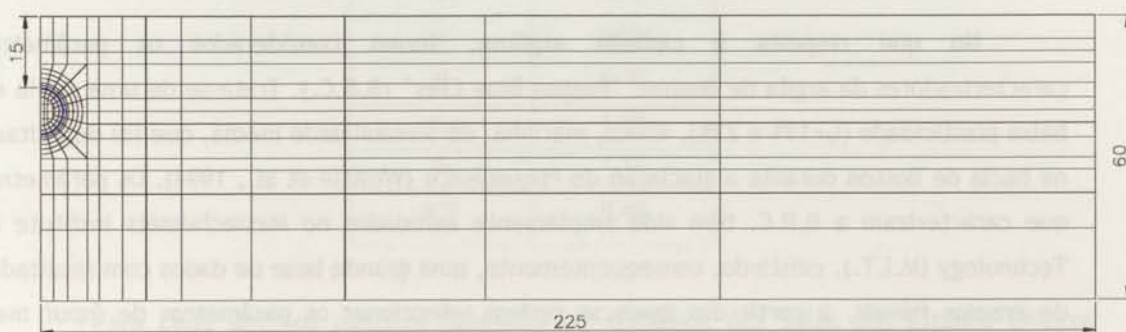


Figura 4.2 - Malha de Elementos Finitos utilizada

Nas fronteiras laterais do problema, uma do lado direito situada a 225m do eixo de simetria e outra coincidente com este, foram impedidos os deslocamentos na direcção horizontal. Na fronteira inferior da malha, localizada a 60m de profundidade, foram impedidos todos os deslocamentos.

O estudo foi efectuado em condições associadas a um estado plano de deformação, tendo os efeitos da tridimensionalidade do problema sido considerados com o recurso ao método de convergência-confinamento, já descrito no capítulo 2.

Assim, a construção do túnel (escavação e instalação do suporte) foi simulada em duas fases. Na primeira fase foi libertada apenas uma fracção ($\alpha=0,40$) das forças nodais equivalentes ao estado de tensão inicial, para simular as deformações que ocorrem no maciço antes de se proceder à instalação do suporte. A esta primeira fase estão associados três incrementos de sollicitação. Numa segunda fase, após a instalação do suporte, foram libertadas as forças nodais equivalentes remanescentes. Nestas duas fases admitiu-se para o maciço um comportamento não drenado, pelo que foram gerados excessos de pressão de água nos poros.

Após a construção do túnel, o cálculo prosseguiu simulando o processo de consolidação da camada argilosa, com a consequente dissipação dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção. Para analisar o comportamento diferido no tempo, foram consideradas várias fases de cálculo, às quais estavam associados determinados incrementos de tempo. O intervalo de tempo considerado foi de 60 000 dias (≈ 164 anos).

4.2.2 Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial

O comportamento da formação arenosa foi considerado linear, elástico e isotrópico, tendo-se adoptado, em todos os cálculos efectuados, um valor para o módulo de

deformabilidade de 40MPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,3. Para o suporte, constituído por um anel contínuo de betão, foi admitido também um comportamento linear elástico e isotrópico, caracterizado por um E de 30GPa e um ν igual a 0,2.

No que respeita à camada argilosa, foram considerados os parâmetros caracterizadores da argila de Boston: "Boston Blue Clay" (B.B.C.). Trata-se de uma argila de baixa plasticidade ($I_p=19\%$ a 23%), ílítica, marinha, de sensibilidade média, que foi depositada na bacia de Boston durante a glaciação do Plistocénico (Whittle et al., 1994). Os parâmetros que caracterizam a B.B.C. têm sido amplamente estudados no Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.), existindo, conseqüentemente, uma grande base de dados com resultados de ensaios fiáveis, a partir dos quais se podem seleccionar os parâmetros de *input* mais adequados.

Quadro 4.1 - Parâmetros caracterizadores - Modelo MIT-E3

Parâmetro	Significado físico	"Boston Blue Clay"
e_o	Índice de vazios para a tensão de referência na LCV ($\sigma'_v=100\text{kPa}$)	1,12
λ	Compressibilidade da argila normalmente consolidada	0,184
C	Comportamento não linear em descarga	22,0
n		1,60
h	Deformações plásticas residuais	0,20
K_o^{nc}	K_o para a argila normalmente consolidada	0,48
ν	Coeficiente de Poisson no início da descarga	0,277
ϕ_{TC}	Ângulo de atrito para o estado crítico em compressão triaxial	33,4°
ϕ_{TE}	Ângulo de atrito para o estado crítico em extensão triaxial	45,9°
c	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência)	0,86
S_t	Amolecimento em compressão triaxial não drenada	4,5
w	Não linearidade para níveis de deformação reduzidos em corte não drenado	0,07
γ	Geração das pressões de água nos poros por corte em argilas sobreconsolidadas	0,5
κ_o	Compressibilidade junto ao estado reversível	0,001
ψ_o	Rotação da superfície limite	100,0

Quadro 4.II - Parâmetros caracterizadores - Modelo Cam Clay Modificado

Modelo Cam Clay Modificado	
λ	0,184
κ	0,034
M	1,35
$e_{\lambda,0}$	1,89
e_0	1,12
K_o^{nc}	0,48

Para cada um dos modelos baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos adotados foram escolhidos os parâmetros respectivos, conforme se apresenta no Quadro 4.I (MIT-E3) e no Quadro 4.II (Cam Clay Modificado).

O estado de tensão inicial foi admitido como geostático, tendo sido considerado um peso volúmico de 20kN/m^3 para ambas as formações e um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , igual a 0,5 para a formação arenosa e a 0,85 para a argila sobreconsolidada.

4.2.3 Condições hidráulicas

Em relação às condições hidráulicas foi considerado que a pressão de água nos poros na camada superficial de areia é constante e fica definida pela posição do nível freático, que se localiza à superfície do terreno. A fronteira lateral esquerda, coincidente com o eixo de simetria do túnel, e a fronteira inferior da malha de elementos finitos foram consideradas impermeáveis. A fronteira lateral direita do problema, localizada a 225m do eixo de simetria foi considerada permeável.

A formação arenosa foi admitida como tendo uma permeabilidade muito elevada, enquanto que para a camada argilosa, considerada isotrópica em termos de permeabilidade, foi adoptado um coeficiente de permeabilidade constante de $5 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$. Pretendendo simular-se uma permeabilidade muito baixa para o suporte, considerou-se impermeável a superfície escavada do túnel, pelo que o comportamento observado a longo prazo depende apenas da dissipação dos excessos de pressão nos poros gerados pela construção, com vista a atingir-se uma situação de equilíbrio, semelhante à existente no início, ou seja, correspondente a $u=0$.

4.3 RESOLUÇÃO COM O MODELO MIT-E3

4.3.1 Evolução do estado de tensão

Apresentam-se em seguida os resultados dos cálculos efectuados com o modelo MIT-E3, começando-se por referir a evolução das tensões totais durante as fases do cálculo em que se simulou a construção do túnel.

Na Figura 4.3 e na Figura 4.4 apresentam-se as isolinhas das variações das tensões normais totais, horizontal e vertical, e das tensões de corte, obtidas na fase de cálculo correspondente ao final da construção do túnel.

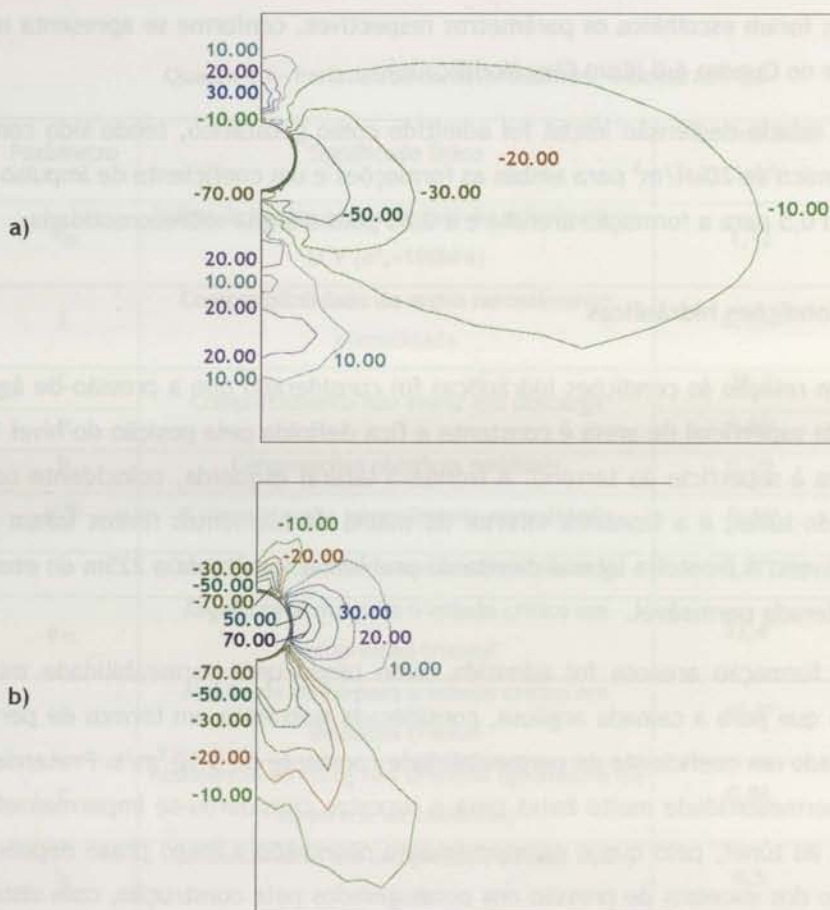


Figura 4.3 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$

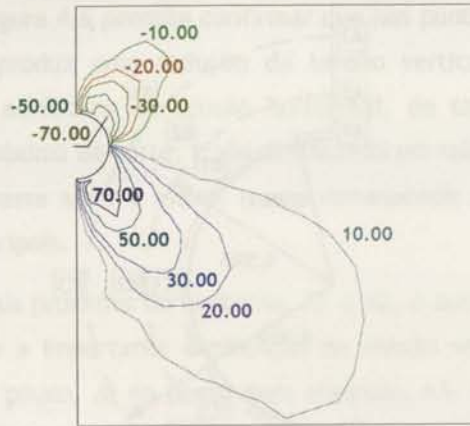


Figura 4.4 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3

A observação das figuras anteriores permite diferenciar cinco regiões em redor da abertura. Em duas delas, que englobam os elementos do solo situados entre o tecto e a superfície do terreno, bem como os elementos localizados abaixo da soleira do túnel, as tensões horizontais, excepto numa zona muito limitada junto ao contorno da abertura, tendem a aumentar e as tensões verticais a diminuir. Pelo contrário na região localizada no hasteal, os elementos de solo estão sujeitos a um aumento da tensão vertical, devido ao efeito de arco, e a uma diminuição da tensão horizontal. Nestas três regiões, sendo nulas as variações das tensões de corte, τ_{xy} , as direcções das tensões principais são a vertical e a horizontal. Finalmente nos elementos situados a $\pm 45^\circ$ (ombrais e ancas), não variam significativamente as tensões normais, ao contrário do que acontece com as tensões de corte. Esta variação das tensões de corte actuantes nas facetas horizontais e verticais origina nestes elementos de solo uma rotação da direcção das tensões principais.

De modo a pormenorizar estas variações de tensões induzidas no maciço envolvente a curto prazo pela abertura do túnel, apresenta-se em seguida a evolução das tensões totais e as respectivas trajectórias de tensão, definidas no plano s-t, em quinze pontos situados em torno da secção escavada e a diferentes distâncias do centro da mesma, como se ilustra na Figura 4.5.

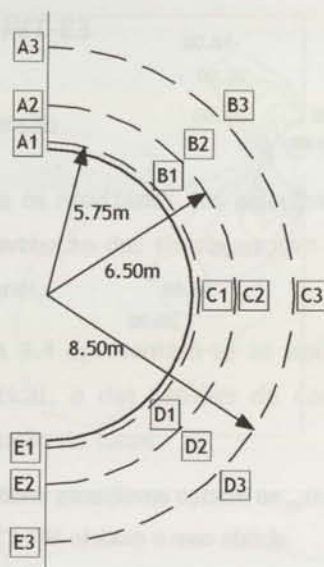


Figura 4.5 - Localização dos pontos em estudo

Para os pontos situados no coroamento, no hasteal e na soleira do túnel mostra-se a evolução das tensões vertical (σ_y) e horizontal (σ_x), tensões principais no estado de repouso, que durante a escavação se mantêm principais. Para os pontos situados no ombro (B1 a B3) e na anca (D1 a D3), apresenta-se a evolução das tensões de corte (τ_{xy}) cuja variação durante a escavação é mais significativa.

A Figura 4.6 e a Figura 4.7 referem-se aos pontos situados no coroamento do túnel. A construção do túnel decorre nos quatro primeiros incrementos do cálculo.

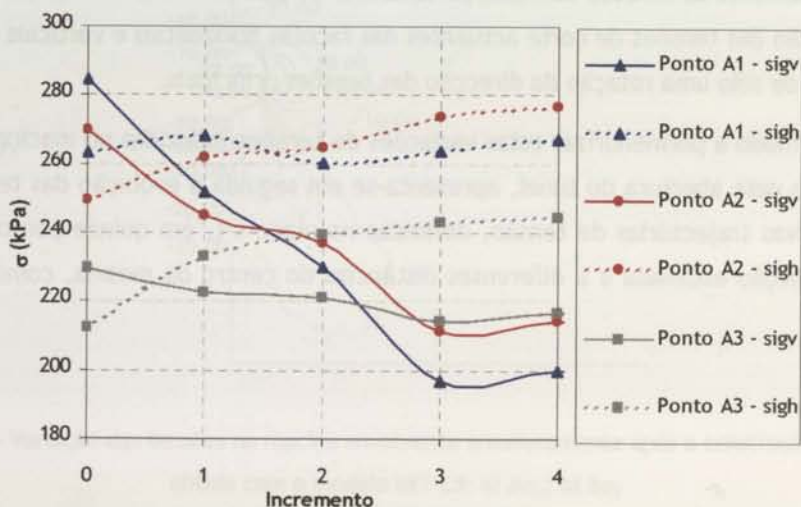


Figura 4.6 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (MIT-E3)

A observação da Figura 4.6 permite confirmar que nos pontos situados no coroamento o avanço da escavação produz uma redução da tensão vertical, inicialmente a tensão principal máxima, e um acréscimo da tensão horizontal, de tal modo que a respectiva diferença, logo a tensão máxima de corte, t , vai diminuindo em relação à situação inicial, até que a tensão horizontal passa a ser a maior, o que corresponde a uma rotação de 90° nas direcções das tensões principais.

Nos dois pontos mais próximos do contorno, A1 e A2, o aumento da tensão horizontal não compensa totalmente a importante diminuição da tensão vertical, pelo que a tensão normal média diminui um pouco. Já no ponto mais afastado, A3, verifica-se que é maior do que a vertical a variação da tensão horizontal, aumentando em consequência a tensão normal média.

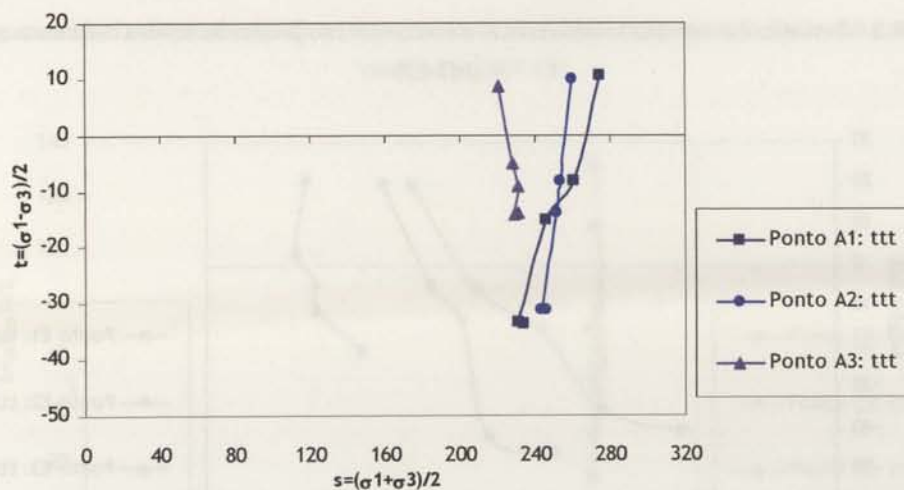


Figura 4.7 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (MIT-E3)

Assim pode concluir-se, como o exame da Figura 4.7 permite constatar, que acima do túnel a escavação determina trajectórias de extensão, caracterizadas por uma diminuição inicial da tensão de corte, com diminuição ou aumento da tensão normal média, dependente do afastamento do ponto em relação ao contorno da abertura.

A Figura 4.8 e a Figura 4.9, relativas aos pontos situados na soleira do túnel, evidenciam que também aqui as trajectórias de tensão nos diversos pontos são de extensão. No ponto mais próximo do contorno da abertura, E1, como a tensão horizontal diminui também um pouco com o avanço da escavação, é muito significativa a diminuição da tensão normal média. Com o afastamento do contorno, a tensão horizontal tende a aumentar, compensando mais a diminuição da tensão vertical, pelo que a variação da tensão normal média tende a diminuir. No ponto mais afastado, E3, localizado a 3,5m do contorno, a tensão normal média mantém-se sensivelmente constante durante a construção.

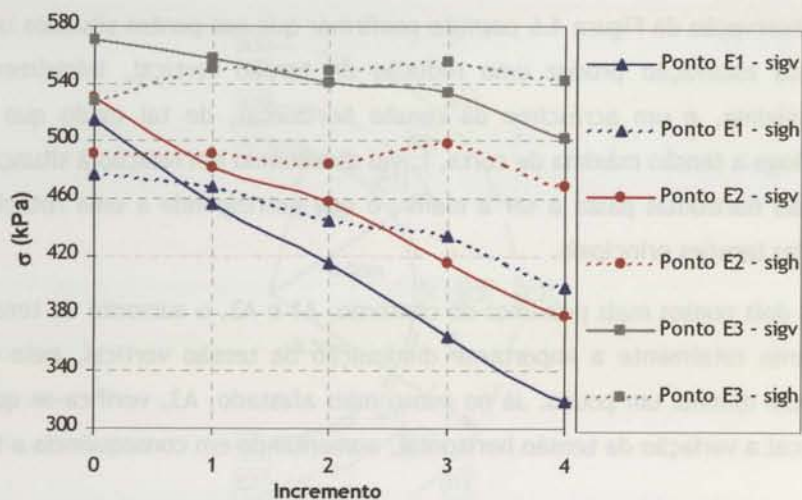


Figura 4.8 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos da soleira durante a construção (MIT-E3)

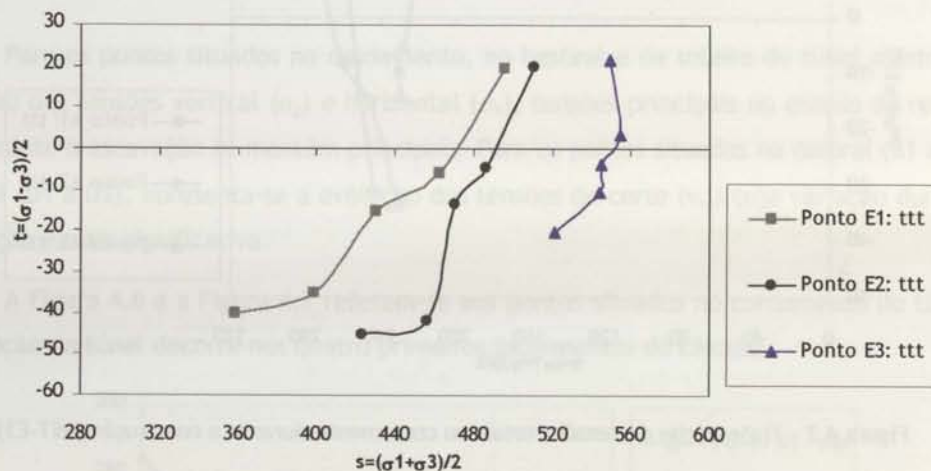


Figura 4.9 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (MIT-E3)

No hasteal, a que correspondem os pontos C1, C2 e C3, a Figura 4.10 e a Figura 4.11 mostram que a evolução das tensões consiste na diminuição da tensão horizontal e no acréscimo idêntico da tensão vertical, não havendo qualquer rotação das direcções das tensões principais. Assim, está-se perante uma evolução na qual a componente isotrópica do estado de tensão se mantém praticamente constante, enquanto que a componente distorcional vai crescendo desde o início. Embora as variações nos estados de tensão sejam muito diferentes, de acordo com a distância ao contorno dos pontos, verifica-se que as três trajectórias apresentam a mesma evolução, sendo intermédias entre a compressão activa e a compressão passiva.

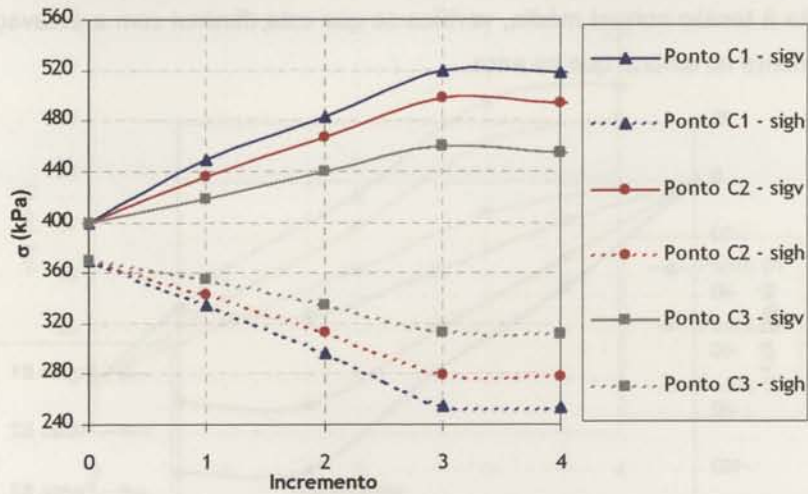


Figura 4.10 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do hasteal durante a construção (MIT-E3)

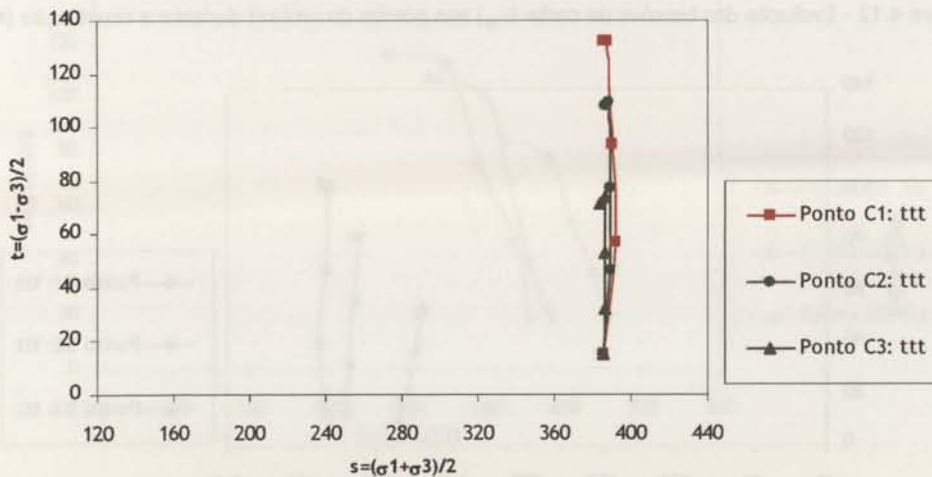


Figura 4.11 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (MIT-E3)

As Figuras 4.12 a 4.15 dizem respeito aos pontos situados no ombral e na anca do túnel. Para estes pontos apresenta-se a evolução das tensões de corte (τ_{xy}) com o avanço da escavação, bem como as correspondentes trajectórias de tensão no plano $s-t$.

A observação da Figura 4.12 e da Figura 4.14 confirma plenamente que no ombral e na anca do túnel as tensões de corte actuantes nas facetas horizontais e verticais deixam de ser nulas, aumentando à medida que a escavação progride, pelo que a tensão principal máxima deixa de ser a vertical e vai rodando gradualmente.

Este aumento das tensões de corte faz com que, como a Figura 4.13 e a Figura 4.15 evidenciam, nos pontos situados no ombral e na anca, tal como acontece no hasteal, haja um aumento da percentagem mobilizada da resistência ao corte desde o início da escavação. No

que respeita à tensão normal média, verifica-se que esta diminui com a escavação, bem mais moderadamente no ombral que na anca.

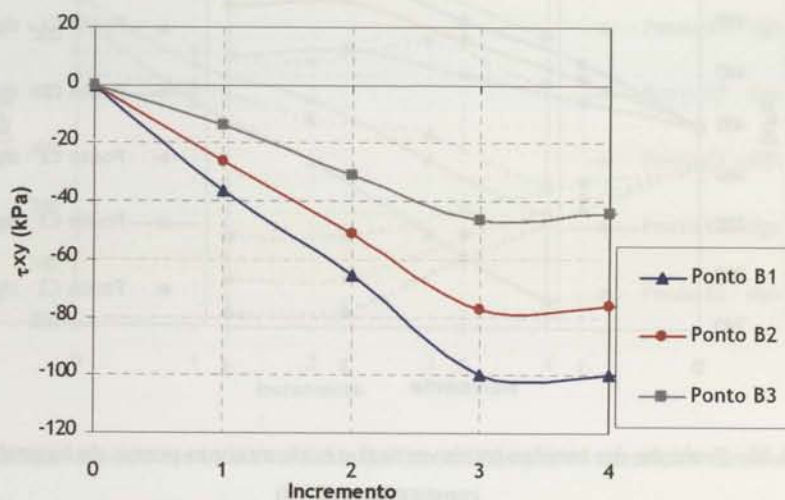


Figura 4.12 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos do ombral durante a construção (MIT-E3)

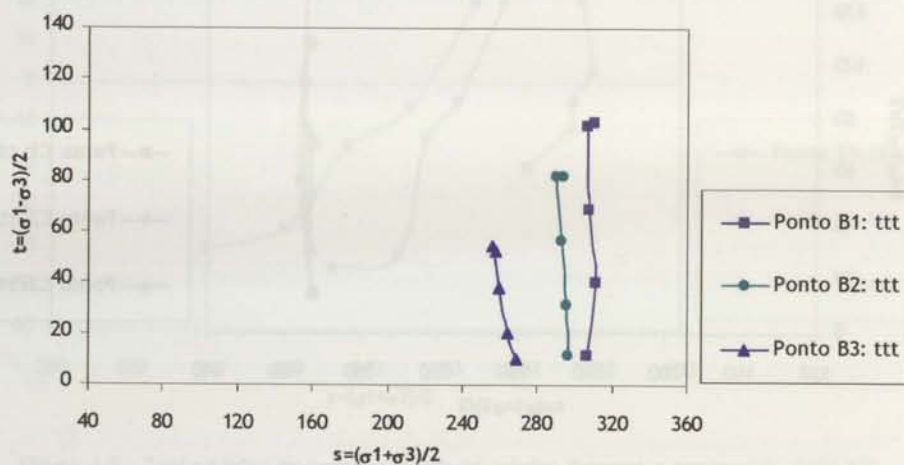


Figura 4.13 - Trajetórias de tensões totais no ombral durante a construção (MIT-E3)

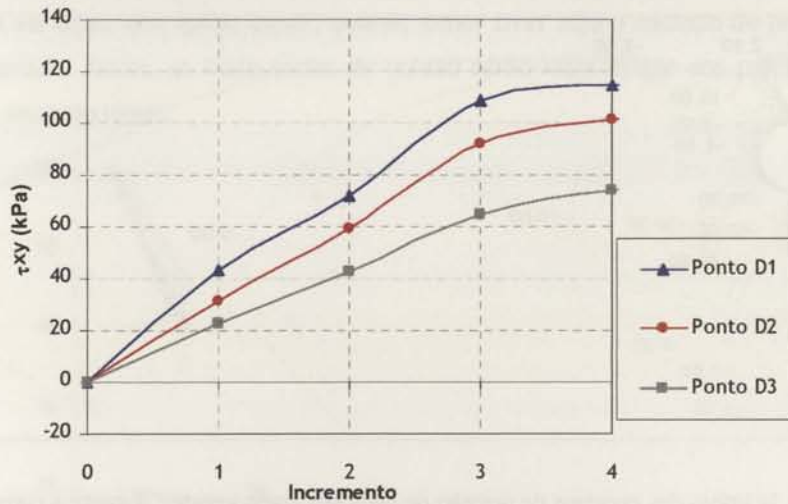


Figura 4.14 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos da anca durante a construção (MIT-E3)

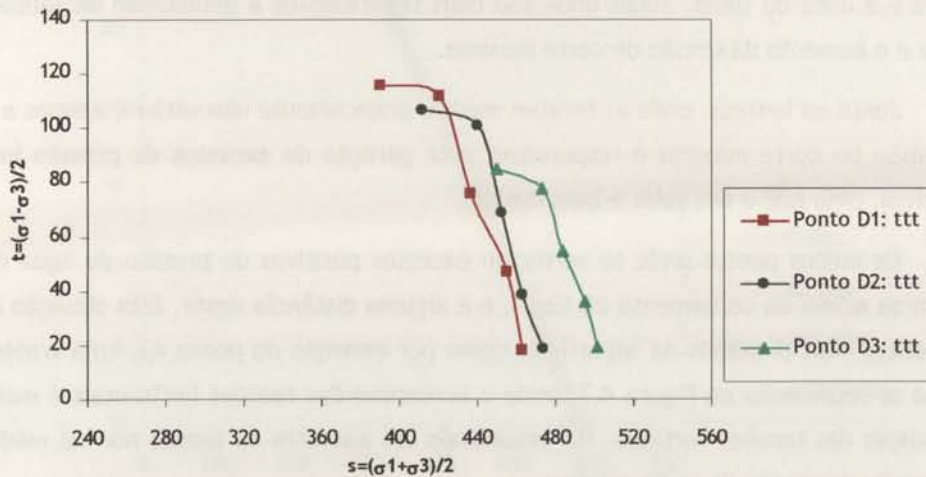


Figura 4.15 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (MIT-E3)

Em consequência da evolução do estado de tensão total descrita anteriormente e do facto de se ter admitido que a escavação do túnel se processou em condições não drenadas, foram gerados excessos de pressão de água nos poros no maciço envolvente. Na Figura 4.16 representam-se as isolinhas desses excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção do túnel.

O exame da figura permite facilmente verificar que, praticamente em todo o maciço, os excessos de pressão intersticial gerados pela construção do túnel em condições não drenadas são negativos. Tal facto está associado à diminuição da tensão normal média e ao aumento das tensões de corte, originadas pela libertação das tensões no contorno da abertura, que tendem a causar, ambas, no caso das argilas sobreconsolidadas, uma expansão no maciço envolvente da escavação.

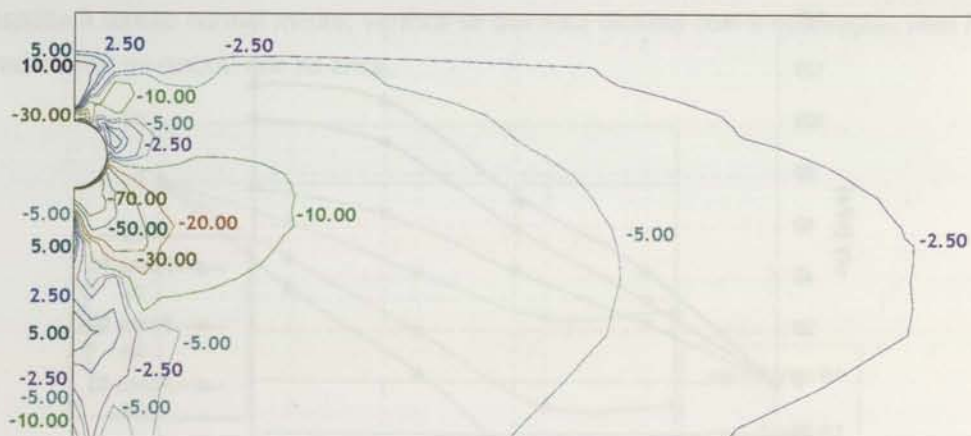


Figura 4.16 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (MIT-E3)

Os maiores acréscimos negativos de pressão de água nos poros acontecem junto à soleira e à anca do túnel, zonas onde são mais significativos a diminuição de tensão normal média e o aumento da tensão de corte máxima.

Junto ao hasteal, onde as tensões médias praticamente não variam, apenas a variação da tensão de corte máxima é responsável pela geração de excessos de pressão intersticial negativos, pelo que o seu valor é bem menor.

Os únicos pontos onde se verificam excessos positivos de pressão de água nos poros situam-se acima do coroamento do túnel, e a alguma distância deste. Esta situação acontece nos pontos mais próximos da superfície, como por exemplo no ponto A3, cuja trajectória de tensão se representa na Figura 4.7, onde o acréscimo das tensões horizontais é maior que a diminuição das tensões verticais, daí resultando um aumento da tensão normal média e uma diminuição da tensão de corte máxima.

Durante o período subsequente de 60000 dias que foi considerado, são dissipados os excessos de pressão intersticial gerados pela construção, com vista, dadas as condições de permeabilidade do suporte, a repor no maciço as pressões hidrostáticas. A velocidade de dissipação destes excessos de pressão de água nos poros é, naturalmente, função da permeabilidade do solo.

O exame das figuras seguintes, onde se ilustra a evolução com o tempo das pressões neutras em pontos localizados sobre o eixo de simetria, acima e abaixo da cavidade (Figura 4.17), permite concluir que ao fim de 50 dias a maior parte dos excessos de pressão de água nos poros gerados pela escavação foram já dissipados, tendo-se restabelecido no maciço uma situação de equilíbrio hidrostático.

Com a dissipação dos excessos de pressão intersticial gerados a curto prazo pela construção do túnel, as tensões totais e efectivas no maciço envolvente variam ao longo do

tempo. Esta variação será tanto maior, quanto maior tiver sido o excesso de pressão de água nos poros gerado. Assim, as trajetórias de tensão serão mais longas nos pontos situados na soleira e na anca do túnel.

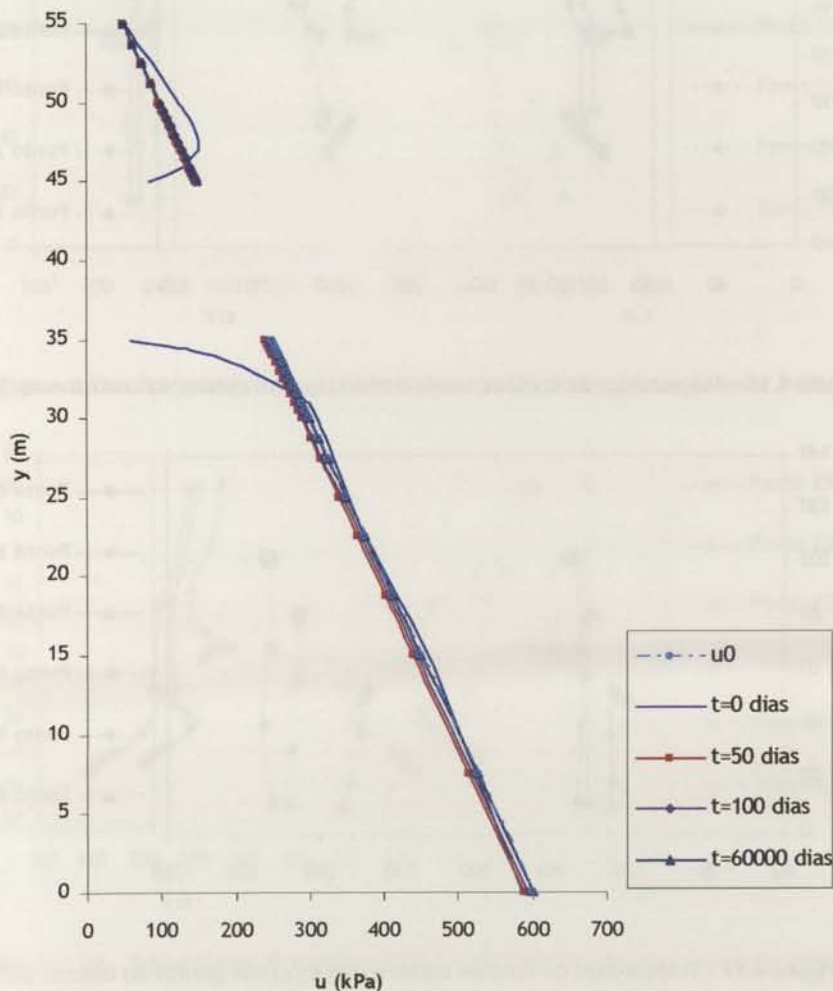


Figura 4.17 - Evolução das pressões de água nos poros acima e abaixo da abertura obtida com o modelo MIT-E3

Para os 15 pontos em torno da cavidade anteriormente referenciados, as Figuras 4.18 a 4.22 ilustram as trajetórias de tensões totais e efetivas. Como era de esperar, as trajetórias das tensões efetivas e das tensões totais afastam-se com o tempo nos pontos onde foram gerados, a curto prazo, excessos negativos da pressão intersticial, como por exemplo nos pontos E1 na soleira e D1 na anca, e aproximam-se no caso contrário, como acontece no ponto A3 no coroamento do túnel.

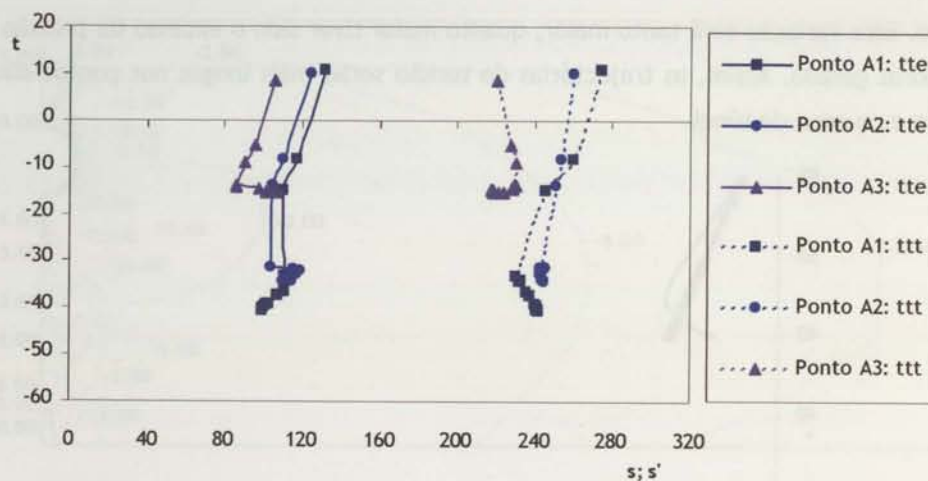


Figura 4.18 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroaento (MIT-E3)

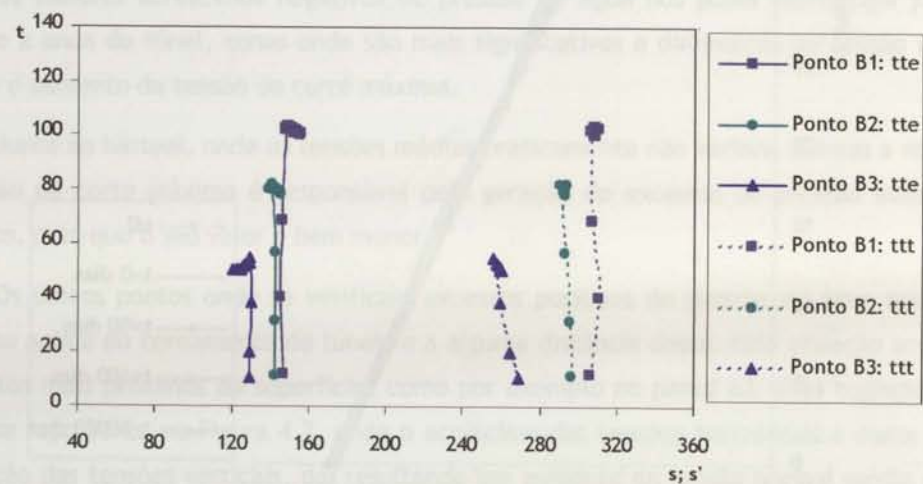


Figura 4.19 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (MIT-E3)

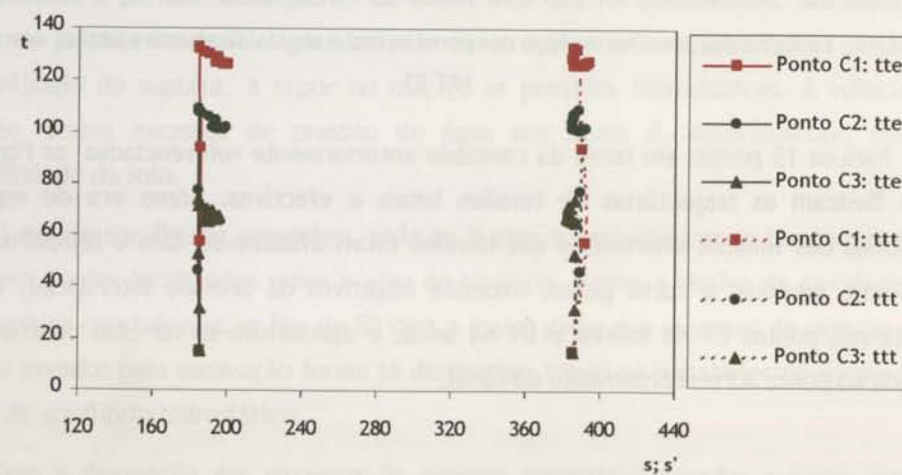


Figura 4.20 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do hasteal (MIT-E3)

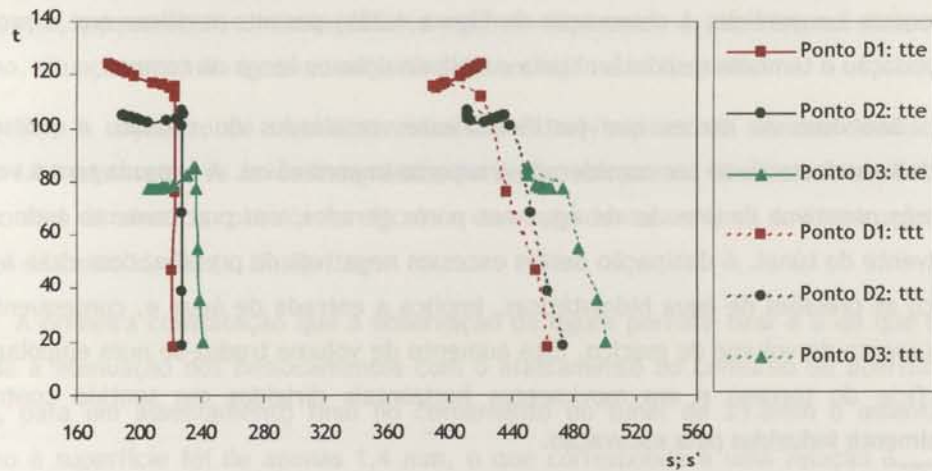


Figura 4.21 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (MIT-E3)

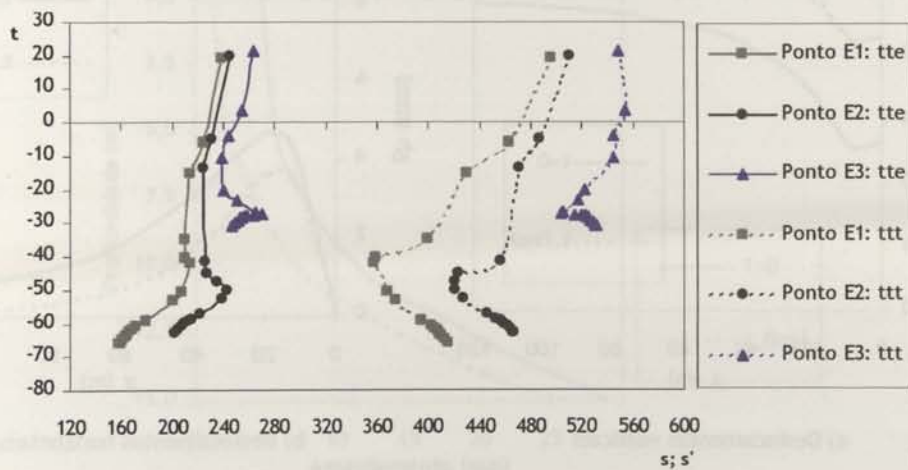


Figura 4.22 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (MIT-E3)

4.3.2 Movimentos Induzidos

Às alterações do estado de tensão apresentadas anteriormente estão naturalmente associados movimentos no interior do maciço envolvente do túnel. Sendo o túnel superficial, esses movimentos propagam-se até à superfície do terreno.

Na Figura 4.23 são ilustrados os deslocamentos verticais (assentamentos) e horizontais à superfície do terreno, decorrentes do cálculo numérico efectuado. Tanto num como noutro caso, são apresentados os deslocamentos induzidos a curto prazo pela construção do túnel ($t=0$) e os finais (t_{final}).

Pelo exame da Figura 4.23a) constata-se que os assentamentos superficiais calculados a longo prazo são menores do que a curto prazo, ou seja, os movimentos de consolidação induzem um levantamento da superfície do terreno. Em relação aos deslocamentos

horizontais à superfície, a observação da Figura 4.23b) permite verificar que o processo de consolidação é também responsável pela sua diminuição ao longo do tempo.

São duas as razões que justificam estes resultados do cálculo. A primeira está associada ao facto de se ter considerado o suporte impermeável. A segunda tem a ver com os excessos negativos da pressão de água nos poros gerados, em praticamente todo o maciço envolvente do túnel. A dissipação destes excessos negativos da pressão, com vista a repor no maciço as pressões de água hidrostáticas, implica a entrada de água e, consequentemente, um aumento de volume do maciço. Este aumento de volume traduz-se num empolamento da superfície do terreno e em movimentos horizontais dirigidos em sentido contrário aos inicialmente induzidos pela escavação.

