



Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

**Modelação do faseamento construtivo da escavação
e contenção periférica da trincheira de acesso
à Estação da Casa da Música do Metro do Porto**

Sara Rios da Rocha e Silva

Orientador:

António Viana da Fonseca (FEUP)

Co-orientador:

Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em
Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Novembro de 2007

Aos meus pais,

BECAUSE NATURE IS INFINITELY VARIABLE, THE
GEOLOGICAL ASPECTS OF OUR PROFESSION ASSURE
US THAT THERE WILL NEVER BE TWO JOBS
EXACTLY ALIKE. HENCE WE NEED NEVER FEAR
THAT OUR PROFESSION WILL BECOME ROUTINE OR
DULL. IF IT SHOULD, WE WOULD NOT BE
PRACTICING IT PROPERLY.

RALPH PECK

(Moscow, 1973)

Índice Geral

Índice Geral	i
Resumo	iii
Abstract	v
Agradecimentos.....	vii
Índice de Texto.....	ix
Índice de Figuras	xii
Índice de Quadros	xx
Simbologia.....	xxiii
Capítulo 1 Estruturas de suporte flexíveis	1
Capítulo 2 Descrição Sumária do Projecto	31
Capítulo 3 Caracterização Geológico – Geotécnica	49
Capítulo 4 Modelação.....	111
Capítulo 5 Estudos paramétricos em cortinas flexíveis autoportantes e monoapoiadas	183
Capítulo 6 Estruturas autoportantes com escora no topo em fase de construção. Dimensionamento otimizado	199
Capítulo 7 Conclusões e Desenvolvimentos futuros.....	217
Bibliografia.....	223
Anexos.....	233

Resumo

Este trabalho consistiu na sua grande parte no estudo do caso de obra da trincheira executada entre as Estações Avenida de França (posteriormente designada “Casa da Música”) e Carolina Michaelis da linha C do Metro do Porto, do qual existiam resultados de ensaios in situ e de laboratório, bem como de instrumentação instalada durante a execução da obra.

Assim, após uma breve exposição dos principais conceitos relacionados com as estruturas de suporte flexíveis no Capítulo 1, procedeu-se à descrição do projecto e da apresentação dos resultados da instrumentação da obra o que constitui o Capítulo 2.

No Capítulo 3 segue-se a apresentação dos ensaios de campo e de laboratório. A interpretação destes ensaios nos solos residuais do granito, com vista à determinação dos parâmetros geotécnicos necessários ao dimensionamento e ao estudo de novas soluções, é ainda revestida de inúmeras incertezas. Neste quadro procurou-se analisar as várias correlações existentes na bibliografia verificando quais as mais adequadas à obtenção desses parâmetros, nomeadamente calibrando algumas das relações já obtidas em solos residuais.

No capítulo seguinte apresenta-se a modelação numérica da escavação com o objectivo de compreender melhor o comportamento das estruturas de contenção nos solos residuais do granito. Simultaneamente, essa análise permitiu aferir os parâmetros geotécnicos obtidos no capítulo anterior através da retro-análise dos deslocamentos da cortina medidos durante a execução da obra através de monitorização adequada.

Tendo-se analisado em detalhe o caso de estudo da Avenida de França, passou-se à avaliação genérica das cortinas monoapoiadas e autoportantes.

O Capítulo 5 refere-se à nova versão do Eurocódigo 7 (EC7), tendo-se realizado vários estudos paramétricos com os quais se pretendeu avaliar as principais diferenças entre as várias metodologias preconizados pelo EC7 confrontando-as com os métodos clássicos de introdução da segurança.

O caso da Avenida de França, pelas características do seu processo construtivo suscitou a ideia de que eventualmente adoptando um determinado faseamento para a obra, o dimensionamento da estrutura pudesse ser optimizado. Desta forma, apresenta-se no Capítulo 6, uma situação onde se verificou que essa optimização era possível.

Palavras-chave: escavações, solos residuais, ensaios in situ, ensaios triaxiais

Abstract

This work deals, to a great extent, with a case study of the channel between Avenida de França station (now called “Casa da Música”) and Carolina Michaelis station on Line C of Metro do Porto. Some data from in situ and laboratory tests as well as from monitoring have been collected during the construction of this project, constituting important information to be analysed.

In Chapter 1, a brief state-of-the-art of retaining walls is presented, dealing with the main concepts of their construction and design methods. Chapter 2 relates to the description of the project and the monitoring results.

The next chapter begins with the presentation of in situ and laboratory tests and follows with the interpretation of these tests in order to obtain design parameters. However, the interpretation of these tests in residual soil from granite is still full of uncertainties. For this purpose, several correlations from the literature were analysed so as to verify which are the most adequate and to calibrate some of those already developed for residual soils.

In Chapter 4, the numerical modelling of the excavation is presented. The main objective of this work was to better understand the behaviour of retaining walls in residual soils from granite. At the same, it has provided a back-analysis of the wall displacements by comparison with the monitoring results, which permitted the calibration of design parameters.

After The Avenida de França case study, the general analysis of cantilever and single strutted retaining walls was pursued.

Chapter 5 refers to the new version of Eurocode 7 (EC7). Several parametric studies were conducted in order to evaluate the main differences between EC7 approaches and the classical methods of security coefficients.

Avenida de França case study, by the characteristic of the construction process, lead to the idea that, perhaps, it is possible to optimize the design of the structure following a certain sequence of the works. In Chapter 6 one situation where an optimization of the wall design is possible is presented.

Keywords: excavations, residual soils, in situ tests, triaxial tests

Agradecimentos

Este trabalho refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal no âmbito do projecto de investigação (Projecto: POCTI/ECM/61934/2004) intitulado: " Novas técnicas de suporte de grandes escavações em solos residuais".

Gostaria também de deixar um sincero agradecimento às várias pessoas cuja colaboração e disponibilidade muito contribuíram para a concretização desta dissertação.

Em primeiro lugar ao Professor Viana da Fonseca não apenas pelo seu papel de orientador e pelos seus preciosos ensinamentos mas também pela sua disponibilidade e apoio nos momentos mais difíceis.

Seguidamente, ao Professor Almeida e Sousa pela sua excelente ajuda na compreensão dos modelos numéricos e pelos seus conselhos experientes sempre bem-vindos.

Ao Professor Matos Fernandes, devo a ideia desta dissertação e a estreita colaboração nos dois últimos capítulos, o que constituiu para mim uma oportunidade muito gratificante de contactar com o seu vasto conhecimento.

A Eng. Olga Chamorro Ramos, que não tive a felicidade de conhecer, mas da qual recebi documentação vária acerca dos ensaios que acompanhou e dos estudos que tinha iniciado.

A CIVI4 pela disponibilidade em fornecer informação relativa ao projecto, à Mota-Engil e ao CICOPN, na pessoa do Eng. Nuno Cruz, pelos ensaios realizados na Avenida de França e, ao Eng. Jorge Carvalho do Departamento de Minas e Geoambiente da FEUP, no acompanhamento e interpretação dos ensaios *Cross-Hole*.

A minha colega e amiga Cristiana Ferreira que muito me ajudou nos pequenos grandes detalhes do dia a dia e pelos seus incentivos, ideias e sugestões de trabalho; e ao Nuno Raposo, companheiro de sala, a quem agradeço a companhia e o esclarecimento de muitas dúvidas acerca do programa Plaxis®.