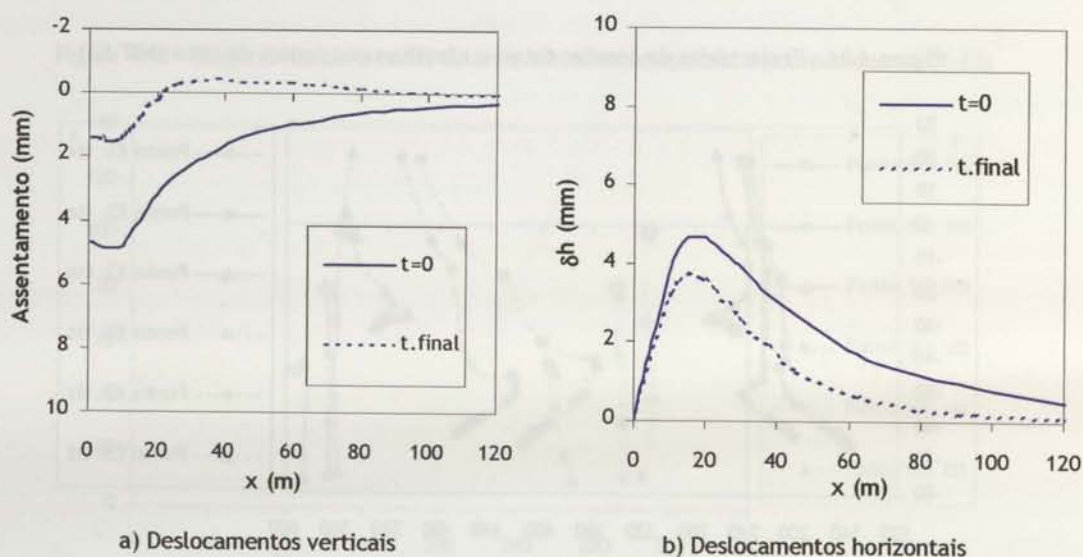


Figura 4.23 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo MIT-E3

Um outro aspecto importante que a observação da Figura 4.23 permite referenciar relaciona-se com o facto de, conjuntamente com a diminuição dos valores absolutos dos deslocamentos, se ter verificado uma diminuição das deformações superficiais provocada pela consolidação do maciço. Com efeito, tanto a distorção máxima como a extensão horizontal máxima diminuíram com o tempo, o que significa que a situação mais desfavorável, em termos de segurança das edificações localizadas nas proximidades da obra, ocorre a curto prazo, imediatamente após a construção do túnel.

Em relação aos movimentos superficiais induzidos pela escavação do túnel e subsequente consolidação do maciço envolvente, é ainda de referir que: i) os seus valores absolutos são muito pequenos, em consequência de se ter admitido o túnel escavado em argila sobreconsolidada, logo em solo consistente, e se ter considerado um factor de alívio das tensões (α), de forma a simular a deformação que ocorre antes da instalação da estrutura

de suporte, pequeno; ii) o deslocamento máximo horizontal é superior ao assentamento máximo, situação que não é correntemente referenciada na bibliografia.

Com o objectivo de se analisar também os movimentos no interior do maciço, na Figura 4.24 representa-se os deslocamentos verticais, em pontos situados acima do túnel e sobre o eixo de simetria, obtidos no cálculo e correspondentes ao final da construção ($t=0$) e ao final da consolidação (t . final).

A primeira constatação que a observação da figura permite tirar é a de que é muito elevada a atenuação dos deslocamentos com o afastamento do contorno da abertura. Com efeito, para um assentamento final no coroamento do túnel de 25,8mm o assentamento máximo à superfície foi de apenas 1,4 mm, o que corresponde a uma relação $\delta_{vmax}/\delta_{vc}$ de 0,05.

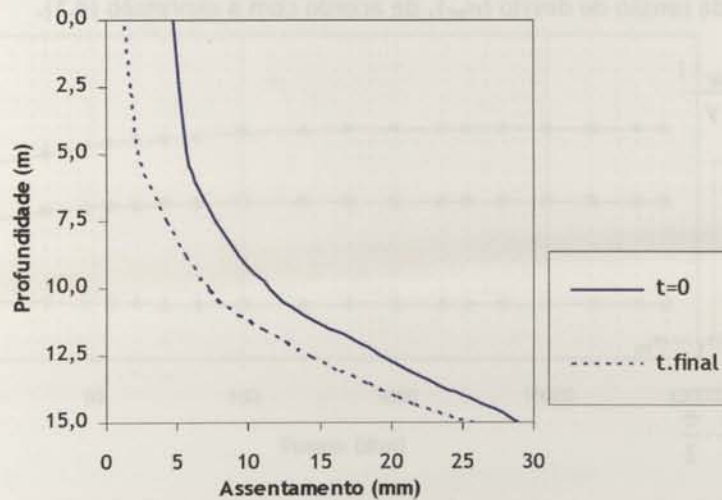


Figura 4.24 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo MIT-E3

Uma segunda constatação que se pode fazer com o exame da Figura 4.24 relaciona-se com o facto de o assentamento no coroamento do túnel ter diminuído, com o tempo, praticamente o mesmo que o assentamento à superfície do terreno (3,1mm no coroamento e 3,3mm na superfície). A razão para que tal aconteça reside no facto de a escavação do túnel ter originado, a curto prazo e acima da cavidade (ver Figura 4.17), zonas onde foram gerados excessos negativos de pressão de água nos poros e zonas onde esses excessos foram positivos. Assim sendo, durante a consolidação o aumento de volume provocado pela entrada de água em algumas zonas foi compensado pela diminuição de volume que acompanha a expulsão de água que ocorreu noutras zonas.

4.3.3 Esforços no suporte

Além dos movimentos induzidos no maciço, o projecto de um túnel exige a estimativa dos esforços mobilizados no suporte para que se possa otimizar o seu dimensionamento e evitar danos estéticos e funcionais do túnel.

Na Figura 4.25 e na Figura 4.27 estão representados os esforços axiais e os momentos flectores no suporte, respectivamente, obtidos no cálculo efectuado nos instantes de tempo correspondentes ao final da construção ($t=0$) e ao final da consolidação ($t.\text{final}$). Estes esforços foram calculados a partir dos valores da tensão principal máxima nos pontos de Gauss dos elementos que constituem o suporte. Para cada par de pontos de Gauss obteve-se o valor médio das tensões principais máximas, que multiplicado pela espessura do suporte fornece o esforço axial. O cálculo dos momentos flectores foi realizado a partir da determinação da tensão de desvio (σ_{MF}), de acordo com a expressão (4.1).

$$M = \frac{\sigma_{MF} \cdot I}{y} \quad (4.1)$$

com:

$$I = \frac{e^3}{12} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{MF} = \sigma_1 - \sigma_m \quad (4.3)$$

$$y = \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \frac{e}{2} \quad (4.4)$$

em que:

- e representa a espessura do suporte;
- σ_m representa a tensão média

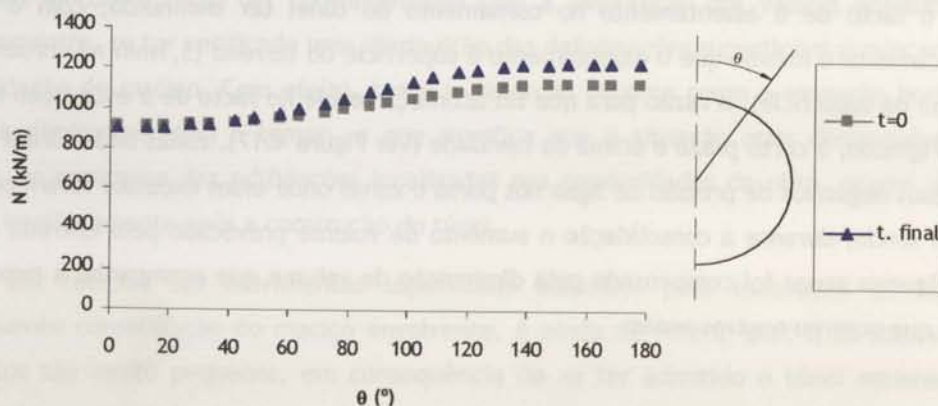


Figura 4.25 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo MIT-E3

No que respeita ao esforço axial, a Figura 4.25 mostra que este é máximo na soleira do túnel e cresce ligeiramente com o processo de consolidação associado à dissipação dos excessos de pressão de água nos poros. O valor máximo do esforço axial no fim da construção foi de 1126kN/m tendo aumentado para 1223kN/m no fim da consolidação, o que representa um aumento de cerca de 8%.

Na Figura 4.26 apresenta-se a evolução no tempo do esforço axial mobilizado em três secções do suporte do túnel, uma localizada no coroamento, uma no hasteal e outra na soleira do túnel. O tempo apresenta-se em escala logarítmica. A observação da Figura 4.26 confirma que não há acréscimo do esforço axial mobilizado no coroamento do túnel, ao passo que nas restantes secções se pode observar um ligeiro aumento do esforço axial mobilizado com o tempo, aumento que é mais significativo na soleira, e que 50 dias após a construção o esforço axial em todo o suporte tende a estabilizar.

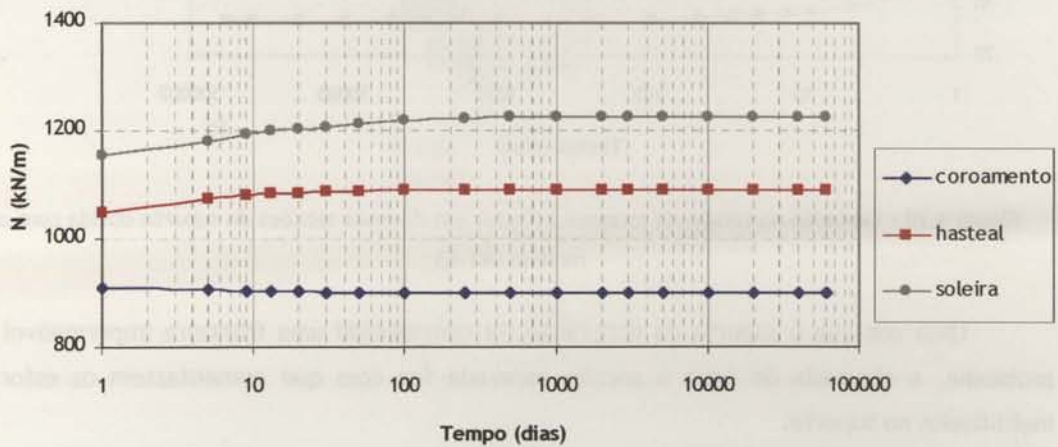


Figura 4.26 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3

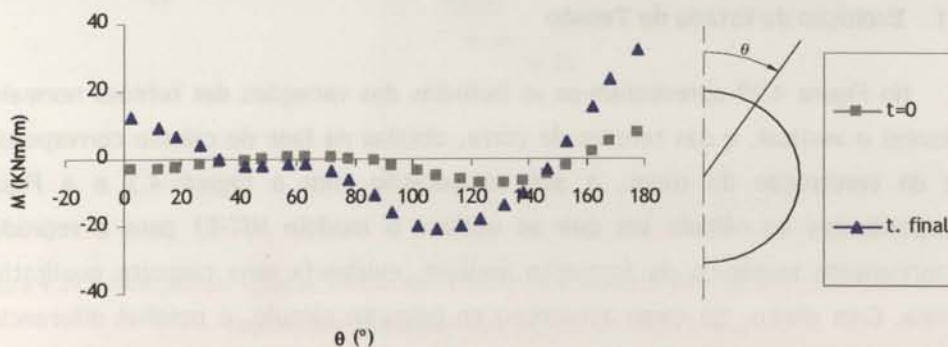


Figura 4.27 - Momento flector no suporte obtido com o modelo MIT-E3

No que concerne aos momentos flectores mobilizados no suporte, a Figura 4.27 mostra que eles são praticamente nulos a curto prazo, uma vez que foi adoptado um valor elevado do

coeficiente de impulso em repouso. Com o tempo, o momento flector em qualquer secção do suporte tende a aumentar, uma vez que a expansão do maciço em seu redor não se faz uniformemente, atingindo o valor máximo de 32,8 kNm/m na soleira.

A Figura 4.28 ilustra a evolução no tempo dos momentos flectores em três secções do suporte, podendo verificar-se que, tal como acontece nos esforços axiais, ao fim de 50 dias os seus valores estão estabilizados.

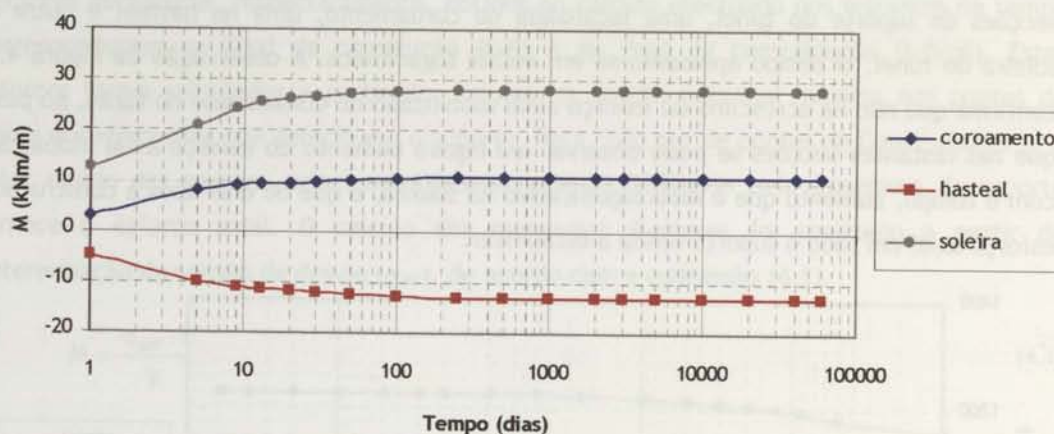


Figura 4.28 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3

Uma vez que o suporte da escavação foi considerado uma fronteira impermeável do problema, a chamada de água à secção escavada fez com que aumentassem os esforços mobilizados no suporte.

4.4 RESOLUÇÃO COM O MODELO CAM CLAY MODIFICADO

4.4.1 Evolução do Estado de Tensão

Na Figura 4.29 apresentam-se as isolinhas das variações das tensões normais totais, horizontal e vertical, e das tensões de corte, obtidas na fase de cálculo correspondente ao final da construção do túnel. A sua comparação com a Figura 4.3 e a Figura 4.4, correspondentes ao cálculo em que se utilizou o modelo MIT-E3 para a reprodução do comportamento mecânico da formação argilosa, evidencia uma resposta qualitativamente idêntica. Com efeito, tal como aconteceu no primeiro cálculo, é possível diferenciar cinco regiões distintas em redor da abertura: i) o coroamento e a soleira, onde a diminuição das tensões verticais se combina com o aumento das tensões horizontais; ii) o hasteal, em que acontece exactamente o contrário; iii) os ombrais e as ancas, zonas em que são pequenas as variações das tensões normais e significativas as variações das tensões de corte actuantes nas facetas verticais e horizontais.

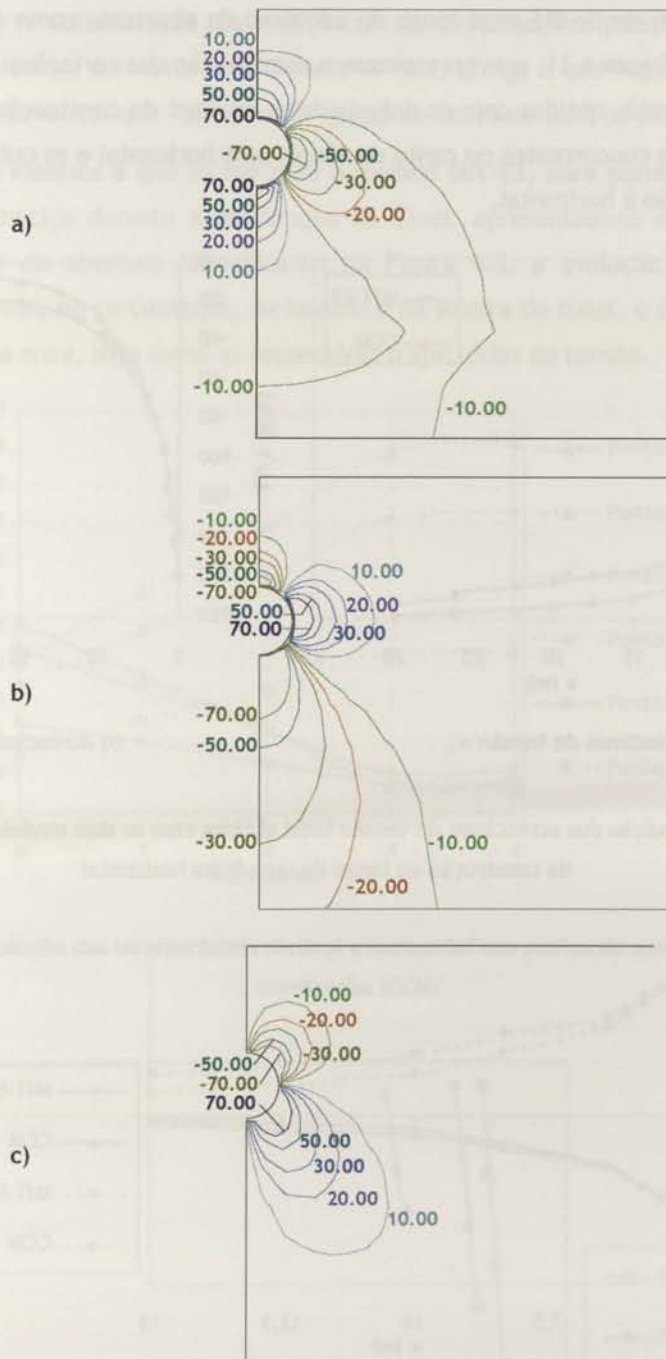


Figura 4.29 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtidas com o modelo CCM: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$; c) $\Delta\tau_{xy}$

Apesar das semelhanças registradas, nota-se diferenças na distribuição das tensões em redor do túnel com o tipo de modelo adoptado para simular o comportamento do solo envolvente do túnel. Com efeito, é bem visível que no cálculo em que se utilizou o modelo MIT-E3 o efeito da escavação se estendeu por uma área maior, uma vez que os acréscimos das

ensões se fizeram sentir até mais longe do contorno da abertura, como é bem ilustrado na Figura 4.30 e na Figura 4.31, que apresentam a distribuição das variações de tensão vertical, horizontal e de corte, obtidos com os dois modelos no final da construção, ao longo de três direcções distintas concorrentes no cento do túnel: uma horizontal e as outras duas inclinadas de $\pm 45^\circ$ em relação à horizontal.

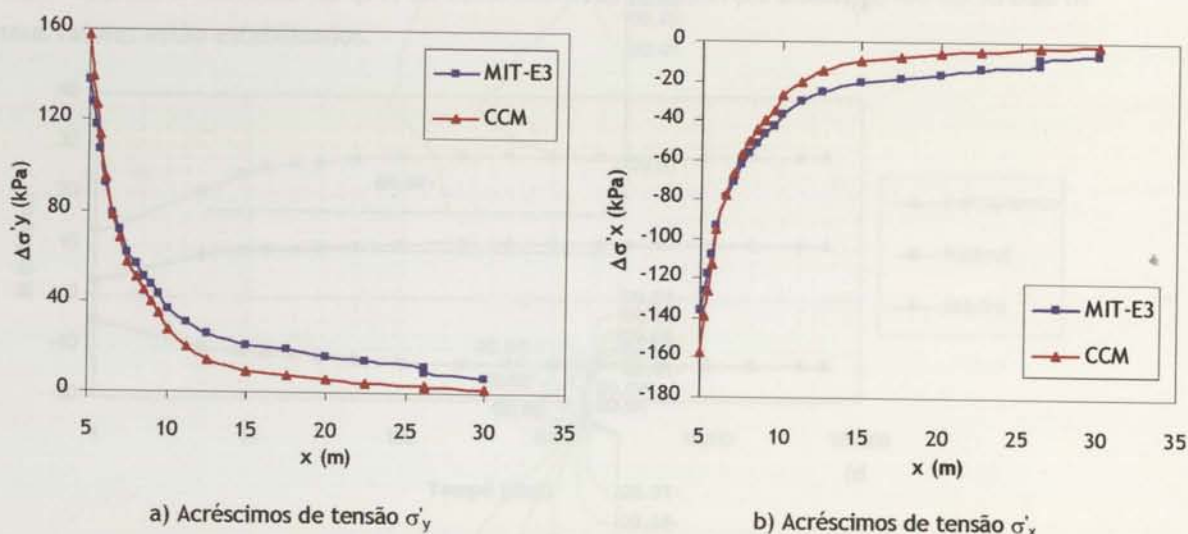


Figura 4.30 - Distribuição dos acréscimos de tensão total obtidos com os dois modelos de cálculo no final da construção ao longo de uma linha horizontal

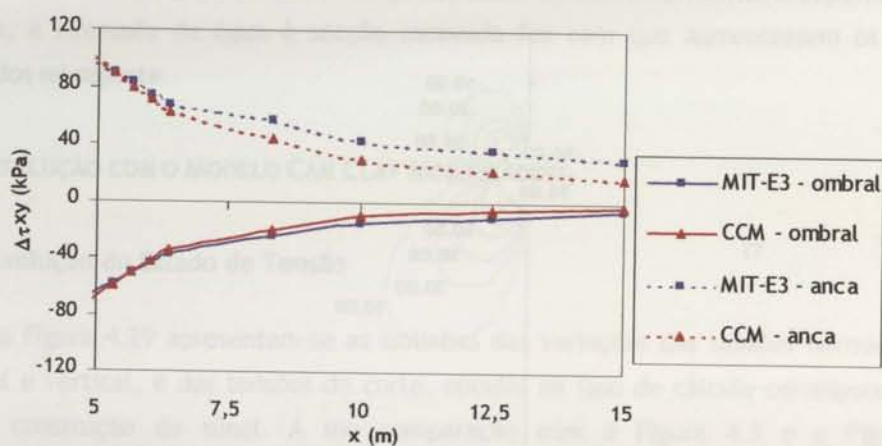


Figura 4.31 - Acréscimos das tensões de corte ($\Delta\tau_{xy}$) obtidos com os dois modelos de cálculo no final da construção ao longo de duas linhas inclinadas de $\pm 45^\circ$ em relação à horizontal

A razão para que isto aconteça está, provavelmente, relacionada com o diferente modo como o comportamento do material é simulado pelos dois modelos no interior da superfície de cedência, superfície que não chega a ser "alcançada" em praticamente nenhum ponto do solo envolvente do túnel, dado o baixo valor considerado para o coeficiente de alívio

das tensões, α . A consideração da existência de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, admitida pelo modelo MIT-E3, obriga a que haja uma redistribuição das tensões dos elementos que "plastificam" junto ao contorno para os elementos vizinhos.

De forma idêntica à que se fez para o modelo MIT-E3, para pormenorizar a evolução das tensões no maciço durante a construção do túnel, apresentam-se em seguida, para os pontos em redor da abertura identificados na Figura 4.5, a evolução das tensões totais vertical e horizontal, no coroamento, no hasteal e na soleira do túnel, e das tensões de corte τ_{xy} no ombral e na anca, bem como as respectivas trajetórias de tensão.

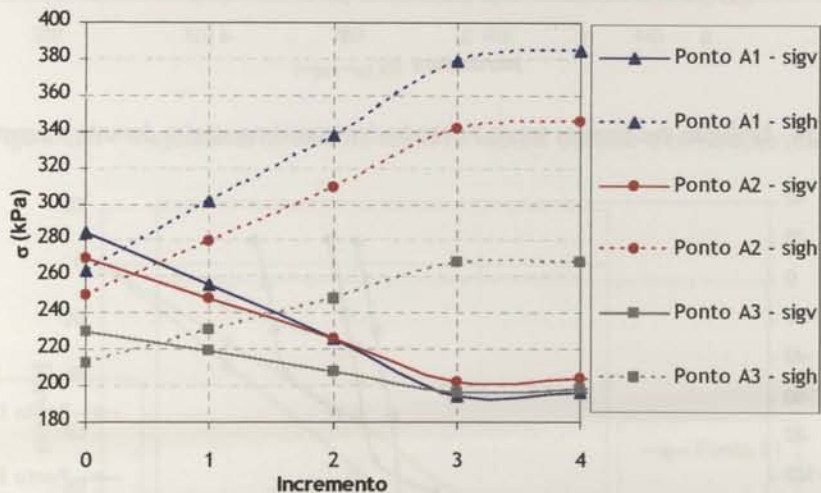


Figura 4.32 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (CCM)

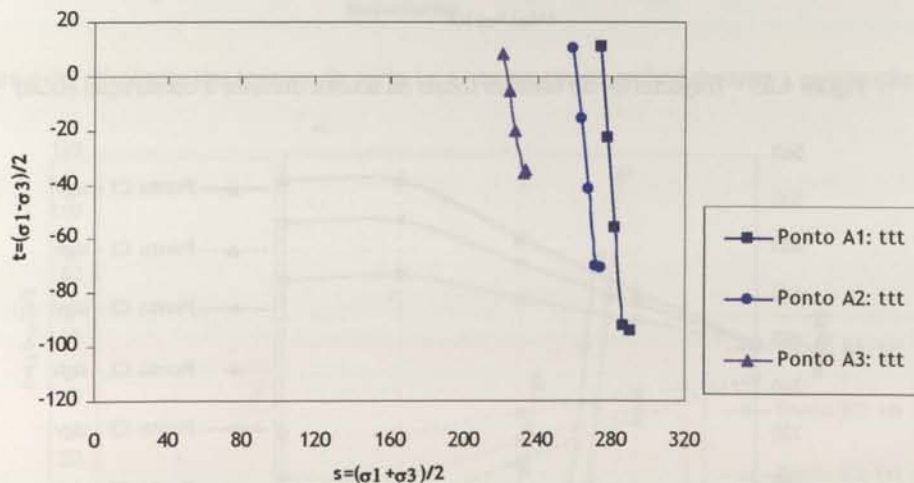


Figura 4.33 - Trajetórias de tensões totais no coroamento durante a construção (CCM)

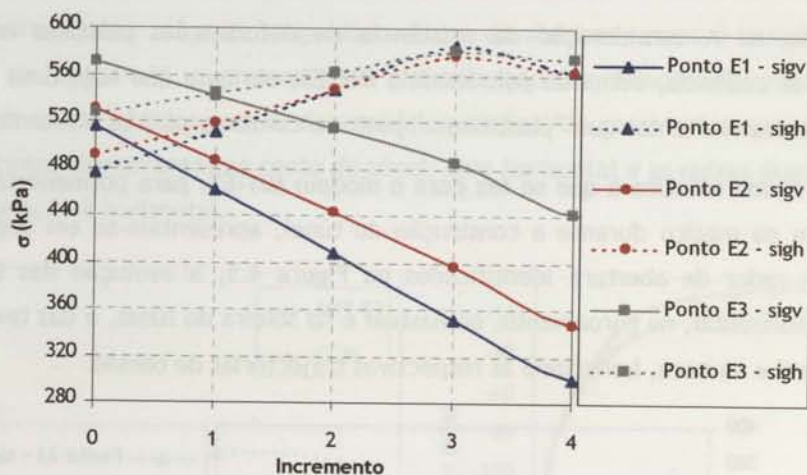


Figura 4.34 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal na soleira durante a construção (CCM)

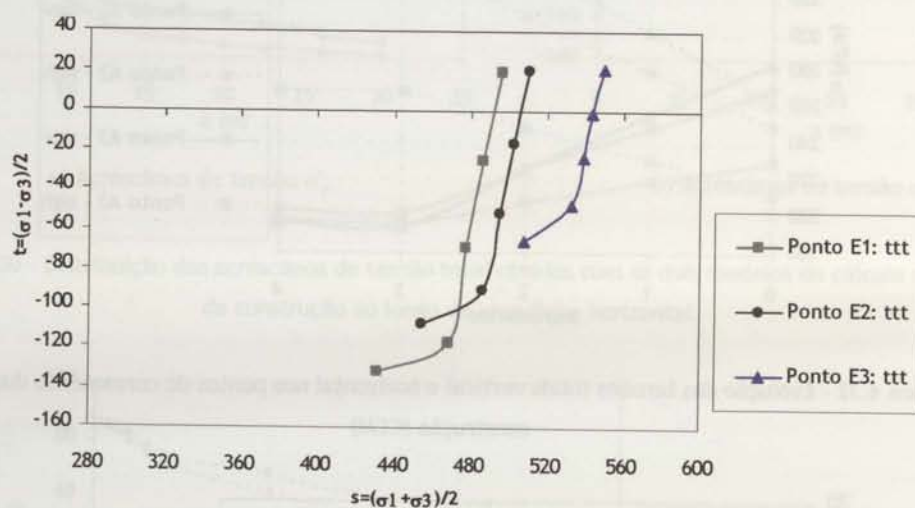


Figura 4.35 - Trajetórias de tensões totais na soleira durante a construção (CCM)

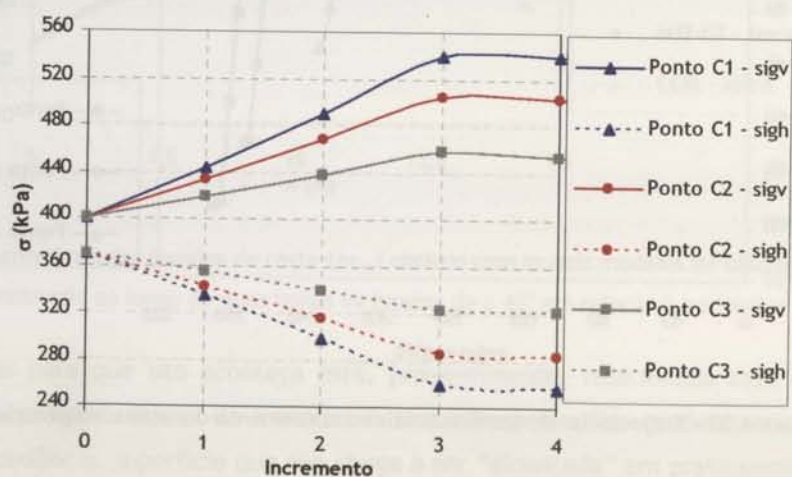


Figura 4.36 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal no hasteal durante a construção (CCM)

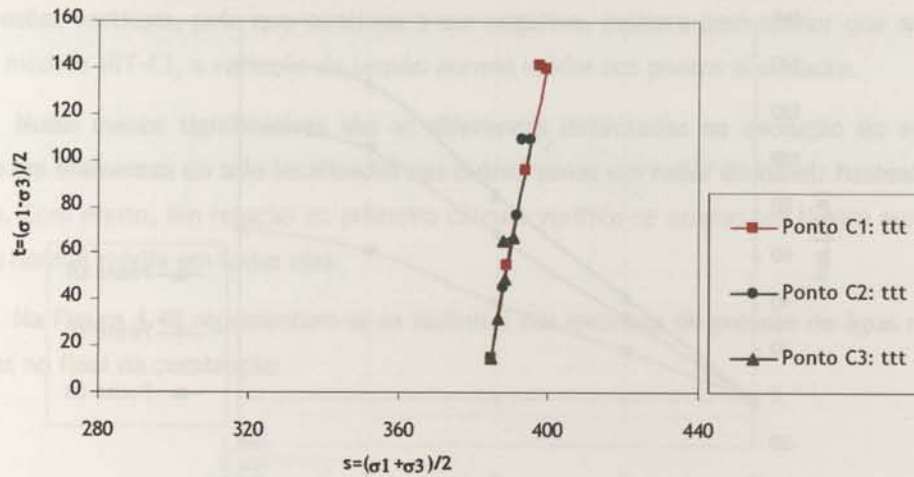


Figura 4.37 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (CCM)

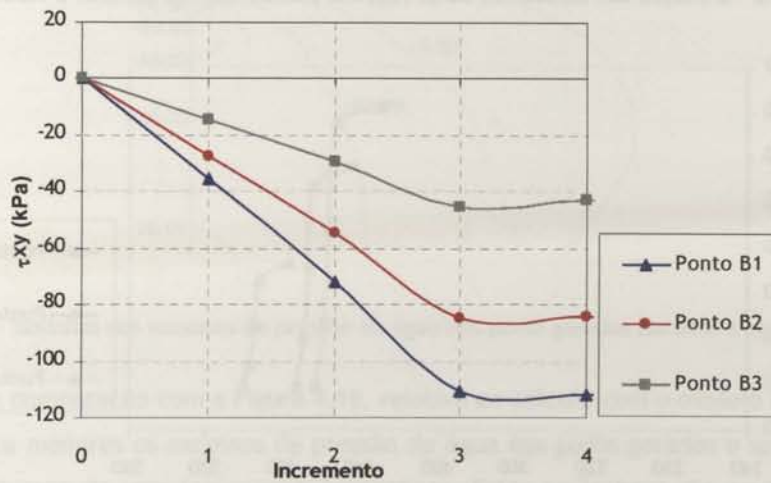
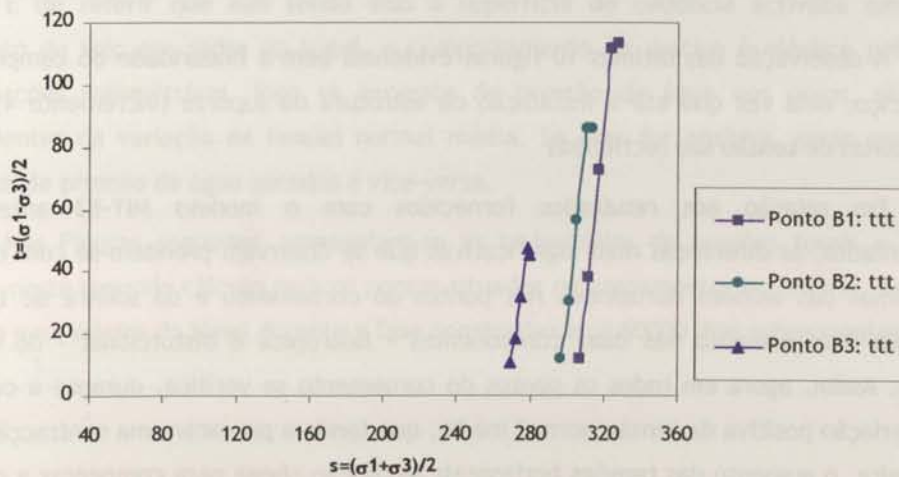
Figura 4.38 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos do ombral durante a construção (CCM)

Figura 4.39 - Trajectórias de tensões totais no ombral durante a construção (CCM)

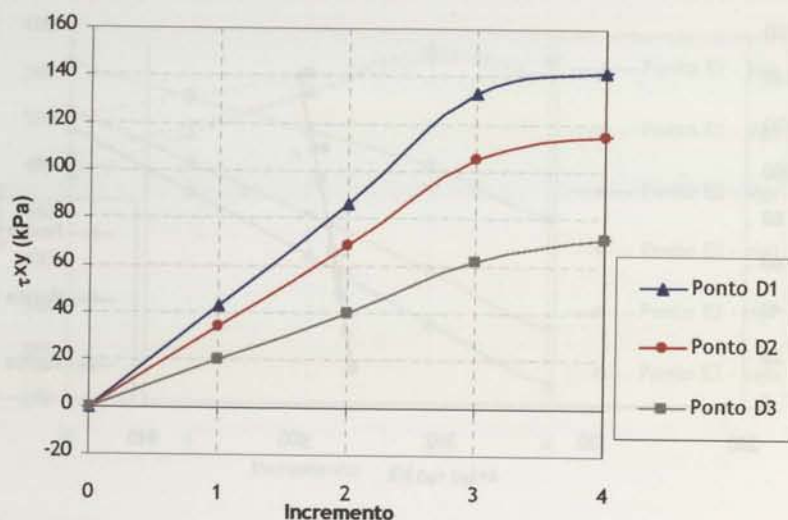


Figura 4.40 - Evolução das tensões de corte (τ_{xy}) nos pontos da anca durante a construção (CCM)

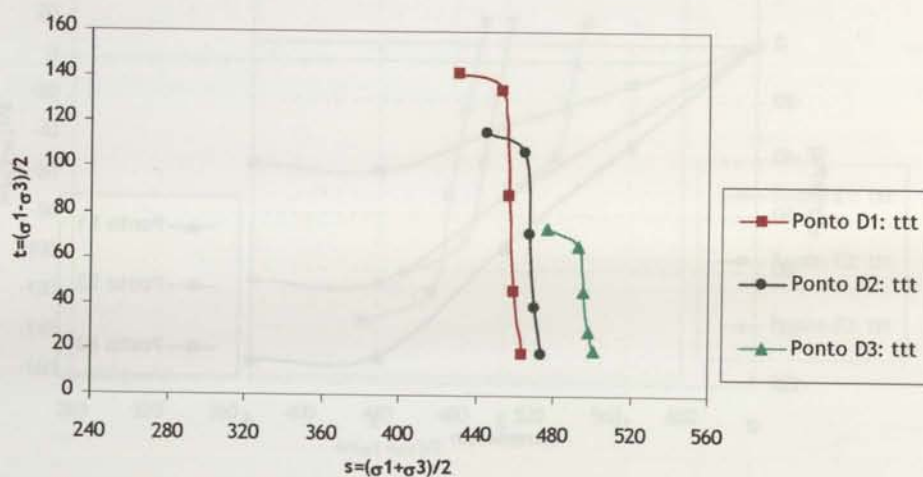


Figura 4.41 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (CCM)

A observação das últimas 10 figuras evidencia bem a linearidade do comportamento do maciço, uma vez que até à instalação da estrutura de suporte (incremento 4) todas as trajectórias de tensão são rectilíneas

Em relação aos resultados fornecidos com o modelo MIT-E3 anteriormente apresentados, as diferenças mais significativas que se observam prendem-se com os maiores acréscimos das tensões horizontais nos pontos do coroamento e da soleira do túnel, que resultam num aumento nas duas componentes - isotrópica e distorcional - do estado de tensão. Assim, agora em todos os pontos do coroamento se verifica, durante a construção, uma variação positiva da tensão normal média, que tende a provocar uma contracção do solo. Na soleira, o aumento das tensões horizontais ainda não chega para compensar a diminuição

das tensões verticais, pelo que continua a ser negativa, embora bem menor que no cálculo com o modelo MIT-E3, a variação da tensão normal média nos pontos aí situados.

Muito menos significativas são as diferenças detectadas na evolução do estado de tensão em elementos de solo localizados nas outras zonas em redor do túnel: hasteal, ombral e anca. Com efeito, em relação ao primeiro cálculo verifica-se apenas um ligeiro aumento da tensão normal média em todas elas.

Na Figura 4.42 representam-se as isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados no final da construção

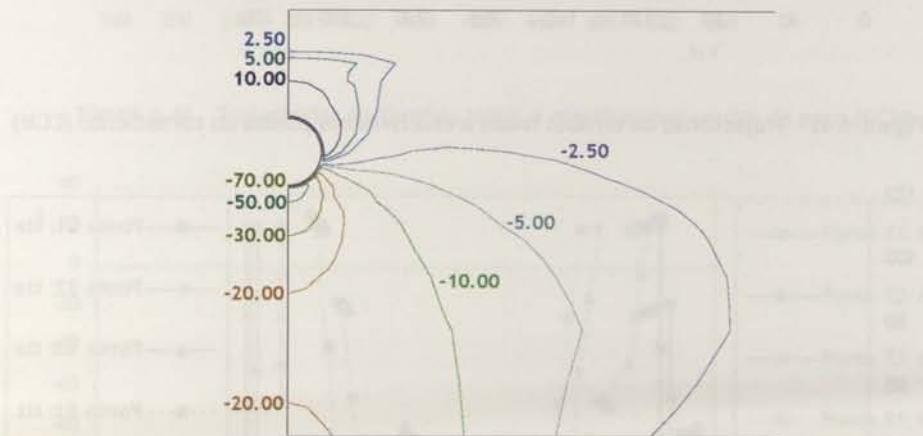


Figura 4.42 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (CCM)

A sua comparação com a Figura 4.16, relativa ao cálculo com o modelo MIT-E3, mostra que são agora menores os excessos de pressão de água nos poros gerados e se distribuem no maciço envolvente de uma forma mais homogénea. Estes acréscimos são positivos acima do eixo do túnel e negativos abaixo.

É de referir que não tendo sido a superfície de cedência activada em nenhum elemento do solo em redor do túnel, o comportamento do maciço é elástico pelo que as deformações volumétricas, logo os excessos de pressão de água nos poros, são apenas dependentes da variação da tensão normal média. Se esta for positiva, serão positivos os excessos de pressão de água gerados e vice-versa.

Nas Figuras seguintes apresentam-se as trajetórias de tensões totais e efectivas obtidas neste segundo cálculo para os pontos situados no coroamento, no ombral, no hasteal, na anca e na soleira do túnel durante a fase construtiva e os 60000 dias subsequentes.

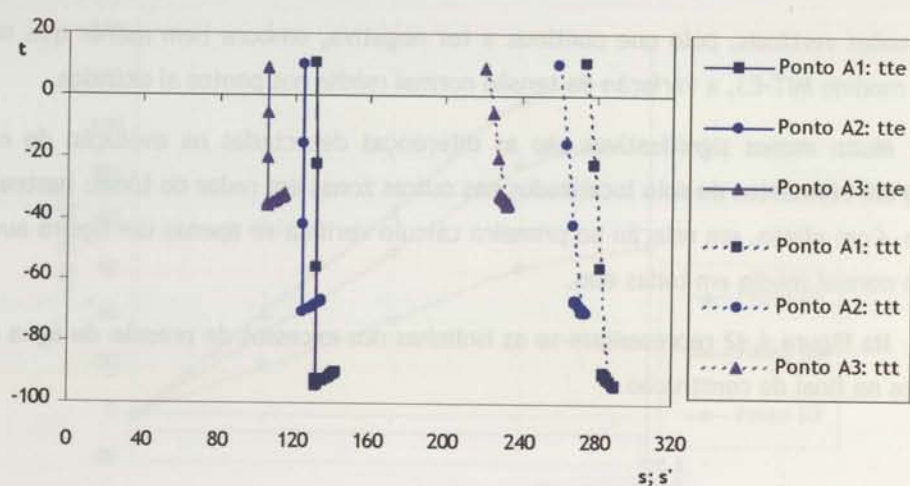


Figura 4.43 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (CCM)

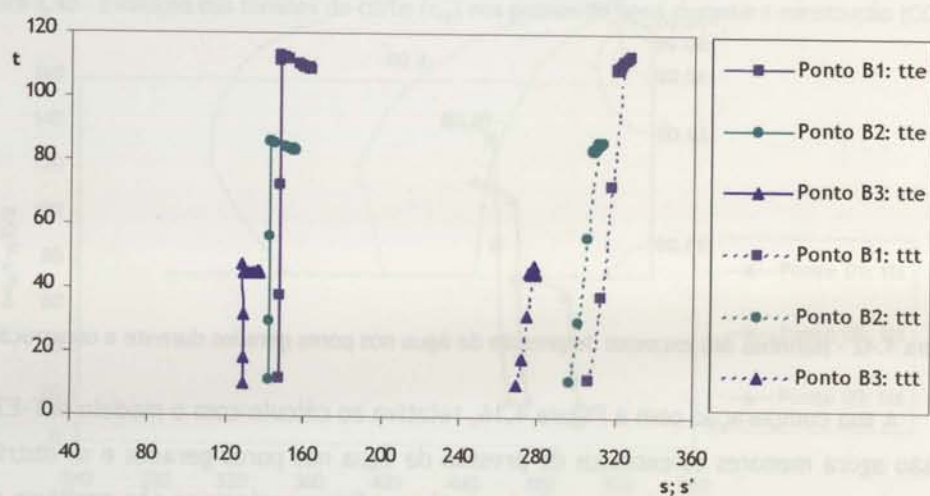


Figura 4.44 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (CCM)

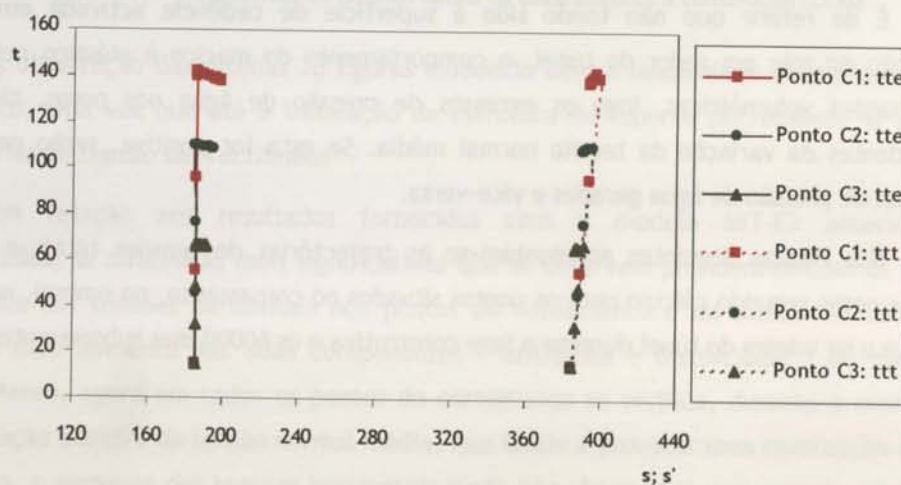


Figura 4.45 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal (CCM)

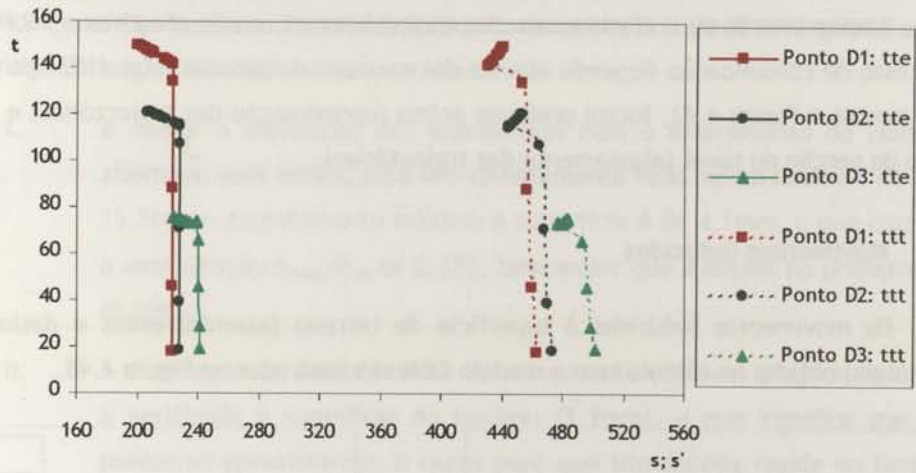


Figura 4.46 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (CCM)

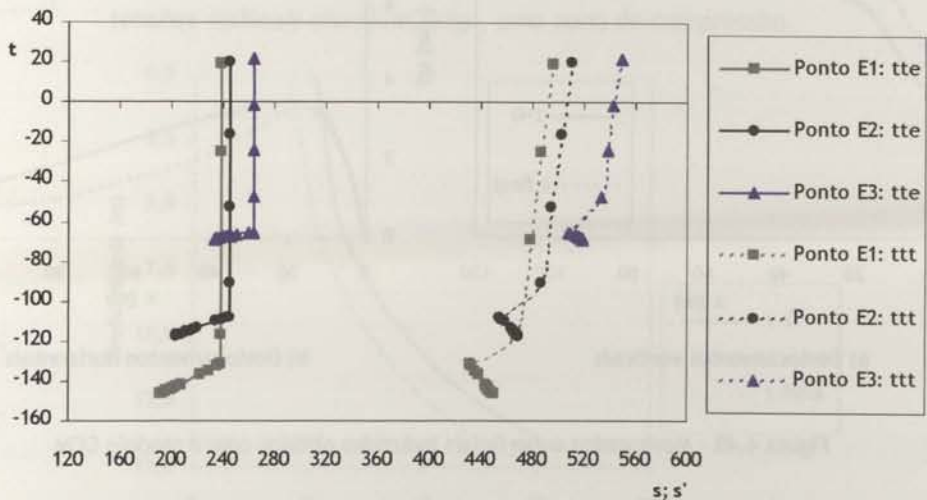


Figura 4.47 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (CCM)

Em todos os pontos, e contrariamente ao que acontece no cálculo efectuado com o modelo MIT-E3, pode observar-se que durante a escavação, a tensão normal média efectiva se mantém constante. Com efeito, uma vez que a escavação se processa em condições não drenadas, sem variação de volume, não varia a tensão normal efectiva média, já que, ao contrário do que acontece com o modelo MIT-E3, o modelo CCM não permite o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional. Em relação à forma das trajectórias de tensão importa referir que para os pontos situados em cada uma das localizações anteriormente identificadas, as trajectórias de tensão apresentam formas semelhantes, variando apenas a magnitude das variações das tensões médias e distorcionais, que diminui com o aumento da distância do ponto ao contorno da abertura.