A todos os funcionários e colaboradores, em especial o Sr. Armando Pinto do Laboratório de Geotecnia da FEUP a quem muito devo, as sábias explicações acerca do funcionamento dos ensaios, fundamentais para a interpretação dos mesmos.

Por último, gostaria de agradecer a todos os alunos de mestrado em Coimbra, colegas da sala de pós-graduação da secção de Geotecnia e restantes amigos, que sempre tiveram uma palavra amiga e se prestaram a ajudar no que for preciso.

Índice de Texto

Capítulo 1 Estruturas de suporte flexíveis	1
1.1 Introdução	1
1.2 Estruturas de suporte flexíveis versus rígidas	2
1.3 Tipos de estruturas de suporte flexíveis	3
1.3.1 Introdução	3
1.3.2 Cortina tipo Berlim	4
1.3.3 Cortina de estacas prancha	5
1.3.4 Cortina de estacas moldadas contíguas	6
1.3.5 Cortina de estacas moldadas secantes	7
1.3.6 Paredes moldadas de betão armado	8
1.4 Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis	9
1.4.1 Introdução	9
1.4.2 Métodos de cálculo de equilíbrio limite	10
1.4.3 Outras verificações de dimensionamento	16
1.5 Padrão de movimentos de estruturas de suporte flexíveis	18
1.5.1 Cortinas autoportantes e monoapoiadas	18
1.5.2 Factores que influenciam os movimentos associados às escavações	19
1.5.3 Métodos de previsão dos movimentos do solo	26
Capítulo 2 Descrição Sumária do Projecto	31
2.1 Enquadramento da Obra	31
2.2 Descrição da solução estrutural	33
2.3 Faseamento construtivo	35
2.4 Campanha de ensaios de caracterização dos maciços	36
2.5 Instrumentação implementada	37
2.5.1 Introdução	37
2.5.2 Barras extensiométricas	38
2.5.3 Inclínómetros	39
2.5.4 Convergências	43
2.5.5 Alvos e pontos de nivelamento	45
Capítulo 3 Caracterização Geológico – Geotécnica	49
3.1 Geologia Regional	49
3.1.1 Introdução	49
3.1.2 Geomorfologia e Hidrogeologia	51
3.1.3 O Granito do Porto	51
3.1.4 Solos Residuais do Granito	52
3.2 Ensaios de laboratório sobre amostras “indeformadas”	57
3.2.1 Ensaios de laboratório vs ensaios <i>in situ</i> em solos residuais	57
3.2.2 Qualidade da amostragem	58
3.2.3 Descrição dos ensaios realizados	62
3.3 Ensaios <i>in situ</i>	74
3.3.1 Introdução	74

3.3.2 SPT	78
3.3.3 CPTU	80
3.3.4 DMT	81
3.3.5 DPSH e DPL	84
3.3.6 Cross-Hole	85
3.3.7 Definição dos Horizontes	86
3.4 Correlações	88
3.4.1 Classificação do solo	88
3.4.2 Peso volúmico do solo	90
3.4.3 Estado de tensão <i>in situ</i>	91
3.4.4 Parâmetros de resistência	94
3.4.5 Parâmetros de deformabilidade	100
Capítulo 4 Modelação	111
4.1 Introdução.....	111
4.2 Modelos constitutivos adoptados	113
4.2.1 Modelo elástico não linear	113
4.2.2 Modelos elasto-plásticos.....	119
4.3 Descrição da análise numérica. Código adoptado	133
4.3.1 Simulação de uma escavação pelo método dos elementos finitos	133
4.3.2 Tipo de elementos finitos	133
4.3.3 Malha de elementos finitos	135
4.3.4 Simulação dos elementos estruturais	136
4.3.5 Sobrecarga na cortina.....	138
4.3.6 Simulação do rebaixamento do nível freático.....	138
4.3.7 Simulação do faseamento construtivo	138
4.4 Modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais	139
4.4.1 Modelação hiperbólica de cada um dos ensaios.....	139
4.4.2 Comparação das leis de degradação da rigidez nos ensaios triaxiais.....	141
4.4.3 Modelação geral do solo	147
4.5 Simulação em PLAXIS dos ensaios edométricos e triaxiais.....	150
4.5.1 Introdução. Pressupostos de cálculo.	150
4.5.2 Ensaio edométrico.....	151
4.5.3 Ensaio triaxial	152
4.6 Comparação dos resultados obtidos pelo método dos elementos finitos com os resultados da instrumentação: retro-análise.....	157
4.6.1 Secção analisada.....	157
4.6.2 Comportamento da escavação	159
4.6.3 Estudos paramétricos preliminares	164
4.6.4 Resultados da retro-análise	174
4.7 Discussão dos módulos de rigidez e respectivos níveis de deformação.....	176
Capítulo 5 Estudos paramétricos em cortinas flexíveis autoportantes e monoapoiadas.....	183
5.1 Introdução.....	183
5.2 Nova versão do Eurocódigo 7	184
5.3 Cortinas autoportantes	189
5.3.1 Hipóteses de cálculo.....	189
5.3.2 Metodologias de introdução da segurança.....	190
5.3.3 Discussão dos resultados	192
5.4 Cortinas Monoapoiadas	194

5.4.1 Hipóteses de cálculo	194
5.4.2 Metodologias de introdução da segurança	194
5.4.3 Discussão dos resultados.....	195
Capítulo 6 Estruturas autoportantes com escora no topo em fase de construção. Dimensionamento otimizado	199
6.1 Introdução	199
6.2 Análise dos diagramas de esforços – a fase provisória como um pré-esforço em relação à fase definitiva	202
6.3 Caso de obra.....	204
6.4 Estudo paramétrico usando métodos de equilíbrio limite	206
6.4.1 Hipóteses	206
6.4.2 Resultados	207
6.5 Análise numérica.....	209
6.5.1 Introdução	209
6.5.2 Resultados dos momentos flectores – análise em estado limite último.....	212
6.5.3 Resultados dos deslocamentos – análise em estado limite de utilização.....	214
6.6 Considerações finais.....	216
Capítulo 7 Conclusões e Desenvolvimentos futuros.....	217
7.1 Conclusões	217
7.2 Desenvolvimentos futuros.....	221
Bibliografia.....	223
Anexos.....	233
A 3.1 Dedução da relação de compressão (A 3.1) que permite relacionar os parâmetros de resistência c' e ϕ' com os parâmetros a e b da envolvente de rotura no espaço p' vs q	233
A 4.1 Determinação dos módulos de deformabilidade a partir de ensaios de compressão com alívio da tensão de confinamento.....	235
A 5.1 Dedução das pressões para a situação de nível freático à superfície com regime de percolação permanente (Nível freático M3).....	236
A 5.2 Resultados do estudo paramétrico realizado para as Cortinas Autoportantes	238
A 5.3 Expressões analíticas dos resultados obtidos para as Cortinas Autoportantes	250
A 5.4 Resultados do estudo paramétrico realizado para as Cortinas Monoapoiadas.....	253