A aproximação ou o afastamento das trajectórias de tensão efectivas e totais durante o processo de consolidação depende apenas dos excessos de pressão intersticial gerados, que como mostra a Figura 4.42, foram positivos acima (aproximação das trajectórias) e negativos abaixo da secção do túnel (afastamento das trajectórias).

4.4.2 Movimentos induzidos

Os movimentos induzidos à superfície do terreno (assentamentos e deslocamentos horizontais) obtidos no cálculo com o modelo CCM são ilustrados na Figura 4.48.

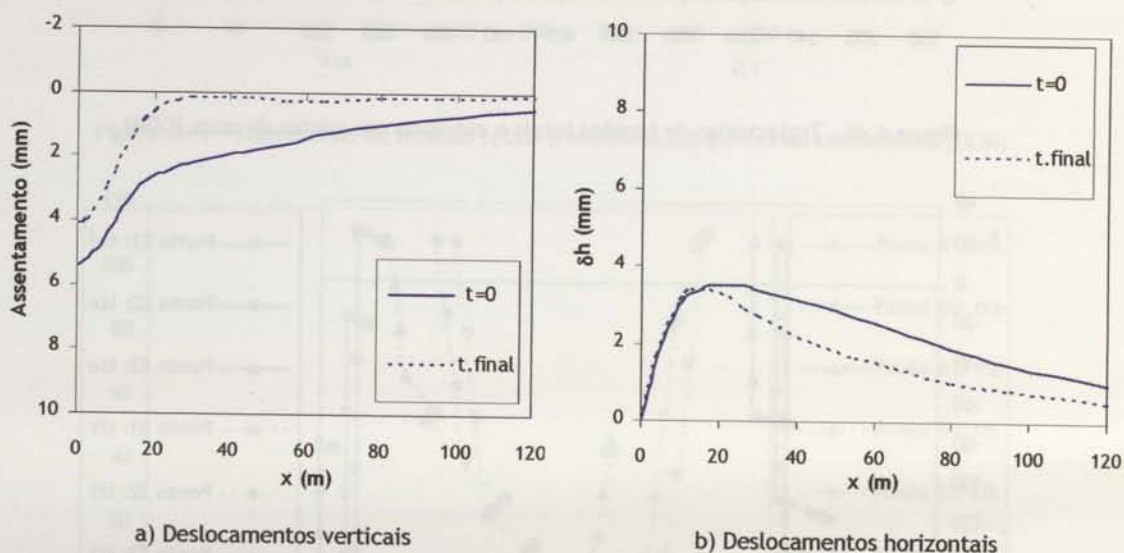


Figura 4.48 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo CCM

De forma idêntica à do primeiro cálculo, a consolidação do maciço envolvente do túnel é responsável pela diminuição com o tempo dos assentamentos à superfície do terreno, logo do volume da bacia de subsidência. Neste caso, uma vez que a diminuição do assentamento é maior na lateral do túnel que no eixo, a distorção à superfície tende a aumentar ligeiramente.

No que respeita aos deslocamentos horizontais induzidos, a Figura 4.48b) mostra que o seu valor máximo permaneceu sensivelmente constante (3,5mm) ao longo do tempo, verificando-se apenas uma ligeira diminuição dos seus valores na lateral do túnel, daí resultando um aumento na extensão horizontal máxima. Este aumento, combinado com o aumento da distorção, faz com que a situação mais desfavorável, em termos de segurança das edificações localizadas nas proximidades, ocorra agora a longo prazo.

No que respeita aos assentamentos em profundidade no coroamento do túnel, os resultados obtidos com o modelo CCM apresentam-se na Figura 4.49. O seu confronto com a

Figura 4.24, onde se ilustram os assentamentos decorrentes do cálculo em que se utilizou o modelo MIT-E3, sugere os seguintes comentários:

- i. é menor a atenuação dos movimentos com o afastamento do contorno da abertura; com efeito, para um assentamento final no coroamento do túnel de 15,5mm o assentamento máximo à superfície é de 4,1mm, o que corresponde a uma relação $\delta_{vmax}/\delta_{vc}$ de 0,27%, bem maior que a obtida no primeiro cálculo (0,05%);
- ii. a diminuição do assentamento no coroamento (2,7mm) é agora maior do que a verificada à superfície do terreno (1,3mm), o que significa que os dois pontos se aproximaram; a razão para que isto suceda reside no facto de se terem gerado a curto prazo sobre o túnel excessos positivos de pressão de água nos poros, cuja dissipação ao longo do tempo origina um acréscimo das tensões verticais efectivas, logo, uma zona de compressão.

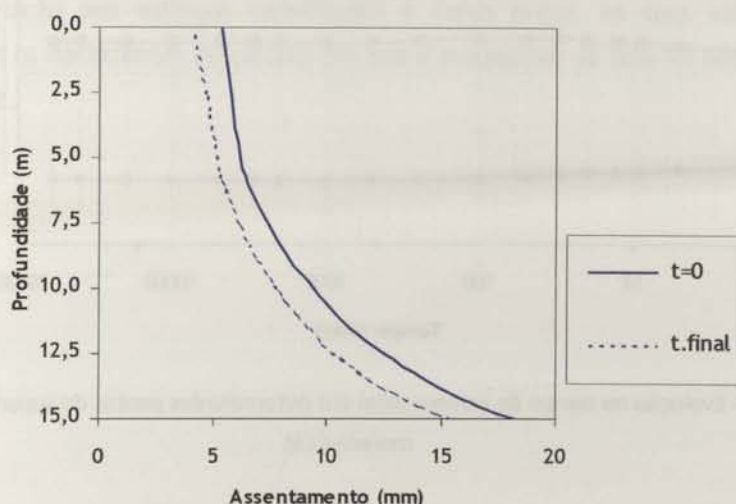


Figura 4.49 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo CCM

4.4.3 Esforços no suporte

As quatro figuras seguintes dizem respeito aos esforços (axial e momento flector) mobilizados na estrutura de suporte e decorrentes do cálculo efectuado com o modelo CCM.

A principal constatação que se pode retirar da observação das figuras é a de que é muito pequena a variação dos esforços mobilizados ao longo do tempo. O esforço axial praticamente não varia e o momento flector cresce bem menos que no primeiro cálculo. Tal facto está associado aos menores valores dos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo pela construção do túnel, pelo que a sua dissipação origina menores variações do estado de tensão no maciço envolvente.

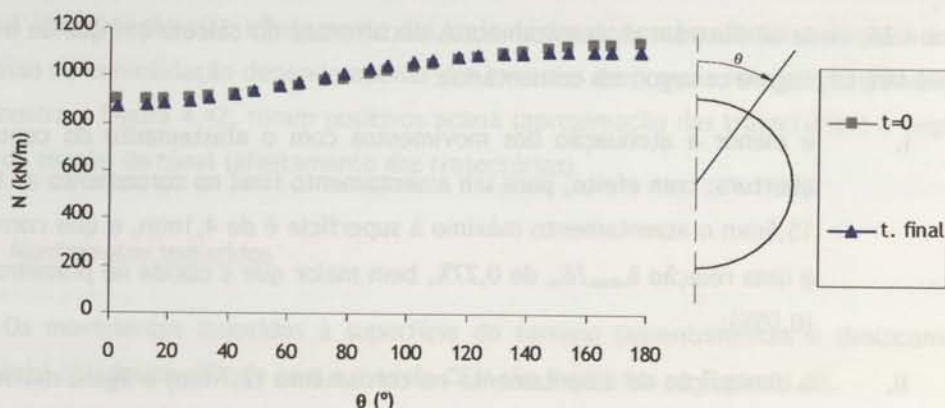


Figura 4.50 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo CCM

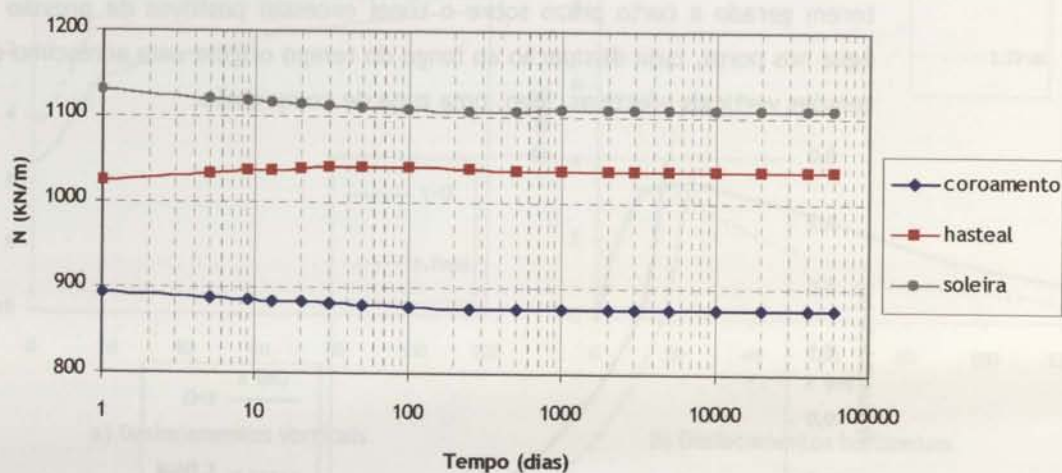


Figura 4.51 - Evolução no tempo do esforço axial em determinados pontos do suporte obtida com o modelo CCM

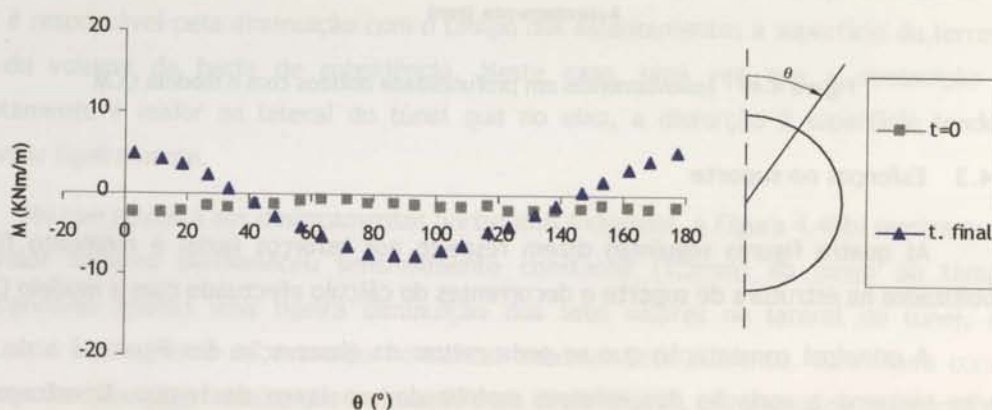


Figura 4.52 - Momento flector no suporte obtido com o modelo CCM

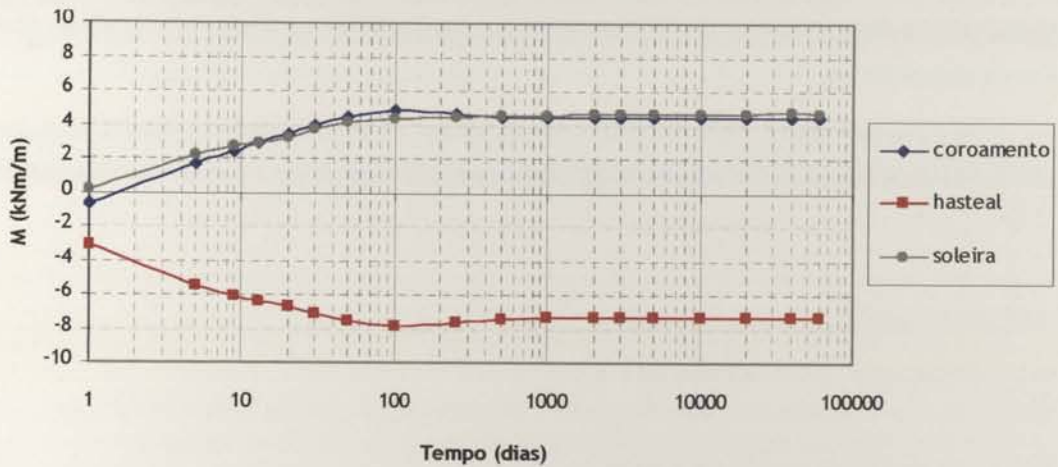


Figura 4.53 - Evolução no tempo do momento flector em determinados pontos do suporte obtida com o modelo CCM

Em relação aos esforços mobilizados a curto prazo, os seus valores são muito parecidos com os decorrentes do cálculo em que a modelação do solo foi feita recorrendo ao modelo MIT-E3.

5.1 Introdução

Com o objectivo principal de analisar a influência do tipo de solo (na resistência e sua história de tensões) no comportamento efectivo de laje de superfície, neste 2º capítulo da tese apresenta-se a resolução do problema base, considerando agora que a malha estrutural do tnel é constituída por uma viga, praticamente, permanentemente construída (OCR-1.1). Também neste caso, os dois modelos constitutivos considerados no capítulo anterior (MIT-E3 e CCM) foram aqui aplicados para estudar o comportamento efectivo de viga.

Em relação aos valores dos resultados foram apresentadas no capítulo anterior apenas duas diferenças em relação ao referir. Para a resistência do betão em regime elástico usou-se agora o valor de 0,5 em vez de 0,25. O coeficiente de atrito de betão (a) permitido no contorno da abertura antes da instalação de estruturas de suporte foi considerado igual a 0,18, tendo para valer uma referência por forma a não se estarem demasiado distantes os resultados do cálculo com o modelo MIT-E3 (segundo os mesmos valores de parâmetros) dos obtidos no cálculo correspondente ao modelo base considerado.

Na primeira parte do capítulo, são apresentados os resultados da modelação numérica efectuada com o modelo MIT-E3. De modo análogo ao feito no capítulo 4, começa-se por apresentar a descrição do estado de tensões no interior do tnel durante a construção, incluindo algumas projecções do tnel e a descrição de algumas das principais características dos resultados apresentados. As resultados obtidos com o modelo base, em particular a superfície

CAPÍTULO 5 RESOLUÇÃO DO PROBLEMA BASE: SOLO NORMALMENTE CONSOLIDADO

5.1 INTRODUÇÃO

Com o objectivo principal de analisar a influência do tipo de solo (sua resistência e sua história de tensões) no comportamento diferido de túneis superficiais, neste 5º capítulo da tese apresenta-se a resolução do problema base, considerando agora que o maciço envolvente do túnel é constituído por uma argila, praticamente, normalmente consolidada ($OCR=1,1$). Também neste caso, os dois modelos constitutivos considerados no capítulo anterior (MIT-E3 e CCM) foram empregues para simular o comportamento mecânico do solo.

Em relação aos cálculos cujos resultados foram apresentados no capítulo anterior apenas duas diferenças são de referir. Para o coeficiente de impulso em repouso adoptou-se agora o valor de 0,5 em vez de 0,85. O coeficiente de alívio de tensões (α) permitido no contorno da abertura antes da instalação da estrutura de suporte foi considerado igual a 0,28, tendo este valor sido definido por forma a que os deslocamentos obtidos no tecto do túnel no cálculo com o modelo MIT-E3 fossem da mesma ordem de grandeza dos obtidos no cálculo correspondente no maciço sobreconsolidado.

Na primeira parte do capítulo, são apresentados os resultados da modelação numérica efectuada com o modelo MIT-E3. De modo análogo ao feito no capítulo 4, começa-se por apresentar a evolução do estado de tensão em redor da secção escavada, ilustrando algumas trajectórias de tensão e a geração de excessos de pressão intersticial. Em seguida apresentam-se os resultados relativos aos movimentos induzidos, em particular à superfície

do terreno, e aos esforços actuantes no suporte, ilustrando a sua evolução no tempo até ao fim da consolidação.

Na segunda parte apresentam-se os resultados de uma análise do mesmo problema, efectuada com o modelo Cam Clay Modificado, dando ênfase às diferenças mais significativas observadas na previsão do comportamento obtida com os dois modelos constitutivos.

5.2 RESOLUÇÃO COM O MODELO MIT-E3

5.2.1 Evolução do estado de tensão

De modo análogo ao realizado no capítulo 4, apresentam-se em primeiro lugar as variações das tensões totais horizontais e verticais (Figura 5.1) e das tensões de corte (Figura 5.2), obtidos na fase de cálculo correspondente ao fim da construção.

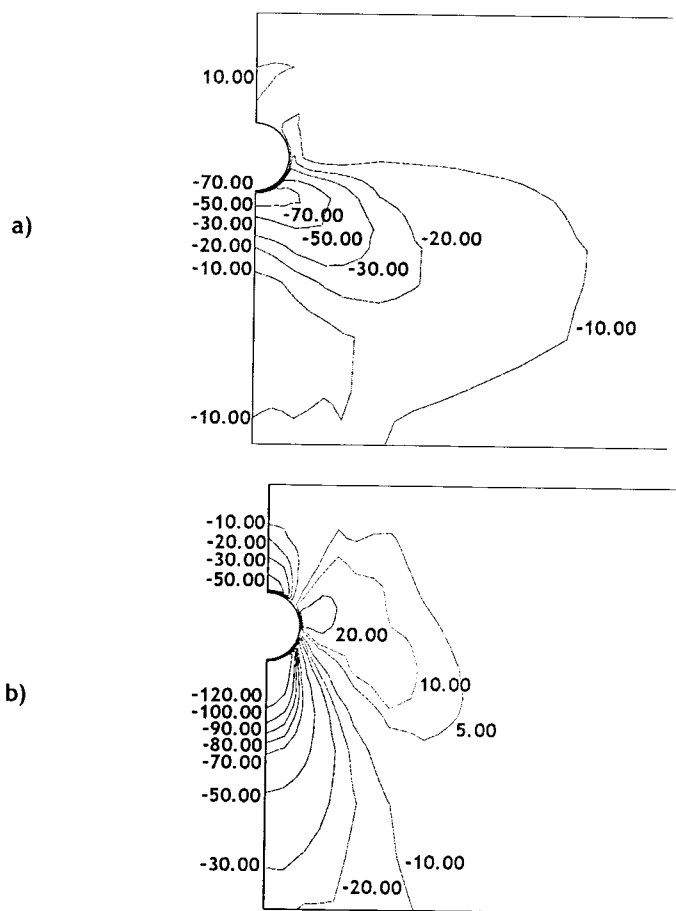


Figura 5.1 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$

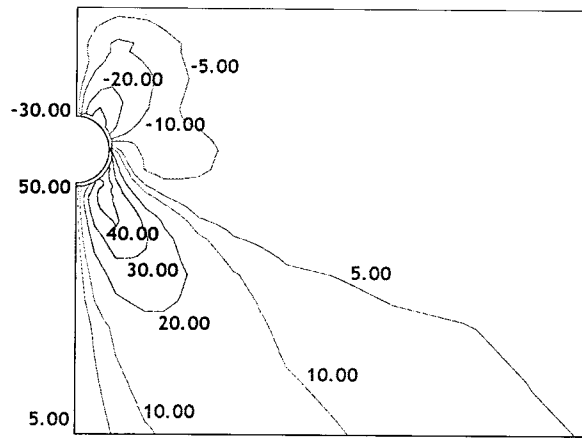


Figura 5.2 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo MIT-E3

Também aqui se podem observar cinco zonas do maciço em redor da secção escavada com respostas diferentes face à escavação. No coroamento do túnel, a escavação é responsável por decréscimos das tensões verticais, enquanto que as tensões horizontais se mantêm praticamente constantes. Na soleira, agora, tanto as tensões verticais como as horizontais tendem a decrescer. No hasteal do túnel, por seu turno, há aumento da tensão vertical e uma pequena diminuição da tensão horizontal em consequência da remoção de terras. No ombral e na anca do túnel, situados a $\pm 45^\circ$ em relação à horizontal, o efeito da escavação faz-se sentir fundamentalmente na variação das tensões de corte, já que não há variação significativa das tensões normais. Uma vez que as tensões de corte deixam de ser nulas nas facetas vertical e horizontal, há, nestes elementos localizados no ombral e na anca do túnel, uma rotação das direcções das tensões principais.

Para analisar com mais detalhe as variações de tensões induzidas a curto prazo no maciço pela construção do túnel, apresentam-se de seguida a evolução das tensões totais e as respectivas trajectórias de tensão nos quinze pontos do maciço situados em torno da secção escavada e já referenciados no capítulo 4 (Figura 4.5).

Tendo em conta as direcções das tensões principais, para os pontos situados no coroamento, no hasteal e na soleira do túnel mostra-se a evolução das tensões totais vertical (σ_y) e horizontal (σ_x). Para os pontos situados no ombral e na anca do túnel apresenta-se a evolução das tensões de corte (τ_{xy}), que são aquelas que sofrem variações mais significativas.

Na Figura 5.3 apresenta-se a evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento e na Figura 5.4 ilustram-se as respectivas trajectórias de tensão obtidas nas fases de cálculo em que se simulou a construção do túnel em condições não drenadas.

Como se pode observar, a escavação foi acompanhada da diminuição das tensões verticais nos pontos A1 a A3, tendo-se mantido a tensão horizontal sensivelmente constante. Em consequência, as trajectórias de tensões totais são de extensão com diminuição da tensão média. Note-se que, ao contrário do que aconteceu no caso do maciço sobreconsolidado, não houve agora inversão das direcções das tensões principais. Com efeito, o facto de se ter adoptado um coeficiente de impulso em repouso mais baixo, e de ser também mais pequeno o alívio das tensões permitido no contorno da abertura antes da instalação da estrutura de suporte, faz com que a diminuição da tensão vertical não seja suficiente para que esta fique aquém da tensão horizontal.

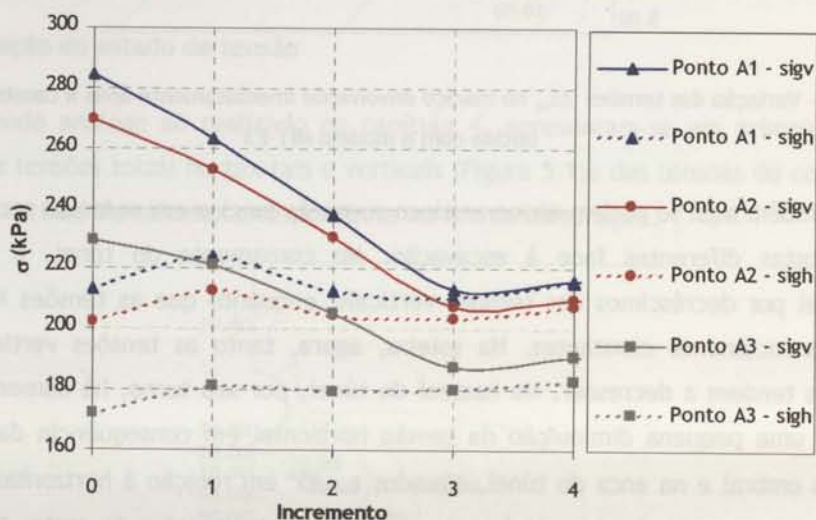


Figura 5.3 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (MIT-E3)

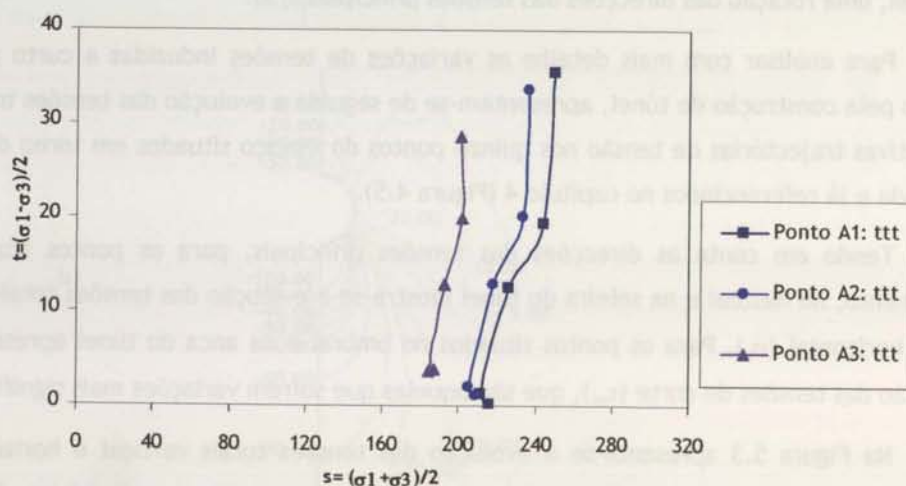


Figura 5.4 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (MIT-E3)

Para os pontos situados na soleira do túnel, a Figura 5.5 mostra existir uma diminuição na tensão vertical durante a construção, diminuição esta que é acompanhada por uma diminuição, embora mais moderada, da tensão horizontal, pelo que se verifica uma diminuição acentuada da tensão média. Tal como aconteceu no coroamento, também na soleira não se verificou em nenhum dos pontos analisados a rotação da direcção das tensões principais, como também bem ilustra a Figura 5.6.

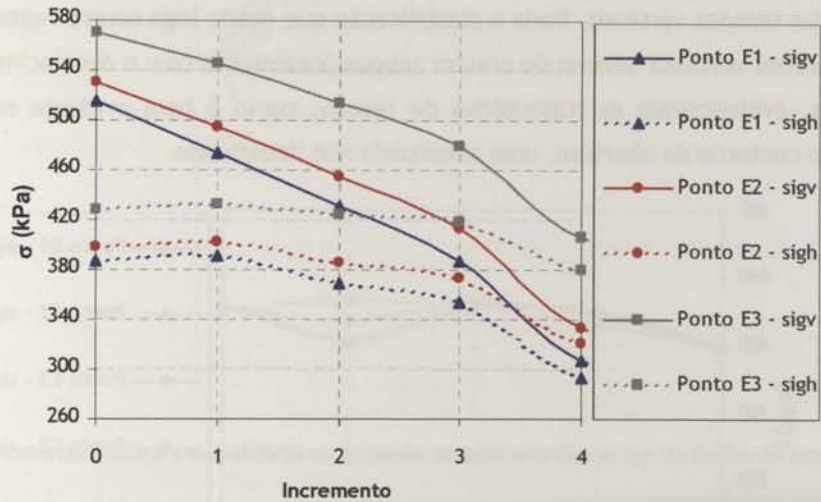


Figura 5.5 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos da soleira durante a construção (MIT-E3)

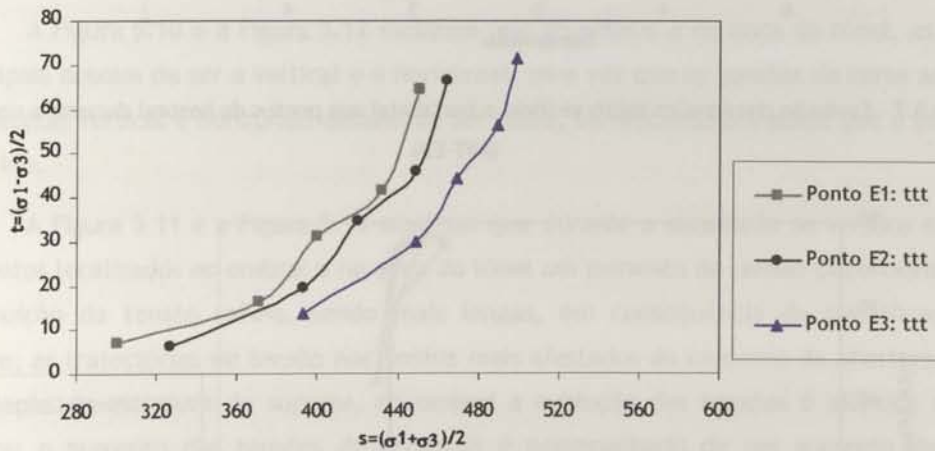


Figura 5.6 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (MIT-E3)

Em relação ao caso do maciço sobreconsolidado, a principal diferença na evolução das tensões totais no coroamento e na soleira detectada no cálculo para o maciço normalmente consolidado relaciona-se com a muito menor concentração das tensões circunferenciais. Com efeito, dada a redução do K_0 , a diminuição da tensão vertical originada pela escavação não é

agora acompanhada pelo aumento da tensão horizontal, mantendo-se esta ou diminuindo mesmo como acontece na soleira.

Para os pontos situados no hasteal a evolução das tensões totais durante a construção apresenta-se na Figura 5.7 e as respectivas trajetórias de tensão ilustram-se na Figura 5.8. A observação da primeira permite verificar que nas fases de cálculo correspondentes à escavação a diminuição das tensões horizontais nos três pontos é acompanhada por um aumento das tensões verticais. Dada a plastificação que desde logo ocorre nesta zona (Figura 5.9), as tensões verticais deixam de crescer proporcionalmente com o decréscimo das tensões horizontais, evidenciando as trajetórias de tensão, como é bem evidente no ponto mais próximo do contorno da abertura, uma acentuada não linearidade.

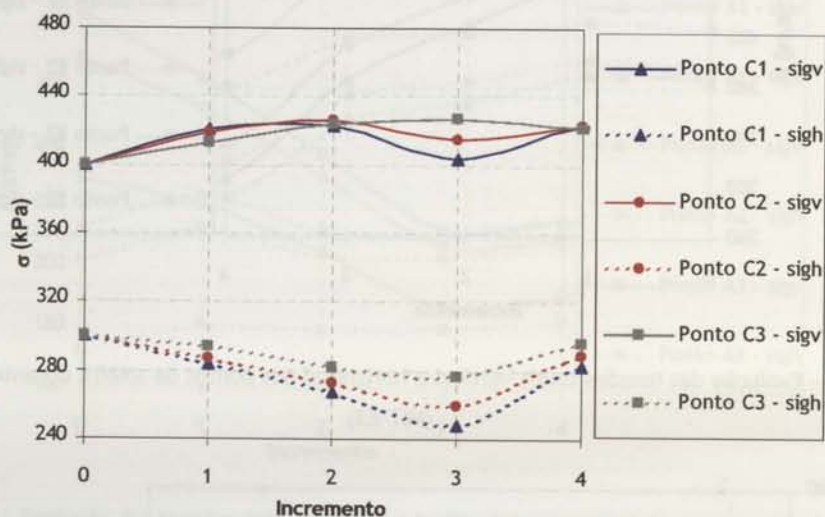


Figura 5.7 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do hasteal durante a construção (MIT-E3)

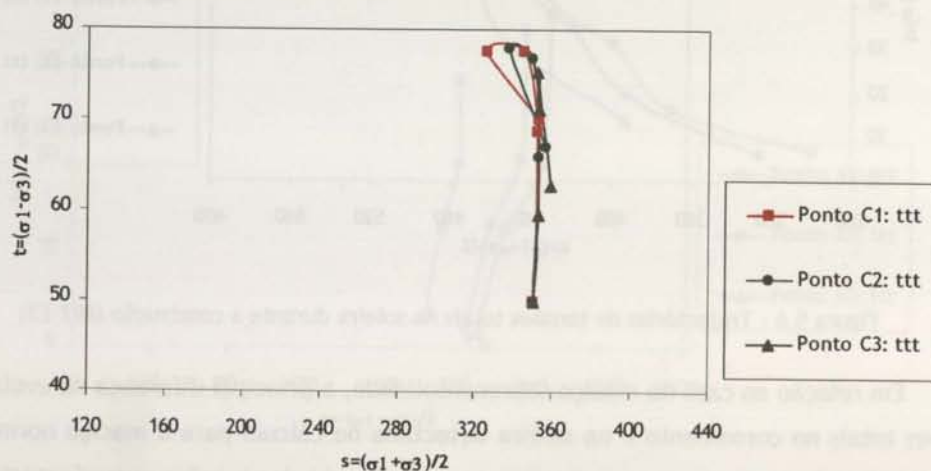


Figura 5.8 - Trajetórias de tensões totais no hasteal durante a construção (MIT-E3)

Após a instalação da estrutura de suporte, em consequência do baixo valor do coeficiente de impulso em repouso adoptado, a secção tende a ovalizar, verificando-se, como a Figura 5.6 bem ilustra, um aumento das tensões horizontais nos três pontos, C1 a C3, enquanto que na soleira acontece uma diminuição muito acentuada das tensões verticais (Figura 5.5).

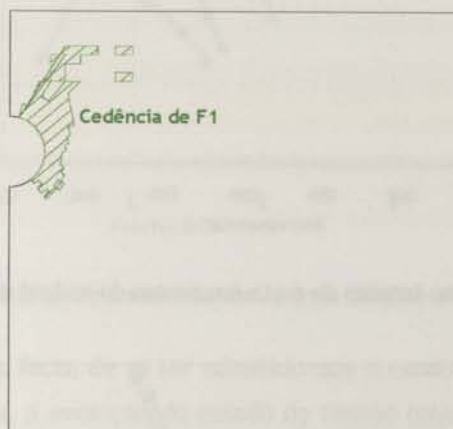


Figura 5.9 - Zona do maciço em cedência no instante imediatamente antes do fecho do suporte (MIT-E3)

As figuras seguintes dizem respeito aos pontos situados no ombral e na anca do túnel. Para estes pontos, apresenta-se a evolução das tensões de corte (τ_{xy}) e as respectivas trajectórias de tensões totais no plano s-t.

A Figura 5.10 e a Figura 5.12 mostram que no ombral e na anca do túnel, as tensões principais deixam de ser a vertical e a horizontal, uma vez que as tensões de corte actuantes nas facetas vertical e horizontal deixam de ser nulas, aumentando à medida que a escavação progride.

A Figura 5.11 e a Figura 5.13 mostram que durante a escavação se verifica em todos os pontos localizados no ombral e na anca do túnel um aumento da tensão distorcional e uma diminuição da tensão média, sendo mais longas, em consequência da plastificação que ocorre, as trajectórias de tensão nos pontos mais afastados do contorno da abertura. Com a instalação da estrutura de suporte, no ombral a evolução das tensões é idêntica nos três pontos: o aumento das tensões distorcionais é acompanhado de um aumento da tensão média. O mesmo não acontece na anca, onde nos pontos mais próximos da abertura, ao contrário do que acontece no mais afastado, a diminuição da tensão média é acompanhada de uma diminuição da tensão distorcional.

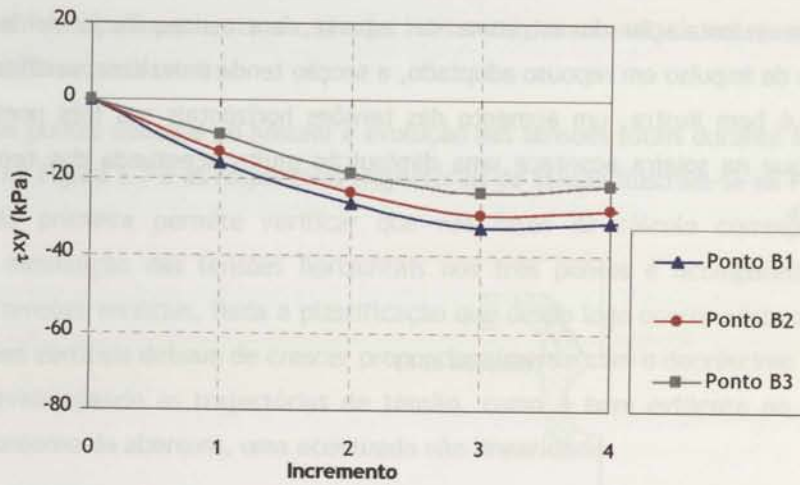


Figura 5.10 - Evolução das tensões de corte nos pontos do ombral durante a construção (MIT-E3)

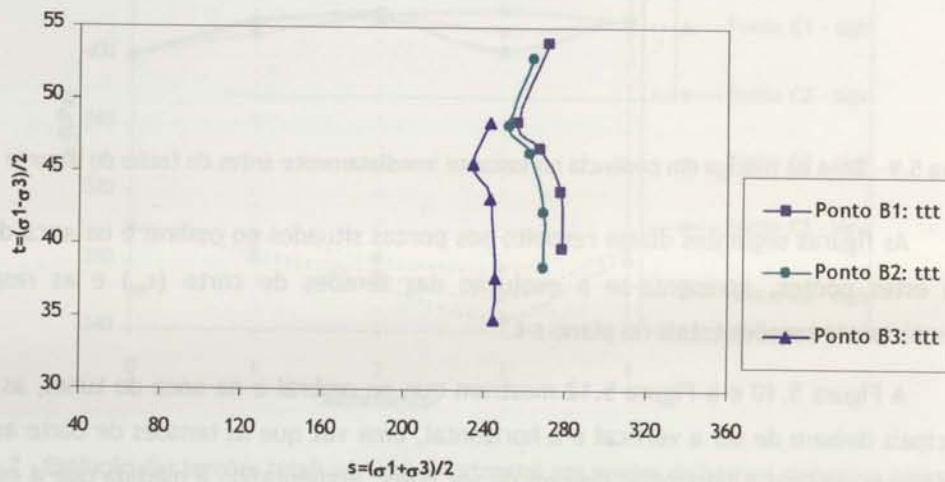


Figura 5.11 - Trajectórias de tensões totais no ombral durante a construção (MIT-E3)

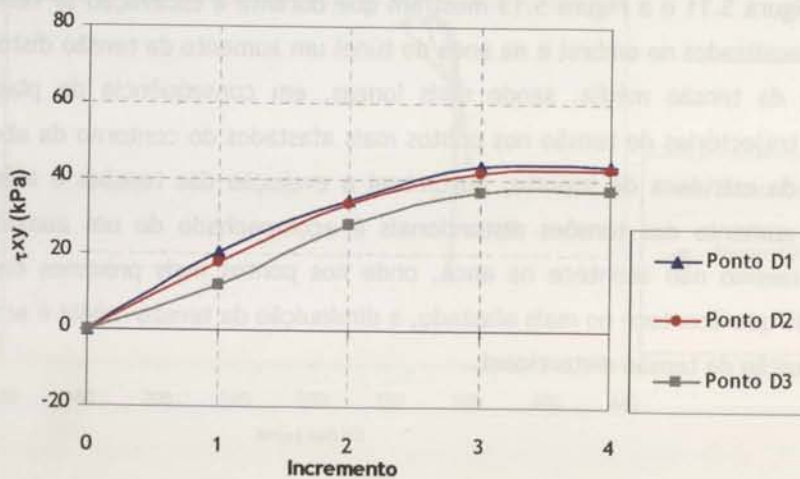


Figura 5.12 - Evolução das tensões de corte nos pontos da anca durante a construção (MIT-E3)

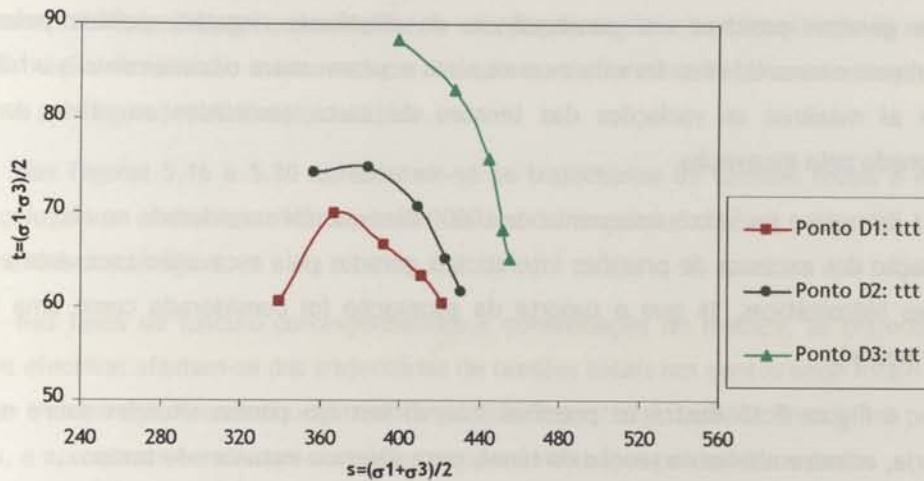


Figura 5.13 - Trajectórias de tensões totais na anca durante a construção (MIT-E3)

Em consequência do facto de se ter admitido que a construção do túnel se processou em condições não drenadas, a evolução do estado de tensão total acima descrito, originou a geração de excessos de pressão de água nos poros no maciço envolvente. Na Figura 5.14 representa-se a distribuição desses excessos de pressão de água nos poros.

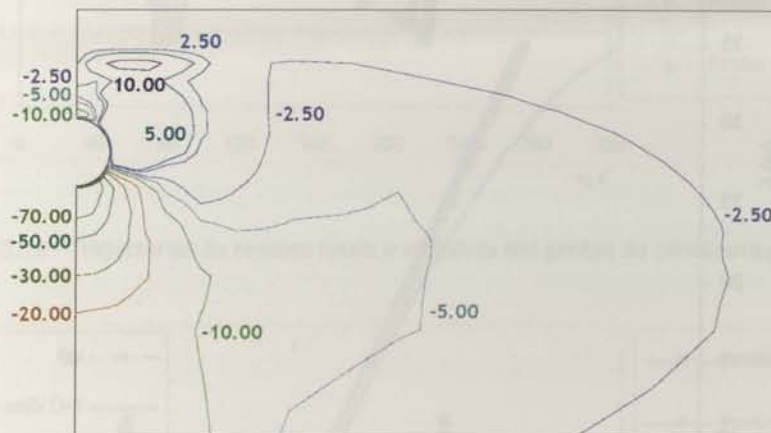


Figura 5.14 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados no final da construção (MIT-E3)

A observação da figura anterior permite concluir que, na região do maciço localizada abaixo do eixo do túnel, foram gerados importantes excessos negativos de pressão de água nos poros. Em relação ao caso do maciço sobreconsolidado, verifica-se agora que os valores máximos se localizam mais perto da soleira do túnel como consequência da acentuada diminuição da tensão normal média que aí ocorre aquando da instalação do suporte e da libertação das forças nodais remanescentes.

Na região do maciço localizada acima do eixo do túnel, excluindo uma zona limitada imediatamente acima do tecto do túnel, a situação é diferente, sendo os excessos de tensão

neutra gerados positivos em consequência da dilatação negativa exibida pelas argilas normalmente consolidadas. Os valores mais altos ocorrem entre o coroamento e o hasteal por serem aí máximas as variações das tensões de corte associadas ao alívio de tensões ocasionado pela escavação.

Durante o período subsequente de 60000 dias que foi considerado no cálculo, ocorre a dissipação dos excessos de pressões intersticiais gerados pela escavação com vista a repor as tensões hidrostáticas, já que o suporte da escavação foi considerado como uma fronteira impermeável.

A Figura 5.15 ilustra as pressões intersticiais em pontos situados sobre o eixo de simetria, acima e abaixo da secção do túnel, para diversos instantes de tempo.

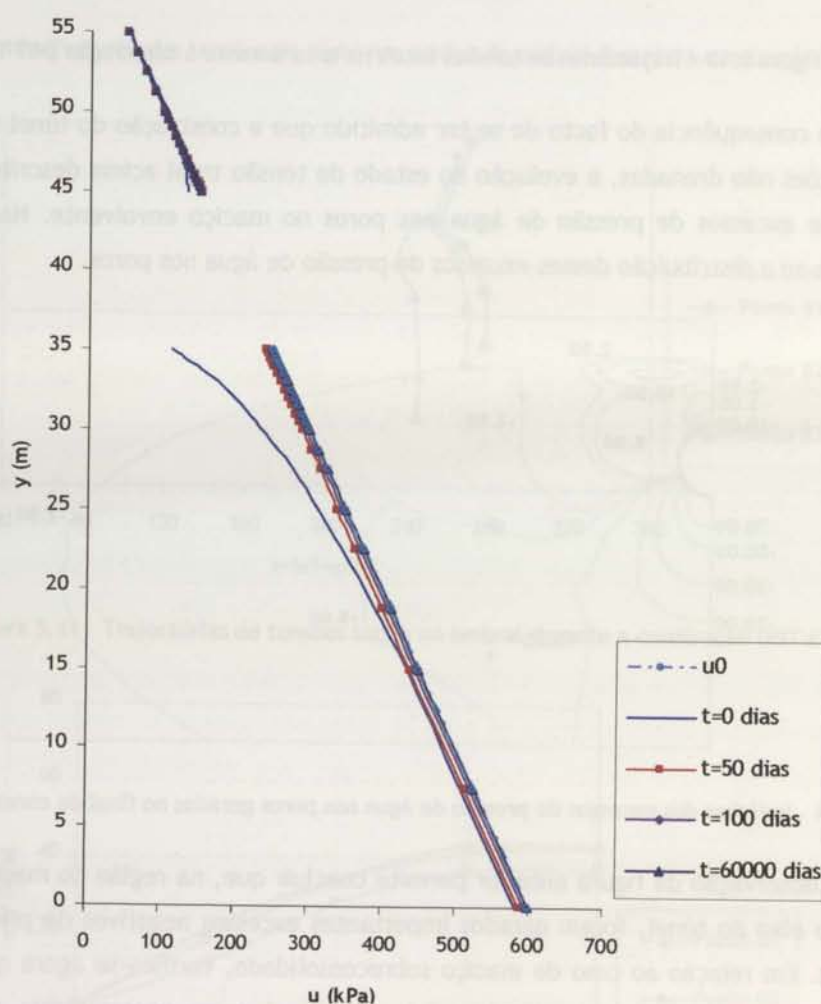


Figura 5.15 - Evolução das pressões de água nos poros acima e abaixo da secção do túnel obtida com o modelo MIT-E3

A observação da Figura 5.15, permite tecer duas considerações. A primeira prende-se com o facto de ao fim de 50 dias os excessos de pressão intersticial terem já sido

praticamente dissipados, tal como acontecia no caso da argila sobreconsolidada. A segunda é a confirmação de que são muito maiores do que no coroamento os excessos de pressão de água nos poros gerados abaixo da cavidade.

Nas Figuras 5.16 a 5.20 apresentam-se as trajectórias de tensões totais e efectivas para os quinze pontos considerados em torno da secção do túnel, durante todos os incrementos do cálculo.

Nas fases de cálculo correspondentes à consolidação do maciço, as trajectórias de tensões efectivas afastam-se das trajectórias de tensões totais nos pontos onde foram gerados durante a construção excessos negativos de pressão intersticial, como acontece nos pontos da soleira, e aproximam-se no caso contrário, como acontece nos pontos do ombral.

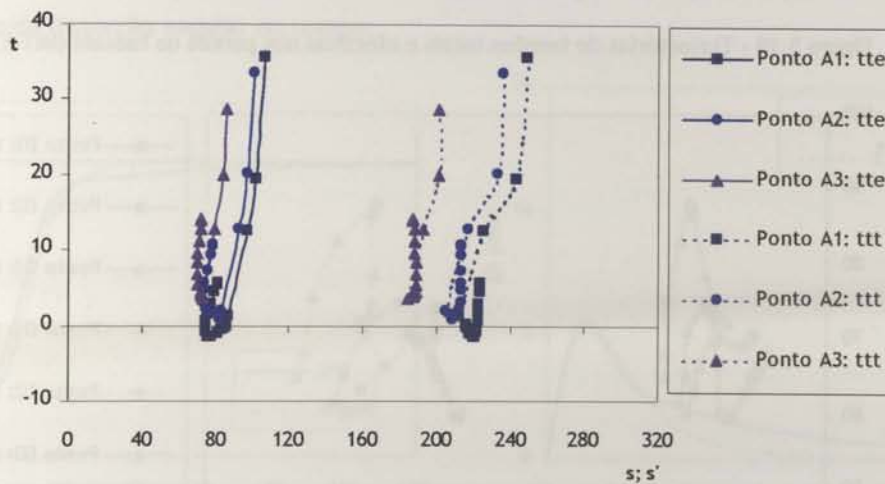


Figura 5.16 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (MIT-E3)

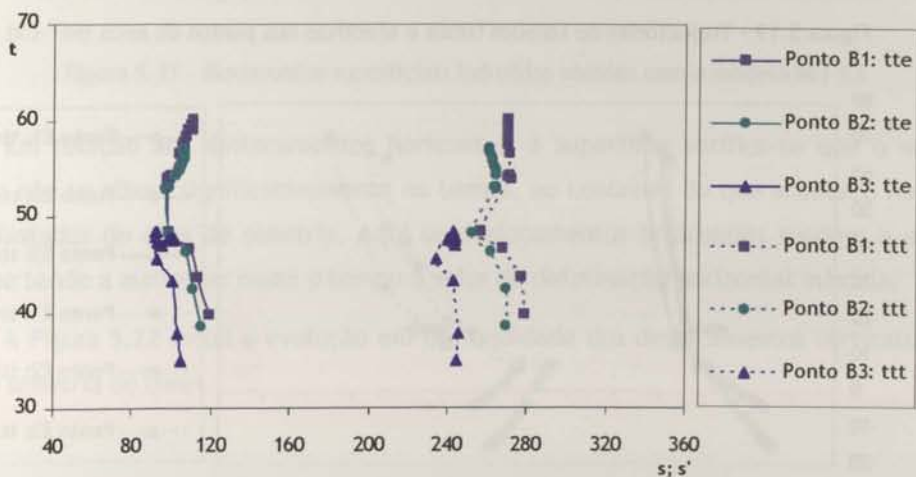


Figura 5.17 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (MIT-E3)

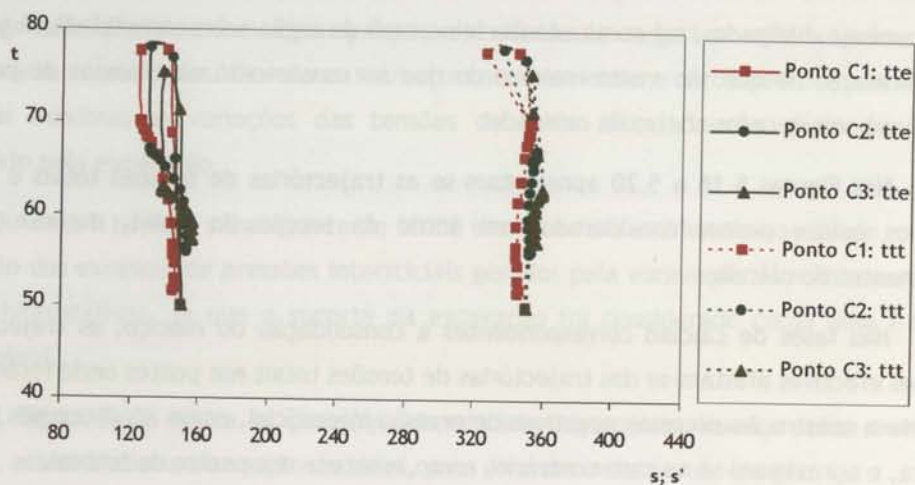


Figura 5.18 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do hasteal (MIT-E3)

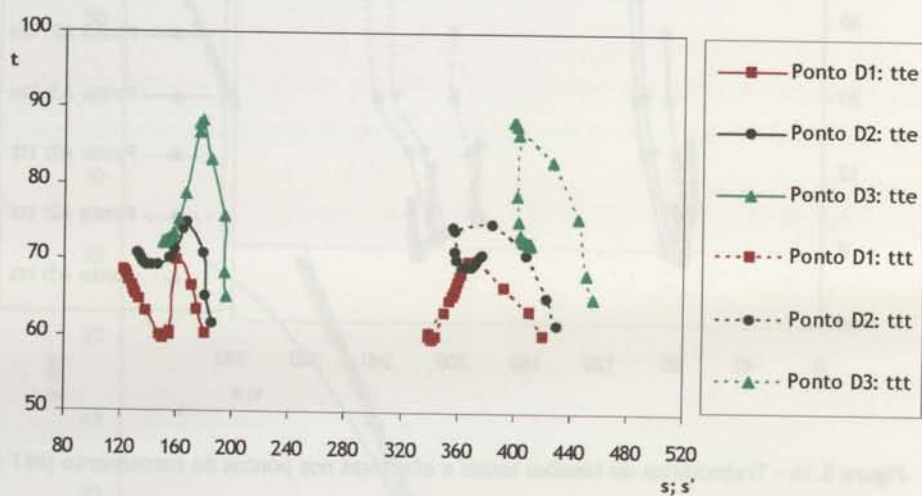


Figura 5.19 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da anca (MIT-E3)

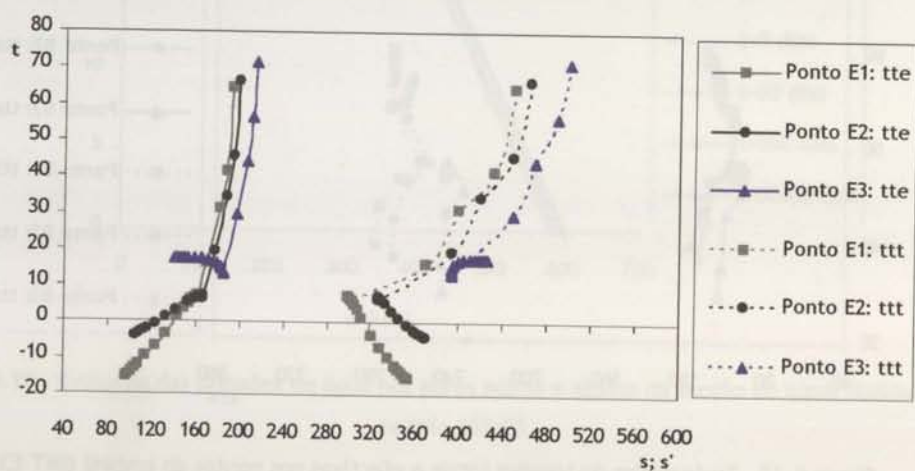


Figura 5.20 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (MIT-E3)

5.2.2 Movimentos induzidos

Na Figura 5.21 apresentam-se os assentamentos e os deslocamentos horizontais à superfície obtidos no cálculo nas fases correspondentes ao fim da construção ($t=0$) e ao final da consolidação ($t. final$).

Contrariamente ao que aconteceu no cálculo em que se admitiu o maciço envolvente do túnel constituído por argila sobreconsolidada, agora os assentamentos à superfície na zona central da bacia de subsidência tendem a aumentar um pouco com o tempo. A curto prazo o assentamento máximo é de 17,7mm, aumentando para 19,3mm no final da consolidação. Nos pontos mais exteriores da bacia, pelo contrário, os assentamentos tendem a diminuir, pelo que a consolidação é responsável pela diminuição da largura da bacia de subsidência e pelo aumento da distorção angular no tempo.

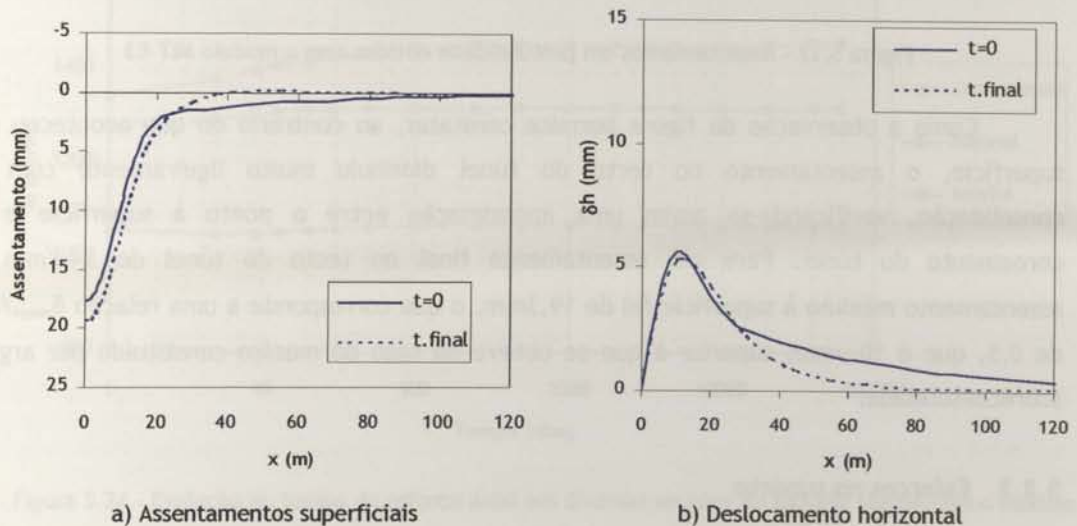


Figura 5.21 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo MIT-E3

Em relação aos deslocamentos horizontais à superfície verifica-se que o seu valor máximo não se altera significativamente no tempo, ao contrário do que acontece nos pontos mais afastados do eixo de simetria. Aqui os deslocamentos horizontais tendem a diminuir, pelo que tende a aumentar como o tempo o valor da deformação horizontal máxima.

A Figura 5.22 inclui a evolução em profundidade dos deslocamentos verticais sobre o eixo de simetria do túnel.

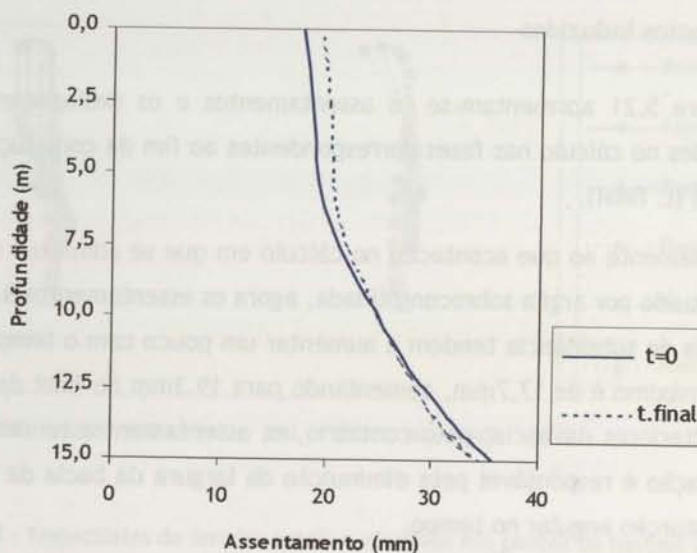


Figura 5.22 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo MIT-E3

Como a observação da figura permite constatar, ao contrário do que aconteceu na superfície, o assentamento no tecto do túnel diminuiu muito ligeiramente com a consolidação, verificando-se assim uma aproximação entre o ponto à superfície e o coroamento do túnel. Para um assentamento final no tecto do túnel de 34,7mm o assentamento máximo à superfície foi de 19,3mm, o que corresponde a uma relação $\delta_{vmax}/\delta_{vc}$ de 0,5, que é 10 vezes superior à que se obteve no caso do maciço constituído por argila sobreconsolidada.

5.2.3 Esforços no suporte

Em consequência do factor de alívio das tensões e do coeficiente de impulso em repouso adoptados no cálculo terem sido menores, os valores agora obtidos do esforço axial e do momento flector mobilizados no suporte foram superiores aos que se obtiveram para o caso do maciço constituído por argila sobreconsolidada.

O esforço axial, que se apresenta na Figura 5.23 não sofreu variação significativa desde o final da construção ($t=0$) até ao final da consolidação ($t. final$). O valor máximo obtido com o cálculo foi de cerca de 1350kN/m no final da construção, tendo aumentado para 1500kN/m (aumento de 11%) no fim da consolidação, junto do hasteal do túnel. A evolução no tempo do esforço axial mobilizado no suporte ilustra-se na Figura 5.24.

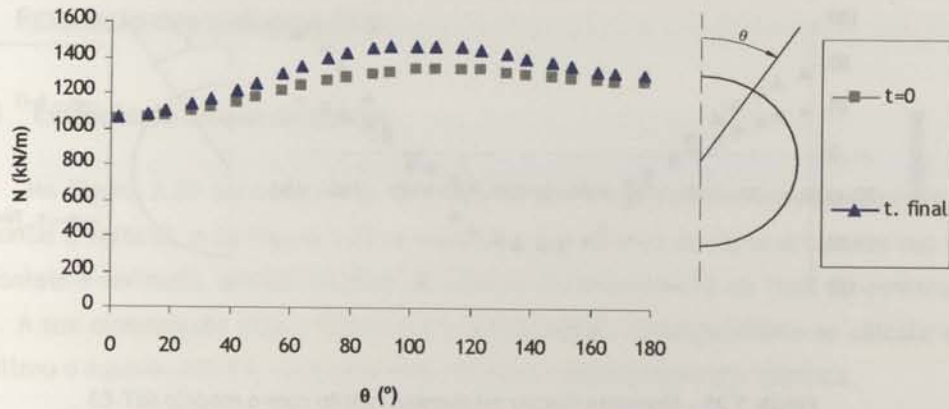


Figura 5.23 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo MIT-E3

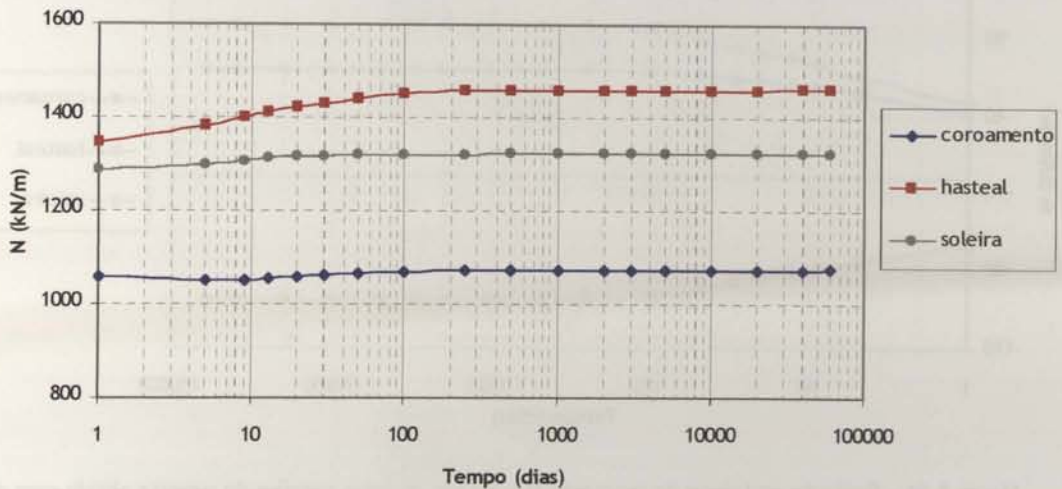


Figura 5.24 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3

A observação da Figura 5.24 permite concluir que, tal como acontecia no caso de solo sobreconsolidado, o esforço axial aumentou com o tempo, aumento que foi mais significativo no hasteal do túnel e até aos 100 dias.

Em relação aos momentos flectores, os valores mais elevados obtiveram-se para a zona do hasteal do túnel, e estes aumentaram em todo o suporte durante a consolidação: o máximo valor absoluto obtido no fim da construção foi de 40kNm/m, aumentando para 80kNm/m no final da consolidação. Comparando a Figura 5.25 com a figura análoga relativa à modelação com o solo sobreconsolidado, verifica-se que os momentos flectores são bastante mais elevados para o caso de maciço normalmente consolidado em todo o suporte, desde o final da construção, sendo o valor máximo obtido cerca de 3,5 vezes maior do que no caso apresentado anteriormente.

A forma como o momento flector evolui com o tempo é ilustrada na Figura 5.26.

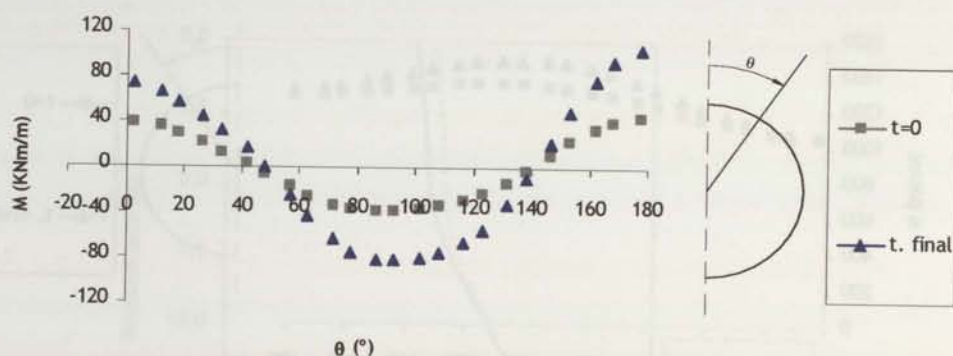


Figura 5.25 - Momento flector no suporte obtido com o modelo MIT-E3

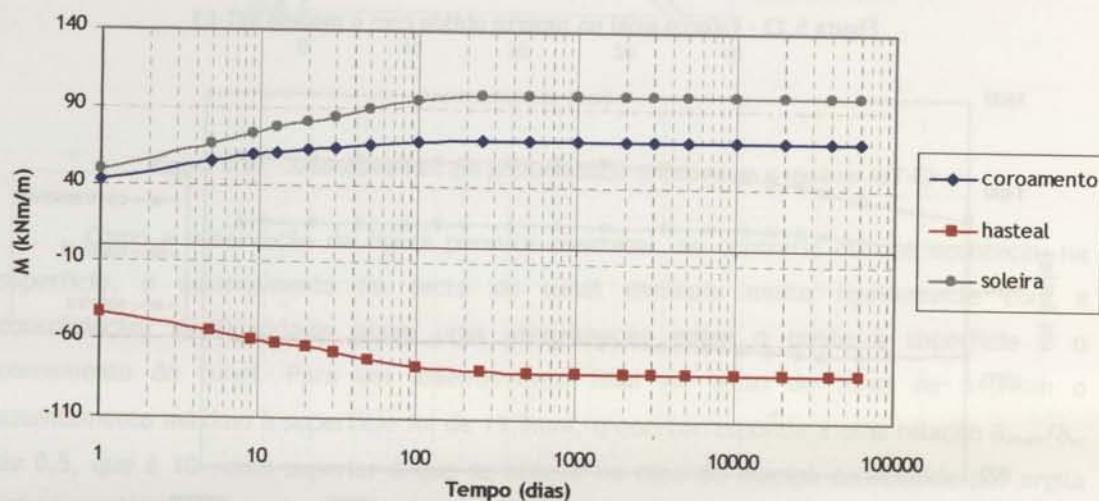


Figura 5.26 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo MIT-E3

Neste caso, pode observar-se que os valores finais do momento flector actuante no suporte estabilizam sensivelmente a partir dos 100 dias após a conclusão da escavação, tal como aconteceu com o esforço axial.

A distribuição dos momentos flectores representa bem a deformação que ocorreu na secção do túnel. Com a remoção do material escavado, a secção do túnel inicialmente circular sofre uma ovalização, responsável pelos valores elevados dos momentos flectores e pelo aumento das tensões horizontais observado anteriormente.

5.3 RESOLUÇÃO COM O MODELO CCM

5.3.1 Evolução do estado de tensão

Na Figura 5.27 apresentam-se as isolinhas das variações das tensões normais totais, horizontal e vertical, e na Figura 5.28 as variações das tensões de corte actuantes nas facetas horizontais e verticais, obtidas na fase de cálculo correspondente ao final da construção do túnel. A sua comparação com a Figura 5.1 e a Figura 5.2, correspondente ao cálculo em que se utilizou o modelo MIT-E3, evidencia uma resposta qualitativamente idêntica.

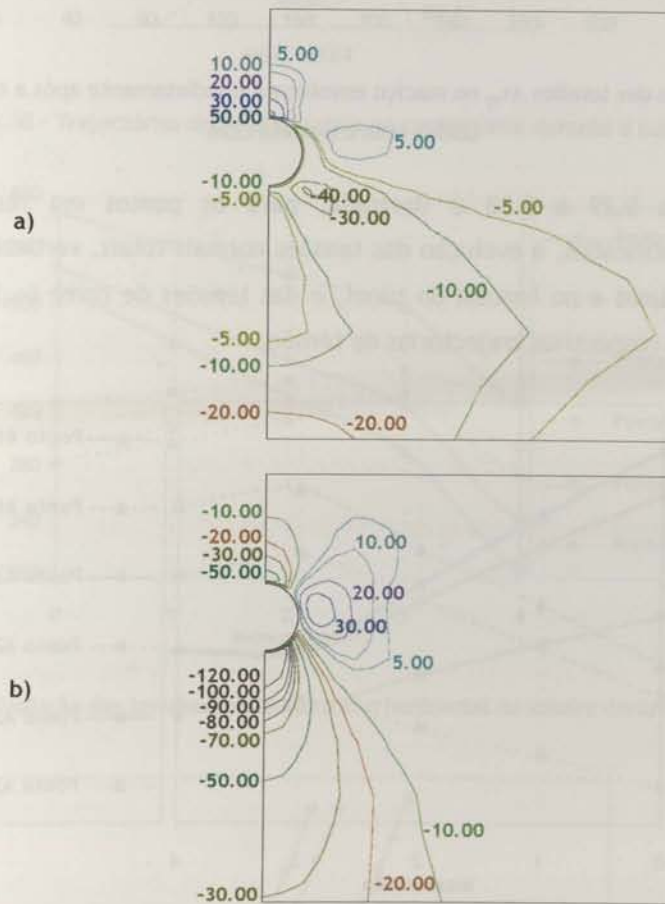


Figura 5.27 - Variação das tensões no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo CCM: a) $\Delta\sigma_x$; b) $\Delta\sigma_y$

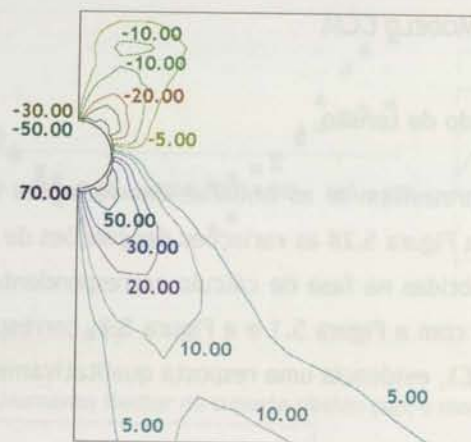


Figura 5.28 - Variação das tensões $\Delta\tau_{xy}$ no maciço envolvente imediatamente após a construção do túnel obtida com o modelo CCM

Nas Figuras 5.29 a 5.38 é ilustrada, para os pontos em redor da abertura anteriormente identificados, a evolução das tensões normais totais, vertical e horizontal, no coroamento, na soleira e no hasteal do túnel, e das tensões de corte (τ_{xy}) no ombral e na anca, bem como as respectivas trajectórias de tensão.

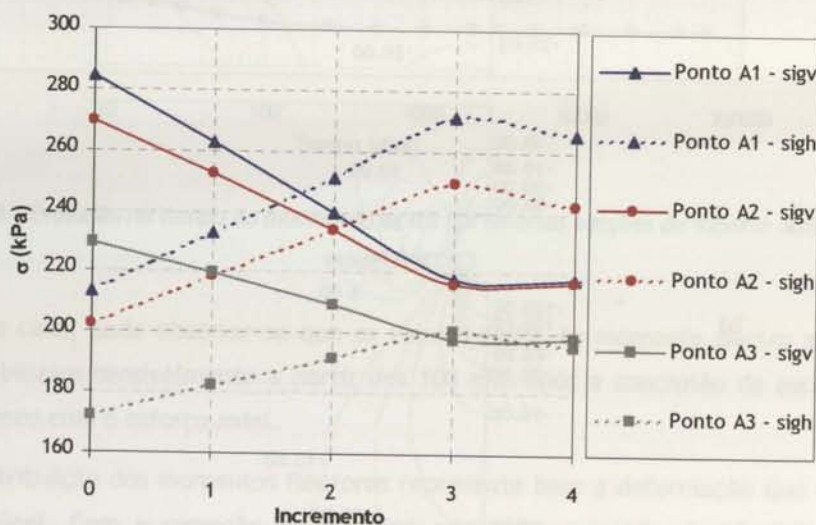


Figura 5.29 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal nos pontos do coroamento durante a construção (CCM)

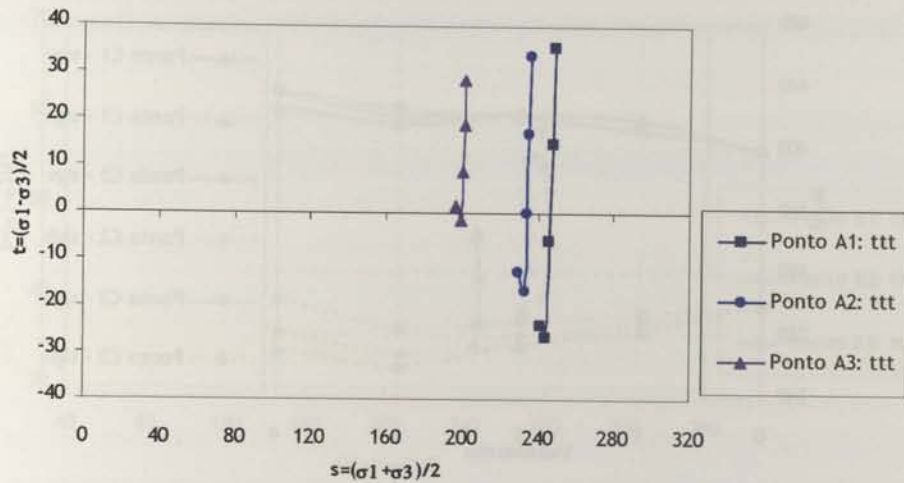


Figura 5.30 - Trajectórias de tensões totais no coroamento durante a construção (CCM)

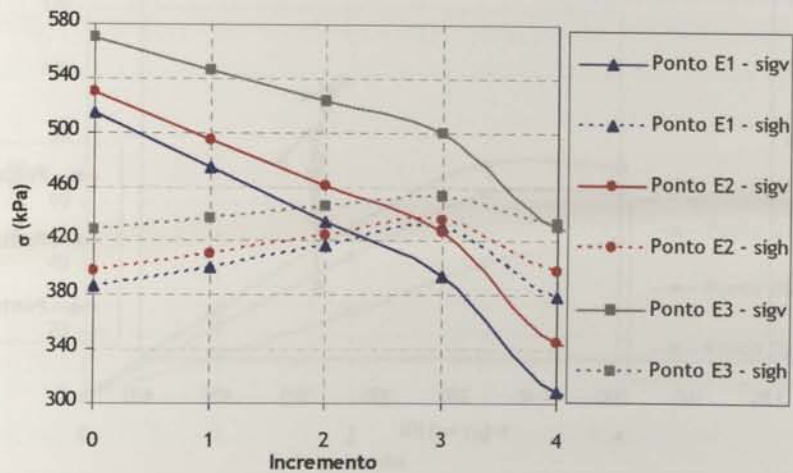


Figura 5.31 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal na soleira durante construção (CCM)

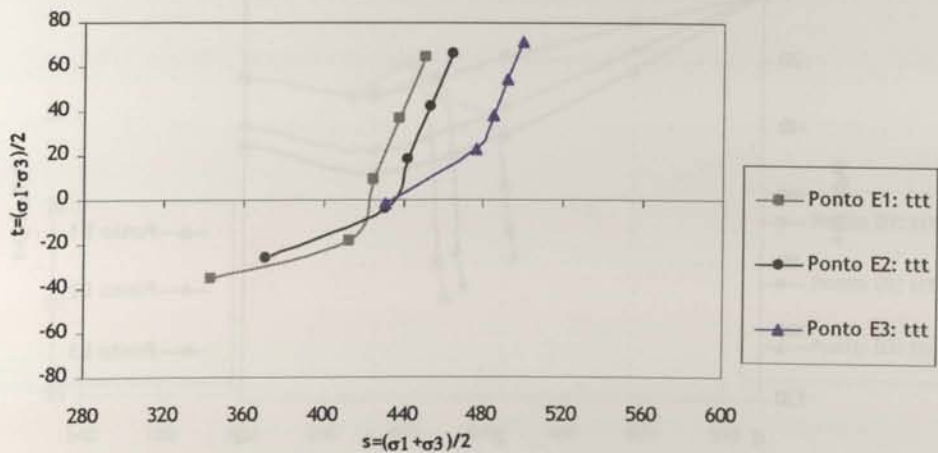


Figura 5.32 - Trajectórias de tensões totais na soleira durante a construção (CCM)

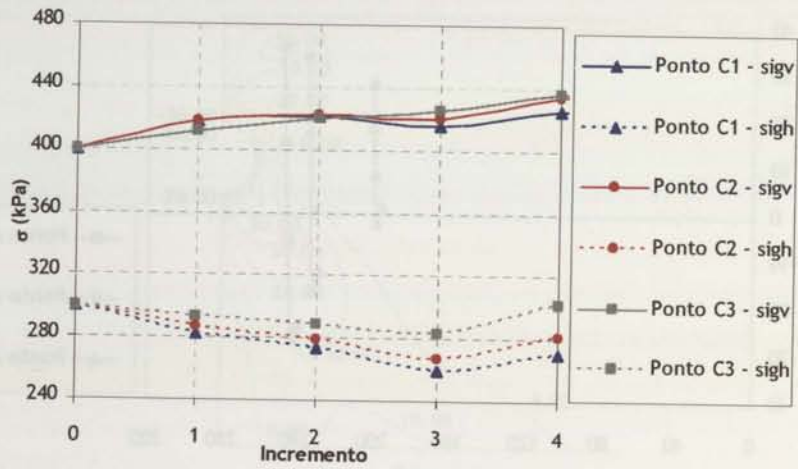


Figura 5.33 - Evolução das tensões totais vertical e horizontal no hasteal durante a construção (CCM)

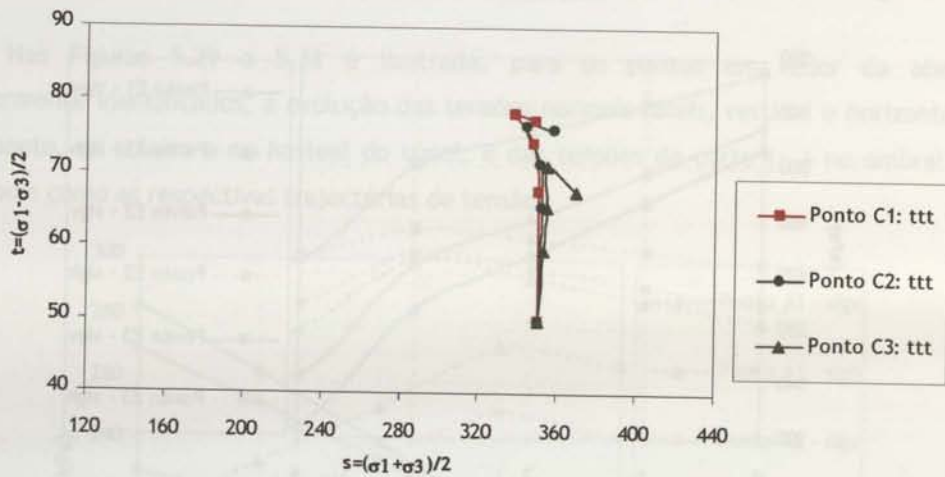


Figura 5.34 - Trajectórias de tensões totais no hasteal durante a construção (CCM)

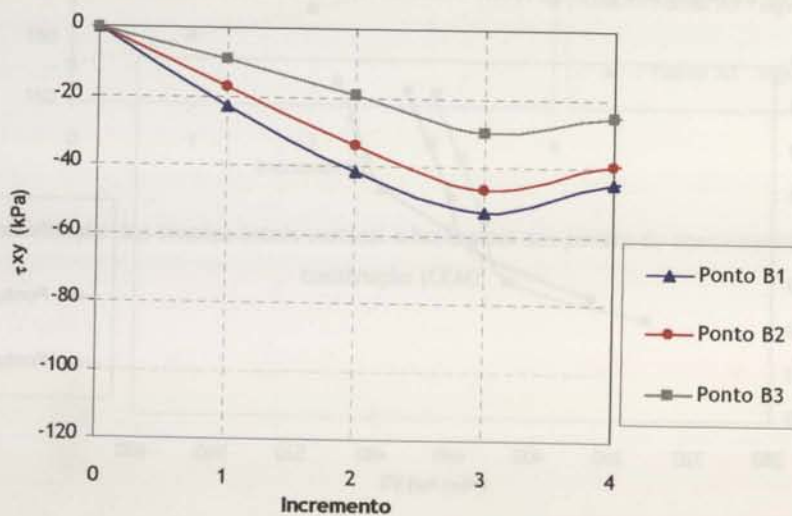


Figura 5.35 - Evolução das tensões de corte nos pontos do ombral durante a construção (CCM)

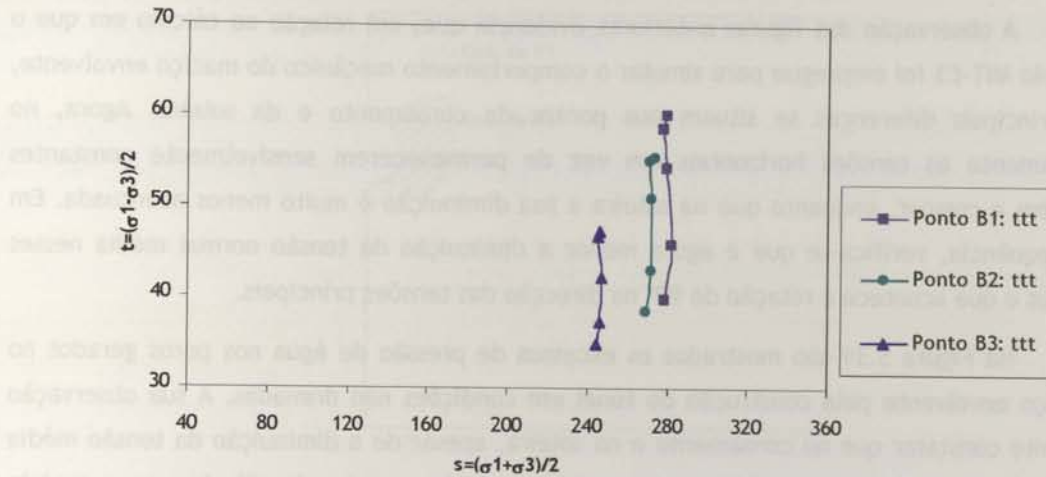


Figura 5.36 - Trajetórias de tensões totais no ombrel durante a construção (CCM)

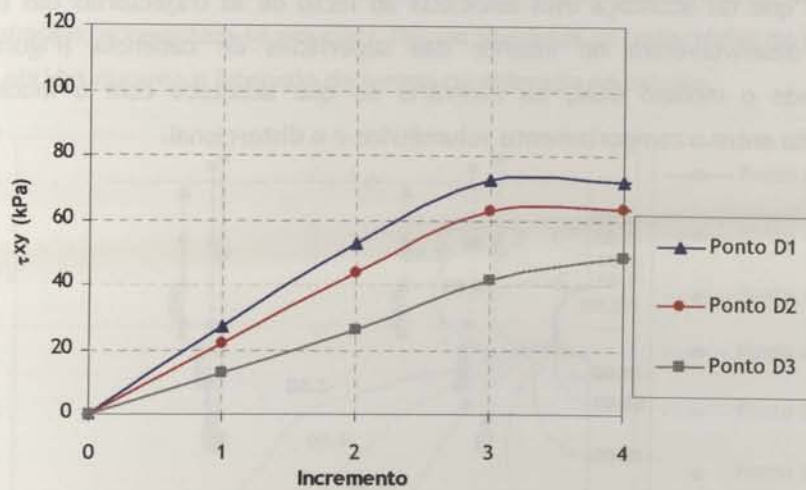


Figura 5.37 - Evolução das tensões de corte nos pontos da anca durante a construção (CCM)

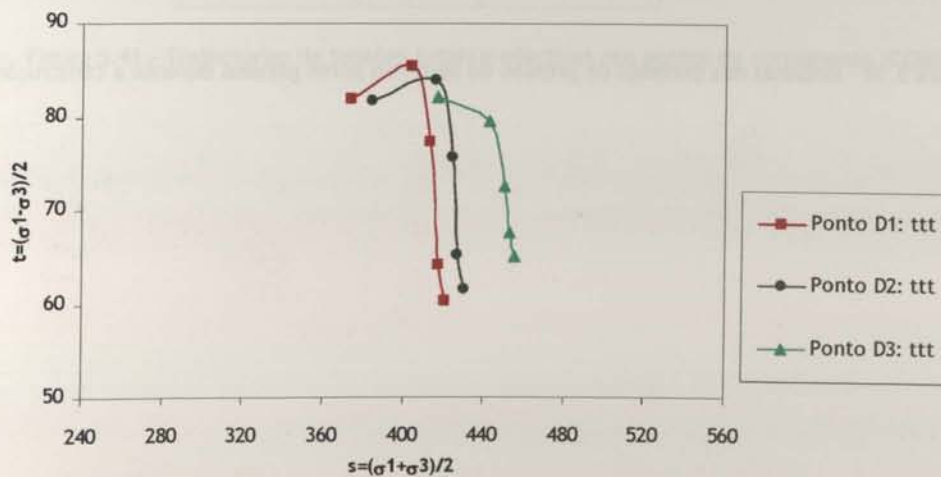


Figura 5.38 - Trajetórias de tensões totais na anca durante a construção (CCM)

A observação das figuras anteriores evidencia que, em relação ao cálculo em que o modelo MIT-E3 foi empregue para simular o comportamento mecânico do maciço envolvente, as principais diferenças se situam nos pontos do coroamento e da soleira. Agora, no coroamento as tensões horizontais em vez de permanecerem sensivelmente constantes tendem a crescer, enquanto que na soleira a sua diminuição é muito menos acentuada. Em consequência, verifica-se que é agora menor a diminuição da tensão normal média nesses pontos e que acontece a rotação de 90° na direcção das tensões principais.

Na Figura 5.39 são mostrados os excessos de pressão de água nos poros gerados no maciço envolvente pela construção do túnel em condições não drenadas. A sua observação permite constatar que no coroamento e na soleira, apesar de a diminuição da tensão média ter sido menor, não foram mais pequenos do que os decorrentes do cálculo com o modelo MIT-E3, até pelo contrário, os excessos negativos de pressão de água nos poros gerados. A razão para que tal aconteça está associada ao facto de as trajectórias das tensões nessas zonas se desenvolverem no interior das superfícies de cedência (Figura 5.40), não possibilitando o modelo CCM, ao contrário do que acontece com o modelo MIT-E3, o acoplamento entre o comportamento volumétrico e o distorcional.

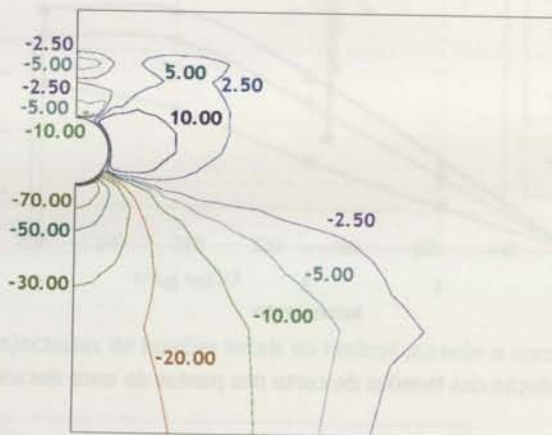


Figura 5.39 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção (CCM)

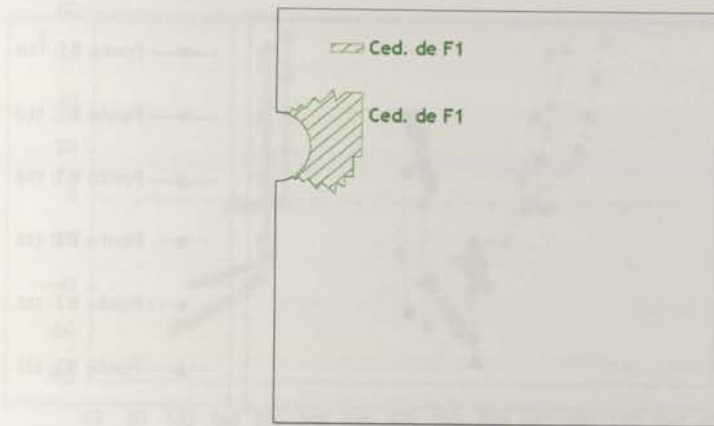


Figura 5.40 - Zonas em cedência antes do fecho do suporte obtidas com o modelo CCM

Para pormenorizar o efeito da dissipação dos excessos das pressões intersticiais no interior do maciço, apresentam-se nas cinco figuras seguintes as trajectórias de tensões totais e efectivas obtidas durante o intervalo de tempo considerado no cálculo.

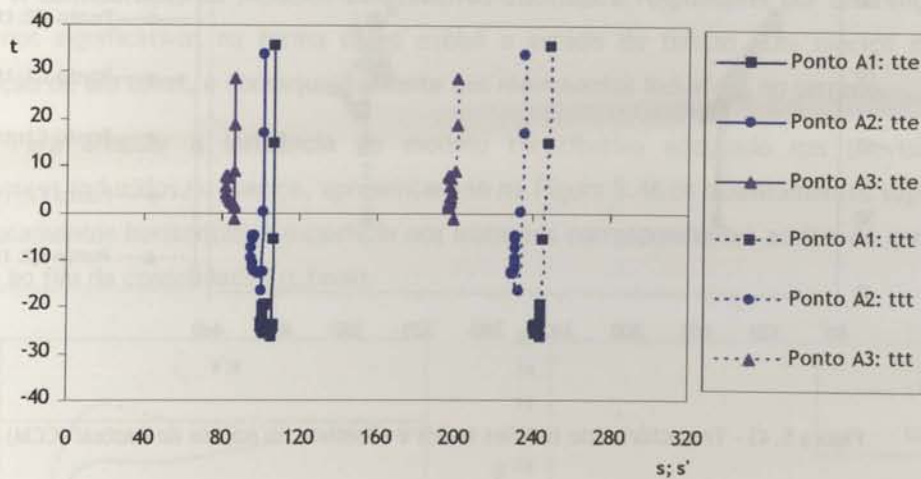


Figura 5.41 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento (CCM)

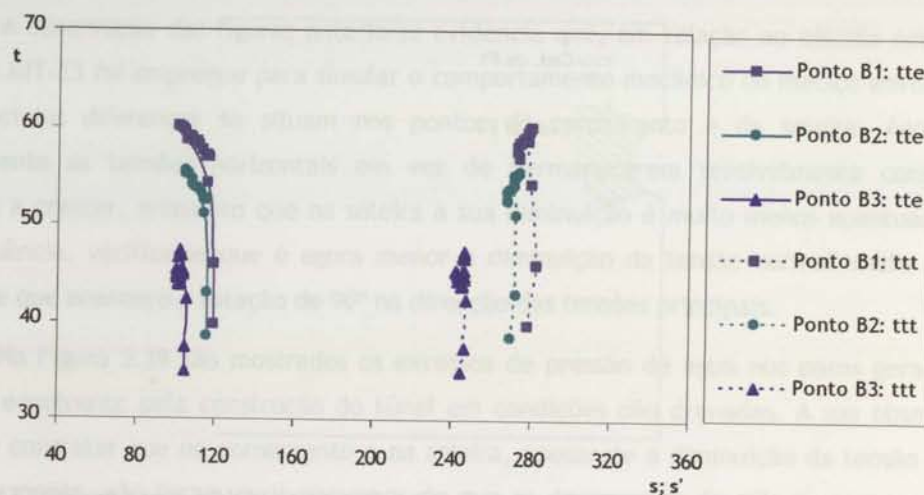


Figura 5.42 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral (CCM)

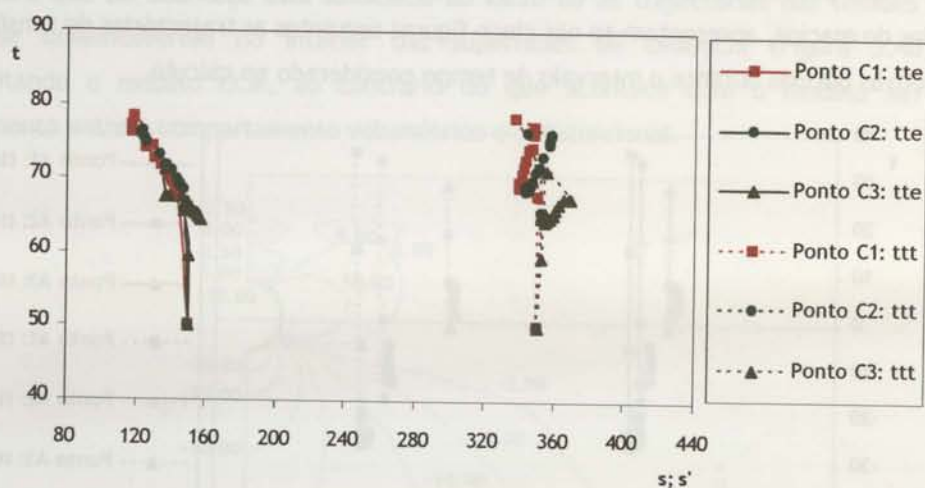


Figura 5.43 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal (CCM)

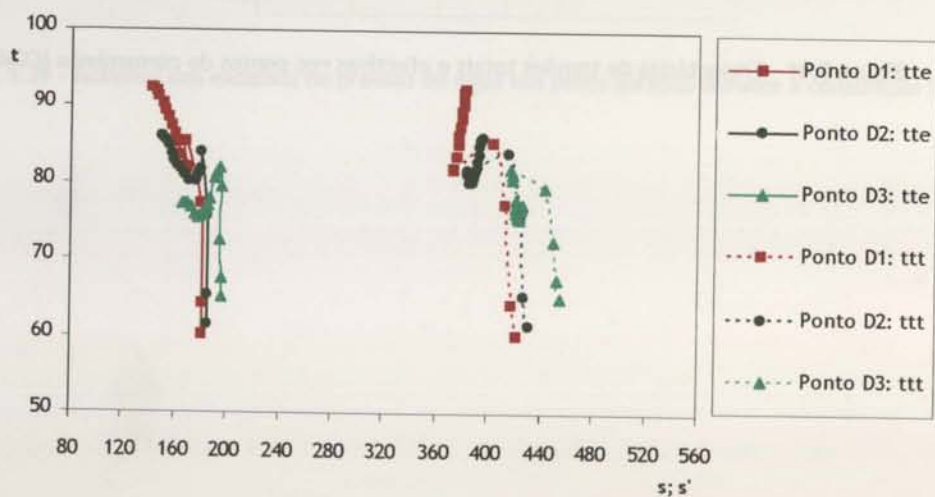


Figura 5.44 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos da anca (CCM)

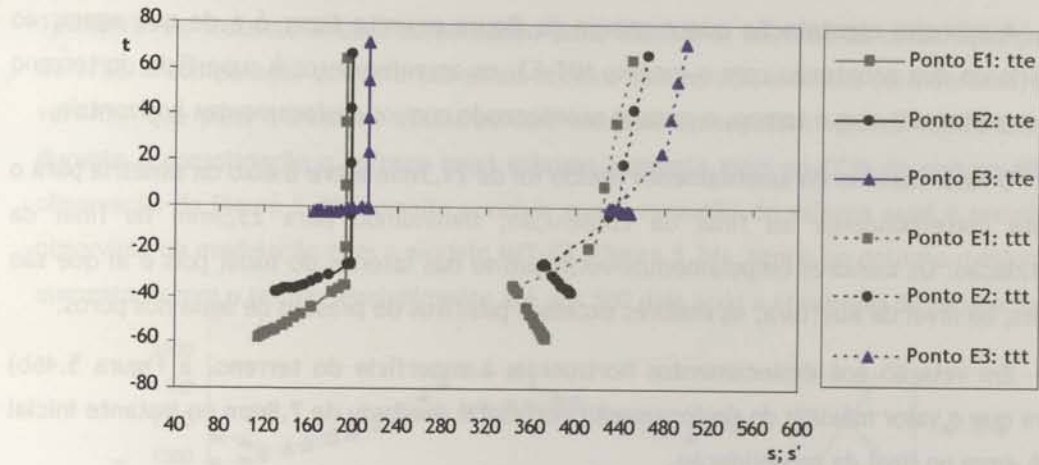


Figura 5.45 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira (CCM)

5.3.2 Movimentos induzidos

A consideração de modelos constitutivos distintos é responsável por diferenças mais ou menos significativas na forma como evolui o estado de tensão num maciço devido à escavação de um túnel, e consequentemente nos movimentos induzidos no terreno.