Índice de Figuras

Capítulo 1 Estruturas de Suporte Flexíveis

Figura 1.1 - Influência da flexibilidade da parede na distribuição das pressões: a) parede rígida; b) parede flexível (Padfield e Mair, 1984 citado por Puller, 2001)	3
Figura 1.2 - Parede Berlim, Trindade, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 17-8-2002)	4
Figura 1.3 – Cortina de estacas prancha (www.franki.com)	5
Figura 1.4 – Cortina de estacas contíguas (www.franki.com)	6
Figura 1.5 – Cortina de estacas na Estação da Trindade, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 24-10-2002)	6
Figura 1.6 – Cortina de estacas na Estação dos Aliados, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 12-05-2003)	6
Figura 1.7 – Cortina de estacas secantes (www.franki.com)	7
Figura 1.8 - Fotografia da base de uma cortina de estacas secantes em que devido à inclinação das mesmas se verificou a entrada de água na escavação	7
Figura 1.9 – Execução de parede moldada (www.franki.com)	8
Figura 1.10 – Recalce da parede moldada na Estação 24 de Agosto, Metro do Porto (Conceição et al., 2006)	8
Figura 1.11 – Parede moldada executada nas obras da Casa da Música, Porto (Viana da Fonseca em 28-4-2000)	8
Figura 1.12 - Pressões de terras em situação de equilíbrio limite (Day, 1999): a) distribuição das pressões; b) soma algébrica das pressões (“net pressures”)	11
Figura 1.13 - Distribuição idealizada das pressões efectivas pelo método britânico (Powrie, 1996) a) Distribuição das pressões efectivas limite; b) Distribuição simplificada de pressões efectivas a usar no cálculo; c) soma algébrica das pressões (“net pressures”)	12
Figura 1.14 - Distribuição de tensões admitida no método americano (Day, 1999)	12
Figura 1.15 - Método <i>Fixed-Earth Support</i> : a) Diagrama de pressões; b) Diagrama de momentos	15
Figura 1.16 - Método <i>Fixed-Earth Support</i> – vigas isostáticas em que se decompõe a estrutura: a) Parte superior da cortina até ao ponto de inflexão dos momentos; b) Parte inferior da cortina	15
Figura 1.17 - Esquema das superfícies de rotura possíveis em caso de instabilidade global (Matos Fernandes, 1990)	18
Figura 1.18 - Movimento típico das cortinas: (a) autoportantes; (b) monoescorada	19
Figura 1.19 – Geometria da cortina e propriedades do solo na escavação estudada por Potts & Fourie (1985)	21
Figura 1.20 - Deslocamentos laterais da cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)	22
Figura 1.21 - Momentos flectores na cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)	22
Figura 1.22 - Distribuição das pressões de terras no tardo da cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)	23

Figura 1.23 – Bombagem de água na Estação dos Aliados, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 19-2-2003)	24
Figura 1.24 - Método semi-empírico para estimar os assentamentos nas areias: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de Bauer, 1984)	27

Capítulo 2 Descrição Sumária do Projecto

Figura 2.1 - Esquema da rede do metro do porto e imagem da trincheira e estrutura de contenção (www.metrodoporto.pt)	31
Figura 2.2 - Planta estrutural de contenção da trincheira de acesso do lado Este à Estação da Casa da Música	32
Figura 2.3 - Fotografia da cortina de estacas durante a recolha de amostras em bloco pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP em 26-04-2002.	34
Figura 2.4 – Pormenor das escoras (CIV14)	34
Figura 2.5 – Corte transversal de uma das estacas mais armadas	34
Figura 2.6 - Fotografia ilustrativa da fase de escavação da trincheira após colocação das escoras (Transmetro)	35
Figura 2.7 – Planta de localização das sondagens realizadas no âmbito do projecto	36
Figura 2.8 – Planta de localização das barras extensiométricas (“ <i>strain-gauges</i> ”)	38
Figura 2.9 – Pormenor da colocação das barras extensiométricas nas escoras definitivas (sem escala)	38
Figura 2.10 – Resultados das barras extensiométricas	39
Figura 2.11 – Esquema do inclinómetro biaxial (“Slope Indicator Manual” adaptado por Viana da Fonseca, 2001)	40
Figura 2.12 – Inclinómetro IM1A	41
Figura 2.13 – Inclinómetro IM1B	41
Figura 2.14 – Inclinómetro IM2B	41
Figura 2.15 – Inclinómetro IM3B	41
Figura 2.16 – Inclinómetro IM4B	42
Figura 2.17 - Perfil do terreno com indicação da zona de transição entre o solo residual e a rocha na zona onde foram colocados os inclinómetros	43
Figura 2.18 – Deslocamentos da cortina à altura da escora resultantes das leituras inclinométricas e das medições das convergências	44
Figura 2.19 - Vista geral da escavação e edifícios adjacentes	45
Figura 2.20 – Planta de localização dos edifícios e alvos topográficos colocados	45
Figura 2.21 – Fotografia de um alvo topográfico colocado num edifício adjacente à escavação	46
Figura 2.22 – Medições nos pontos de nivelamento – Deslocamentos verticais em três datas distintas ...	46
Figura 2.23 - Medições nos pontos de nivelamento – Deslocamentos verticais ao longo do tempo	47
Figura 2.24 - Medições nos alvos topográficos – Deslocamentos normais à cortina em três datas distintas	47
Figura 2.25 - Medições nos alvos topográficos – Deslocamentos normais à cortina ao longo do tempo ...	48

Capítulo 3 Caracterização Geológico – Geotécnica

Figura 3.1 - Unidades paleogeográficas da Península Ibérica com representação em Portugal Continental	49
Figura 3.2 – Esboço das formações geológicas encontradas em Portugal Continental (http://rop.ineti.pt/rop)	49
Figura 3.3 - Perfil ilustrativo das várias unidades geoestratigráficas deduzidas das sondagens S6A, S2 e S5A.....	51
Figura 3.4 - Compressibilidade de um solo com estrutura cimentada (Vaughan, 1988 adaptado por Viana da Fonseca, 1996)	56
Figura 3.5 - Esquema e fotografias do processo de amostragem por blocos (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001).....	59
Figura 3.6- Análises granulométricas efectuadas em solos recolhidos a duas profundidades (1ªplataforma – 6,5 m; 2ªplataforma – 11 m)	62
Figura 3.7 - Curvas dos ensaios edométricos	63
Figura 3.8 - Fotografia de um ensaio triaxial realizado com instrumentação interna	65
Figura 3.9- Gráfico tensão–deformação obtido no ensaio “Bloco 2” com instrumentação externa e interna	67
Figura 3.10 – Módulo de elasticidade na recarga dos 4 primeiros ciclos (“Bloco 2”)	68
Figura 3.11 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 1” com instrumentação externa e interna	69
Figura 3.12 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 2” com instrumentação externa e interna	69
Figura 3.13 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 6” com instrumentação externa e interna	70
Figura 3.14 – Gráfico tensão–deformação do ensaio “França 6” relativo à consolidação anisotrópica e respectivo ciclo descarga-recarga	70
Figura 3.15 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 3” com instrumentação externa e interna	71
Figura 3.16 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 4” com instrumentação externa e interna	72
Figura 3.17 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 5” com instrumentação externa e interna	72
Figura 3.18 - Trajectórias dos ensaios apresentados	73
Figura 3.19 - Traçado da envolvente de compressão.....	73
Figura 3.20 - Gráfico da variação de volume versus deformação axial no ensaio “França 2”	74
Figura 3.21- Localização das sondagens da primeira campanha.....	75
Figura 3.22 - Perfis das sondagens 1, 2 e 6 da primeira campanha	76
Figura 3.23 - Perfis das sondagens 1 e 5 da primeira campanha.....	76
Figura 3.24 – Equipamento para cravação do amostrador SPT (Viana da Fonseca em 07-03-2002).....	79
Figura 3.25 – Fotografia da lâmina do ensaio DMT (Viana da Fonseca em 07-03-2002).....	81
Figura 3.26 - Perfis de DPL	84
Figura 3.27 – Fotografia do equipamento do ensaio <i>Cross-Hole</i> (Viana da Fonseca em 08-03-2002)	86
Figura 3.28 - Definição de horizontes: a) Perfil 1; b) Perfil 2.....	87
Figura 3.29 – Ábaco para classificação do solo (Robertson, 1989).....	88

Figura 3.30 - Perfil do K_D em profundidade.....	89
Figura 3.31- Quadro para estimativa do tipo de solo e respectivo peso volúmico (Marchetti & Crapps, 1981 citado por Marchetti et al., 2001)	90
Figura 3.32 – Grau de sobreconsolidação (Perfil 2)	92
Figura 3.33 - Coeficiente de impulso em repouso calculado pela expressão de Baldi et al. (1986) para areias artificiais e pela expressão corrigida (Perfil 1 e 2)	94
Figura 3.34 – Ângulo de resistência ao corte calculado por várias correlações.....	95
Figura 3.35 – Representação esquemática da influência no ângulo de atrito de uma metodologia que não incorpora a parcela coesiva do solo (TTE – Trajectória de tensões efectivas).....	96
Figura 3.36- Relação entre q_c/σ'_{vo} e K_D para ambos os Perfis juntamente com as propostas de Campanella e Robertson (1991) e Viana da Fonseca (1996).	97
Figura 3.37 - Ábaco $q_c - K_D - \phi'$ (Marchetti, 1985).....	97
Figura 3.38 - Gráfico de para determinação do ângulo de atrito com base nos parâmetros do CPTU (Robertson e Campanella, 1983).....	98
Figura 3.39 – Estimativa da coesão (Perfil 2)	98
Figura 3.40 – Posição de duas amostras de solo relativamente à linha de estados críticos	99
Figura 3.41 – Resultados obtidos para o ângulo de dilatância	99
Figura 3.42 – Perfil do módulo de distorção máximo.....	100
Figura 3.43 - Relação entre G_0 e N_{60}	101
Figura 3.44 - Relação entre G_0 e N_{60}	102
Figura 3.45 – Comparação entre o G_0^{CH} , o $G_0^{(Hryciw)}$ e o G_0 corrigido.....	103
Figura 3.46 - <i>Ratio</i> $G_0^{CH}/G_0^{(Hryciw)}$ versus <i>OCR</i>	103
Figura 3.47 - Relação entre G_0 e q_c para solos residuais	104
Figura 3.48 - Relação entre G_0 e N_{60} para os solos residuais	105
Figura 3.49 - Comparação dos resultados dos ensaios com a proposta de: (a) Baldi et al (1989); (b) Jamiolkowski & Robertson (1988) citada por Viana da Fonseca (1996).....	106
Figura 3.50 - Relações entre G_0/E_D e P_{0N} com $G_0 = 200$ MPa	107
Figura 3.51 - Relação entre o E_{DMT} e a tensão efectiva (Perfil 2).....	108
Figura 3.52- Relação entre o parâmetro do ensaio DMT (E_D) com a tensão efectiva.....	109
Figura 3.53 - Relação entre o módulo de deformabilidade elástico e a tensão efectiva	109
Figura 3.54 - Relação entre o módulo de deformabilidade elástico e o módulo dilatométrico	109

Capítulo 4 Modelação

Figura 4.1 – Representação da lei hiperbólica formulada por Konder and Zelasko (1963)	114
Figura 4.2 – Representação da linearização da lei hiperbólica	115
Figura 4.3 – Gráfico $\log(E_t/P_a)$ vs $\log(\sigma'_z/P_a)$	116
Figura 4.4 – Curva hiperbólica para o caso de consolidação anisotrópica	117
Figura 4.5 – Gráfico de $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ versus ε_r	118
Figura 4.6 - Modelo esquemático do comportamento tensão-deformação de um solo real	120
Figura 4.7 – Modelo elástico perfeitamente plástico.....	120
Figura 4.8 - Superfície de cedência de <i>Mohr-Coulomb</i> no espaço das tensões principais considerando coesão nula (Brinkgreve et al., 2004).....	121

Figura 4.9 – Definição de E_0 e E_{50} em resultados de ensaios triaxiais convencionais	123
Figura 4.10 – Comportamento do solo previsto no modelo <i>Hardening Soil</i> e seus parâmetros principais (adaptado do Brinkgreve et al. , 2004)	126
Figura 4.11 – Envoltório de cedência por corte (<i>shear yield surface</i>) no <i>Hardening Soil Model</i>	128
Figura 4.12 - Superfície de cedência do <i>Hardening-Soil Model</i> no plano q - p (Brinkgreve et al., 2004) .	130
Figura 4.13 – Representação das duas formas de especificar a tensão de pré-consolidação em relação ao estado de tensão in situ: a) usando o OCR; b) usando o POP	132
Figura 4.14 - Representação tridimensional da superfície de cedência do <i>Hardening Soil Model</i> no espaço das tensões principais para um solo sem coesão (adaptado do Brinkgreve et al., 2004))	132
Figura 4.15 – Representação do tipo de elementos disponíveis no programa (Brinkgreve et al., 2004) .	133
Figura 4.16- Geometria e parâmetros constitutivos usados.....	134
Figura 4.17 - Influência do tipo de elementos e número de pontos nodais nos deslocamentos de uma cortina monoapoiada nas suas fases autoportante e final	134
Figura 4.18 - Influência da profundidade da fronteira inferior nos deslocamentos de uma cortina monoapoiada nas suas fases autoportante e final	135
Figura 4.19 - Exemplo de uma malha de elementos finitos usada nas análises efectuadas (980 elementos)	135
Figura 4.20 – Simulação do faseamento construtivo no Plaxis®	139
Figura 4.21 - Modelação hiperbólica do ensaio “Bloco 2”	140
Figura 4.22 - Modelação hiperbólica do ensaio “França 1”	140
Figura 4.23 - Modelação hiperbólica do ensaio “França 2”	140
Figura 4.24 - Modelação hiperbólica do ensaio “França 4”	140
Figura 4.25 - Modelação hiperbólica do ensaio “França 5”	140
Figura 4.26 - Modelação hiperbólica do ensaio “França 6”	140
Figura 4.27 – Obtenção dos módulos E_{50} , E_{ij} e E_{t0} a partir da modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais	142
Figura 4.28 – Representação dos ensaios num gráfico σ'_1/σ'_3 versus deformação	143
Figura 4.29 – Módulo secante obtido nos ensaios até 5% de deformação	143
Figura 4.30 – Representação dos ensaios num gráfico $E_{sec}/E_{sec,i}$ versus $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$	144
Figura 4.31 – Representação dos ensaios num gráfico E_v/E_{tj} (<i>hip</i>) versus (q/q_{max})	144
Figura 4.32 - Degradação do módulo secante com a deformação (“França 2”)	146
Figura 4.33 - Obtenção do E_{tj} e do n através da fórmula de Janbu (1963).....	148
Figura 4.34 – Generalização dos ensaios através da fórmula do <i>Hardening Soil Model</i>	148
Figura 4.35 - Obtenção do E_{50}^{ref} e do m através da fórmula do <i>Hardening Soil Model</i> considerando os ensaios “Bloco 2”, “França 2” e “França 6”	149
Figura 4.36 - Obtenção do E_{50}^{ref} e do m através da fórmula do <i>Hardening Soil Model</i> considerando apenas os ensaios “Bloco 2” e “França 2”	149
Figura 4.37 - Deformada da malha de elementos finitos no fim da primeira fase de carregamento na simulação de um ensaio triaxial de compressão convencional (1182 elementos)	150
Figura 4.38 – Modelação do ensaio 1	151
Figura 4.39 – Modelação do ensaio 2	151
Figura 4.40 – Modelação do ensaio “França 2”	152
Figura 4.41 – Nova modelação do ensaio “França 2”	153