Para analisar a influência do modelo constitutivo adoptado nas previsões dos movimentos induzidos no maciço, apresentam-se na Figura 5.46 os assentamentos superficiais e deslocamentos horizontais à superfície nos instantes correspondentes ao fim da construção ($t=0$) e ao fim da consolidação (t .final).

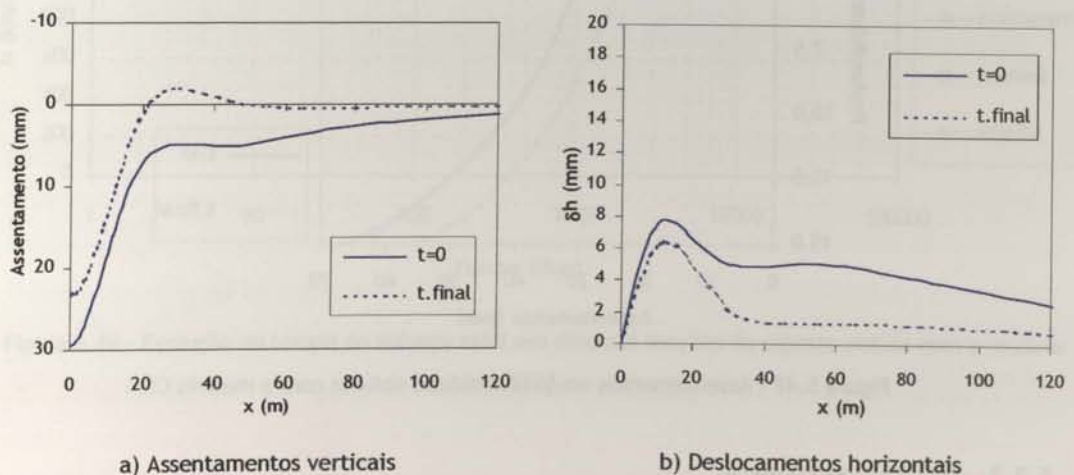


Figura 5.46 - Movimentos superficiais induzidos obtidos com o modelo CCM

A primeira constatação que o exame da figura permite fazer é a de que agora, ao contrário do que aconteceu com o modelo MIT-E3, os assentamentos à superfície do terreno tendem a diminuir com o tempo, o mesmo acontecendo com os deslocamentos horizontais.

O valor máximo do assentamento obtido foi de 29,3mm sobre o eixo da simetria para o instante correspondente ao final da construção, diminuindo para 23,3mm no final da consolidação. Os menores empolamentos verificam-se nas laterais do túnel pois é aí que são gerados, ao nível da abertura, os maiores excessos positivos de pressão de água nos poros.

Em relação aos deslocamentos horizontais à superfície do terreno, a Figura 5.46b) mostra que o valor máximo do deslocamento horizontal diminuiu de 7,8mm no instante inicial para 6,4mm no final da consolidação.

No que respeita aos assentamentos em profundidade, os resultados obtidos com o modelo CCM apresentam-se na Figura 5.47. O valor máximo obtido com o cálculo foi de 66mm para o ponto situado no tecto do túnel no instante inicial, correspondente ao fim da construção, valor que diminuiu para 56mm no final da consolidação.

Refira-se por último, que, em relação aos valores absolutos dos deslocamentos, as diferenças mais significativas dos resultados decorrentes dos dois cálculos se registaram a curto prazo, tendendo a diluir-se com o tempo.

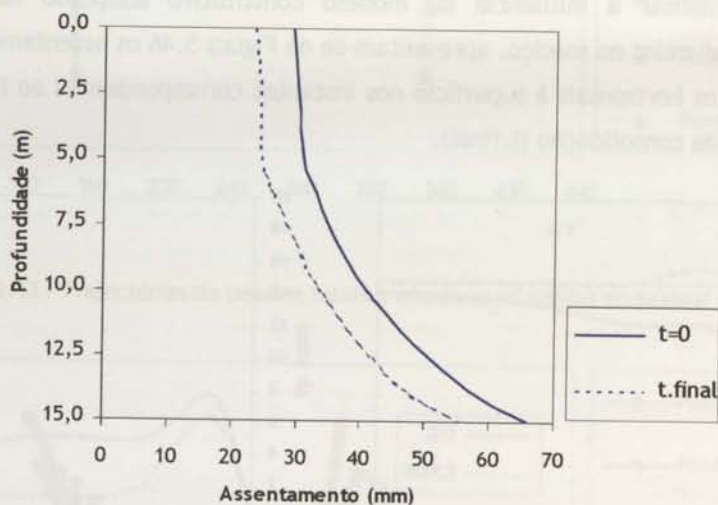


Figura 5.47 - Assentamentos em profundidade obtidos com o modelo CCM

5.3.3 Esforços no suporte

Nas quatro figuras seguintes apresentam-se os esforços axiais e momentos flectores actuantes no suporte obtidos na modelação com o modelo CCM.

A Figura 5.48 mostra que durante a consolidação, o esforço axial no suporte do túnel aumentou apenas na zona do hasteal. O valor máximo do esforço axial obtido foi de cerca de

1300kN/m no instante inicial, aumentando para 1520kN/m no final da construção (aumento de 17%). A comparação dos esforços axiais obtidos com os dois modelos considerados, permite verificar que para o instante inicial os dois modelos apresentam valores semelhantes, mas durante a consolidação o esforço axial máximo aumenta mais no CCM do que no MIT-E3. A observação da Figura 5.49, permite concluir que a evolução do esforço axial é semelhante à observada na modelação com o modelo MIT-E3 (Figura 5.24), tendo no entanto o esforço axial aumentado com o tempo sensivelmente até aos 500 dias após a conclusão da escavação.

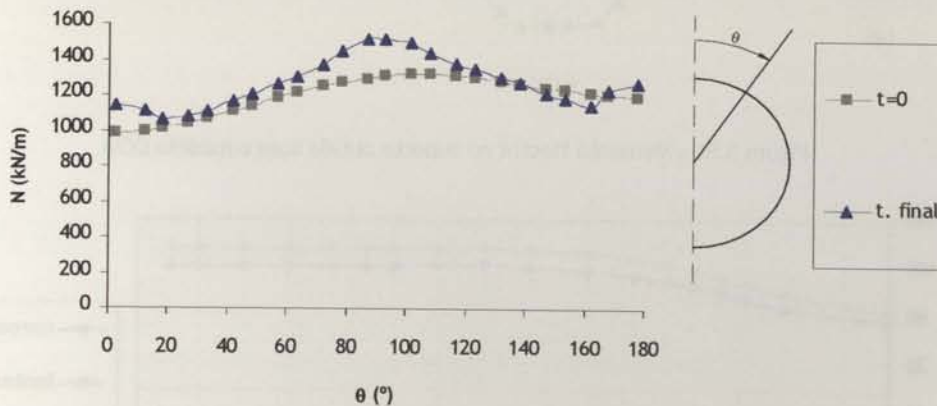


Figura 5.48 - Esforço axial no suporte obtido com o modelo CCM

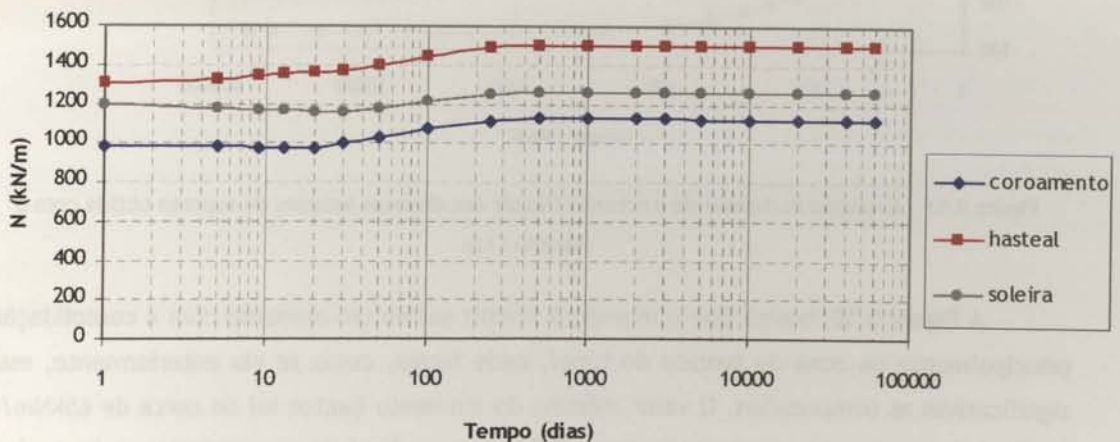


Figura 5.49 - Evolução no tempo do esforço axial em diversas secções do suporte obtida com o modelo CCM

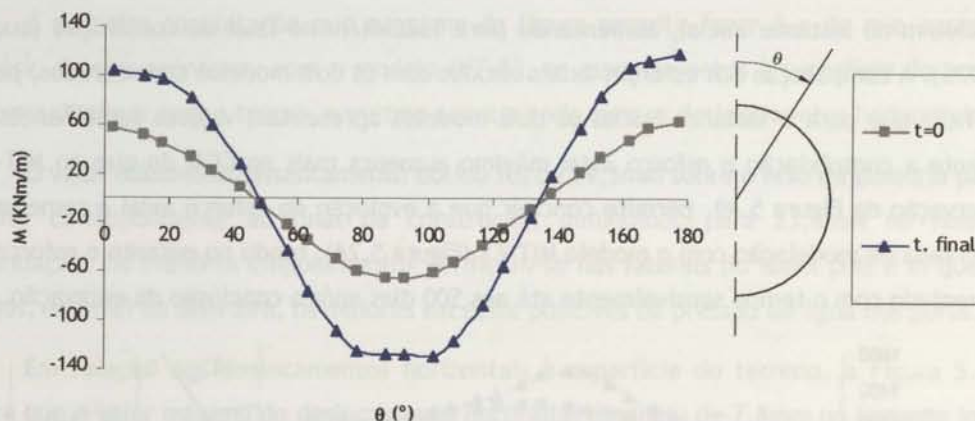


Figura 5.50 - Momento flector no suporte obtido com o modelo CCM

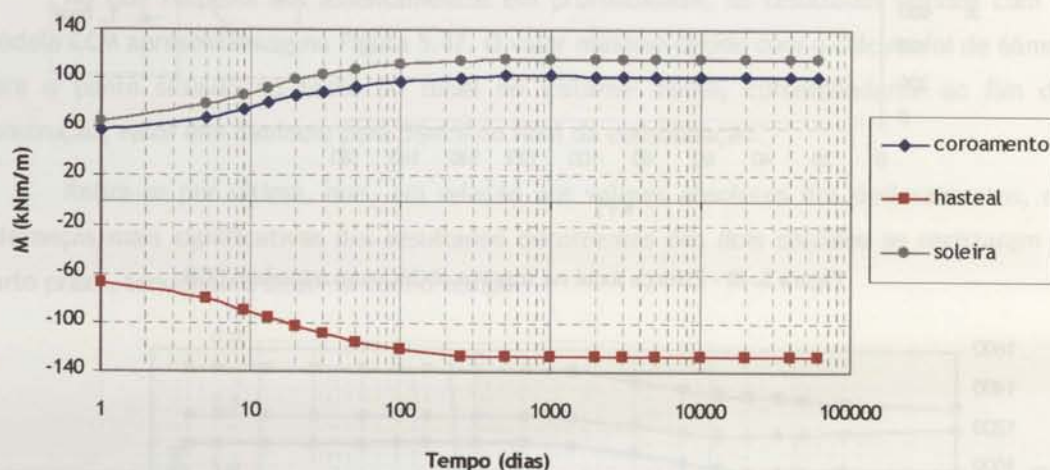


Figura 5.51 - Evolução no tempo do momento flector em diversas secções do suporte obtida com o modelo CCM

A Figura 5.50 mostra que o momento flector sofreu um aumento com a consolidação, principalmente na zona do hasteal do túnel, onde foram, como se viu anteriormente, mais significativas as compressões. O valor máximo do momento flector foi de cerca de 65kNm/m no final da construção aumentando para 130kNm/m no final da consolidação no hasteal do túnel (aumento de 100%).

A comparação dos resultados obtidos com o modelo MIT-E3, apresentados na Figura 5.25, com os apresentados na Figura 5.50, relativa ao modelo CCM, mostram uma variação mais significativa do momento flector no suporte entre os instantes correspondentes ao fim da construção e ao fim da consolidação no último modelo do que no primeiro.

Como foi referido, os valores dos momentos flectores actuantes no suporte resultantes da aplicação do modelo CCM, são superiores aos que resultam da adopção do modelo MIT-E3 para o comportamento do solo. O mesmo acontece quanto à sua evolução no tempo. Com

efeito, a observação conjunta da Figura 5.26, relativa ao modelo MIT-E3 e da Figura 5.51, relativa ao modelo CCM, permite verificar que os momentos flectores aumentaram com o tempo de forma semelhante com os dois modelos, embora mais significativamente com o segundo.

CAPÍTULO 6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados de análises paramétricas realizadas com o intuito de estudar a influência de alguns parâmetros, para além do tipo de solo, no comportamento flexão de lâminas superficiais.

A influência dos parâmetros considerados foi analisada separadamente em relação aos: i) movimentos induzidos no casco, à superfície e em profundidade, para cada modelo; ii) da prioridade importância no projecto de lâminas superficiais em áreas urbanas, dada a possibilidade de avaliar os efeitos de sua construção nos parâmetros e sobre estruturas vizinhas; iii) esforços induzidos na lâmina.

No estudo realizado considerou-se a construção da lâmina dentro de uma faixa de dimensão apresentada no capítulo 4. Adicionalmente, o solo é considerado constituído por uma argila normalmente consolidada (CCN-1), sendo o seu comportamento mecânico reproduzido pelo modelo constitutivo MIT-E3.

No Quadro 6.1 apresenta-se um resumo das análises paramétricas efectuadas. Os resultados se apresentam neste capítulo de uma

CAPÍTULO 6 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados de algumas análises efectuadas com o intuito de esclarecer a influência de outros parâmetros, para além do tipo de solo, no comportamento diferido de túneis superficiais.

A influência dos parâmetros considerados foi analisada fundamentalmente em relação aos: i) movimentos induzidos no maciço, à superfície e em profundidade, cujo conhecimento é de primordial importância no projecto de túneis superficiais em meios urbanos, dada a necessidade de avaliar os efeitos da sua construção nas estruturas e infra-estruturas vizinhas; ii) esforços induzidos no suporte.

No estudo realizado considerou-se a escavação do túnel circular com 10,0m de diâmetro apresentado no capítulo 4. Admitiu-se o maciço envolvente constituído por uma argila sobreconsolidada ($OCR=6$), sendo o seu comportamento mecânico reproduzido pelo modelo constitutivo MIT-E3.

No Quadro 6.1 apresenta-se um resumo das análises paramétricas efectuadas, cujos resultados se apresentam neste capítulo da tese.

Quadro 6.1 - Resumo das análises paramétricas efectuadas

Cálculo	α	Tipo de suporte	H/D	$k_{\text{solo}}/k_{\text{suporte}}$ ao nível do eixo do túnel	Permeabilidade do maciço	Profundidade de estrato rijo	
A	0,40	Impermeável	2,0	-	Constante	n/a	
B	0,63						
C	0,75						
D	0,63	Permeável		1000			
E				100			
F				10			
G				-	k varia em profundidade		
H					k varia em profundidade e no tempo		
I					k anisotrópico ($k_h=4k_v$)		
J		Impermeável	2,5	-	Constante		5m abaixo da soleira do túnel
K			3,0				
L	2,0		a meia altura da secção do túnel				
M							

Em primeiro lugar analisa-se a influência do processo construtivo, materializada pela variação do coeficiente de alívio de tensões considerado. São apresentados resultados relativos à evolução do estado de tensão e consequente geração de excessos de pressão intersticial, cuja dissipação afecta a grandeza dos movimentos induzidos no maciço e dos esforços mobilizados no suporte.

Na segunda parte do capítulo analisa-se a influência da permeabilidade do suporte, com a apresentação de alguns resultados de modelações numéricas em que esta se fez variar.

Como se verá, a evolução do estado de tensão ao longo do tempo, logo dos movimentos induzidos e dos esforços mobilizados no suporte, é em larga medida condicionada pelas condições de permeabilidade do suporte, uma vez que o equilíbrio final depende do regime de escoamento que se estabelece no interior do maciço quando o túnel funciona como um dreno. Os resultados apresentados ilustrarão os efeitos da variação da grandeza do coeficiente de permeabilidade do suporte em relação ao do solo envolvente.

Em seguida foi analisado o efeito da permeabilidade do maciço, não tanto no que diz respeito ao seu valor absoluto, mas mais no que respeita ao modelo considerado. Admitindo o suporte do túnel como uma fronteira permeável, apresentam-se os resultados de modelações numéricas em que se consideraram diferentes modelos de permeabilidade para o maciço. Para além do modelo base em que se admitiu uma permeabilidade isotrópica constante em profundidade e no tempo, foram consideradas as seguintes outras hipóteses: i) permeabilidade variável em profundidade em função do índice de vazios inicial; ii) permeabilidade variável em profundidade e no tempo em função do índice de vazios actual; iii) permeabilidade anisotrópica, com o coeficiente de permeabilidade horizontal maior do que o vertical.

Na última parte do capítulo analisa-se a influência da variação da geometria do problema, a partir dos resultados de modelações numéricas em que foram consideradas diferentes razões entre a profundidade do eixo do túnel e o seu diâmetro e em que se considerou a presença de um estrato com maior rigidez nas proximidades da soleira do túnel.

6.2 INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO

O coeficiente de alívio de tensões, parâmetro que controla o desconfinamento permitido, é difícil de estimar à priori (Drakos et. al., 2002), pelo que importa identificar o efeito da sua variação na previsão do comportamento a longo prazo de túneis.

No caso designado por problema base no capítulo 4 deste trabalho, considerou-se um maciço constituído por argila sobreconsolidada com $OCR=6,0$ e um coeficiente de alívio de tensões permitido no contorno (α) igual a 0,40. Para efectuar uma análise da influência do coeficiente de alívio de tensões permitido no contorno no comportamento diferido de túneis, realizaram-se outras duas análises adoptando para aquele coeficiente os valores de 0,63 e de 0,75. Estes valores do coeficiente de alívio foram definidos de modo a que se obtivessem a curto prazo volumes da bacia de subsidência (= volume de perdas de solo) de 0,5% e 1%, respectivamente, do volume da secção escavada.

6.2.1 Evolução do estado de tensão

Para observar a forma como evolui o estado de tensão no maciço envolvente comparativamente com o que se obteve no capítulo 4 da tese, apresentam-se nas Figuras 6.1 a 6.5, e para o caso em que se admitiu para α um valor de 0,75, as trajetórias de tensões totais no sistema de eixos s - t durante o processo construtivo, nos pontos identificados na Figura 4.5 situados em redor da secção do túnel.

A comparação destas figuras com as correspondentes apresentadas no capítulo 4 (Figura 4.7, Figura 4.9, Figura 4.11, Figura 4.13 e Figura 4.15) evidencia que o aumento do alívio permitido no contorno da abertura origina, naturalmente, trajetórias de tensões mais longas, sendo bem mais significativas as variações das tensões normais médias e das tensões distorcionais.

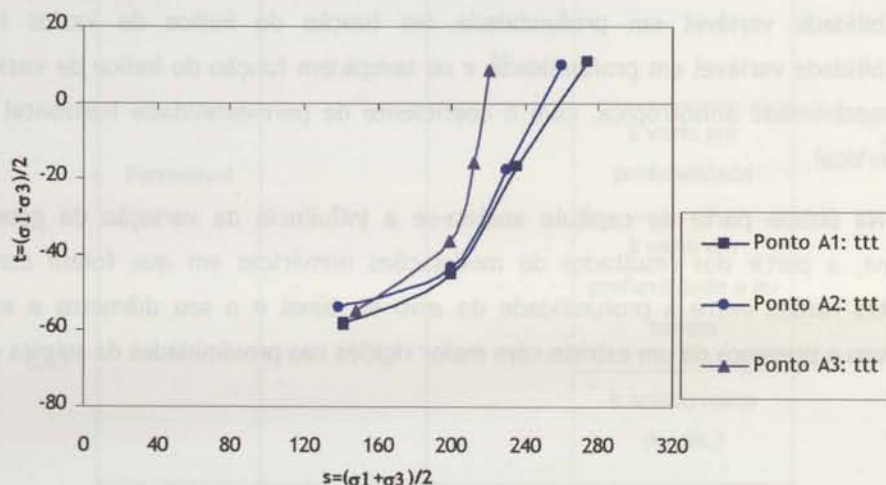


Figura 6.1 - Trajetórias de tensões totais durante a construção nos pontos do coroamento ($\alpha=0,75$)

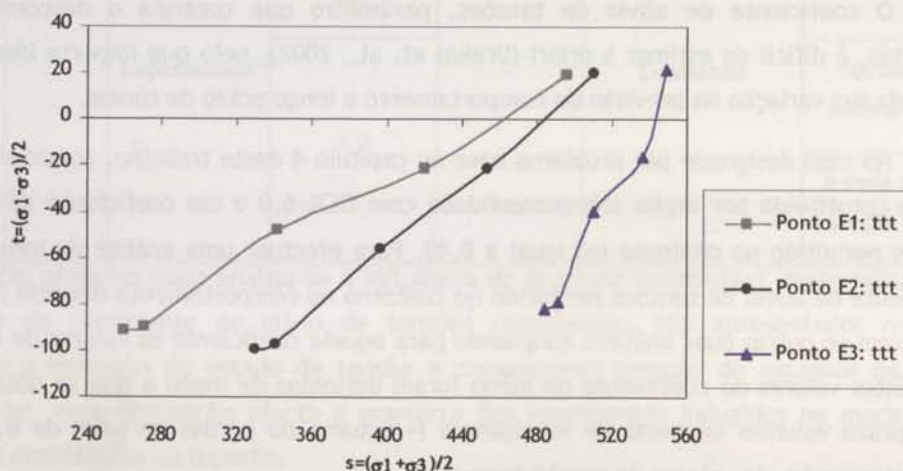


Figura 6.2 - Trajetórias de tensões totais durante a construção nos pontos da soleira ($\alpha=0,75$)

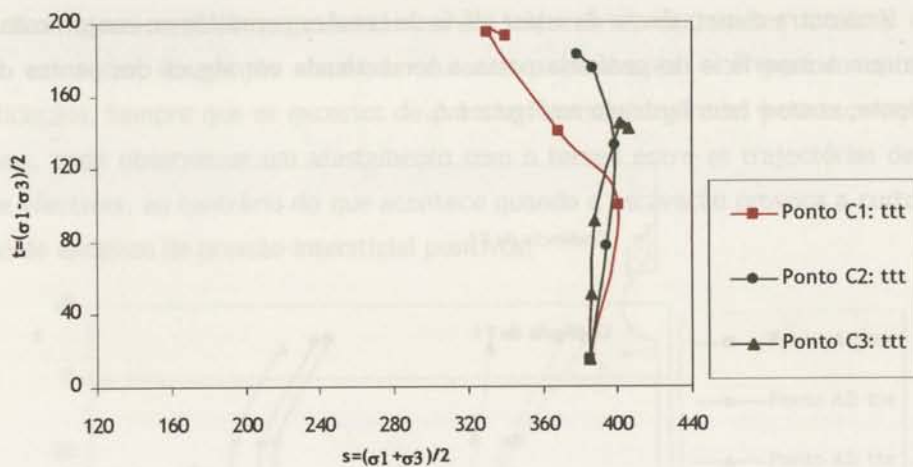


Figura 6.3 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos do hasteal ($\alpha=0,75$)

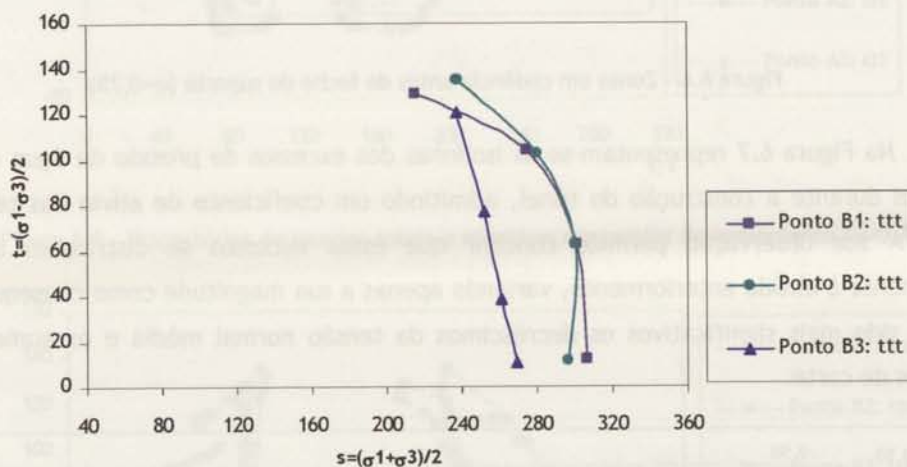


Figura 6.4 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos do ombral ($\alpha=0,75$)

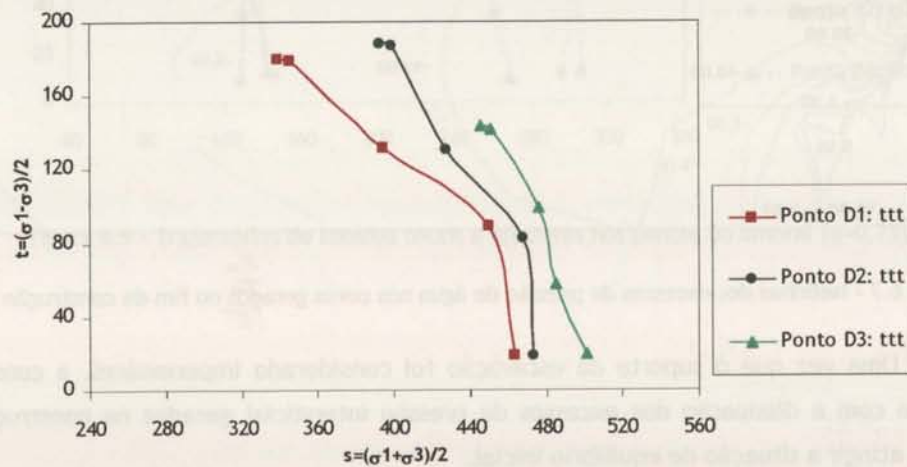


Figura 6.5 - Trajectórias de tensões totais durante a construção nos pontos da anca ($\alpha=0,75$)

Uma outra consequência do maior alívio de tensões permitido no contorno da abertura é a de que a superfície de cedência passa a ser activada em alguns dos pontos do maciço envolvente, como é bem ilustrado na Figura 6.6.

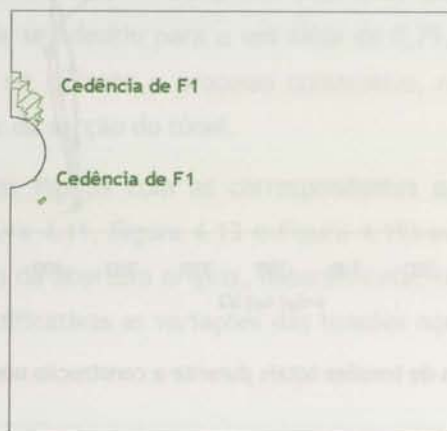


Figura 6.6 - Zonas em cedência antes do fecho do suporte ($\alpha=0,75$)

Na Figura 6.7 representam-se as isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados durante a construção do túnel, admitindo um coeficiente de alívio das tensões de 0,75. A sua observação permite concluir que estes excessos se distribuem de forma semelhante à obtida anteriormente, variando apenas a sua magnitude como consequência de terem sido mais significativos os decréscimos da tensão normal média e os aumentos das tensões de corte.

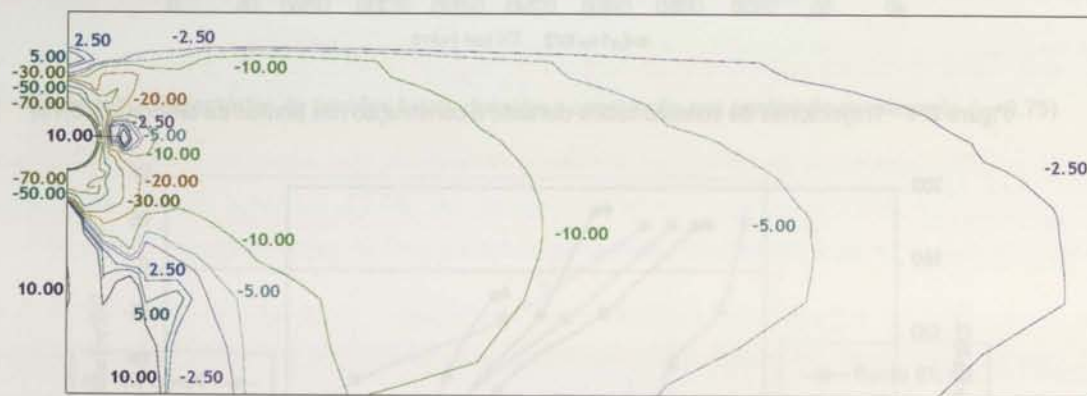


Figura 6.7 - Isolinhas dos excessos de pressão de água nos poros gerados no fim da construção ($\alpha=0,75$)

Uma vez que o suporte da escavação foi considerado impermeável, a consolidação decorre com a dissipação dos excessos de pressão intersticial gerados na construção, com vista a atingir a situação de equilíbrio inicial.

Nas figuras seguintes apresentam-se as trajectórias de tensões totais e efectivas obtidas em redor da secção escavada durante a escavação e o período subsequente (consolidação). Sempre que os excessos de pressão intersticial gerados pela escavação foram negativos, pode observar-se um afastamento com o tempo entre as trajectórias de tensões totais e efectivas, ao contrário do que acontece quando a escavação provoca a curto prazo a geração de excessos de pressão intersticial positivos.

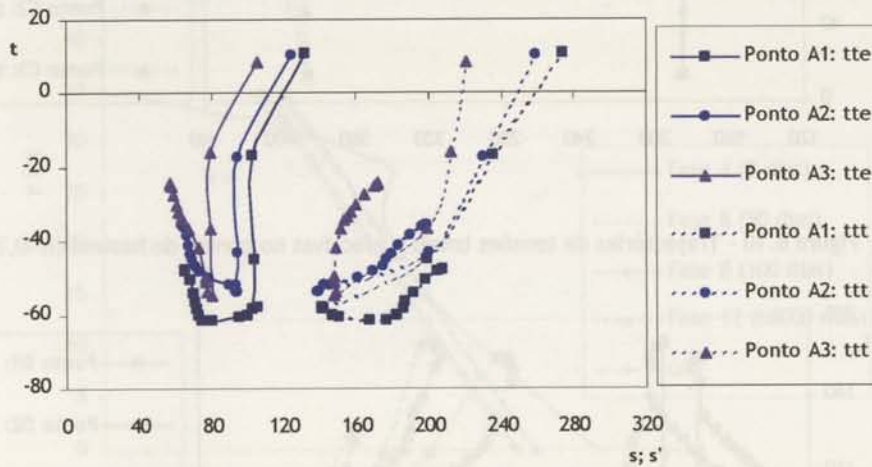


Figura 6.8 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do coroamento ($\alpha=0,75$)

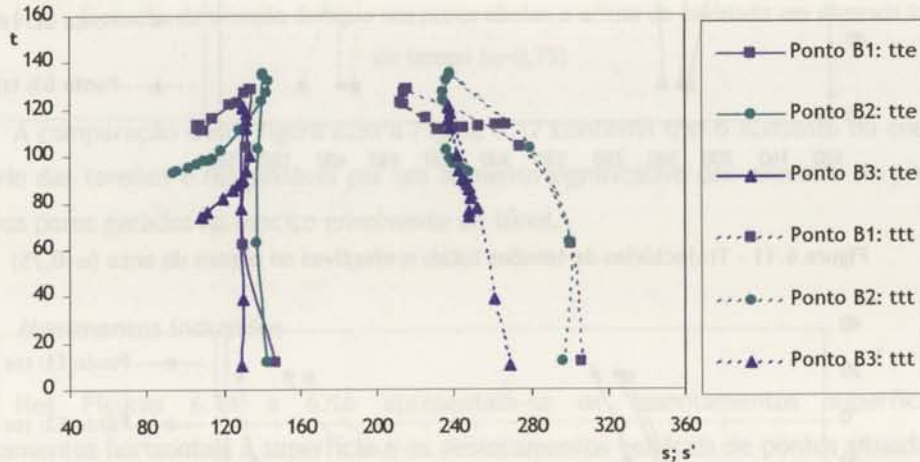


Figura 6.9 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos do ombral ($\alpha=0,75$)

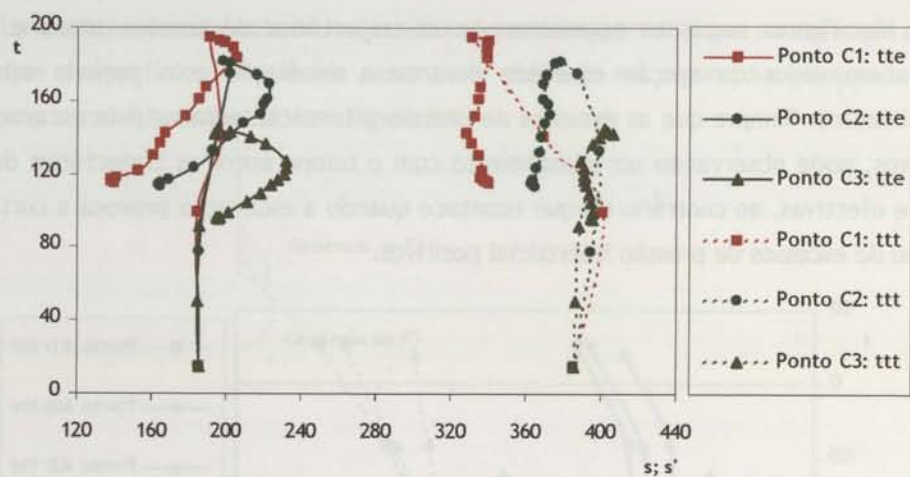


Figura 6.10 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos do hasteal ($\alpha=0,75$)

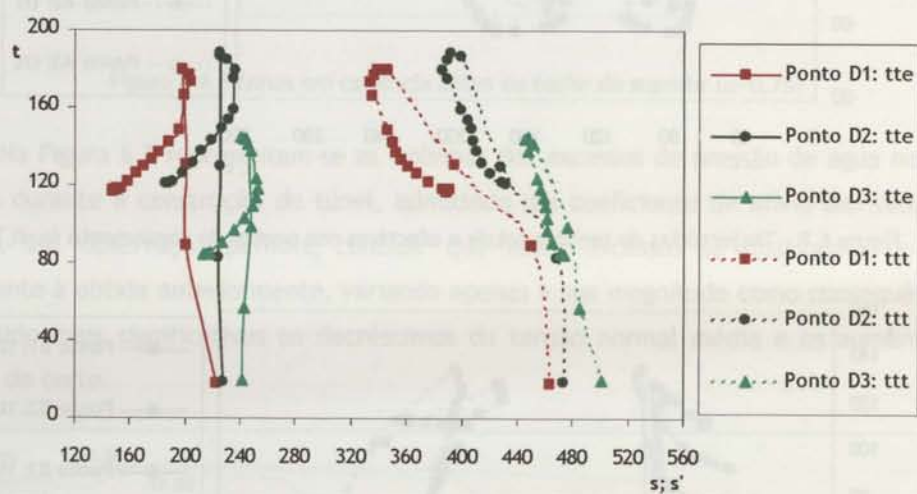


Figura 6.11 - Trajectórias de tensões totais e efectivas no pontos da anca ($\alpha=0,75$)

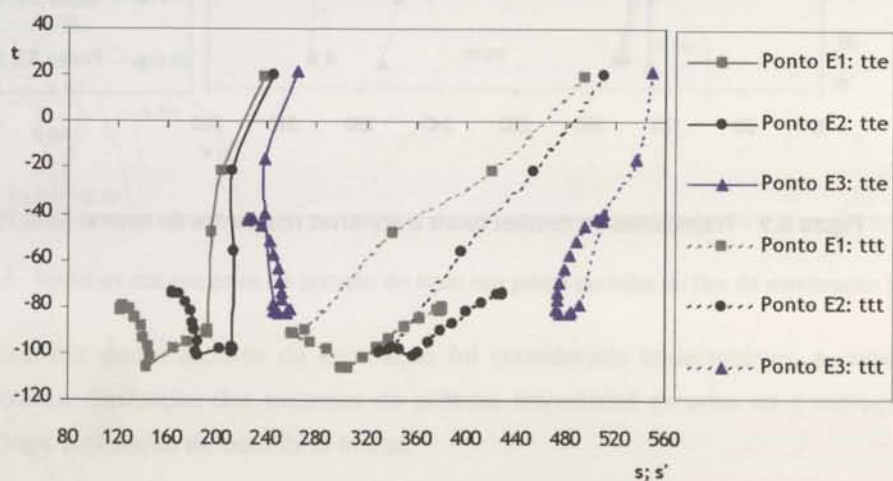


Figura 6.12 - Trajectórias de tensões totais e efectivas nos pontos da soleira ($\alpha=0,75$)

Na Figura 6.13 apresenta-se a evolução com o tempo das pressões intersticiais em pontos localizados sobre o eixo de simetria (acima e abaixo da secção do túnel). Pode observar-se ainda a linha das pressões hidrostáticas (u_0).

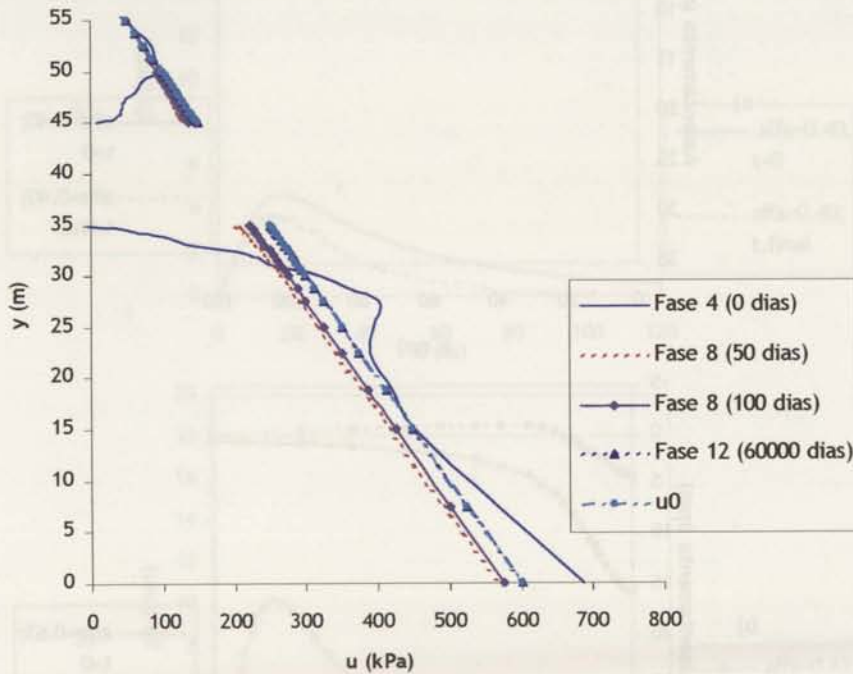


Figura 6.13 - Evolução da pressão de água nos poros abaixo e acima da cavidade em diversos instantes de tempo ($\alpha=0,75$)

A comparação desta figura com a Figura 4.17 confirma que o aumento do coeficiente de alívio das tensões é responsável por um aumento significativo dos excessos de pressão de água nos poros gerados no maciço envolvente do túnel.

6.2.2 Movimentos induzidos

Nas Figuras 6.14 a 6.16 apresentam-se os assentamentos superficiais, os deslocamentos horizontais à superfície e os deslocamentos verticais de pontos situados acima do túnel sobre o eixo de simetria, respectivamente, obtidos nos três cálculos numéricos efectuados considerando diferentes factores de alívio das tensões. A primeira constatação que se pode fazer do exame das três figuras é a de que, naturalmente, os movimentos induzidos pela escavação são tanto maiores quanto maior for o desconfinamento permitido. As diferenças verificadas são muito significativas a curto prazo, tendendo no entanto a diminuir com o tempo.