Figura 4.42 – Modelação do ensaio “Bloco 2”	154
Figura 4.43 – Modelação do ensaio “França 6”	154
Figura 4.44 – Nova modelação do ensaio “França 6”	155
Figura 4.45 – Nova modelação do ensaio “França 6”	155
Figura 4.46 – Modelação do ensaio “França 4”	156
Figura 4.47 – Modelação do ensaio “França 5”	156
Figura 4.48 – Nova modelação para melhor ajuste do ensaio “França 4”	157
Figura 4.49 – Nova modelação para melhor ajuste do ensaio “França 5”	157
Figura 4.50 - Alçado Norte planificado do projecto da trincheira com indicação da instrumentação	158
Figura 4.51 – Geometria da secção transversal da cortina correspondente à secção 1.5 (cotas em metros)	159
Figura 4.52- Momentos flectores (a) e pressões intersticiais na cortina (b) para a fase autoportante e definitiva	160
Figura 4.53- Tensões efectivas horizontais no tardoz e na frente da cortina em fase autoportante e definitiva	161
Figura 4.54 - Orientação das tensões totais na fase final do processo de escavação.....	161
Figura 4.55 – Localização dos pontos relativamente à escavação e à cortina	162
Figura 4.56 – Trajectórias de tensão em vários pontos do maciço (Nota: a trajectória do ponto A é coincidente com a do ponto B)	162
Figura 4.57 - Pontos em plastificação no fim da última fase de escavação e colocação da laje de fundo	163
Figura 4.58 – Comportamento volumétrico de um ponto situado atrás da escora comparativamente com as curvas obtidas no ensaio triaxial “França 4” e respectiva simulação numérica	163
Figura 4.59 - Influência da deformabilidade do granito W5 nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	167
Figura 4.60- Influência do módulo E_{50} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	167
Figura 4.61- Influência do módulo E_{ur} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	168
Figura 4.62- Influência do E_{eod} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	168
Figura 4.63 - Influência da deformabilidade do granito W5-4 nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	169
Figura 4.64 - Influência da coesão dos dois horizontes nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	169
Figura 4.65- Influência da dilatância dos dois horizontes nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	170
Figura 4.66- Influência do OCR nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	170
Figura 4.67 - Influência da posição no nível freático nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva	171
Figura 4.68- Influência da rigidez da cortina nos deslocamentos da cortina em fase autoportante e definitiva	171
Figura 4.69- Influência do modelo nos deslocamentos da cortina em fase autoportante e definitiva	172
Figura 4.70- Influência do modelo nos deslocamentos do fundo de escavação e à superfície para a fase final.....	172

Figura 4.71 – Resultado da retro-análise da secção à luz dos resultados da parametrização dos ensaios de compressão triaxial.....	175
Figura 4.72- Relação entre o E_{50} e o E_D	177
Figura 4.73 - Relação entre o E_{50} e o E_{DMT}	177
Figura 4.74 - Comparação das curvas de degradação da rigidez dos ensaios triaxiais com outras existentes na bibliografia.....	178
Figura 4.75 – Desenho esquemático das leis de degradação de rigidez do solo e do modelo	179

Capítulo 5 Estudos paramétricos em cortinas flexíveis autoportantes e monoapoiadas

Figura 5.1- Distribuição de pressões admitida na situação M3 (adaptado de Vieira e Matos Fernandes, 2002)	190
Figura 5.2- Cortinas autoportantes sem nível freático e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$	192
Figura 5.3- Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$	193
Figura 5.4- Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$	193
Figura 5.5 - Cortinas monoapoiadas sem nível freático e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$	196
Figura 5.6- Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$	196
Figura 5.7- Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$	197

Capítulo 6 Estruturas autoportantes com escora no topo em fase de construção. Dimensionamento otimizado

Figura 6.1 – Esquema de uma passagem desnivelada: a) planta; b) corte na zona da cortina autoportante; c) corte na zona da cortina escorada; d) corte na zona mais profunda.	200
Figura 6.2 – Esquema do perfil B da figura anterior com a colocação otimizada da escora.	200
Figura 6.3 – Faseamento construtivo de uma cortina autoportante com apoio superior em fase provisória: a) escavação até um pouco abaixo do nível da escora; b) colocação da escora; c) fase intermédia da escavação; d) escavação até à cota mais profunda; e) colocação do pavimento rígido; f) retirada da escora.	201
Figura 6.4 – Diagrama de momentos da cortina autoportante com fase provisória monoapoiada: a) cortina monoapoiada; b) momentos resultantes da retirada da escora; c) momentos finais (soma algébrica).	202
Figura 6.5 – Envolvente dos diagramas de momentos para cada uma das cortinas: a) cortina autoportante; b) cortina provisoriamente monoapoiada.	203
Figura 6.6 – Deslocamentos horizontais da cortina autoportante com fase provisória monoapoiada. a) cortina monoapoiada; b) deslocamentos resultantes da retirada da escora; c) deslocamentos finais (soma algébrica).	203
Figura 6.7 – Deslocamentos horizontais máximos verificados em cada uma das cortinas: a) cortina autoportante; b) cortina provisoriamente monoapoiada.	204
Figura 6.8 - Secção transversal da escavação (adaptado de Watson e Carder, 1994).	204

Figura 6.9 – Evolução dos deslocamentos laterais da parede durante a construção: a) depois da escavação; b) depois da retirada da escora; c) depois da abertura ao tráfego; d) seis meses depois da abertura ao tráfego (adaptado de Watson e Carder, 1994).	205
Figura 6.10 – Evolução dos momentos flectores da parede durante a construção: a) depois da escavação; b) depois da retirada da escora; c) depois da abertura ao tráfego; d) seis meses depois da abertura ao tráfego (adaptado de Watson e Carder, 1994).	206
Figura 6.11 – Gráfico das relações adimensionalizadas dos momentos para a situação e nível freático na base da escavação ($\delta=2/3\phi'$).	208
Figura 6.12 - Desenho esquemático da escavação considerada no cálculo de elementos finitos.	210
Figura 6.13 - Malha de elementos finitos utilizada no cálculo com o programa <i>Plaxis</i> ® correspondente à última fase de cálculo (3422 elementos).	211
Figura 6.14 - Diagrama de momentos da fase monoapoiada obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.	212
Figura 6.15 - Diagrama de momentos resultante da retirada da escora obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.	213
Figura 6.16 - Diagrama de momentos da fase final obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.	213
Figura 6.17 - Diagrama de momentos de uma cortina continuamente autoportante obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.	214
Figura 6.18 – Perfil de deslocamentos verificados na cortina autoportante com fase intermédia monoapoiada nas suas várias fases: a) cortina monoapoiada; b) retirada da escora; c) deslocamentos finais.	215
Figura 6.19 – Perfil de deslocamentos verificados na cortina autoportante.	215

Índice de Quadros

Capítulo 2 Descrição Sumária do Projecto

Quadro 2.1 – Parâmetros adoptados no projecto	36
---	----

Capítulo 3 Caracterização Geológico - Geotécnica

Quadro 3.1 - Valores típicos de alguns parâmetros nos solos residuais do Granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996)	57
Quadro 3.2 - Módulo de distorção máximo obtido através de <i>bender elements</i>	61
Quadro 3.3 – Comparação entre os módulos de distorção máximos obtidos pelos <i>bender elements</i> e pelo ensaio <i>Cross-Hole</i>	61
Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios edométricos	63
Quadro 3.5 - Índices físicos determinados para cada uma das amostras	64
Quadro 3.6 - Resumo dos ensaios triaxiais executados	66
Quadro 3.7 - Perfil de velocidades das ondas sísmicas	77
Quadro 3.8 - Resultados e correcções do ensaio SPT - Perfil 1	79
Quadro 3.9 - Resultados e correcções do ensaio SPT - Perfil 2	80
Quadro 3.10 - Pressões parâmetros básicos do ensaio obtidos no Perfil 1	83
Quadro 3.11 - Pressões parâmetros básicos do ensaio obtidos no Perfil 2	83
Quadro 3.12 - Divisão em horizontes – Resumo	87
Quadro 3.13 - Classificação do solo com base no índice I_D	88
Quadro 3.14 - Perfil 1	89
Quadro 3.15 - Perfil 2	89
Quadro 3.16 - Perfil 1	91
Quadro 3.17 - Perfil 2	91

Capítulo 4 Modelação

Quadro 4.1 - Parâmetros de inércia e rigidez da cortina.....	137
Quadro 4.2 - Parâmetros de inércia e rigidez da laje de fundo.....	137
Quadro 4.3 – Módulos de deformabilidade obtidos pelo modelo hiperbólico em cada um dos ensaios ..	142
Quadro 4.4 - Quadro resumo dos módulos de deformabilidade calculados na modelação do ensaio “França 2”	146
Quadro 4.5 - Parâmetros do modelo base	159
Quadro 4.6 - Outros parâmetros de resistência do solo e rocha	164
Quadro 4.7 - Resumo dos estudos paramétricos apresentados.....	165

Quadro 4.8 - Modelo que melhor ajustou a monitorização	175
Quadro 4.9 – Quadro resumo dos módulos de deformabilidade encontrados	180

Capítulo 5 Estudos paramétricos em cortinas flexíveis autoportantes e monoapoiadas

Quadro 5.1 - Coeficientes parciais de segurança relativos às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_E)	186
Quadro 5.2 - Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo (γ_M)	186
Quadro 5.3 - Coeficientes parciais de segurança relativos às resistências para estruturas de suporte ...	186
Quadro 5.4 – Peso volúmico e ângulo de atrito usados nos estudos paramétricos efectuados	190

Capítulo 6 Estruturas autoportantes com escora no topo em fase de construção. Dimensionamento otimizado

Quadro 6.1 – Momento de condicionante para cada caso	208
Quadro 6.2– Percentagem do momento de dimensionamento relativamente ao momento máximo da cortina autoportante para cada caso analisado.....	209
Quadro 6.3 - Características dos vários elementos introduzidos no cálculo.	210
Quadro 6.4 - Valores dos momentos máximos (kN.m/m)	214

Simbologia

Todos os símbolos utilizados estão claramente definidos no texto à medida que vão surgindo. Contudo, alguns deles assumem significados diferentes consoante o contexto em que são utilizados, pelo que se justifica a sua sistematização para que não hajam dúvidas sobre aquilo que, em cada caso, cada um pretende representar.

Letras latinas

A

- a - constante ou expoente genérico
 - parâmetro definidor da hipérbole q vs ε_a no modelo hiperbólico
 A_{estaca} - área da secção transversal da cortina

B

- b - constante ou expoente genérico
 - parâmetro definidor da hipérbole q vs ε_a no modelo hiperbólico
 B - distância de influência do perfil dos assentamentos à superfície

C

- c - parâmetro definidor da hipérbole ε_a vs ε_r no modelo hiperbólico
 c' - coesão efectiva
 $c_{incremento}$ - incremento da coesão com a profundidade (parâmetro avançado do HSM)
 C_c - índice de compressibilidade unidimensional
 C_{CS} - índice de compressibilidade unidimensional (estado meta-estável)
 C_r - índice de compressibilidade elástico de descarga e recarga
 C_u - coeficiente de uniformidade granulométrica

D

- D - altura enterrada da cortina
 - parâmetro definidor da hipérbole ε_a vs ε_r no modelo hiperbólico
 d' - altura enterrada característica
 d_a - altura enterrada de uma cortina autoportante para uma dada profundidade de escavação
 d_{eq} - espessura equivalente da cortina
 d_{sd} - altura enterrada de cálculo
 d^* - ponto de anulação das pressões (método Britânico)
 D^+_{max} - deslocamento horizontal máximo da cortina monoapoiada
 D^+ - deslocamento horizontal da cortina monoapoiada no ponto médio da laje de fundo

Simbologia

E

- e - índice de vazios
- espessura da laje de fundo
- E - módulo de deformabilidade do solo
- E_0 - módulo de deformabilidade máximo
- E_0^{BE} - módulo de deformabilidade máximo deduzido dos *Bender Elements*
- E_{eod} - módulo edométrico
- E_{eod}^{ref} - módulo edométrico definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}
- E_D - módulo dilatométrico do ensaio DMT
- E_{DMT} - módulo de deformabilidade inferido do ensaio DMT
- E_{50} - módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura
- E_{50}^{ref} - módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}
- E_{ur} - módulo de deformabilidade em descarga-recarga
- E_{ur}^{ref} - módulo de deformabilidade em descarga-recarga definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}
- E_t - módulo de deformabilidade tangente
- E_{ti} - módulo de deformabilidade tangente inicial
- $E_{ti\ hip}$ - módulo de deformabilidade tangente inicial retirado da modelação hiperbólica (da curva isotrópica correspondente)
- E_{t0} - módulo de deformabilidade tangente inicial do ensaio anisotrópico correspondente
- E_{sec} - módulo de deformabilidade secante
- E_{sec}^i - módulo de deformabilidade secante inicial
- $E_{sec\ 10\%}$ - módulo de deformabilidade secante a 10% da carga de rotura

F

- F - função de cedência
- \bar{f} - função de tensão
- f_1 - factor relativo à mão de obra para cálculo dos assentamentos à superfície
- f_2 - factor relativo à dificuldade da construção para cálculo dos assentamentos à superfície
- f_s - resistência lateral unitária no ensaio CPT
- F - parâmetro definidor da hipérbole q vs ϵ_a no modelo hiperbólico
- função de cedência
- F_e - força na escora de cálculo
- F_p - factor de segurança relativo às pressões passivas
- F_{np} - factor de segurança relativamente à soma algébrica das pressões activas e passivas

G

- G - gradiente hidráulico constante (nível freático M3)
- G - módulo de distorção do solo
- parâmetro adimensional da variação do coeficiente de Poisson com a tensão efectiva
- G_{sec} - módulo de distorção secante
- G_{ur} - módulo de distorção em descarga-recarga