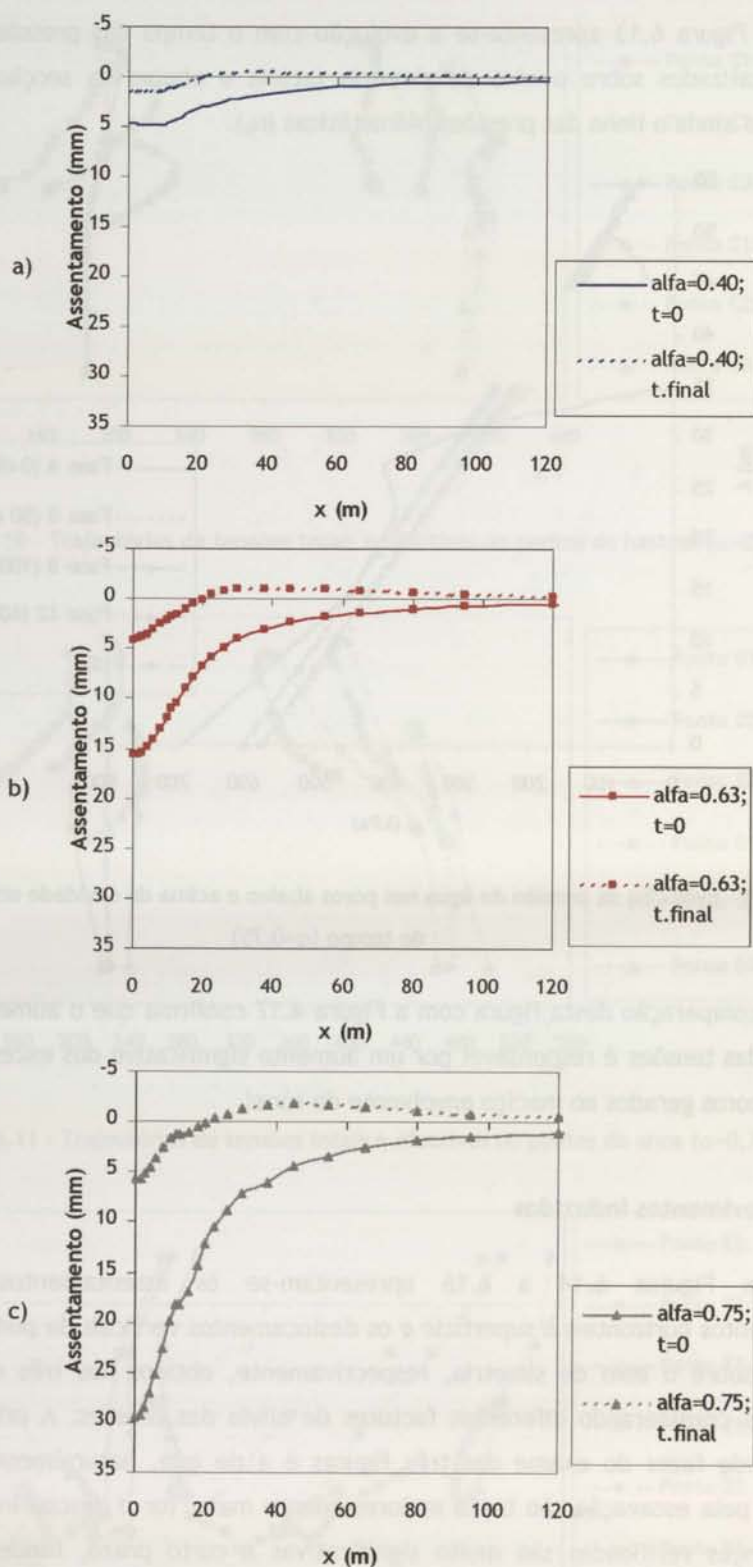


Figura 6.14 - Assentamentos superficiais no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$

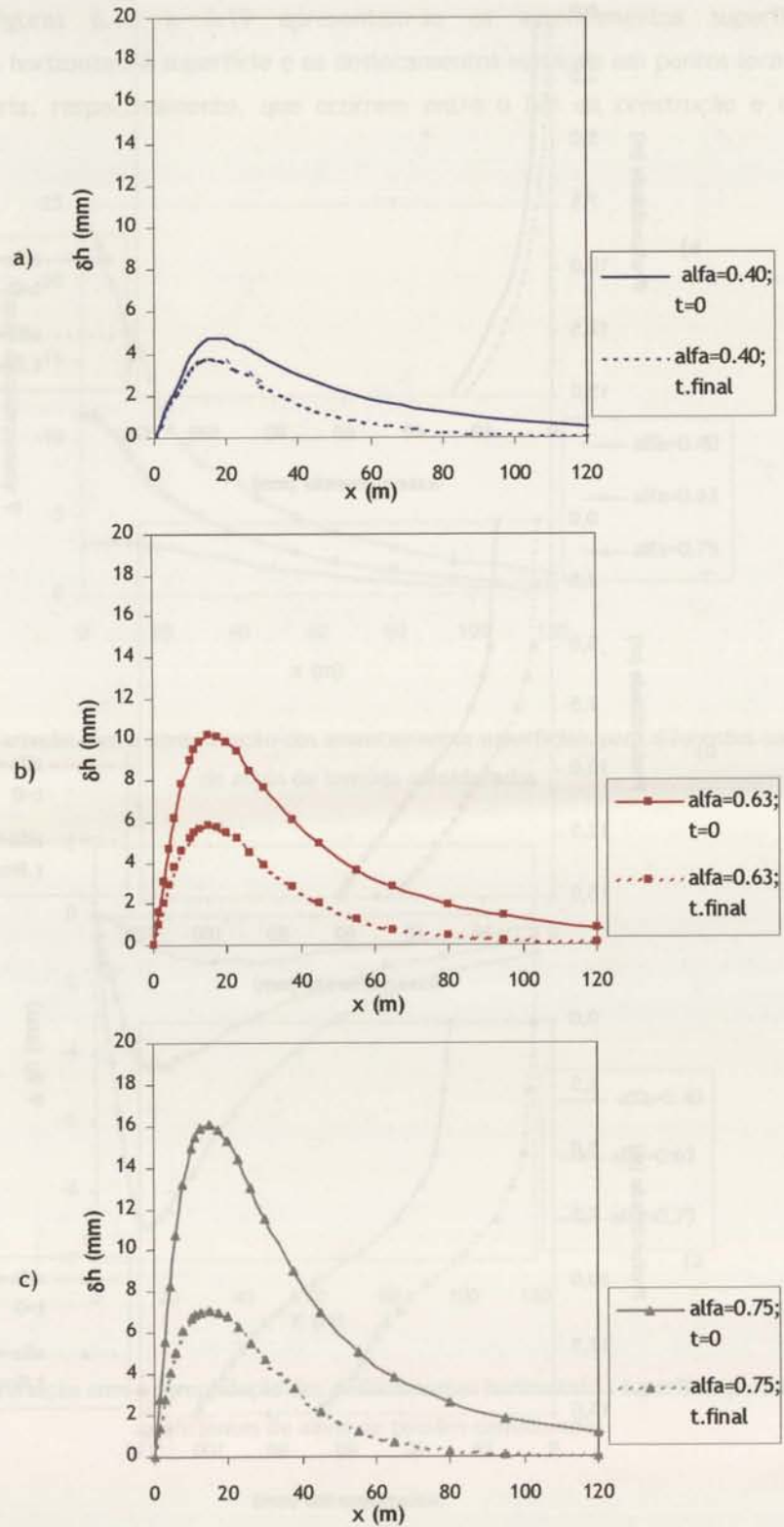


Figura 6.15 - Deslocamentos horizontais à superfície no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$

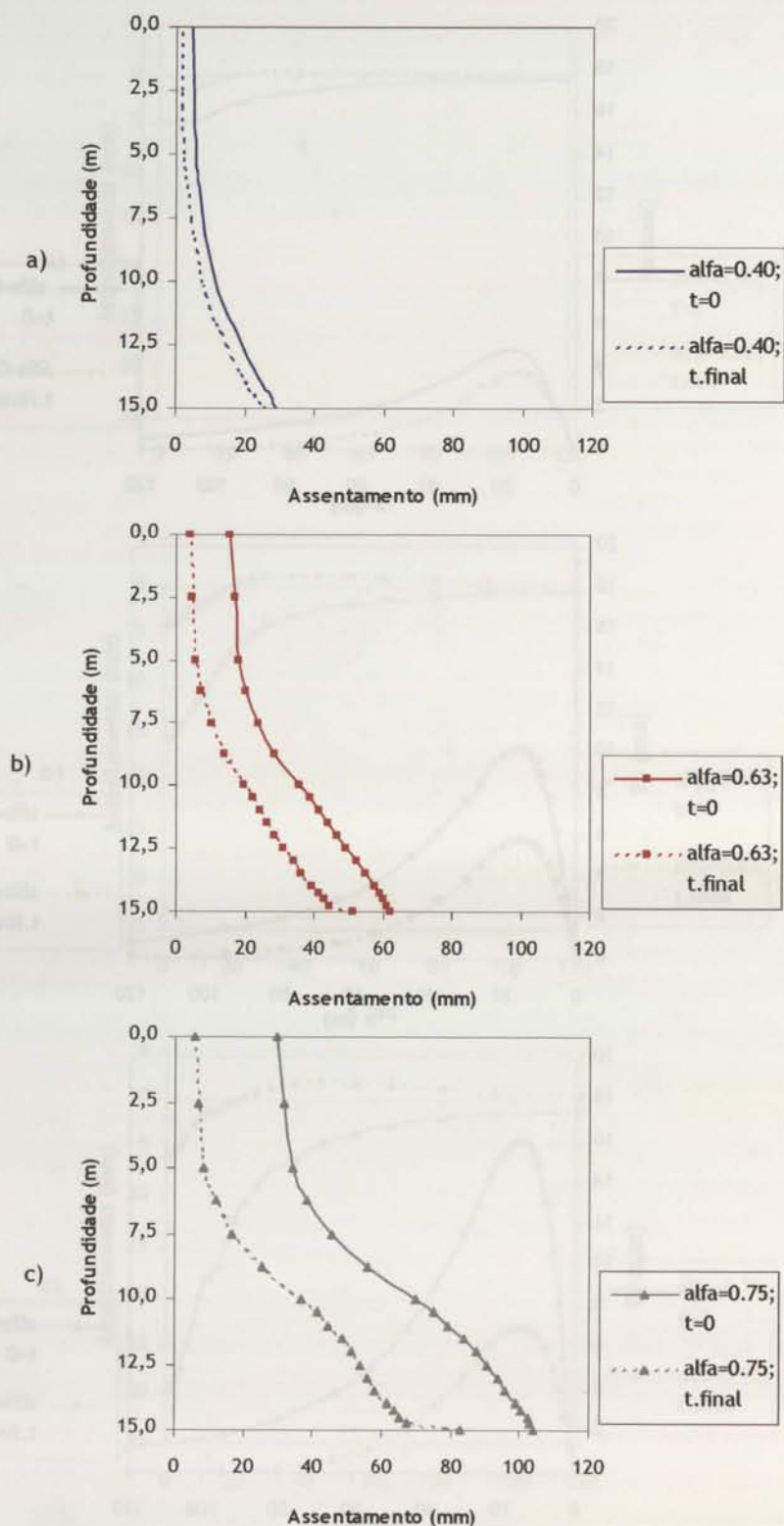


Figura 6.16 - Assentamentos em profundidade no final da construção e no final da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões: a) $\alpha=0,40$; b) $\alpha=0,63$; c) $\alpha=0,75$

Nas Figuras 6.17 a 6.19 apresentam-se os assentamentos superficiais, os deslocamentos horizontais à superfície e os deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria, respectivamente, que ocorrem entre o fim da construção e o final da consolidação.

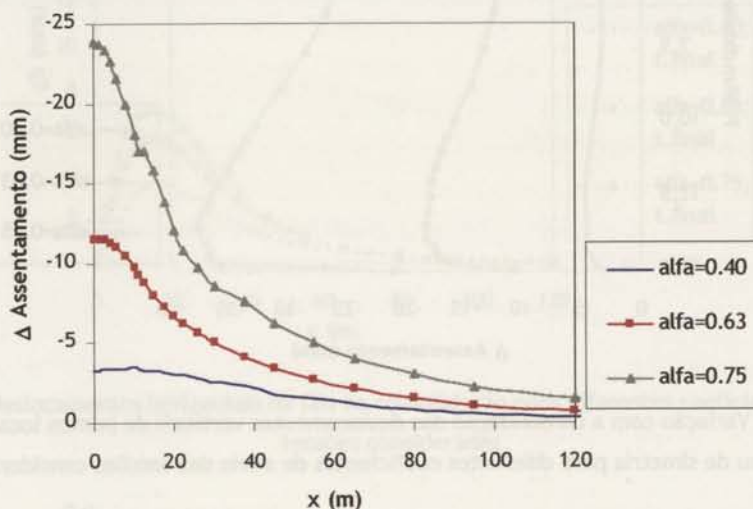


Figura 6.17 - Variação com a consolidação dos assentamentos superficiais para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados

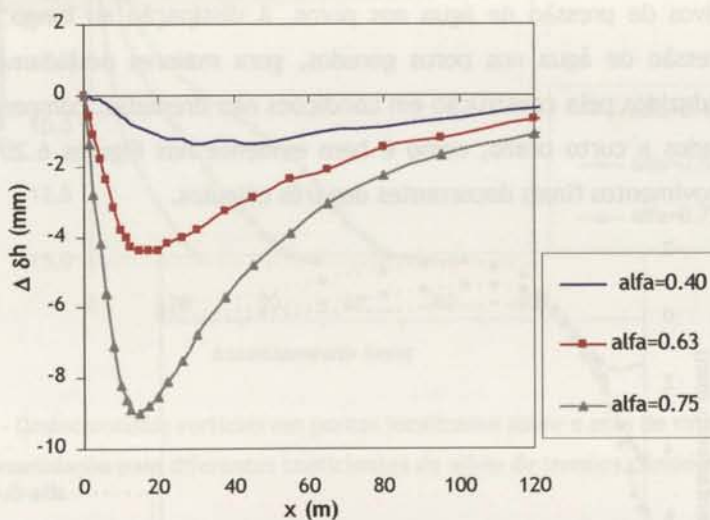


Figura 6.18 - Variação com a consolidação dos deslocamentos horizontais à superfície para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados

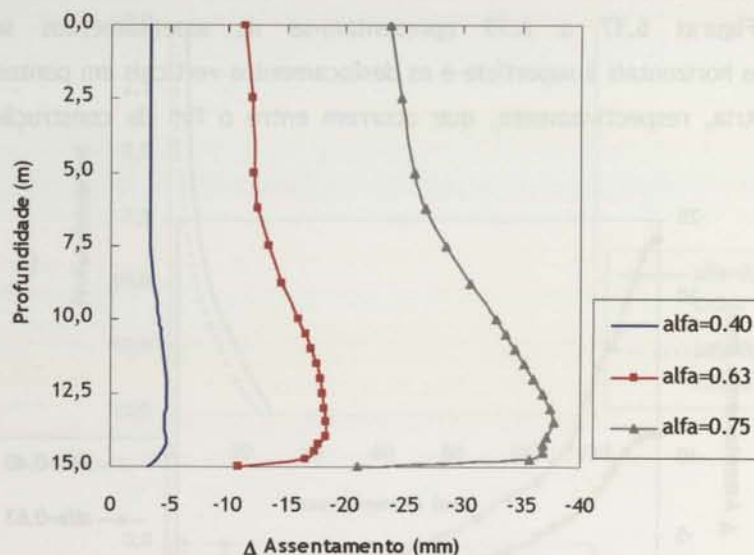


Figura 6.19 - Variação com a consolidação dos deslocamentos verticais de pontos localizados sobre o eixo de simetria para diferentes coeficientes de alívio das tensões considerados

A libertação de uma parcela mais significativa de forças nodais equivalentes antes da instalação do suporte, correspondente à consideração de um coeficiente de alívio mais elevado, provoca no maciço maiores variações de tensões e, consequentemente, maiores excessos negativos de pressão de água nos poros. A dissipação ao longo do tempo destes excessos de pressão de água nos poros gerados, gera maiores deslocamentos em sentido contrário aos induzidos pela construção em condições não drenadas, compensando, em parte, aqueles verificados a curto prazo, como é bem evidente nas Figuras 6.20 a 6.22, onde se comparam os movimentos finais decorrentes dos três cálculos.

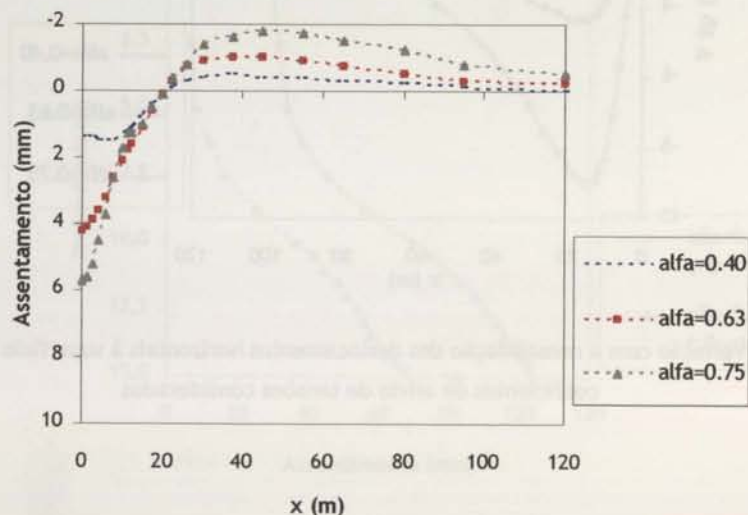


Figura 6.20 - Assentamentos superficiais no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados

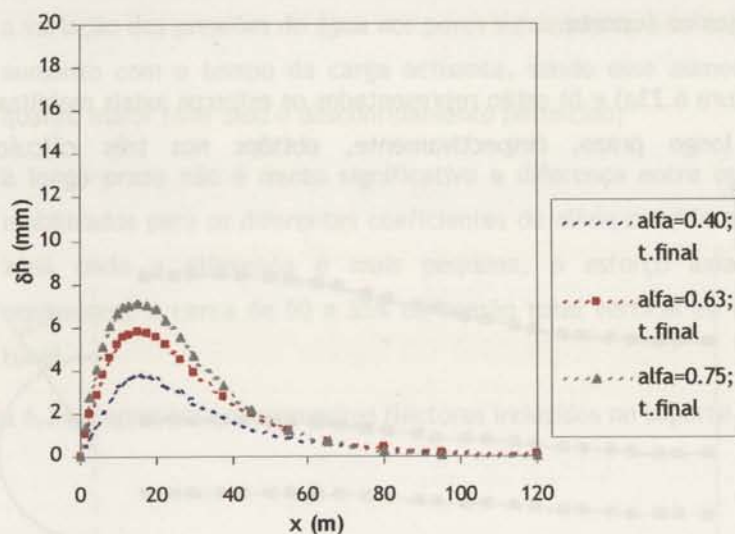


Figura 6.21 - Deslocamentos horizontais no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados

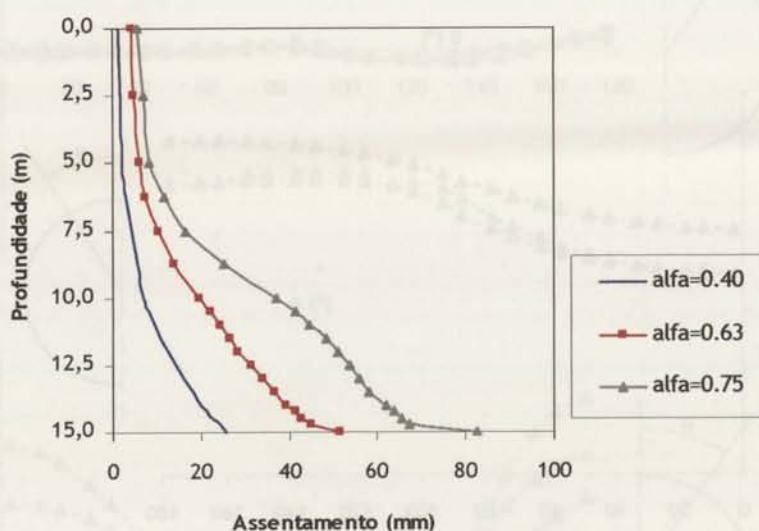


Figura 6.22 - Deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria no fim da consolidação para diferentes coeficientes de alívio de tensões considerados

Estes resultados vão de encontro aos descritos por Drakos et. al. (2002), que utilizando o Método dos Elementos Finitos procuraram simular o comportamento a longo prazo de uma secção do metro de Atenas. Os autores verificaram que embora os assentamentos superficiais gerados pela escavação do túnel aumentassem com o aumento do coeficiente de alívio de tensões considerado, durante a consolidação a evolução era inversa.

6.2.3 Esforços no suporte

Na Figura 6.23a) e b) estão representados os esforços axiais mobilizados no suporte a curto e a longo prazo, respectivamente, obtidos nos três cálculos referenciados anteriormente.

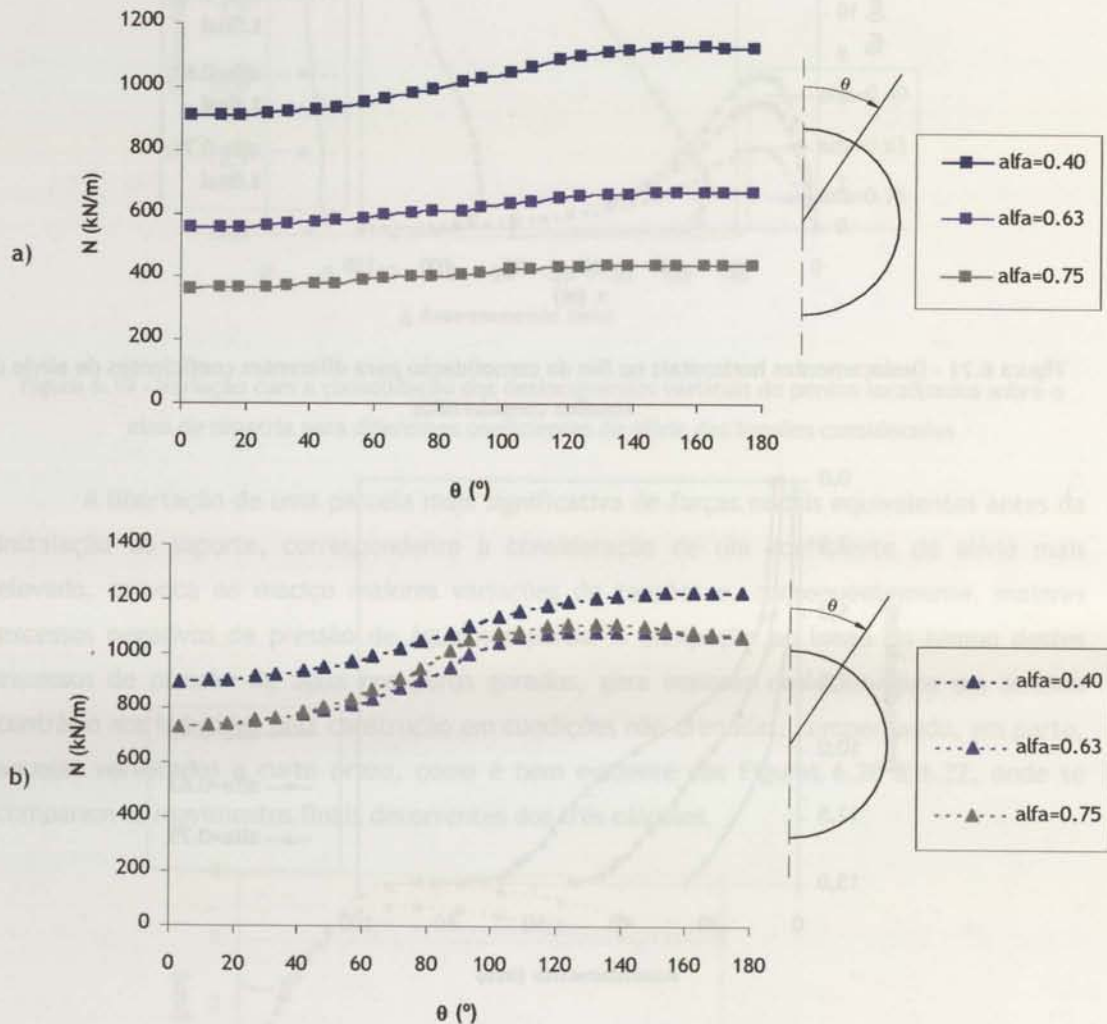


Figura 6.23 - Esforço axial mobilizado no suporte para os três coeficientes de alívio de tensões considerados: a) fim da construção; b) fim da consolidação

A observação da figura sugere os seguintes comentários:

- i. o aumento do desconfinamento permitido antes da instalação do suporte implica a diminuição dos esforços axiais nele mobilizados a curto prazo; a razão entre os esforços é praticamente igual à razão entre as parcelas das forças nodais equivalentes libertadas após a instalação do suporte;

- ii. a variação das pressões de água nos poros subsequente à construção origina um aumento com o tempo da carga actuante, sendo esse aumento tanto maior quanto maior tiver sido o desconfinamento permitido;
- iii. a longo prazo não é muito significativa a diferença entre os esforços axiais mobilizados para os diferentes coeficientes de alívio considerados; no hasteal, zona onde a diferença é mais pequena, o esforço axial mobilizado é equivalente a cerca de 50 a 55% da tensão total vertical ao nível do eixo do túnel.

A Figura 6.24a) apresenta os momentos flectores induzidos no suporte do túnel a curto prazo.

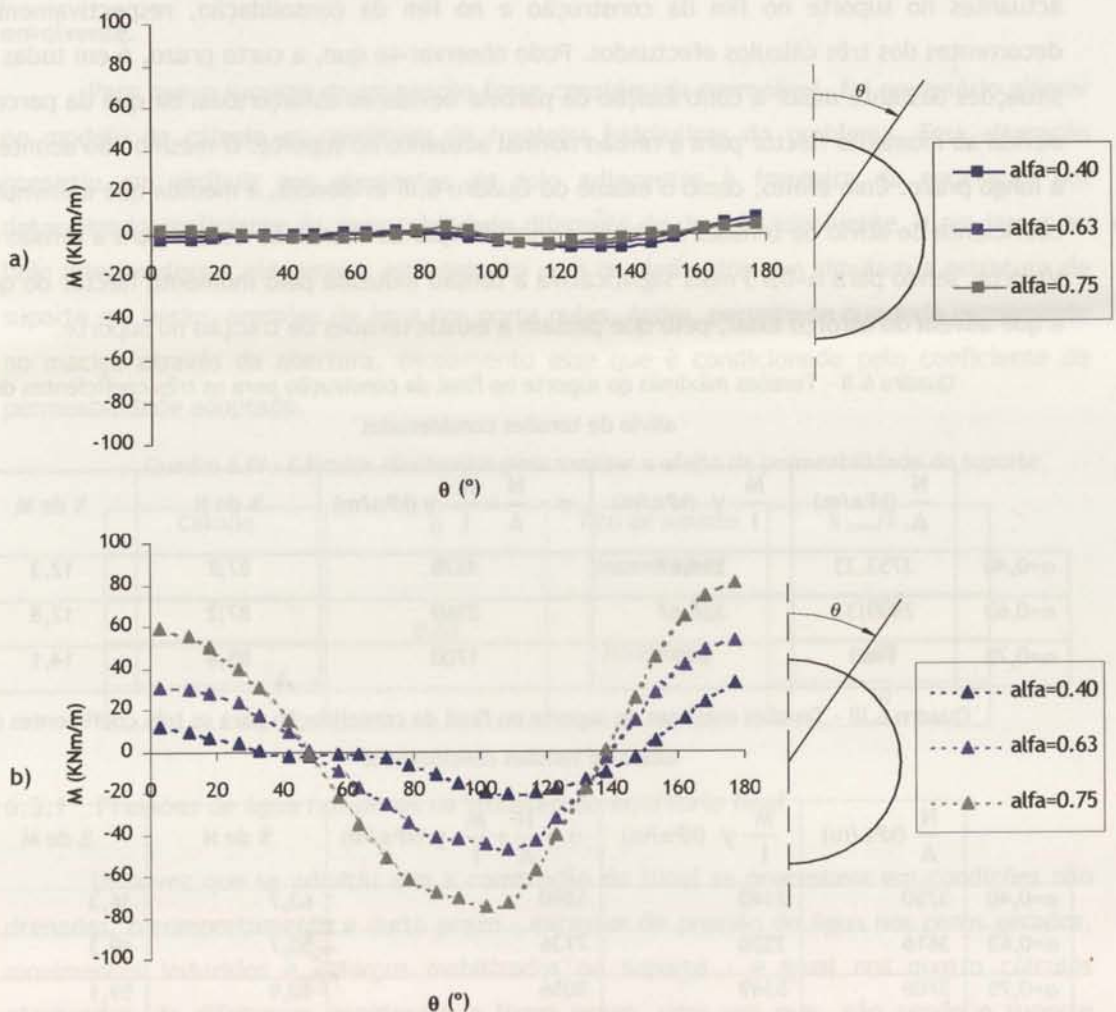


Figura 6.24 - Momento flector mobilizado no suporte considerando diferentes coeficientes de alívio: a) fim da construção; b) fim da consolidação

Como facilmente se constata, para as três situações consideradas os valores dos momentos são muito pequenos. Eles tendem a crescer com a dissipação dos excessos negativos de pressão de água nos poros gerados pela construção do túnel em condições não drenadas. Como mostra a Figura 6.24b), estes acréscimos são tanto maiores, quanto maiores são os desconfinamentos permitidos, daí resultando que o momento mobilizado no suporte é máximo no caso do cálculo em que se considerou um maior factor de alívio das tensões.

Analisando em conjunto os esforços axiais e os momentos flectores mobilizados no suporte, verifica-se que os primeiros são maiores quando o desconfinamento permitido é menor, exactamente ao contrário do que acontece com os segundos.

No Quadro 6.II e no Quadro 6.III apresentam-se os valores das tensões máximas actuantes no suporte no fim da construção e no fim da consolidação, respectivamente, decorrentes dos três cálculos efectuados. Pode observar-se que, a curto prazo, é em todas as situações bastante maior a contribuição da parcela devida ao esforço axial do que da parcela devida ao momento flector para a tensão normal actuante no suporte. O mesmo não acontece a longo prazo. Com efeito, como o exame do Quadro 6.III evidencia, à medida que aumenta o coeficiente de alívio de tensões aumenta a contribuição do momento flector para a tensão no suporte, sendo para $\alpha=0,75$ mais significativa a tensão induzida pelo momento flector do que a que advém do esforço axial, pelo que passam a existir tensões de tracção no suporte.

Quadro 6.II - Tensões máximas no suporte no final da construção para os três coeficientes de alívio de tensões considerados

	$\frac{N}{A}$ (kPa/m)	$\frac{M}{I} \cdot y$ (kPa/m)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$ (kPa/m)	% de N	% de M
$\alpha=0,40$	3753,33	524,67	4278	87,7	12,3
$\alpha=0,63$	2233,33	326,67	2560	87,2	12,8
$\alpha=0,75$	1460	240	1700	85,9	14,1

Quadro 6.III - Tensões máximas no suporte no final da consolidação para os três coeficientes de alívio de tensões considerados

	$\frac{N}{A}$ (kPa/m)	$\frac{M}{I} \cdot y$ (kPa/m)	$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y$ (kPa/m)	% de N	% de M
$\alpha=0,40$	3750	2140	5890	63,7	36,3
$\alpha=0,63$	3616	3520	7136	50,7	49,3
$\alpha=0,75$	3706	5349	9056	40,9	59,1

Um outro aspecto que o exame dos dois quadros anteriores permite referenciar diz respeito à influência do coeficiente de alívio das tensões sobre o valor da tensão normal máxima actuante no suporte. A curto prazo, sendo maior a contribuição do esforço axial, o valor da tensão normal mobilizada diminui com o aumento do coeficiente de alívio, ao contrário do que acontece a longo prazo.

6.3 EFEITO DA PERMEABILIDADE DO SUPORTE

O efeito da permeabilidade do suporte sobre o comportamento diferido de túneis superficiais abertos em maciços de natureza argilosa foi analisado comparando os resultados de quatro cálculos efectuados, cujas principais características se encontram resumidas no Quadro 6.IV. Em todos os cálculos se considerou um coeficiente de alívio das tensões de 0,63. No cálculo B considerou-se a estrutura de suporte como impermeável, enquanto que nos outros três o suporte foi considerado permeável, admitindo-se para o seu coeficiente de permeabilidade valores de três, duas e uma ordem de grandeza inferiores ao do maciço envolvente.

Para que o suporte da escavação fosse considerado permeável, foi necessário alterar no modelo de cálculo as condições de fronteira hidráulicas do problema. Essa alteração consistiu em atribuir aos elementos de solo adjacentes à fronteira da escavação um determinado coeficiente de permeabilidade diferente do do solo envolvente, e em impor no lado interior desses elementos, em contacto com os elementos que simulam a estrutura de suporte em betão, pressões de água nos poros nulas. Assim, permite-se que haja escoamento no maciço através da abertura, escoamento esse que é condicionado pelo coeficiente de permeabilidade adoptado.

Quadro 6.IV - Cálculos efectuados para analisar o efeito da permeabilidade do suporte

Cálculo	α	Tipo de suporte	$k_{\text{solo}}/k_{\text{sup}}$
B	0,63	Impermeável	-
D		Permeável	1000
E			100
F			10

6.3.1 Pressões de água nos poros na situação de equilíbrio final

Uma vez que se admitiu que a construção do túnel se processava em condições não drenadas, o comportamento a curto prazo - excessos de pressão de água nos poros gerados, movimentos induzidos e esforços mobilizados no suporte - é igual nos quatro cálculos efectuados. As diferenças acontecem a longo prazo, uma vez que, não sendo o suporte impermeável, o túnel passa a funcionar como um dreno, estabelecendo-se um fluxo de água para dentro da cavidade criada, que vai fazer com que não sejam repostas no maciço envolvente as tensões hidrostáticas iniciais de equilíbrio.

A Figura 6.25 ilustra bem o que acabou de ser dito. Nela se representam, ao longo do eixo de simetria do túnel, as evoluções em profundidade das pressões de água nos poros no fim da construção e na situação final de equilíbrio obtidas nos cálculos B (suporte impermeável) e E (suporte com uma permeabilidade duas ordens de grandeza mais pequena que a do maciço envolvente). Naturalmente, que a diferença entre as pressões neutras finais e as correspondentes ao estado de equilíbrio hidrostático inicial serão tanto menos acentuadas quanto menor for a permeabilidade do suporte, uma vez que sendo maior a percentagem de carga neste dissipada, menor será a variação em relação às condições hidrostáticas das pressões de água nos poros no maciço envolvente.

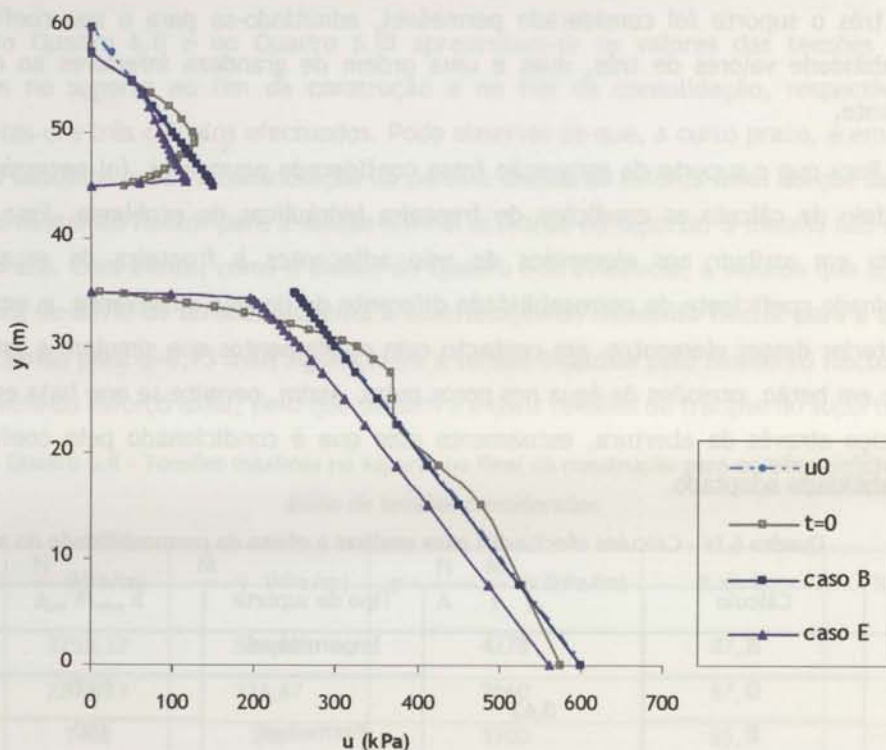


Figura 6.25 - Evolução em profundidade das pressões de água nos poros sobre o eixo de simetria a curto prazo ($t=0$) e na situação de equilíbrio final (cálculos B e E)

Sendo diferentes as pressões de água nos poros na situação de equilíbrio final, diferentes serão as trajectórias de tensão nos diversos pontos do maciço envolvente durante o processo de consolidação, logo diferentes serão os movimentos induzidos e os esforços mobilizados na estrutura de suporte.

6.3.2 Movimentos induzidos

Nas três figuras seguintes comparam-se os movimentos, a curto e a longo prazo, à superfície e no interior do maciço decorrentes dos cálculos identificados no Quadro 6.IV.

A Figura 6.26 diz respeito aos assentamentos induzidos à superfície do terreno. Nela se confirma que a curto prazo a situação é igual em todos os casos, já que a escavação se processou em condições não drenadas.

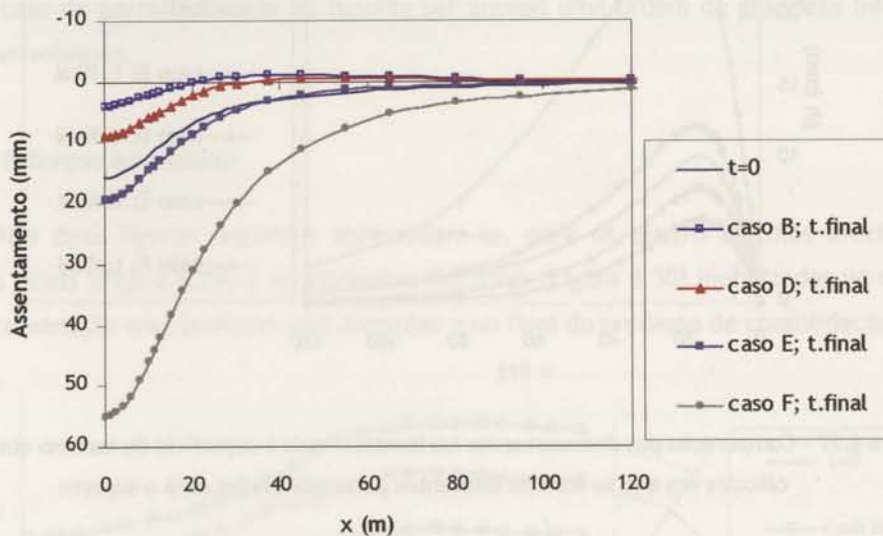


Figura 6.26 - Comparação dos assentamentos finais à superfície do terreno obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte

Da análise da figura pode concluir-se que caso o suporte da escavação materialize uma fronteira permeável, os assentamentos à superfície induzidos a longo prazo serão mais significativos que os que se obtêm considerando um suporte impermeável, sendo as diferenças tanto mais acentuadas quanto menor for a permeabilidade do suporte. Com efeito, diminuindo esta, menor será o fluxo de água dirigido para a cavidade, logo, maior será o volume global do maciço envolvente do túnel. Para o caso de estudo, verifica-se que para razões de permeabilidade solo-suporte inferiores a 100 deixa de haver empolamento na superfície do terreno, passando os assentamentos à superfície a crescer ao longo do tempo.

A Figura 6.27 e a Figura 6.28 respeitam, respectivamente, aos deslocamentos horizontais à superfície e aos deslocamentos verticais de pontos localizados sobre o eixo de simetria obtidos nos quatro cálculos referidos. Também nestas figuras se representam os deslocamentos finais e os obtidos a curto prazo.

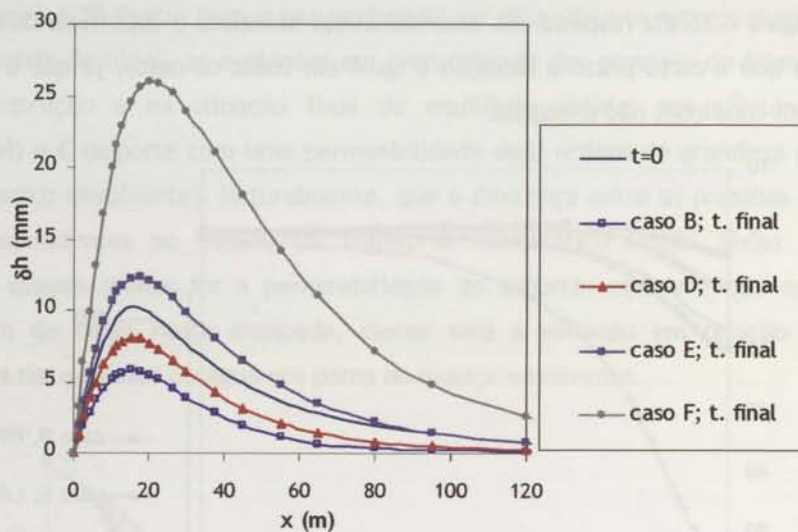


Figura 6.27 - Comparação dos deslocamentos horizontais finais à superfície do terreno obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte

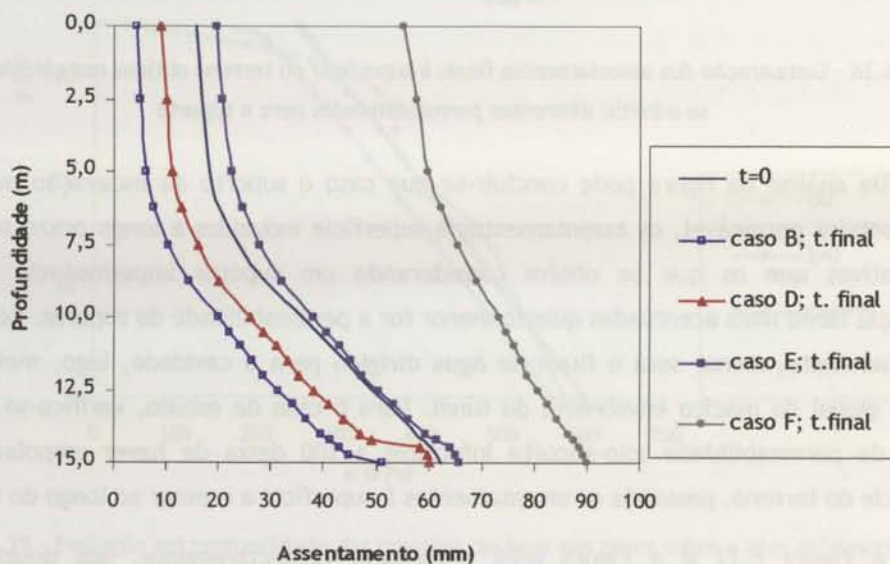


Figura 6.28 - Comparação dos deslocamentos verticais finais em pontos localizados no eixo de simetria obtidos nos cálculos em que admitiu diferentes permeabilidades para o suporte

A análise das duas figuras permite concluir que, tal como acontece nos assentamentos superficiais, também os deslocamentos horizontais à superfície e os deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria são mais significativos à medida que a permeabilidade do suporte se aproxima da permeabilidade do solo envolvente do túnel.

Um outro aspecto interessante que a Figura 6.28 permite visualizar relaciona-se com a razão entre o deslocamento vertical num ponto à superfície e no tecto do túnel. Com a diminuição da permeabilidade do suporte, aumentam as perdas de carga no solo envolvente,

logo, as forças de percolação, pelo que as tensões efectivas crescem no coroamento do túnel, fazendo com que os dois pontos referenciados se aproximem ao longo do tempo. Por isso, aquela razão é de aproximadamente 10% no caso do suporte ser impermeável e é superior a 60% no caso da permeabilidade do suporte ser apenas uma ordem de grandeza inferior à do maciço envolvente.

6.3.3 Esforços no suporte

Nas duas figuras seguintes apresentam-se, para os quatro cálculos efectuados, os esforços axiais (Figura 6.29) e os momentos flectores (Figura 6.30) mobilizados no suporte no fim da construção em condições não drenadas e no final do processo de consolidação.

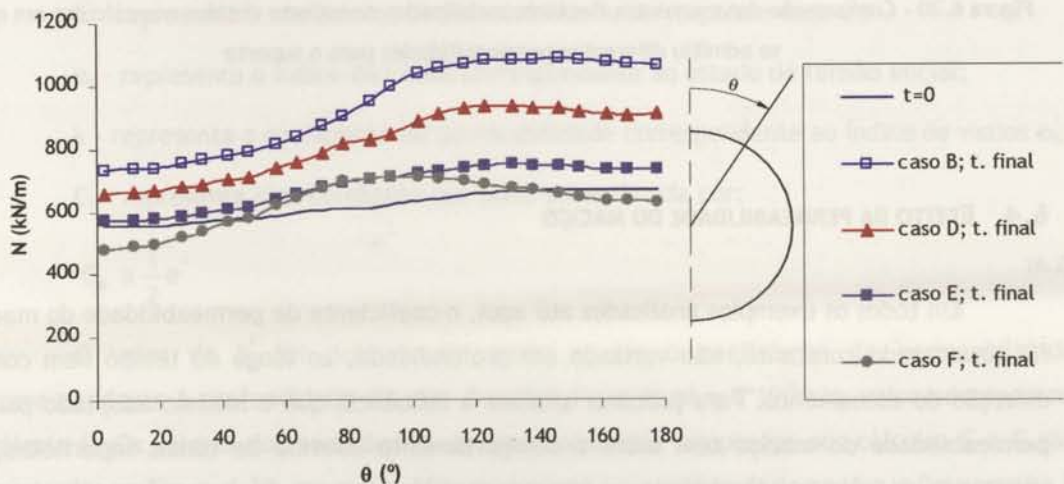


Figura 6.29 - Comparação dos esforços axiais mobilizados no suporte obtidos no cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para este

A observação da Figura 6.29 permite verificar que o esforço axial tende de uma maneira geral a crescer ao longo do tempo, sendo este acréscimo significativamente maior no caso de suportes menos permeáveis, uma vez que nestes casos é maior o acréscimo do teor em água nas zonas envolventes mais próximas do túnel.

Em relação aos momentos flectores, a Figura 6.30 permite verificar que também eles tendem a aumentar com a diminuição da permeabilidade do suporte.

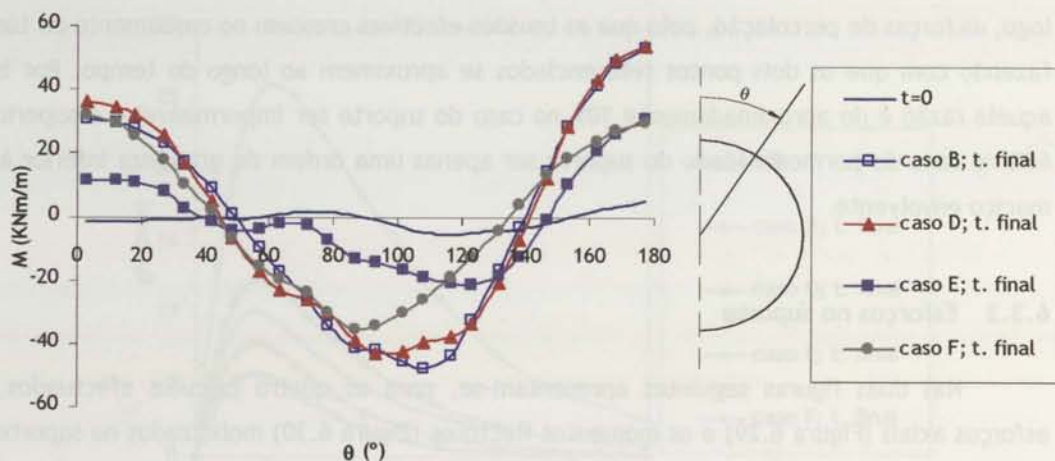


Figura 6.30 - Comparação dos momentos flectores mobilizados no suporte obtidos nos cálculos em que se admitiu diferentes permeabilidades para o suporte

6.4 EFEITO DA PERMEABILIDADE DO MACIÇO

Em todos os exemplos analisados até aqui, o coeficiente de permeabilidade do maciço foi considerado constante, não variando em profundidade, ao longo do tempo nem com a direcção do escoamento. Para procurar analisar a influência que o modelo adoptado para a permeabilidade do maciço tem sobre o comportamento diferido de túneis superficiais, os resultados do cálculo identificado na secção anterior como E foram comparados com os decorrentes de outros três cálculos, cujas alterações em relação àquele se encontram resumidas no Quadro 6.V.

Quadro 6.V - Cálculos efectuados para analisar o efeito da permeabilidade do maciço no comportamento diferido de túneis

Cálculo	α	$k_{\text{solo}}/k_{\text{suporte}}$ ao nível do eixo do túnel	Permeabilidade do maciço
E	0,63	100	k constante
G		-	k varia em profundidade
H		-	k varia em profundidade e no tempo
I		-	k anisotrópico ($k_h=4k_v$)

6.4.1 Permeabilidade variável em profundidade e ao longo do tempo

No cálculo E considerou-se a permeabilidade do maciço dependente do índice de vazios inicial, logo do estado de tensão inicialmente instalado no maciço envolvente. Para

avaliar o efeito da não linearidade da permeabilidade, apresentam-se, em relação aos movimentos induzidos e aos esforços actuantes no suporte, os resultados obtidos com e sem a consideração de um modelo de permeabilidade não linear.

A implementação da variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios no programa de cálculo automático utilizado foi efectuada recorrendo à expressão (6.1) (Venda Oliveira, 2000).

$$k = k^* \cdot 10^{\frac{e_0 - e^*}{C_k}} \quad (6.1)$$

em que:

e^* - representa o índice de vazios para a tensão de referência na LCV;

k^* - representa o coeficiente de permeabilidade correspondente a e^* ;

e_0 - representa o índice de vazios correspondente ao estado de tensão inicial;

k - representa o coeficiente de permeabilidade correspondente ao índice de vazios e_0 ;

C_k - representa uma constante que pode ser estimada por:

$$C_k \cong \frac{1}{2} e^* \quad (6.2)$$

O valor de k^* foi definido de modo a que o coeficiente de permeabilidade correspondente à profundidade do eixo do túnel fosse igual a $5 \cdot 10^{-9}$ m/s, valor adoptado no cálculo E. Os valores dos coeficientes de permeabilidade adoptados nos cálculos E e G são mostrados na Figura 6.31, em que $y=60$ m representa a superfície do terreno e $y=0$ m respeita à fronteira inferior do problema.