G_{el}	- módulo de distorção obtido dos ensaios triaxiais realizados com instrumentação interna
G_0	- módulo de distorção máximo do solo
G_0^{BE}	- módulo de distorção máximo do solo deduzido dos Bender Elements
G_0^{CH}	- módulo de distorção máximo do solo derivado do ensaio sísmico entre furos (Cross Hole)
H	
H	- profundidade de escavação
H	- altura total da cortina
	- carga hidráulica
I	
I	- gradiente de pressão
I_{estaca}	- Inércia da secção transversal da cortina
I_a	- impulso activo
I_p	- impulso passivo
I_{wa}	- impulso hidrodinâmico no tardo da cortina (a montante da cortina)
I_{wp}	- impulso hidrodinâmico na frente da cortina (a jusante da cortina)
I_{np}	- soma algébrica das pressões passivas e activas
I_D	- índice do material do ensaio DMT
K	
K	- permeabilidade do solo
	- constante de Janbu (1963)
	- parâmetro de endurecimento
K_0	- coeficiente de impulso em repouso
K_0^{nc}	- coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados
K_a	- coeficiente de impulso activo
K_p	- coeficiente de impulso passivo
K_D	- índice de tensão lateral do ensaio DMT
L	
L	- intervalo de medida entre duas leituras consecutivas no inclinómetro biaxial
M	
M	- gradiente do diagrama de pressões entre p_a e p_1 (método americano)
	- parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento definido no modelo "Hardening Soil Model" (HSM) equivalente ao parâmetro n da fórmula de Janbu (1963).
m_v	- coeficiente de compressibilidade unidimensional
M_{DMT}	- módulo confinado deduzido do ensaio DMT
$M_{dmáx}$	- momento flector máximo de cálculo
M_{max}^+	- momento flector máximo positivo de uma cortina monoapoiada
M^+	- momento flector positivo de uma cortina monoapoiada no ponto médio da laje de fundo
M_{escora}^-	- momento flector negativo resultante da retirada da escora

Simbologia

- M_{final} - momento flector final no ponto médio da laje de fundo (soma algébrica de M^+ com M_{final}^-)
 M_{auto} - momento flector máximo negativo de uma cortina autoportante
 M_{dim} - momento flector de dimensionamento

N

- n - constante de Janbu (1963)
 $(N_1)_{60}$ - valor normalizado (à tensão efectiva de referência) de N60 (ensaio SPT)
 N_{60} - N_{SPT} corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% de energia teórica)
 N_{SPT} - número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT

P

- p_a - pressão do solo atrás da parede ao nível da base da escavação (método americano)
 P_1 - pressão do solo a uma dada profundidade y da altura enterrada (método americano)
 P_2 - pressão do solo na base da estaca (método americano)
 p' - tensão média efectiva $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
 p'_s - tensão média efectiva da amostra
 p'_0 - tensão média efectiva in situ
 p_{ref} - tensão de confinamento de referência
 p_p - tensão isotrópica de pré-consolidação
 P - pressão hidráulica
 P_{hidrost} - pressão hidrostática
 P_0 - pressão de início de carga ou de ajuste – “lift-off” (ensaio DMT)
 P_1 - pressão de expansão para 1mm de deslocamento da lâmina (ensaio DMT)
 P_2 - pressão de recontacto da membrana com a lâmina após a descarga (ensaio DMT)
 P_a - pressão atmosférica

Q

- q - tensão de desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)$
 q_0 - tensão de desvio na consolidação
 q_c - resistência de ponta no ensaio CPT
- tensão de desvio na consolidação
 q_{max} - assíntota da lei hiperbólica
 q_f - tensão de desvio correspondente à rotura no ensaio triaxial (modelo hiperbólico)
 Q - contra impulso passivo (método britânico)

R

- r_0 - índice de assentamento
 R_i - força interna na rótula fictícia
 R_G - ratio G_0/E_0
 R_M - coeficiente de correcção do módulo dilatométrico
 R_f - ratio entre q_f e q_{max} (modelo hiperbólico)

S

- S - área definida pelo perfil de assentamentos à superfície
 S_0 - profundidade de influência do perfil de assentamentos à superfície
 S_r - grau de saturação

U

- U - pressão neutra
 u_D - parâmetro relativo à pressão neutra do ensaio DMT
 U_0 - pressão neutra em repouso

V

- V_p - velocidade de propagação da onda de compressão
 V_s - velocidade de propagação da onda de corte

W

- W - peso próprio da cortina

X

- X - ponto de anulação das pressões (método americano)
 x_0 - abcissa da curva hiperbólica correspondente à anulação da tensão de desvio

Y

- Y - profundidade a que se verifica a pressão p_1 (método americano)

Z

- z - profundidade de recolha da amostra
 z_p - profundidade de ponto em torno do qual a cortina tende a rodar (método britânico)
 z_M - correcção devida à rigidez da membrana (ensaio DMT)

Letras gregas

- α - parâmetro definidor da superfície de cedência do HSM relacionado com o K_0^{nc}
 ΔA - correcção devida à pressão de inércia do diafragma (ensaio DMT)
 ΔB - correcção devida à pressão de inércia do diafragma (ensaio DMT)
 β - parâmetro definidor da superfície de cedência do HSM relacionado com o E_{oed}^{ref}
 γ - peso volúmico do solo
 - distorção
 γ^p - função de deformações plásticas
 γ_d - peso volúmico do solo seco
 γ_s - peso volúmico das partículas sólidas
 γ_{sat} - peso volúmico do solo saturado
 γ_{DMT} - peso volúmico do solo deduzido do ensaio DMT
 γ_w - peso volúmico da água
 $\gamma_{montante}$ - peso volúmico do solo a montante da cortina
 $\gamma_{jusante}$ - peso volúmico do solo a jusante da cortina

Simbologia

δ	- ângulo de atrito na interface solo-cortina
ε	- ponto de anulação das pressões perto do pé da cortina (método americano) - extensão ou deformação
ε_a	- deformação axial
ε_s	- deformação distorcional
$\varepsilon_{a\text{ rot}}$	- deformação axial na rotura
ε_1	- deformação principal máxima
ε_2	- deformação principal média
ε_3	- deformação principal mínima
ε_1^e	- deformação principal máxima (elástica)
ε_2^e	- deformação principal média (elástica)
ε_3^e	- deformação principal mínima (elástica)
ε_1^p	- deformação principal máxima (plástica)
ε_2^p	- deformação principal média (plástica)
ε_3^p	- deformação principal mínima (plástica)
ε_v	- deformação volumétrica
ε_v^p	- deformação volumétrica plástica
ε_v^{pc}	- deformação volumétrica plástica em compressão isotrópica
\varnothing	- diâmetro dos varões da armadura da estaca
ϕ'	- ângulo de resistência ao corte
ϕ'_{cv}	- ângulo de resistência ao corte a volume constante
ϕ'_m	- ângulo de resistência ao corte mobilizado
ν	- coeficiente de Poisson
ν_{ur}	- coeficiente de Poisson em descarga-recarga (parâmetro avançado do HSM)
θ	- ângulo de inclinação do inclinómetro biaxial
ρ	- massa volúmica
σ'_v	- tensão efectiva vertical
σ'_h	- tensão efectiva horizontal
σ'_{vc}	- tensão efectiva vertical de consolidação
σ'_{hc}	- tensão efectiva horizontal de consolidação
$\sigma'_{yy}{}^0$	- tensão efectiva vertical <i>in situ</i>
σ'_1	- tensão principal máxima
σ'_2	- tensão principal média
σ'_3	- tensão principal mínima
σ'_t	- resistência à tracção do solo
ω	- teor em água
ψ'	- ângulo de dilatância
ψ'_m	- ângulo de dilatância mobilizado