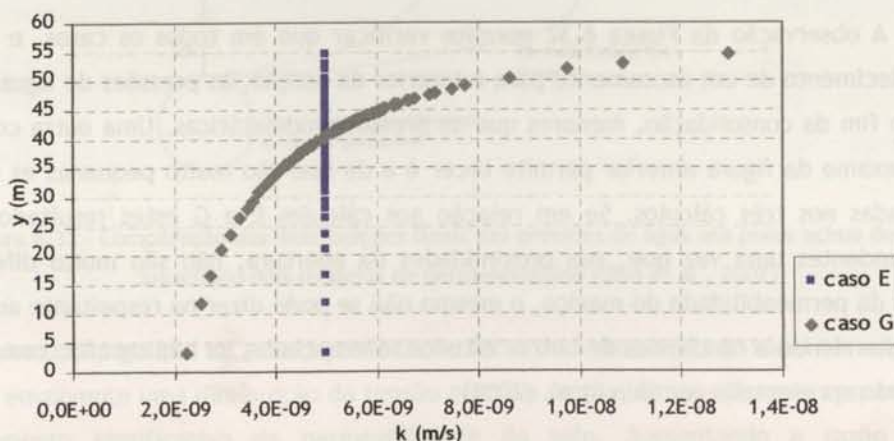


Figura 6.31 - Evolução em profundidade do coeficiente de permeabilidade do maciço

No cálculo H, procurando-se simular um modelo não linear para a permeabilidade, o coeficiente de permeabilidade fez-se variar ao longo do tempo em função do índice de vazios

actual. Na expressão (6.1), em vez de se utilizar o índice de vazios inicial (e_0) utilizou-se o índice de vazios correspondente ao estado de tensão em cada instante existente.

Na Figura 6.32 são comparadas as pressões de água nos poros em pontos do maciço localizados sobre o eixo de simetria acima e abaixo da abertura, obtidas nos três cálculos.

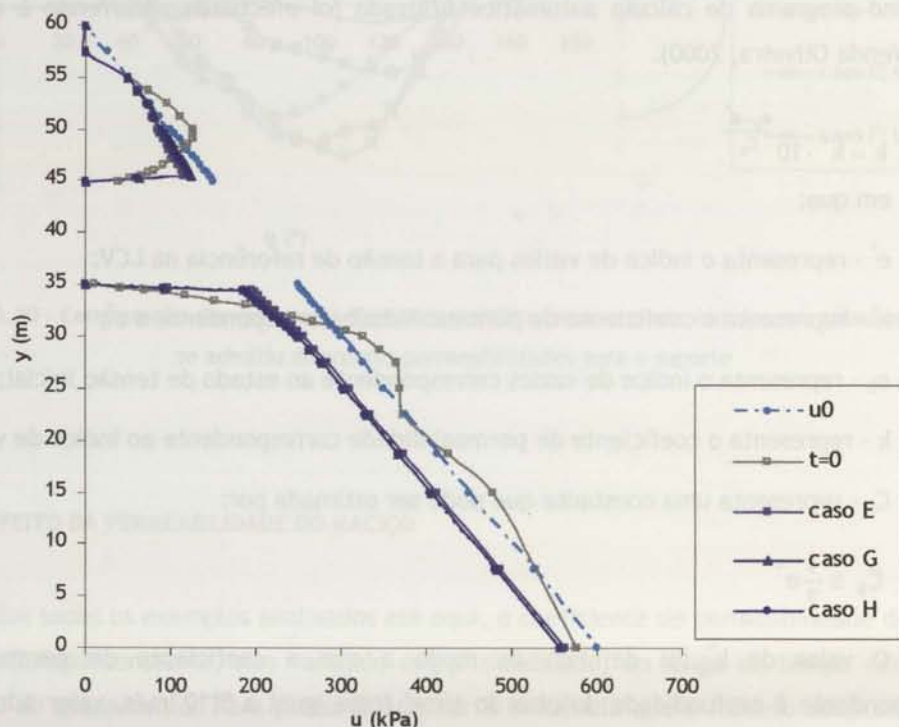


Figura 6.32 - Pressões de água nos poros em pontos localizados sobre o eixo de simetria obtidas nos cálculos E, G e H

A observação da Figura 6.32 permite verificar que em todos os casos, e devido ao estabelecimento de um escoamento para o interior da secção, as pressões de água nos poros são, no fim da consolidação, menores que as pressões hidrostáticas. Uma outra constatação que o exame da figura anterior permite tecer é a de que são muito pequenas as diferenças verificadas nos três cálculos. Se em relação aos cálculos E e G estes resultados não são surpreendentes uma vez que, nas proximidades da abertura, não são muito diferentes os valores da permeabilidade do maciço, o mesmo não se pode dizer no respeitante aos cálculos G e H atendendo a conclusões de outros estudos referenciados na bibliografia, como é o caso do estudo apresentado por Shin et al. (2002).

Estes autores apresentam um estudo numérico acerca da influência da presença de água e do seu movimento num maciço no comportamento diferido de túneis. São empregues dois modelos de permeabilidade. Um linear, em que o coeficiente de permeabilidade é admitido como constante ao longo do tempo, e outro não linear, sendo neste caso o coeficiente de permeabilidade variável com o tempo.

O modelo de permeabilidade não linear empregue é o proposto por Vaughan (1989), que admite a compressibilidade volumétrica do solo constante e define o coeficiente de permeabilidade (k) por:

$$k = k_0 \cdot e^{-Bp'} \quad (6.3)$$

em que:

k_0 - representa o coeficiente de permeabilidade para $p'=0$;

p' - representa a tensão efectiva média;

B - representa uma propriedade do material [m^2/kN]

Na Figura 6.33 ilustra-se, para a situação de equilíbrio final, as distribuições das pressões de água nos poros acima do túnel obtidas pelos autores referidos nos dois cálculos efectuados. A observação da figura permite concluir que no caso do modelo não linear as pressões de água nos poros no maciço no fim da consolidação se aproximam significativamente mais das pressões hidrostáticas do que no caso do modelo linear.

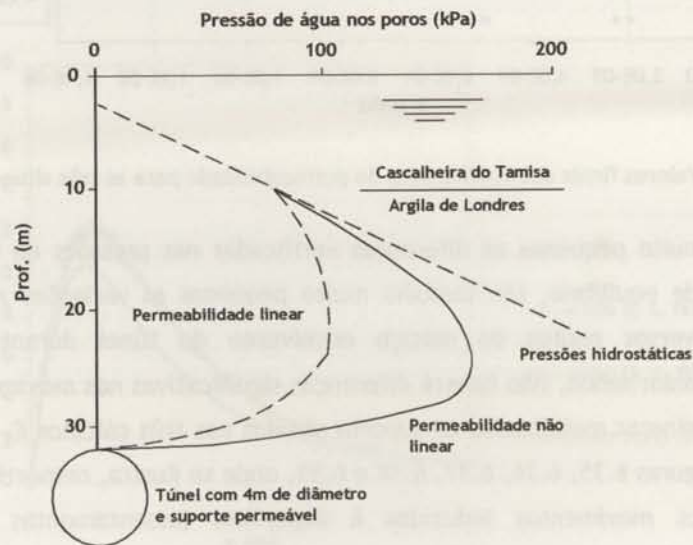


Figura 6.33 - Comparação das distribuições finais das pressões de água nos poros acima do túnel admitindo dois modelos de permeabilidade (Shin et al., 2002)

A razão para que tal aconteça reside no facto de a escavação do túnel ter originado no maciço envolvente uma diminuição da tensão efectiva média, diminuição esta responsável por um aumento significativo da permeabilidade do solo. Aumentando a razão entre a permeabilidade do solo e a do suporte aumenta neste a perda de carga, aproximando-se, em consequência, das pressões hidrostáticas as pressões de água nos poros do maciço.

Estes resultados diferem dos obtidos neste estudo em consequência da lei empregue para exprimir a variação da permeabilidade do solo ao longo do tempo. Com efeito, os

autores acima citados empregaram um modelo não linear em que o valor do coeficiente de permeabilidade, dependendo da tensão efectiva média (p'), varia muito significativamente ao longo do cálculo. Neste estudo, devido à consideração de um maciço com um elevado grau de sobreconsolidação, as extensões volumétricas em torno da secção escavada durante a consolidação foram diminutas, pelo que o índice de vazios do maciço não sofreu variações significativas. Assim sendo, também o coeficiente de permeabilidade do solo se manteve sensivelmente constante (Figura 6.34), não sendo então significativamente alteradas as condições do escoamento do cálculo.

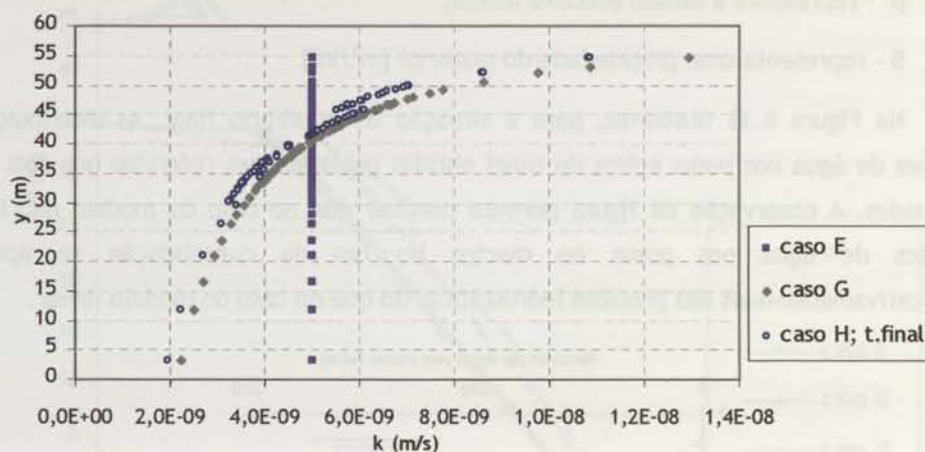


Figura 6.34 - Valores finais dos coeficientes de permeabilidade para as três situações consideradas

Sendo muito pequenas as diferenças verificadas nas pressões de água nos poros na situação final de equilíbrio, são também muito pequenas as variações nas trajectórias de tensão nos diversos pontos do maciço envolvente do túnel durante o processo de consolidação. Assim sendo, não haverá diferenças significativas nos movimentos induzidos no maciço e nos esforços mobilizados no suporte obtidos nos três cálculos E, G e H. Isto é bem ilustrado nas Figuras 6.35, 6.36, 6.37, 6.38 e 6.39, onde se ilustra, respectivamente, os perfis transversais dos movimentos induzidos à superfície (assentamentos e deslocamentos horizontais), os deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria, os esforços axiais e os momentos flectores mobilizados no suporte.

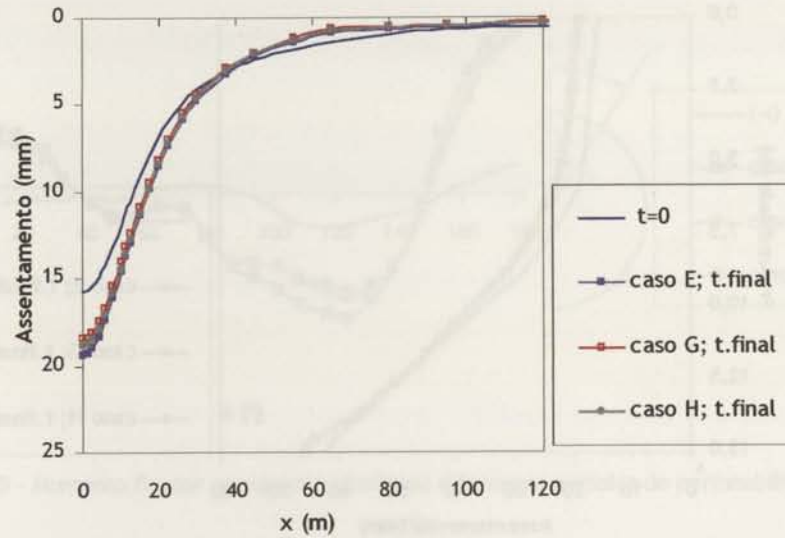


Figura 6.35 - Assentamentos finais induzidos à superfície no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adoptando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço

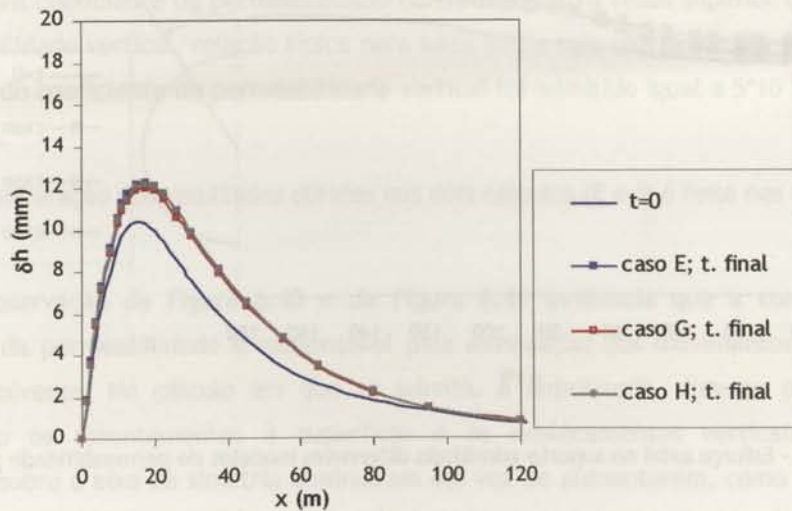


Figura 6.36 - Deslocamentos horizontais induzidos à superfície no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adoptando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço

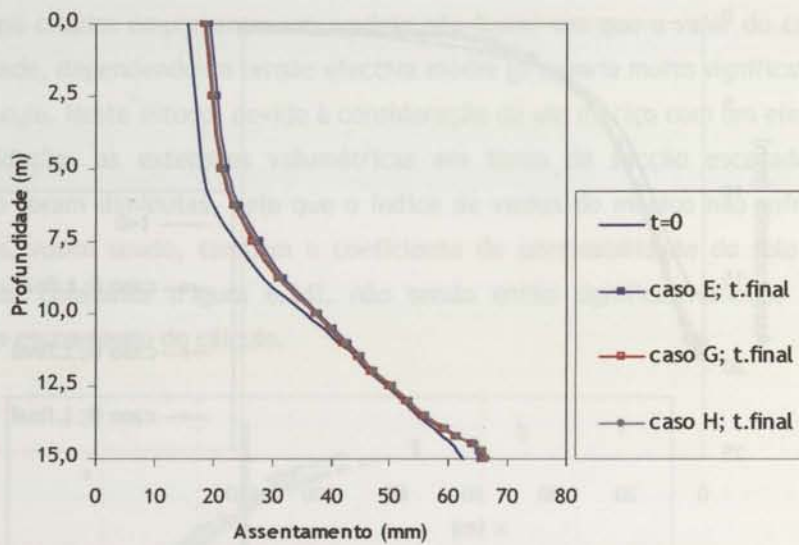


Figura 6.37 - Assentamentos em profundidade obtidos no fim da construção ($t=0$) e no fim da consolidação adotando diferentes modelos de permeabilidade para o maciço

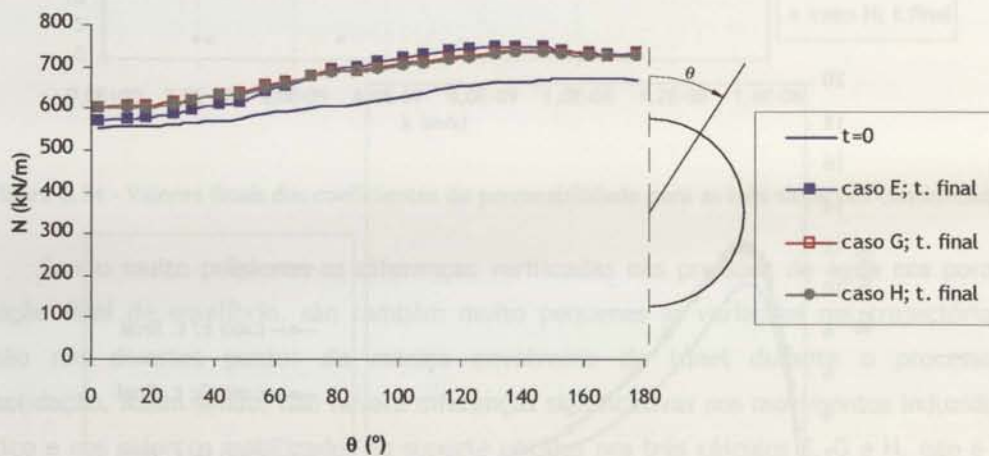


Figura 6.38 - Esforço axial no suporte admitindo diferentes modelos de permeabilidade para o maciço

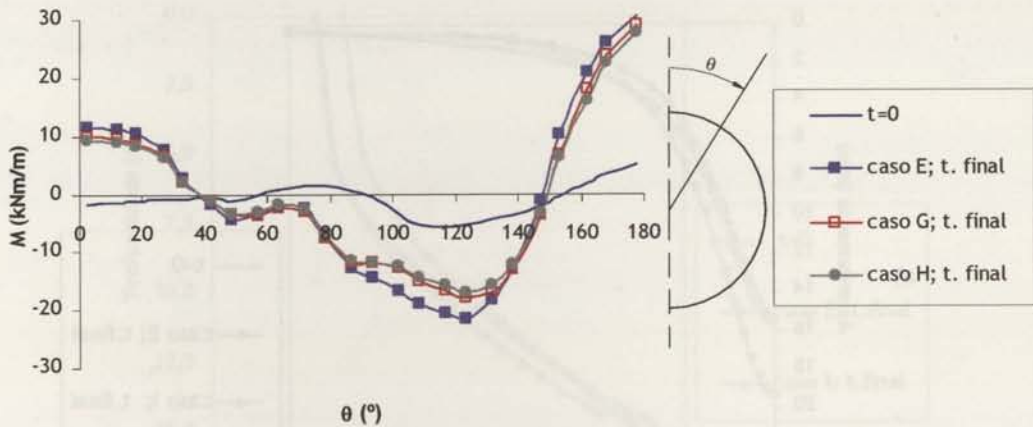


Figura 6.39 - Momento flector no suporte admitindo diferentes modelos de permeabilidade para o maciço

6.4.2 Anisotropia de permeabilidade

Para avaliar o efeito da anisotropia de permeabilidade foi realizado o cálculo I em que se admitiu um coeficiente de permeabilidade horizontal quatro vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, relação típica para solos deste tipo (Borja et. al., 1990). Note-se que o valor do coeficiente de permeabilidade vertical foi admitido igual a $5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, igual ao do cálculo E.

A comparação dos resultados obtidos nos dois cálculos (E e I) é feita nas Figuras 6.40 a 6.43.

A observação da Figura 6.40 e da Figura 6.41 evidencia que a consideração da anisotropia da permeabilidade é responsável pela diminuição dos movimentos induzidos no maciço envolvente. No cálculo em que se admitiu a anisotropia, durante o processo de consolidação os assentamentos à superfície e os deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria diminuíram em vez de aumentarem, como aconteceu no cálculo E. A razão para tal facto está relacionada com o aumento da relação entre as permeabilidades do solo e do suporte. Aumentando aquela em relação a esta última, as pressões de água nos poros tendem para a situação de equilíbrio inicial com o consequente acréscimo do teor em água nas zonas envolventes mais próximas do túnel, logo, com aumento do volume global do maciço.

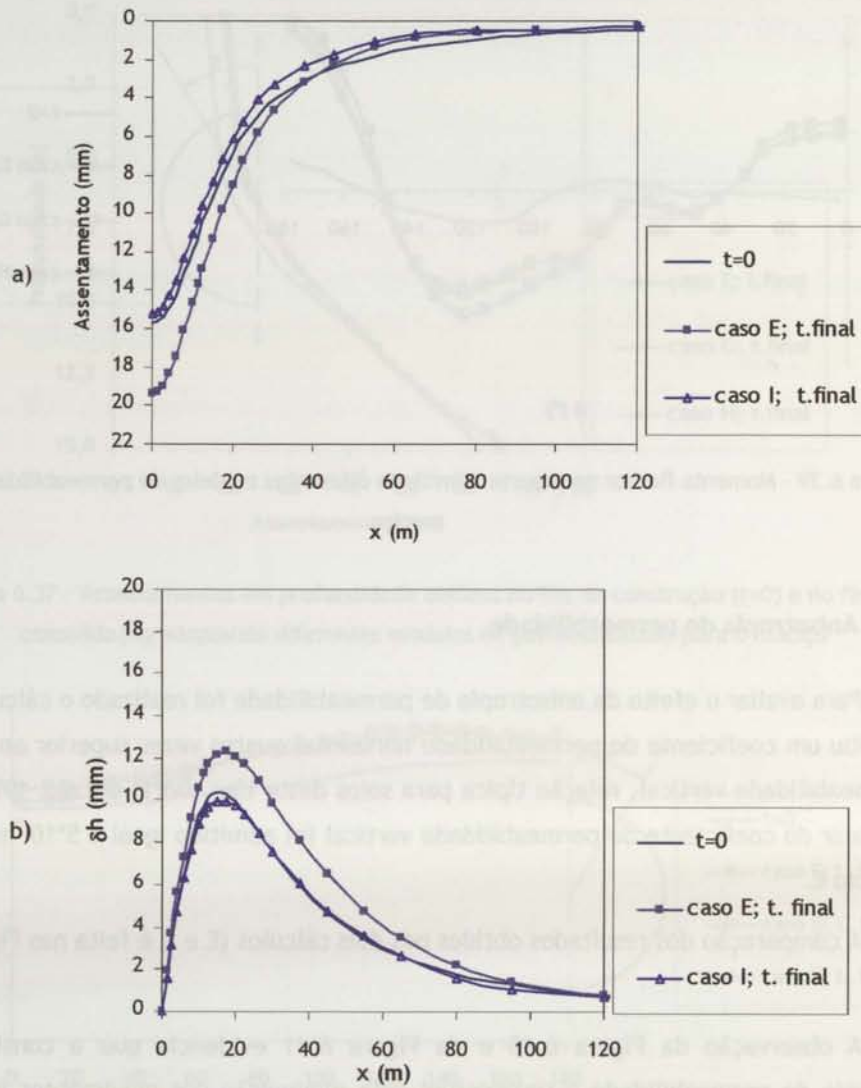


Figura 6.40 - Efeito da anisotropia da permeabilidade sobre os movimentos induzidos à superfície: a) assentamentos; b) deslocamentos horizontais

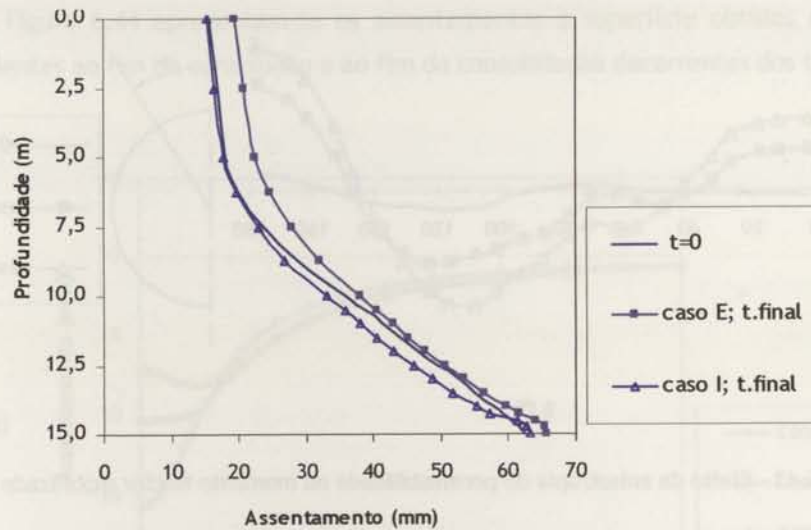


Figura 6.41 - Efeito da anisotropia da permeabilidade sobre os deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria

No que respeita aos esforços mobilizados no suporte, a Figura 6.42 ilustra o esforço axial e a Figura 6.43 apresenta o momento flector no fim da construção e no fim da consolidação para o caso E, em que se admitiu permeabilidade isotrópica, e no cálculo I, admitindo anisotropia de permeabilidades.

O exame das duas figuras mostra que o aumento da permeabilidade horizontal do maciço origina acréscimos nos esforços mobilizados no suporte.

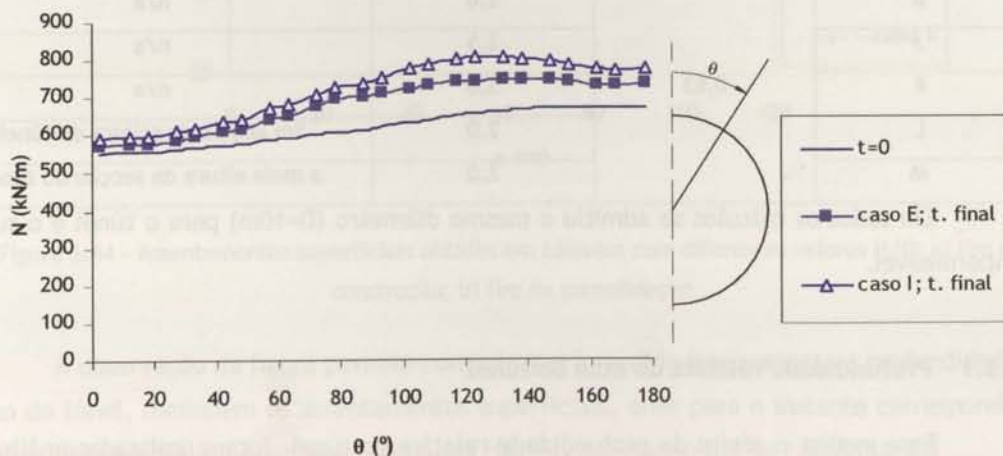


Figura 6.42 - Efeito da anisotropia da permeabilidade no esforço axial mobilizado no suporte

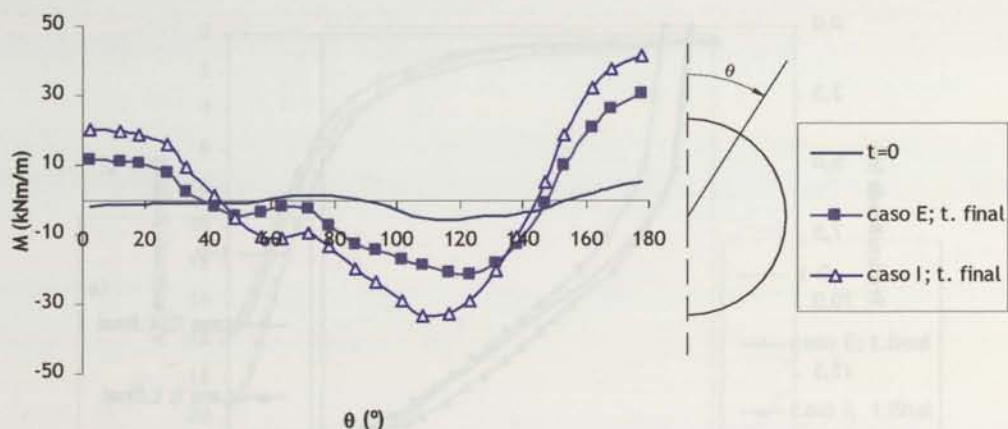


Figura 6.43 - Efeito da anisotropia de permeabilidade no momento flector mobilizado no suporte

6.5 EFEITO DA GEOMETRIA DO PROBLEMA

Para analisar a influência da variação da geometria do projecto, nomeadamente da profundidade relativa do túnel e da estratigrafia do maciço, no comportamento diferido de túneis superficiais, foram comparados os resultados de cinco cálculos, cujas características são ilustradas no Quadro 6.VI.

Quadro 6.VI - Cálculos efectuados para analisar o efeito da geometria do problema

Cálculo	α	H/D	Profundidade de estrato rijo
B	0,63	2,0	n/a
J		2,5	n/a
K		3,0	n/a
L		2,0	5m abaixo da soleira do túnel
M		2,0	a meia altura da secção do túnel

Em todos os cálculos se admitiu o mesmo diâmetro ($D=10\text{m}$) para o túnel e o suporte impermeável.

6.5.1 Profundidade relativa do eixo do túnel

Para avaliar o efeito da profundidade relativa do túnel, foram realizadas análises em que se considerou o eixo do túnel situado a três profundidades (H) diferentes, correspondendo a profundidades relativas (H/D) de 2,0 (cálculo B), 2,5 (cálculo J) e 3,0 (cálculo K). O aumento da espessura do recobrimento foi feito aumentando a espessura da camada de argila acima da secção do túnel.

Na Figura 6.44 apresentam-se os assentamentos à superfície obtidos nos instantes correspondentes ao fim da construção e ao fim da consolidação decorrentes dos três cálculos.

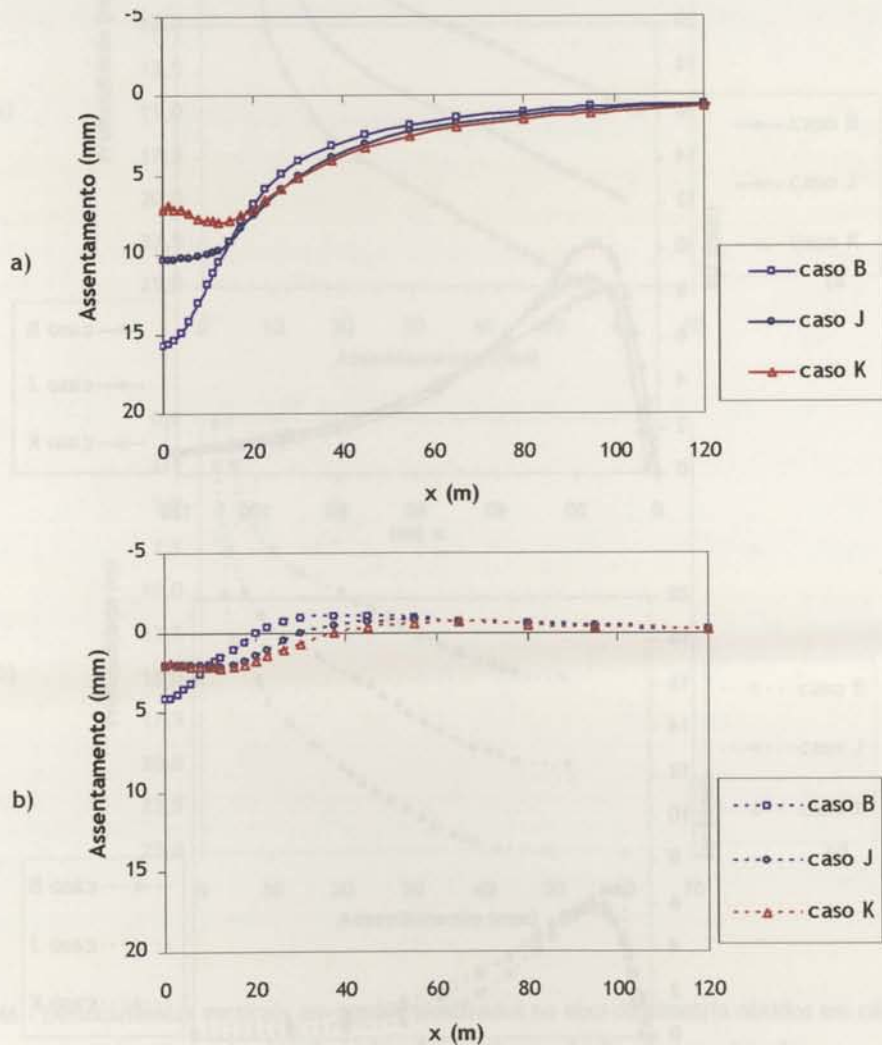


Figura 6.44 - Assentamentos superficiais obtidos em cálculos com diferentes valores H/D : a) fim da construção; b) fim da consolidação

A observação da figura permite concluir que à medida que aumenta a profundidade do eixo do túnel, diminuem os assentamentos superficiais, quer para o instante correspondente ao final da construção, quer para a situação correspondente ao fim da consolidação.

Pode observar-se ainda que as diferenças são muito mais significativas a curto prazo do que a longo prazo, uma vez que o empolamento à superfície, consequência do processo de dissipação dos excessos negativos de pressão de água nos poros, é muito maior no caso dos

túneis mais superficiais. A mesma situação pode ser observada em relação aos deslocamentos horizontais induzidos à superfície, como mostra a Figura 6.45.

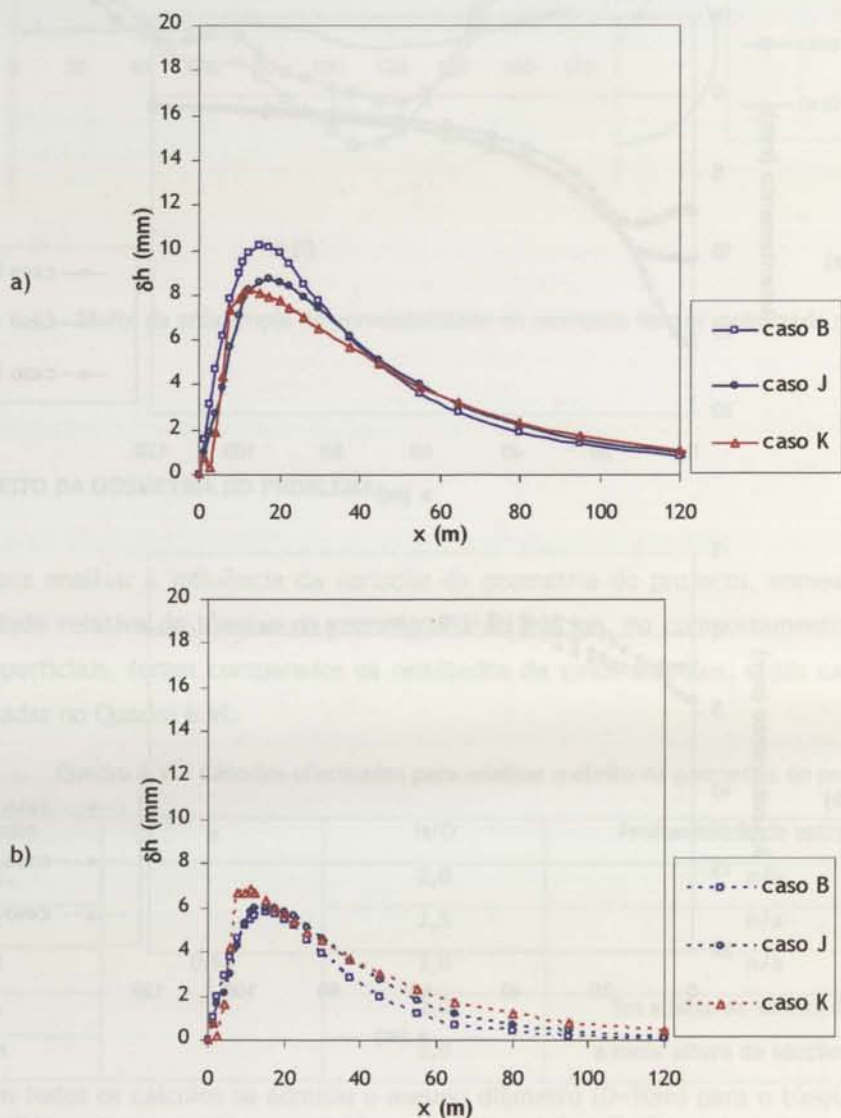


Figura 6.45 - Deslocamentos horizontais à superfície obtidos em cálculos com diferentes valores H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação

Na Figura 6.46 apresentam-se os deslocamentos verticais em pontos localizados sobre o eixo de simetria, a curto e a longo prazo, obtidos nos mesmos três cálculos.

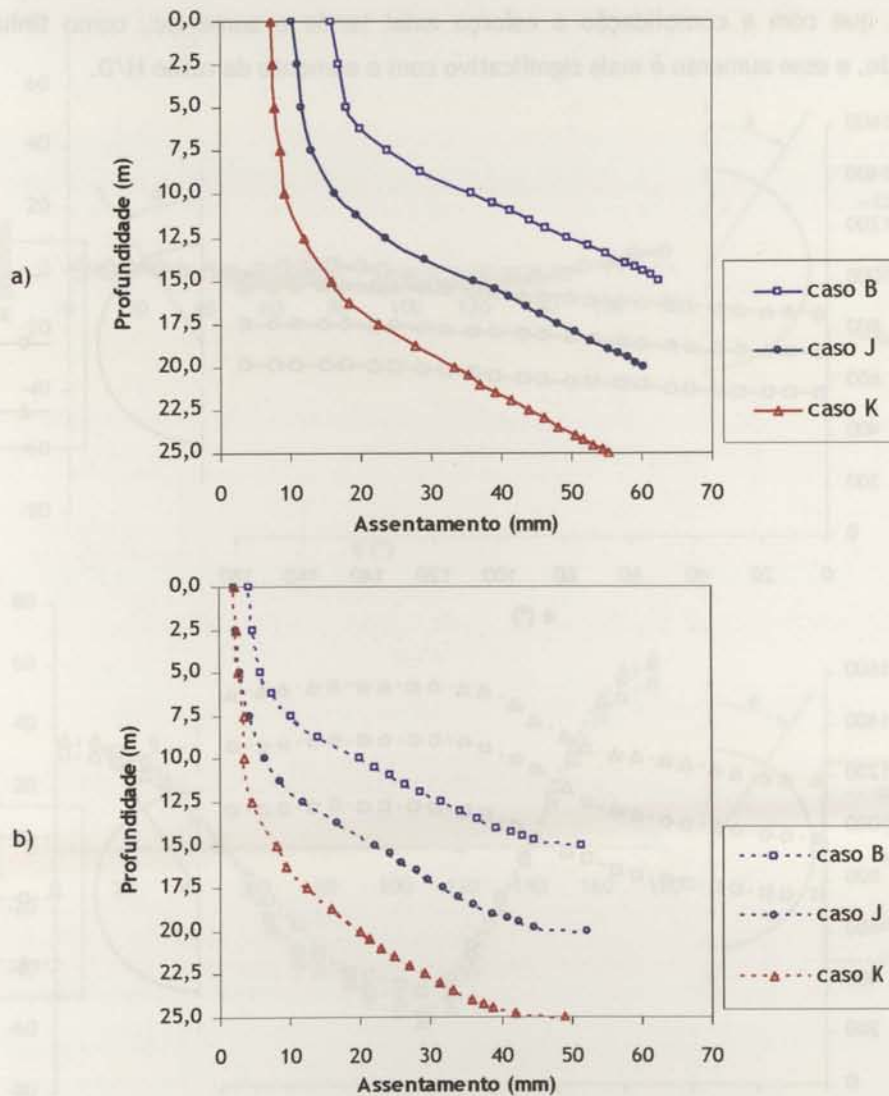


Figura 6.46 - Deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria obtidos em cálculos com diferentes valores H/D : a) fim da construção; b) fim da consolidação

Em relação aos assentamentos no tecto do túnel no instante correspondente ao final da construção, verifica-se que este foi de 62,4mm no cálculo B, diminuindo para 55,8mm no cálculo K. No instante correspondente ao fim da consolidação, a diminuição do assentamento no tecto foi semelhante nos três cálculos, ao contrário do que aconteceu à superfície do terreno.

Nas figuras seguintes apresentam-se os esforços axiais e os momentos flectores mobilizados no suporte para as três razões H/D consideradas.

Pode concluir-se que, como mostra a Figura 6.47, o esforço axial mobilizado no suporte aumenta, naturalmente, com a profundidade relativa do eixo do túnel. Verifica-se

também que com a consolidação o esforço axial tende a aumentar, como tinha já sido observado, e esse aumento é mais significativo com o aumento da razão H/D.

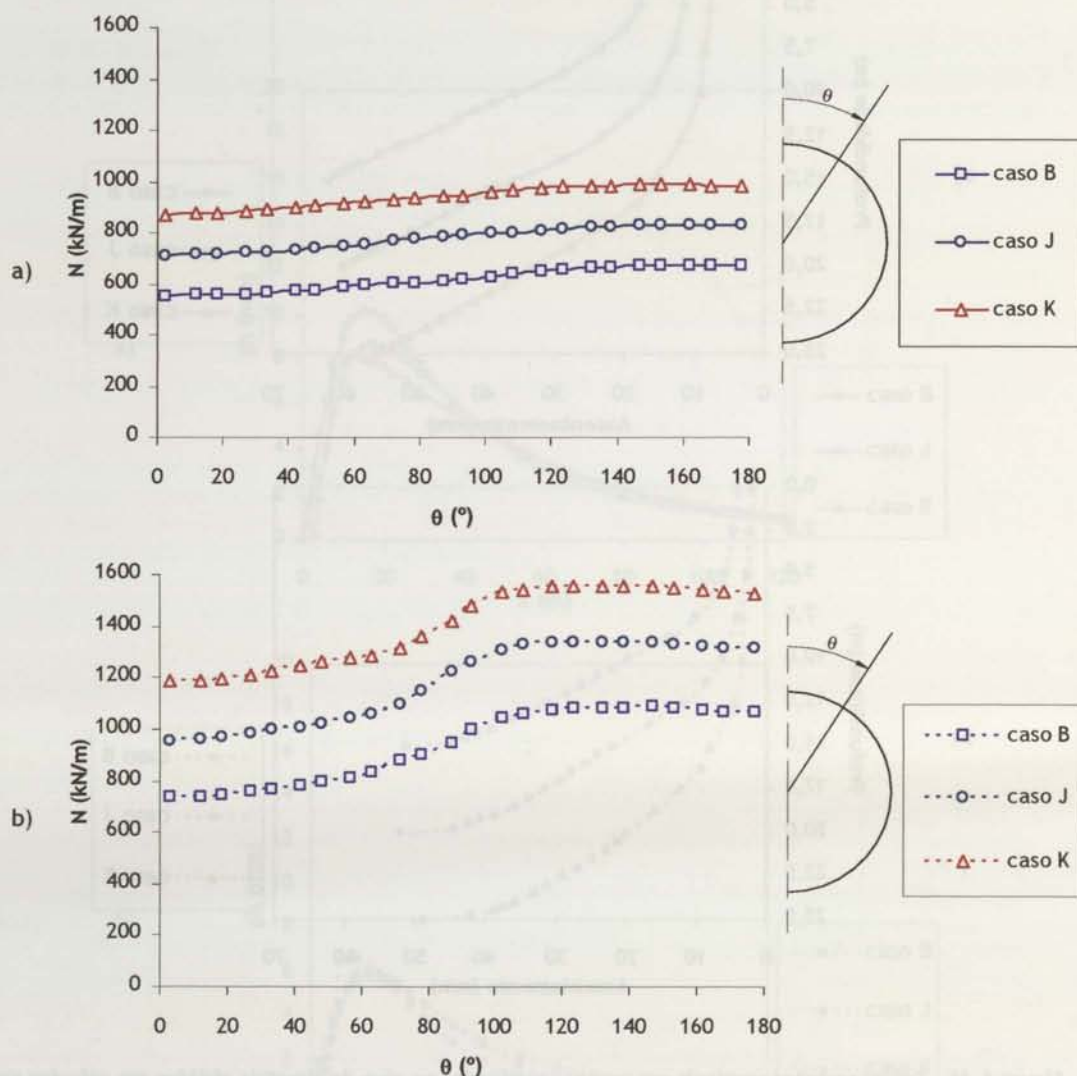


Figura 6.47 - Esforço axial mobilizado no suporte para diferentes razões H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação

No que respeita aos momentos flectores, a observação da Figura 6.48 mostra que os seus valores são muito semelhantes, tanto a curto como a longo prazo, parecendo ser, conseqüentemente, independentes da profundidade do túnel.

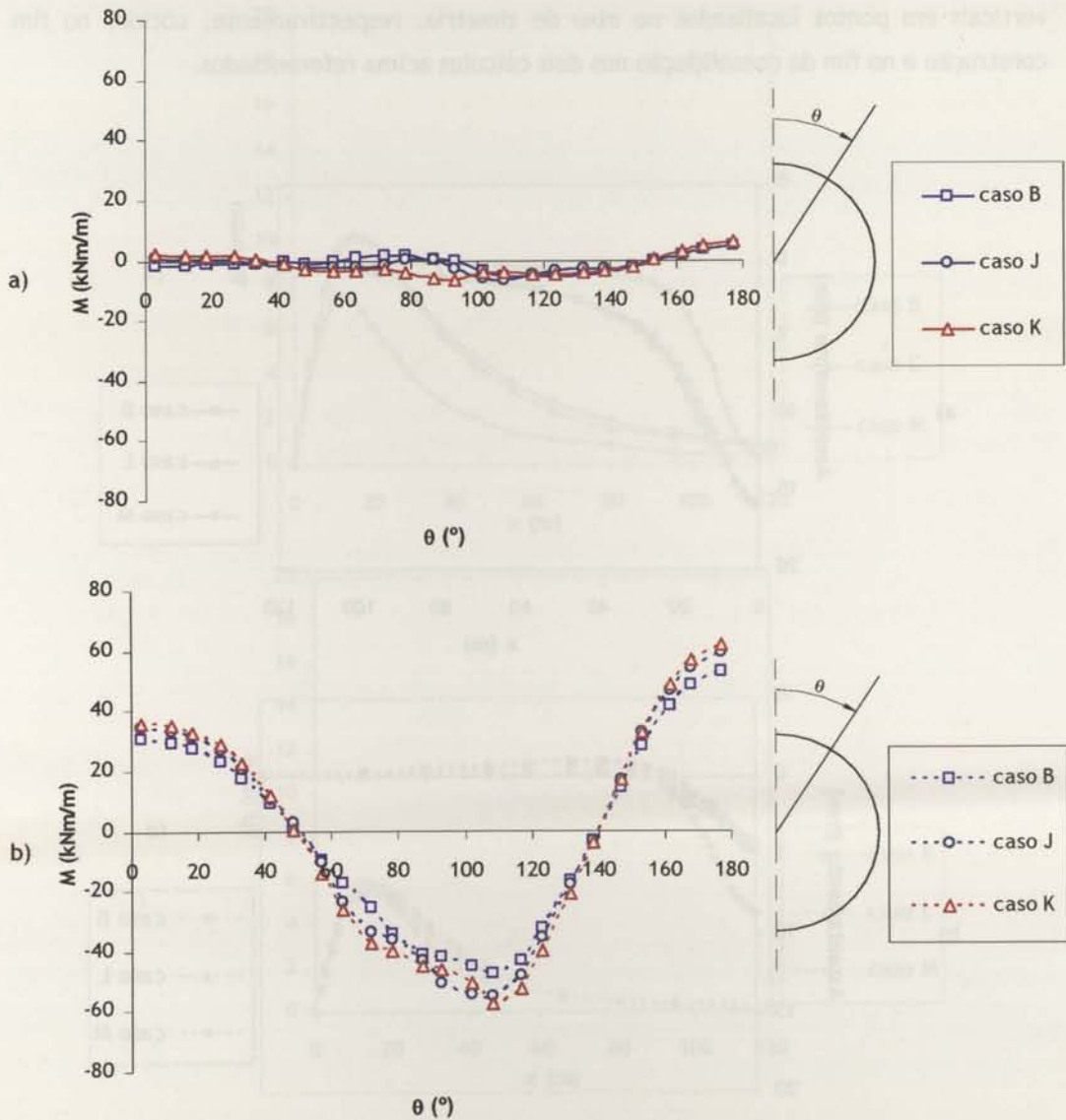


Figura 6.48 - Momento flector mobilizado no suporte para diferentes razões H/D: a) fim da construção; b) fim da consolidação

6.5.2 Estratigrafia

Para avaliar o efeito da presença de um estrato rígido no interior do maciço foram realizados os cálculos L e M, nos quais se admitiu a presença de uma camada rígida, com $E=500\text{MPa}$, $\nu=0,30$ e comportamento elástico linear, localizada 5,0m abaixo da soleira do túnel (caso L) e a meia altura da secção do túnel (caso M).

Nas Figuras 6.49, 6.50 e 6.51 comparam-se, com os decorrentes do cálculo B, os assentamentos superficiais, os deslocamentos horizontais à superfície e os deslocamentos

verticais em pontos localizados no eixo de simetria, respectivamente, obtidos no fim da construção e no fim da consolidação nos dois cálculos acima referenciados.

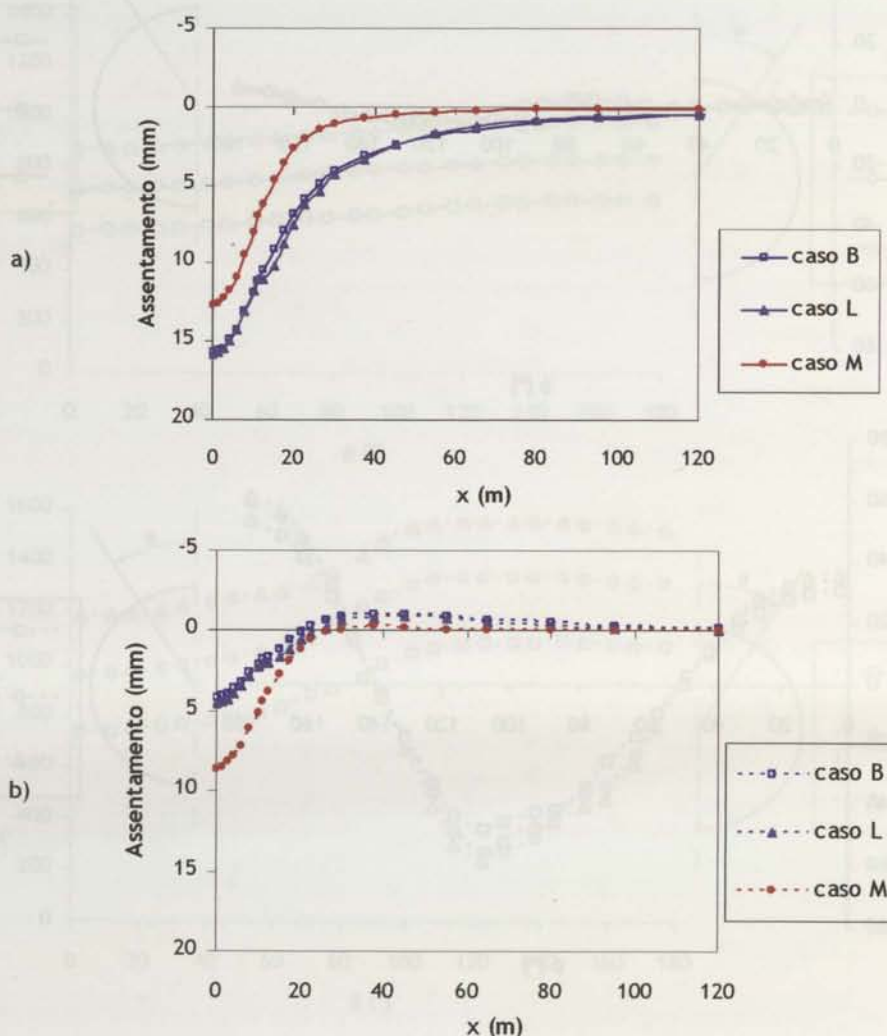


Figura 6.49 - Influência da estratigrafia do maciço nos assentamentos superficiais: a) fim da construção;
b) fim da consolidação

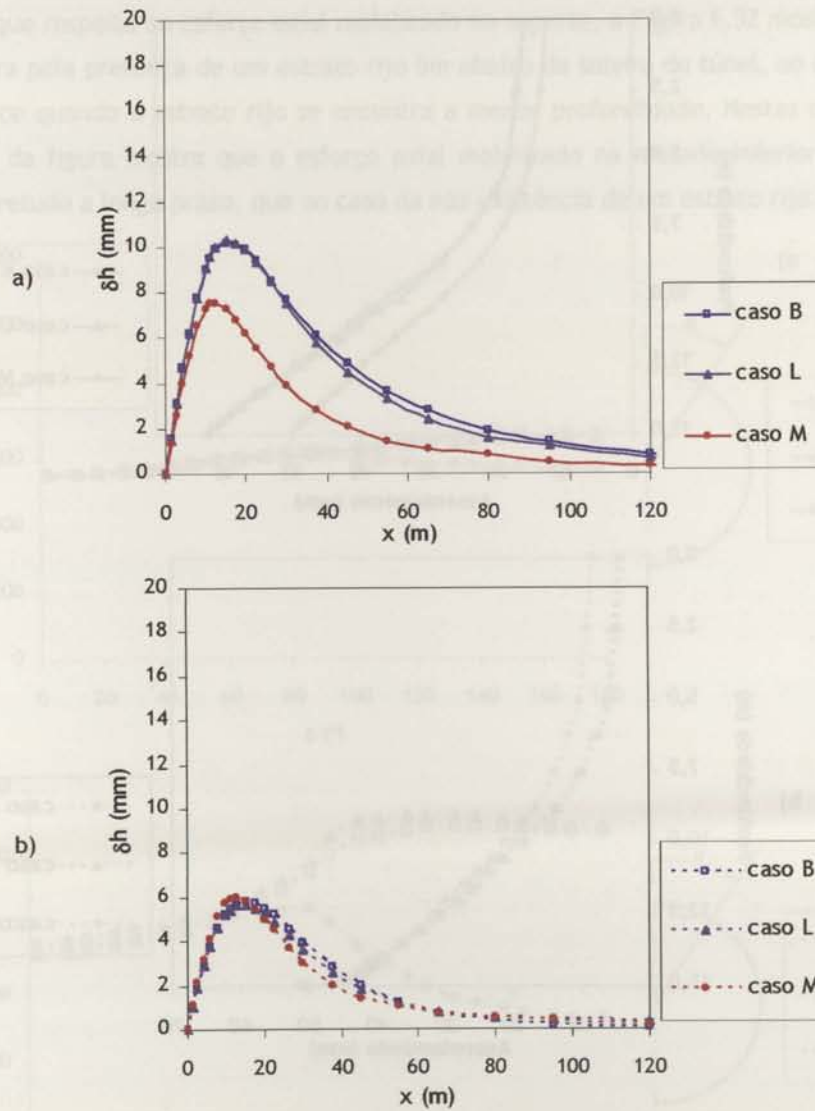


Figura 6.50 - Influência da estratigrafia do maciço nos deslocamentos horizontais induzidos à superfície:

a) fim da construção; b) fim da consolidação

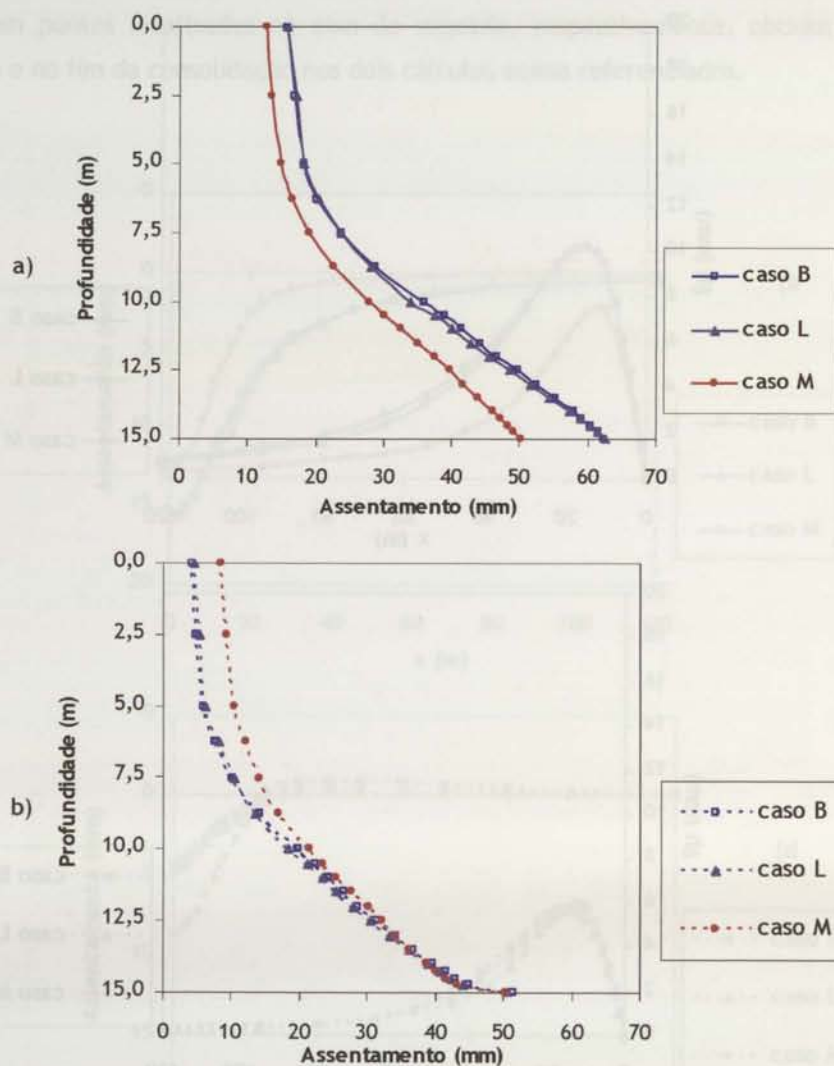


Figura 6.51 - Influência da estratigrafia do maciço nos deslocamentos verticais em pontos localizados no eixo de simetria: a) fim da construção; b) fim da consolidação

A primeira constatação que se pode fazer do exame das três figuras é a de que a presença de um estrato rijo 5m abaixo da soleira não tem, praticamente, qualquer influência sobre os movimentos induzidos pela escavação no maciço envolvente do túnel. O mesmo não se passa, naturalmente, quando o estrato rijo está localizado a menor profundidade, que foi o que se pretendeu simular no cálculo M.

Nesta situação verifica-se, a curto prazo, que os movimentos superficiais e sub-superficiais induzidos são menores que no caso da não existência de um estrato rijo. A situação inverte-se a longo prazo, uma vez que, durante a consolidação, deixam de existir os movimentos ascendentes da soleira do túnel.

No que respeita ao esforço axial mobilizado no suporte, a Figura 6.52 mostra que este não se altera pela presença de um estrato rijo 5m abaixo da soleira do túnel, ao contrário do que acontece quando o estrato rijo se encontra a menor profundidade. Nestas condições, a observação da figura mostra que o esforço axial mobilizado na metade inferior do túnel é menor, sobretudo a longo prazo, que no caso da não existência de um estrato rijo.

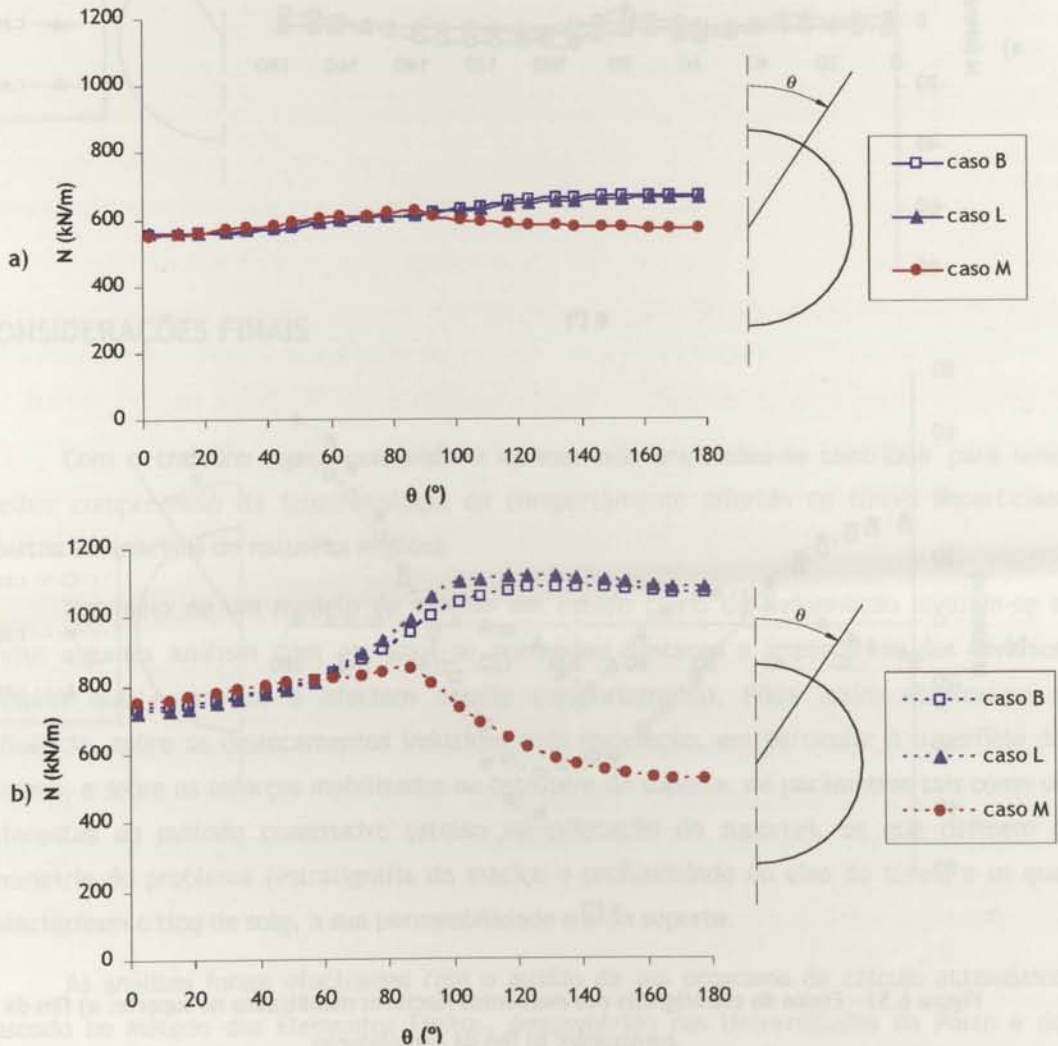


Figura 6.52 - Efeito da estratigrafia do maciço no esforço axial mobilizado no suporte: a) fim da construção; b) fim da consolidação

Em relação aos momentos flectores, a Figura 6.53 mostra que os decorrentes dos cálculos B e L são semelhantes. Sensivelmente diferentes, naturalmente, são os momentos flectores obtidos no cálculo M.

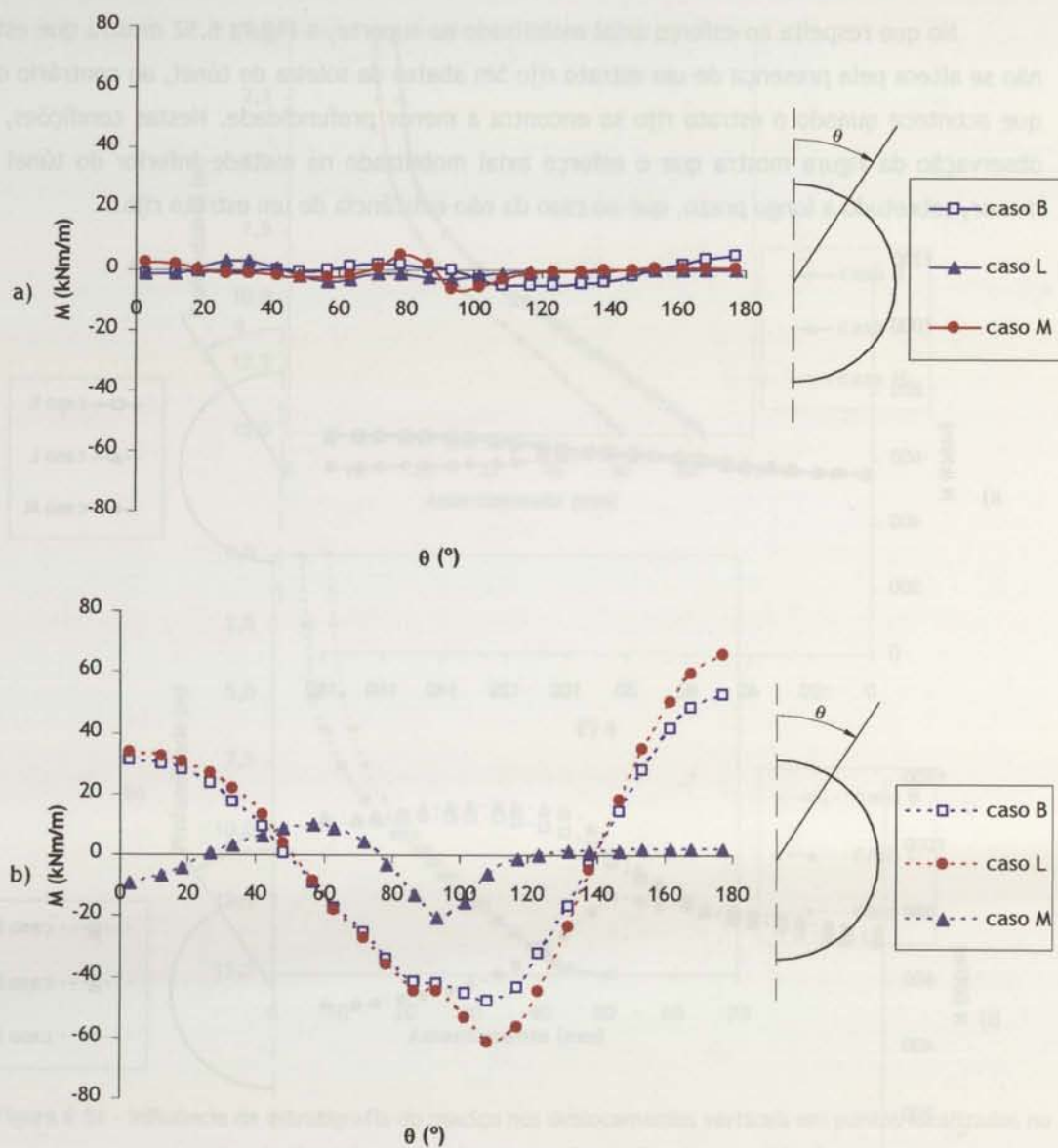


Figura 6.53 - Efeito da estratigrafia nos momentos flectores mobilizados no suporte: a) fim da construção; b) fim da consolidação

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o trabalho agora concluído e apresentado pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão da fenomenologia do comportamento diferido de túneis superficiais abertos em maciços de natureza argilosa.

Por meio de um modelo de cálculo em estado plano de deformação levaram-se a efeito algumas análises com as quais se pretendeu destacar a importância dos diversos factores que controlam e afectam aquele comportamento. Pôde assim verificar-se a influência, sobre os deslocamentos induzidos pela escavação, em particular à superfície do terreno, e sobre os esforços mobilizados na estrutura de suporte, de parâmetros tais como os referentes ao método construtivo (atraso na colocação do suporte), os que definem a geometria do problema (estratigrafia do maciço e profundidade do eixo do túnel) e os que caracterizam o tipo de solo, a sua permeabilidade e a do suporte.

As análises foram efectuadas com o auxílio de um programa de cálculo automático baseado no Método dos Elementos Finitos, desenvolvido nas Universidades do Porto e de Coimbra, que incorpora diversos tipos de modelos constitutivos e que através da formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento acompanha o processo de dissipação dos excessos de pressões neutras gerados a curto prazo, obtendo-se em consequência estados de tensão (tensões efectivas e tensões neutras) e de deformação variáveis no tempo.

O caso de estudo, designado por problema base, diz respeito à escavação de um túnel circular com 10,0m de diâmetro, escavado a 20m de profundidade num estrato de argila sobreconsolidada ($OCR=6$) sobrejacente a uma formação arenosa com 5,0m de espessura. O nível freático foi admitido à superfície do terreno e o suporte foi considerado como impermeável, pelo que na situação final de equilíbrio as pressões de água nos poros são iguais

às pressões hidrostáticas. Os efeitos da tridimensionalidade do problema foram tidos em consideração com o recurso ao método de convergência-confinamento, tendo o factor de alívio das tensões sido considerado igual a 0,40. Para a reprodução do comportamento mecânico do maciço envolvente do túnel foram adoptados dois modelos constitutivos baseados na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos: MIT-E3 e Cam-Clay Modificado, sendo o segundo de uso muito mais generalizado que o primeiro.

No capítulo 4 da tese apresentam-se os resultados da resolução do problema base, dando-se especial ênfase à forma com o estado de tensão evolui no maciço envolvente, aos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo pela construção do túnel, aos movimentos induzidos no maciço envolvente e aos esforços mobilizados na estrutura de suporte.

Dos resultados decorrentes do cálculo em que se adoptou o modelo MIT-E3, os correspondentes aos excessos de tensões neutras gerados a curto prazo pela construção do túnel merecem especial referência. Em consequência da dilatação positiva exibida pela argila sobreconsolidada, o decréscimo da tensão normal média e os aumentos das tensões de corte associados ao alívio das tensões ocasionado pela escavação são ambos responsáveis por uma diminuição generalizada das pressões de água nos poros no maciço envolvente. A dissipação destes excessos negativos de pressão de água nos poros, como consequência do processo de consolidação subsequente à construção em condições não drenadas, faz com que haja um aumento do volume global do maciço, aumento este responsável pelo empolamento que ocorre à superfície do terreno. Aumentando com o tempo o volume global do maciço, à custa do acréscimo do teor em água, também o esforço axial mobilizado no suporte aumenta com o tempo. Uma vez que a expansão do maciço em redor do túnel não se faz uniformemente, o momento flector mobilizado em qualquer secção do suporte, que é praticamente nulo a curto prazo, também tende a aumentar com o tempo.

Em relação à influência do modelo constitutivo empregue para simular o comportamento mecânico do maciço, os resultados obtidos evidenciam que, em termos de comportamento global, ela não é muito significativa, continuando a verificar-se uma diminuição com o tempo dos movimentos induzidos no maciço envolvente e um pequeno acréscimo dos esforços mobilizados no suporte.

Algumas diferenças foram detectadas na distribuição, a curto prazo, das tensões em redor da abertura, verificando-se que no cálculo em que se utilizou o modelo MIT-E3 o efeito da escavação se estendeu por uma área maior, uma vez que os acréscimos das tensões se fizeram sentir até mais longe do contorno da abertura. A razão para que isto aconteça está, provavelmente, relacionada com o diferente modo como o comportamento do material é simulado no interior da superfície de cedência, superfície que não chega a ser alcançada em praticamente nenhum ponto do solo envolvente do túnel, dado o baixo valor admitido para o

coeficiente de alívio das tensões. A consideração da existência de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, admitida pelo modelo MIT-E3, obriga a que exista uma redistribuição das tensões dos elementos que "plastificam" junto ao contorno para os elementos vizinhos mais distantes daquele.

Em consequência das diferenças na redistribuição a curto prazo das tensões totais e do facto de no modelo CCM as deformações volumétricas serem, neste caso em que a superfície de cedência não foi activada em nenhum elemento do solo em redor do túnel, apenas dependentes da variação da tensão normal média, são agora menores os excessos negativos de pressão de água nos poros gerados, verificando-se mesmo que acima do eixo do túnel eles passam a ser positivos.

Sendo menores os excessos negativos de tensão neutra gerados a curto prazo pela construção do túnel, menores são os movimentos diferidos induzidos no maciço envolvente, nomeadamente à superfície do terreno.

Com o objectivo de avaliar a influência do tipo de solo no comportamento diferido de um túnel superficial, o problema base foi resolvido considerando-se que o maciço envolvente do túnel era constituído agora por uma argila normalmente consolidada. Também neste caso, os dois modelos constitutivos anteriormente referidos - MIT-E3 e CCM - foram empregues. Os resultados destes cálculos, apresentados no capítulo 5, confirmam que aquele comportamento é dependente do tipo de solo.

Isto é bem visível comparando os resultados dos dois cálculos realizados com o modelo MIT-E3. Enquanto que no caso do solo sobreconsolidado, em praticamente todo o maciço envolvente, os excessos de pressão de água intersticial gerados a curto prazo são negativos, no caso do solo normalmente consolidado, na lateral e acima do túnel são gerados excessos positivos da pressão intersticial. Estes excessos positivos da pressão intersticial são consequência da dilatação negativa exibida por este solo, que faz com que o aumento das tensões de corte tenda a provocar uma diminuição de volume. As diferenças verificadas nas tensões neutras geradas a curto prazo são responsáveis por um comportamento diferido distinto, nomeadamente no que concerne aos assentamentos superficiais. No caso da argila normalmente consolidada, em vez de empolamentos, verifica-se que os assentamentos tendem a aumentar, embora muito pouco, com o tempo. Em relação aos esforços mobilizados no suporte, tal como acontece no caso do túnel aberto em maciço constituído por uma argila sobreconsolidada, verifica-se que, tanto o esforço axial como o momento flector aumentam com o tempo.

No cálculo realizado com o modelo CCM, as ligeiras diferenças detectadas, em relação ao cálculo com modelo MIT-E3, nos excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo, foram suficientes para que em vez de um ligeiro aumento do assentamento à superfície ao longo do tempo se tenha verificado um muito pequeno empolamento.

No capítulo 6 são apresentados os resultados de uma série de análises paramétricas efectuadas com o intuito de esclarecer a influência de outros factores, que não o tipo de solo, no comportamento diferido de túneis, nomeadamente os referentes ao processo construtivo, materializado pelo coeficiente de alívio de tensões considerado, os que caracterizam a permeabilidade do maciço e do suporte e os que definem a geometria do problema (profundidade relativa do túnel e estratigrafia do maciço envolvente). Todas as análises foram efectuadas considerando que o maciço envolvente do túnel é constituído por argila sobreconsolidada ($OCR=6$). Esta opção foi justificada pelo facto de túneis abertos em maciços de argila normalmente consolidada exigirem a construção com o recurso a máquinas tuneladoras com a frente confinada, pelo que os excessos de pressão de água nos poros gerados a curto prazo, logo o comportamento diferido, são altamente dependentes da pressão de suporte aplicada na frente e da pressão com que a calda é injectada no vazio criado entre o suporte e a superfície escavada imediatamente após a passagem da cauda do escudo, aspectos muito dificilmente modelados em análises planas.

No que respeita ao processo construtivo, os resultados obtidos mostram que quanto maior for o coeficiente de alívio das tensões permitido no contorno, mais significativas serão as variações das tensões e, conseqüentemente, maiores serão os excessos negativos da pressão de água intersticial gerados e maiores os deslocamentos induzidos no maciço envolvente a curto prazo. A longo prazo, estas diferenças na grandeza dos deslocamentos induzidos no maciço tendem a atenuar-se, particularmente à superfície do terreno, uma vez que a dissipação de maiores excessos negativos de tensão neutra ocasiona o aumento do teor em água ao longo do tempo, com o conseqüente empolamento.

Da mesma forma que os deslocamentos, também as diferenças nos esforços axiais mobilizados no suporte a curto prazo, com a variação do coeficiente de alívio das tensões, tendem a reduzir-se com o tempo, ao contrário do que acontece com os momentos flectores.

Em relação à permeabilidade do suporte, foram realizados cálculos em que se considerou o suporte da escavação como uma fronteira permeável, exibindo diferentes razões de permeabilidade em relação ao solo envolvente. As principais conclusões apontam para um aumento dos assentamentos induzidos, principalmente à superfície, com a diminuição da razão entre os coeficientes de permeabilidade do solo e do suporte. Com efeito, a adopção de um suporte permeável provoca o escoamento de água para o interior da cavidade (funcionamento do túnel como um dreno), ocasionando que as tensões neutras finais sejam menores que as hidrostáticas, tanto menores quanto mais permeável for o suporte, e que, conseqüentemente, as tensões efectivas sejam maiores do que no caso do suporte impermeável. Diminuindo, em relação a esta última situação, o teor em água no maciço envolvente, o esforço axial mobilizado no suporte também tenderá a reduzir-se com o aumento da permeabilidade deste.

Nos cálculos em que se procurou avaliar a influência da permeabilidade do maciço envolvente, esta foi considerada isotrópica e anisotrópica. Nos cálculos em que se admitiu a isotropia foram ainda consideradas três situações distintas: permeabilidade constante em profundidade e ao longo do tempo; permeabilidade variável em profundidade, mas constante no tempo; permeabilidade não linear, variando em profundidade e ao longo do tempo. Nas duas últimas situações, a permeabilidade do maciço fez-se variar em função do índice de vazios. Num caso do índice de vazios inicial e, no outro, do índice de vazios actual.

Os resultados obtidos nos três cálculos não foram significativamente diferentes. A semelhança do comportamento registado nas duas primeiras situações é resultante do facto de, ao nível da abertura, serem idênticos os valores do coeficiente de permeabilidade, uma vez que a lei de variação em profundidade considerada no 2º cálculo impôs que ao nível do eixo do túnel o coeficiente de permeabilidade fosse igual ao do 1º cálculo. A semelhança dos resultados obtidos no 2º e 3º cálculos é consequência do maciço envolvente da escavação apresentar um grau de sobreconsolidação elevado, pelo que não ocorrem, durante a dissipação dos excessos de pressão intersticial, extensões volumétricas significativas que alterem grandemente o valor do coeficiente de permeabilidade do maciço.

Os resultados do cálculo em que foi considerada a anisotropia da permeabilidade, permitem concluir que a adopção de um coeficiente de permeabilidade horizontal quatro vezes superior ao vertical provoca um aumento da permeabilidade média do maciço, que assim se afasta da permeabilidade do suporte, pelo que os movimentos induzidos diminuem e os esforços no suporte aumentam. Naturalmente que, com o aumento da permeabilidade média do maciço, a dissipação dos excessos de pressão intersticial se faz com maior velocidade, atingindo-se a situação de equilíbrio final mais rapidamente.

No que concerne à geometria da escavação, a análise do comportamento de túneis escavados a diferentes profundidades (diferentes razões H/D), evidenciou que são menos significativas, do que a curto prazo, as diferenças nos assentamentos à superfície registados na situação de equilíbrio final. No que respeita aos esforços mobilizados na estrutura de suporte, verifica-se que à medida que aumenta a profundidade relativa do túnel, o aumento das tensões totais em redor da secção provoca o aumento do esforço axial, o que não acontece com os momentos flectores, mais controlados pela deformação no maciço envolvente da escavação.

Os resultados obtidos no caso em que se considerou a presença de um estrato rijo a 5m da soleira do túnel mostram que ocorre um aumento nos assentamentos à superfície, uma vez que os movimentos ascendentes na soleira do túnel diminuem, limitando os movimentos do coroamento. Em relação aos esforços no suporte não se registam variações significativas. Por seu turno, no caso em que se considerou a presença de um estrato rijo a intersectar a secção do túnel, os resultados obtidos mostram que os movimentos induzidos são no fim da

construção menores e no fim da consolidação maiores do que os que se obtém com o maciço homogéneo. No que respeita aos esforços mobilizados no suporte, o aumento da rigidez do maciço envolvente é, naturalmente, responsável pela sua diminuição.

Em relação ao prosseguimento da investigação efectuada para a presente dissertação, podem apontar-se algumas vias, designadamente:

- i. a caracterização de solos argilosos portugueses, nomeadamente de algumas argilas sobreconsolidadas, como as Argilas dos Prazeres, com vista a obter parâmetros que permitam o uso adequado de modelos constitutivos mais realistas, como é o caso do modelo MIT-E3;
- ii. a modelação numérica de obras reais, cuja monitorização durante um período de tempo permitirá validar os resultados dos cálculos ou sugerir correcções aos mesmos;
- iii. a implementação no programa de cálculo utilizado da possibilidade de se alterar a posição do nível freático, procurando-se simular as situações em que a reposição de água no maciço, no caso de túneis drenados, não é suficiente para o manter ao mesmo nível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADDENBROOKE, T. I. (1996). "Tunnelling in Stiff Clay". Thesis submitted to the University of London (Imperial College of Science Technology and Medicine) in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering.
- ALMEIDA E SOUSA, J. (1998). "Túneis em maciços terrosos: Comportamento e modelação numérica". Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia.
- ATKINSON, J. H. E BRANSBY, P. L. (1978). "The mechanics of soils – An introduction to critical state soil mechanics". University series in Civil Engineering, McGraw-Hill.
- ATKINSON, J. H. E MAIR, R. J. (1983). "Loads on leaking and watertight tunnel linings, sewers and buried pipes due to groundwater". Géotechnique 33, n.º 3, pp. 341-344.
- ATTEWELL, P. B. (1978). "Ground movements caused by tunneling in soil, Large Ground Movements and Structures, J. D. Geddes, Pentech Press, London, pp. 812-948.
- ATWA, M. (1996). "Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autor des tunnels creusés dans l'argile". Thèse de Doctoract présentée à L'École Nationale des Ponts et Chaussées pour obtenir la grade de Doucteur de L'École Nationale des Ponts et Chaussées - Spécialité: Géotechnique.

- ATWA, M., LECA, E. (1994). "Analysis of groundwater seepage into tunnels". Proc. International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, Cairo, Egypt, pp. 303-310, Rotterdam: Balkema.
- BABCHIA, M. Z. E MAGNAN, J. P. (1986). "Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux". Rapport de recherche LPC, No. 116, 56 páginas. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- BARBAS, A. E FRANK, R. (1982). "Utilization de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'elastoplasticité". Rapport de recherche LPC, No.116, 56 páginas. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- BARRAT, D. A., O'REILLY, M. P., TEMPORAL, J. (1994). "Long term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay". Proc. Tunnelling'94, London, pp. 469-481
- BELKEZIZ, A. E MAGNAN, J. P. (1982). "Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols elastoplastique – Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai experimental B de Cubzac-les-Ponts". Rapport de recherche LPC, No. 115, 160 páginas. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- BIOT, M. A. (1935). "Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous charge". Annales de la Société Scientifique de Bruxeles, Serie B. 55, pp. 110-113.
- BIOT, M. A. (1941). "General theory of three dimensional consolidation". Journal of Applied Physics, Vol. 26, pp. 182-185.
- BORGES, J. L. (1995). "Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento". Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- BORJA, R. I.; HSIEH, H. S.; KAVAZANJIAN JR., E. (1990). "Double yield surface model II: Implementation and verification". Journal of Geotechnical Engineering, vol. 116, n.º 9., pp. 1402-1421.
- BOWERS, K. H.; HILLER, D. M., E NEW, B. M. (1996). "Ground movement over three years at the Heathrow Express Trial Tunnel". Proc. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft ground, London, pre print vol., pp 557 562.
- BRITTO, A. M. E GUNN, M. J. (1987). "Critical state soil mechanics via finite elements". Ellis Horwood Limited, England.

- BURLAND, J. B. (1965). Correspondence – Géotechnique, vol. XV, n.º 2, pp. 211-214. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- BURLAND, J. B. (1995). "Assessment of risk of damages to buildings due to tunnelling and excavation". Proc. 1st Int. Conf. Oin Earthquake Geotechnical Engineering, IS Tokyo'95. [citado por Almeida e Sousa, 1998]
- CARDOSO, A. S. (1987). "A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações. Métodos de análise e dimensionamento." Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. [citado por Almeida e Sousa, 1998].
- CARTER, J. P. E BOOKER, J. R. (1981). "Elastic consolidation around a deep circular tunnel". Report of the University of Queensland, n.º CE22, Australia, 22 pages. [citado por Atwa, 1996].
- CARTER, J. P. E BOOKER, J. R. (1982). "The analysis of consolidation and creep around a deep circular tunnel in clay". 4th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, vol. 2, pp. 537-544. [citado por Atwa, 1996]
- CHRISTIAN, J. T. (1977). "Two and Tree- Dimensional consolidation". Cap. 12 do livro "Numerical Methods in Geotechnical Engineering", pp. 399-426. McGraw-Hill Book Company.
- CLOUGH, G. W. E LECA, E. (1989). "Width focus on use of finite elements methods for soft ground tunnelling". Colloque international, Tunnels et Micro Tunnels en Terrains Meubles, Du chantier à la théorie, Paris, pp, 531-573
- CLOUGH, G. W. E SCHMIDT, B. (1981). "Design and performance of excavations and tunnels in soft clay". Chapter 8, Soft Clay Engineering (eds. Brand, E. W. And Brenner, R. P.), Elsevier Scientific Publishing Co., pp. 569-634
- CLOUGH, G. W.; SHIRASUNA, T.; FINNO, R. J. (1985). "Finite element analysis of advanced shield tunnelling". Proc. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, vol. 2, pp. 1167-1174. [citado por Atwa, 1996]
- CORDING, E. J. E HANSMIRE, W. H. (1975). "Displacements around soft ground tunnels". General Report, 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. IV, pp. 571-633.
- CORREIA, R. M. B. P. (1982). "Aplicação de modelos matemáticos ao estudo de aterros construídos sobre solos argilosos moles". 334 pag. LNEC, Proc. 55/11/7381, Lisboa. [citado por Venda Oliveira, 2000]

- CRYER, C. W. (1963). "A comparison of the Three-Dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi". *Quart. Journal Mechanics and Applied Mathematics*, Vol. XVI, Pt. 4, pp 401-412. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- DE BRUYEN, D.; AUBRY, D.; ROUSSET, G. (1985). "Comparison of the rheological models in view of predicting the behaviour of a deep clay host rock during construction of a radwaste repository". *3rd Int. Conf. Numerical Models in Geomechanics, Niagara Falls*, pp. 724-731. [citado por Atwa, 1996]
- DRAKOS, I. S.; TSOTSOS, S.; HATZIGOGOS, TH. (2002). "Finite element analysis for long-term settlements due to an underground excavation". *Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zurich*, vol. 2, pp. 255-262.
- DRUCKER, D.C.; GIBSON, R. E. E HENKEL, D. J. (1957). "Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity". *Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E.* No.11, 338-346. [citado por Britto e Gunn, 1987].
- DUNCAN, J. M. E CHANG, C. Y. (1970). "Non linear analysis of stress and strain in soils", *ASCE*, vol. 96, SM5, pp. 1629-1653. [citado por Atwa, 1996]
- FINNO, R. J. E CLOUHG, G. W. (1985). "Evaluation of soil response to E.P.B. Shield tunnelling". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 111, pp. 155-173. [citado por Atwa, 1996].
- FITZPATRICK, L.; KULHAWY, F. H.; O'ROURKE, T. D. (1981). "Flow patterns around tunnels and their use in evaluating construction problems". *Soft-Ground Tunnelling - Failures and Displacements* (eds. D. Resendiz and M. P. Romo), pp 95-103.
- GANENDRA, D. (1993). "Finite element analysis of laterally loaded piles". Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine. London. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- GUNN, M. J., TAYLOR, R. N. (1984). "Discussion on Atkinson & Mair (1983)". *Géotechnique* 35, n.º 1, pp. 73-75
- HANYA, T. (1977). "Ground movements due to construction of shields driven tunnel". *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Case History Vol.*, pp. 759-790.
- HENKEL, D. J. (1960). "The shear strength of saturate remolded clays", *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, University of Colorado, Boulder*, pp. 533-554. [citado por Atwa, 1996]

- HOWLAND, A. F. (1980). "The prediction of the settlement above soft ground tunnels by considering the groundwater response with the aid of flow net constructions". Ground Movements and Structures, Proc. 2nd Int. Conf., The University of Wales Institute of Science and technology (eds. J. D. Geddes et al.), Pentech Press 1981, pp. 345-358.
- HURRELL, M. R. (1985). "The empirical prediction of long term surface settlements above shield driven tunnels in soil". Proc. 3rd International Conference in Ground Movements and Structures, UWIST, vol. 3, pp. 161-172
- JARDINE, R. J.; SYMES, M. J.; BURLAND, J. B. (1984). "The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus". Geotécnique 34, No. 3, pp 323-340. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- KATZENBACH, S. E BRETH, H. (1981). "Nonlinear 3D analysis for NATM in Frankfurt clay". Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, vol. 1, pp. 315-318. [citado por Atwa, 1996]
- KAVVADAS, M. (1982). "Non-linear consolidation around driven piles in clays". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- KOMIYA, K.; SOGA, K.; AKAGI, H.; JAFARI, M. R.; BOLTON, M.D. (2001). "Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground". Géotechnique 51, n.º 10, pp. 835-846.
- LEE, I. M.; NAM, S. W. (2001). "The study of seepage force acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels". Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 16, pp. 31-40.
- LEE, K. M. E ROWE, R. K. (1991). "Finite element analysis of the 3-dimensional ground responses of the Thunder bay tunnel". Canadian Geotechnical Journal, vol. 28, pp. 25-41.
- LIANG, R. Y. K. (1988). "Numerical analysis of tunnel behaviour in creep-susceptible clays". 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, vol. 3, pp. 1575-1583. [citado por Atwa, 1996]
- MAIR, R. J. (1979). "Centrifugal Modelling of Tunnelling Construction in Soft Clay. PhD. D Thesis, University of Cambridge.
- MAIR, R. J. E TAYLOR, R. N. (1993). "Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions". Proc. Wroth Memorial Symposium, Oxford 1992, Thomas Telford, pp. 449-463.

- MAIR, R. J.; HIGHT, D. W.; POTTS, D. M. (1992). "Finite element analysis of settlements above a tunnel in soft ground". Transport and Road Research Laboratory, Report n.º ISSN 0266-7045, 23 pages. [citado por Atwa, 1996]
- MANDEL, J. (1953). "Consolidation des sols (étude mathématique)". Geotechnique, Vol. 3, pp. 287-299. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- MARQUES, J. C. (1984). "Finite and infinite elements in static and dynamic structural analysis". Ph. D. Thesis, University of Wales, Swansea. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- MARTINS, F. F. (1993). "Cálculo elastoplástico de maciços terrosos em consolidação – Programa e aplicações". Dissertação apresentada à Universidade do Minho para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- MCCAUL, C. (1978). "Settlement caused by tunnelling in weak ground". Tunnels and Tunnelling, November, pp. 63-67. [citado por Atwa, 1996]
- NEW, B. M.; BOWERS, K. H. (1994). "Ground movement model validation at the Heathrow Express Trial Tunnel". Tunnelling '94, Proc. 7th International Symposium of Inst. of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, London, pp. 310-329.
- NG, R. M. C.; LO, K. Y.; ROWE, R. K. (1986). "Analysis of field performance - The Thunder Bay tunnel". Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, pp. 30-50. [citado por Atwa, 1996]
- OHTA, H.; KITAMURA, H.; ITOH, M.; KATSUMATA, M. (1985). "Ground movement due to advance of two shield tunnels parallel in vertical plane". 5th Int. Conf. Numerical methods in geomechanics, Nagoya, vol. 2, pp. 1161-1166. [citado por Atwa, 1996]
- O'REILLY, M. P.; MAIR, R. J.; ALDERMAN, G. H. (1991). "Long-term settlements over tunnels: na eleven years study at Grimsby". Tunnelling 91, London, Inst. Of Mining and Metallurgy, pp. 55-64.
- PECK, R. B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- PLACZEK, D. (1989). "Methods for the calculation of settlements due to groundwater lowering". Proc. XII Int. Conf. Soil mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 1813-1818.
- ROWE, R. K. E KACK, G. J. (1983). "A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories". Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, pp. 299-314.

- SAMARASEKERA, L. E EISENSTEIN, Z. (1992). "Pore pressures around tunnels in clay". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, pp. 819-831.
- SCHIFFMAN, R. L.; CHEN, A. T. F.; JORDAN, J. C. (1969). "An analysis of consolidation theories". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 95, Nº SM 1, pp. 285-311. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- SCHLOSSER, F. (1973). "Hypothèses et théories pour la prévision des tassement des remblais sur sols compressibles". *Bulletin de Liaison des Lab. Ponts et Chaussées, Spécial T, Remblais sur sols compressibles*, pp. 26-57. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- SCHMIDT, B. (1989). "Consolidation settlements due to soft ground tunnelling. Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 790-800. [citado por Almeida e Sousa, 1998].
- SCHMITTER, J. J. (1987). "Compressed air and slurry shield tunnelling at Mexico City". *Cong. Int. towards New Worlds in Tunnelling*, pp. 579-586.
- SCHWEIGER, H. F., Schuller, H., Pottler, R. (1997). "Some remarks on 2D models for numerical simulation of underground construction with complex cross sections". *Proc. Conference on computer methods and advances in geomechanics, China*, pp. 1303-1308, Rotterdam: Balkema.
- SHIN, J. H., ADDENBROOKE, T. I., POTTS, D. M. (2002). "A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour". *Géotechnique* 52, No. 6, pp. 287-299.
- SHIRLAW, J. N. (1995). "Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield: Discussion". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, pp. 181-189.
- TAVENAS, F.; BRUCY, M.; MAGNAN, J. P.; ROCHELE, P. L.; ROY, M. (1979a). "Analyse critique de théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi". *Revue Française de Géotechnique*, n.º 7, pp. 29-43. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- TERZAGHI, K. (1923a). "Die berechnung der durchlassigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungsercheinung". *Akademie der Wissenschaften in Wien*, Vol. 132, pp. 125-138. [citado por Borges, 1995]
- TERZAGHI, K. (1923b). "Die beziehungen zwishen elastizitat und innendruck". *Akademie der Wissenschaften in Wien*, Vol. 132, pp. 105-124. [citado por Borges, 1995]

- TRUONG, D. M. E MAGNAN, J. P. (1977). "Application des modelèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous". Rapport de recherche LPC, No.74, 106 páginas. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- VAUGHAN, P. R. (1989). "Non-linearity in seepage problems: theory and field observations." De Mello Volume, pp. 501-516, São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda. [citado por Shin et. al., 2002]+A73
- VENDA OLIVEIRA, P. J. (2000). "Aterros sobre solos moles. Modelação numérica". Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade em Fundações e Geotecnia.
- VENDA OLIVEIRA, P.; LOPES, M.; ALMEIDA E SOUSA, J. (2002a). "Efeitos diferidos no tempo associados à presença de água no maciço envolvente de um túnel". Proc. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 2, pp. 1129-1142.
- VENDA OLIVEIRA, P.; LOPES, M.; ALMEIDA E SOUSA, J. (2002b). "Evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação de um túnel superficial". Proc. I Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, vol. ICLBG, pp. 253-263.
- WHITTLE, A. J. (1987). "A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles". Ph. D. thesis, Massachusetts Institute of Technology [citado por Venda Oliveira, 2000]
- WHITTLE, A. J. (1991). "MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays". Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 697-702. Beer, Booker e Carter, Balkema, Rotterdam. [citado por Venda Oliveira, 2000].
- WHITTLE, A. J. (1993). "Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays". Géotechnique 43, n.º 2, pp. 289-313. [citado por Venda Oliveira, 2000]
- WHITTLE, A. J. E KAVVADAS, M. (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays". Journal of Geotechnical Engineering, vol.120, n.º 1, pp. 173-198 [citado por Venda Oliveira, 2000].
- WHITTLE, A. J.; DEGROOT, DON J.; LADD, CHARLES C. (1994). "Model prediction of anisotropic behaviour of Boston Blue Clay". Journal of Geotechnical Engineering, vol.120, n.º1., pp. 199-224.

- XUEYEN, H. E XHIXING, Z. (1988). "Saturated ground movement due to shield tunnelling". Proc. Int. Conf. On Tunnels and Water, Madrid, Balkema, vol. 1, pp. 351-356. A2
- YI, X.; ROWE, R. KERRY; LEE, K. M. (1993). "Observed and calculated pore pressures and deformations induced by earth balance shield". Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, pp. 476-490.





FACULDADE DE ENGENHARIA

UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000078316