Abreviaturas mais utilizadas

Instituições

ASTM	- American Society for Testing and Materials
CICCOPN	- Centro de Formação Profissional da Indústria e Construção Civil e Obras Públicas do Norte

FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
IST	- Instituto Superior Técnico
ISRM	- International Society of Rock Mechanics

Ensaio in situ

CH	- <i>Cross-Hole</i> (ensaio sísmico entre furos)
CPTU	- <i>Piezocone Penetration Test</i> (ensaio com o piezocone)
DMT	- <i>Dilatometer Test</i> (ensaio com o dilatómetro plano)
DPL	- <i>Light Dynamic Probing</i> (ensaio com penetrómetro dinâmico ligeiro)
DPSH	- <i>Dynamic Probing Super Heavy</i> (ensaio com penetrómetro dinâmico super-pesado)
PMT	- <i>Pressuremeter Test</i> (ensaio com o pressiómetro)
SCPTu	- <i>Seismic Piezocone Penetration Test</i> (ensaio com o piezocone sísmico)
SPT	- <i>Standard Penetration Test</i> (ensaio de penetração standard, com o amostrador de Terzaghi)
SBPT	- <i>Self Boring Pressuremeter Test</i> – Ensaio com o pressiómetro auto-perfurador

Instrumentação

EE	- barras extensiométricas
IM	- inclinómetros
CT	- alvos topográficos
L	- réguas topográficas
M	- marcas topográficas

Outros

BE	- <i>Bender Elements</i> (transdutores piezoeléctricos para determinação da velocidade de propagação das ondas de corte)
CFA	- <i>Continuous Flight Auger</i> (estaca realizada com trado contínuo oco)
DA	- <i>Design Approach</i> (abordagem de cálculo)
DNA	- Documento Nacional de Aplicação
EC7	- Eurocódigo 7
FEM	- Finite Element Method (método dos elementos finitos)
HSM	- Hardening Soil Model
ISC'2	- International Site Characterization
LDT	- <i>Local Deformation Transducers</i> (transdutores de deformações locais)
LNC	- linha normalmente consolidada
MC	- Modelo de Mohr-Coulomb
MEL	- Método de equilíbrio limite
NF	- Nível Freático
OCR	- <i>Overconsolidation ratio</i> (grau de sobreconsolidação)
POP	- pre-overburden stress (tensão de repouso inicial)
W4	- estado de alteração em que mais da metade da matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo (ISRM, 1981 citado de Normetro, 2001)
W5	- estado de alteração caracterizado pela matriz da rocha estar completamente decomposta e/ou desintegrada à condição de solo, embora a estrutura original do maciço permaneça, em grande parte, preservada (ISRM, 1981 citado de Normetro, 2001)
W5-4	- estado de alteração da rocha intermédio entre o W4 e o W5

Capítulo 1 Estruturas de suporte flexíveis

1.1 Introdução

A expansão das cidades tem levado a um aumento das necessidades e a um maior grau de exigência por parte dos seus habitantes, isto é, a crescente urbanização faz-se não só em quantidade mas também em qualidade. Este tipo de desenvolvimento reflecte-se na Engenharia Civil, uma vez que é necessário construir mais mas, ao mesmo tempo, construir de uma forma sustentada de forma a melhorar a qualidade de vida nas cidades. Nesse sentido, as pessoas exigem agora melhores e mais eficientes meios de transporte, mais espaços verdes e de lazer, maiores zonas pedonais, requalificação de zonas degradadas, entre outros...

Para responder a estas exigências têm sido postos inúmeros desafios à Engenharia. Como o espaço disponível é cada vez menor e mais solicitado para outras funções da arquitectura urbana, os engenheiros são pois obrigados a construir em terrenos de pior qualidade, a reconstruir e manter obras antigas e a construir no subsolo. A utilização do espaço subterrâneo, em particular, tem vindo a aumentar bastante através da construção de um maior número de pisos subterrâneos nos edifícios e, de parques de estacionamento nas áreas públicas, assim como túneis (rodoviários ou ferroviários, com destaque para os túneis de metropolitano em crescente expansão) ou passagens inferiores de nós rodoviários.

A necessidade da realização de escavações cada vez mais profundas é, portanto, uma realidade muito actual. As estações subterrâneas do metropolitano realizadas pelo conhecido método do *cut and cover* e as escavações para fundações de edifícios ou para passagens de vias desniveladas são bons exemplos. Por outro lado, a necessidade de ensecadeiras para a construção de pilares de pontes em rios, ou de unidades industriais ou portuárias nas margens dos rios ou mares, obriga à realização de estruturas de contenção de face vertical.

Estas escavações são frequentemente (e pelas razões apresentadas) realizadas muito perto de edifícios já existentes, alguns deles antigos – muitas vezes com um cariz histórico e patrimonial assinalável – e conseqüentemente mais sensíveis, com os quais é preciso ter redobrados cuidados no que diz respeito ao controlo das deformações (deslocamentos e assentamentos) e das vibrações (especialmente quando é utilizada maquinaria pesada como equipamentos de estacas ou de paredes moldadas). No entanto, a magnitude desses movimentos e a sua distribuição dependem de vários factores que dificultam a sua previsão. Nesses factores inclui-se o perfil do solo e as suas características geotécnicas, as características da escavação (nomeadamente a profundidade), a

rigidez da cortina e tipo de suporte, o processo construtivo, as condições fronteira da zona envolvente, e muitos outros.

Assim, se antigamente o que estava em causa eram pequenas escavações realizadas à mão, com faces suportadas por pranchas e escoras de madeira, de há uns anos para cá o desafio consiste na construção de profundas escavações de face vertical com um controle apertado de deslocamentos. A solução encontrada passa, frequentemente, pela construção de estruturas de suporte flexíveis, muitas vezes designadas por cortinas ou paredes.

1.2 Estruturas de suporte flexíveis versus rígidas

Os objectivos principais de qualquer estrutura de contenção seja ela provisória ou definitiva, são:

- assegurar a estabilidade da escavação/contenção;
- controlar os deslocamentos do terreno à superfície.

Uma estrutura de suporte é considerada flexível quando esta experimenta, em serviço, deformações susceptíveis de condicionar a distribuição das pressões de terras exercidas no seu tardo e conseqüentemente os impulsos, os momentos flectores e os esforços transversos para que é dimensionada (Peck, 1972). Esta relação entre as deformações da cortina e as pressões que o solo exerce sobre a mesma, devida ao chamado *efeito de arco*, vem provar a natureza altamente hiperestática do sistema solo-estrutura que torna o seu estado de tensão-deformação de muito difícil determinação através dos meios clássicos da mecânica dos solos (Matos Fernandes, 1990).

Efeito de arco

O *efeito de arco* foi definido por Terzaghi (1943) do seguinte modo: “Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto entre a massa que tende a deslocar-se e a remanescente, tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiveram imóveis (ou que se deslocaram menos ou, até, que se deslocaram contra o solo). Esta transferência de tensões é designada por efeito de arco.”

Posteriormente, Bjerrum et al. (1972) analisaram este efeito em escavações referindo que a variação da grandeza dos deslocamentos ao longo da altura da parede induz um mecanismo de *efeito de arco* que agrava as pressões de terras nas zonas com deslocamentos mais reduzidos, e reduz as pressões na zona com maiores deslocamentos, onde as mesmas podem atingir valores significativamente inferiores às correspondentes ao estado passivo de Rankine.

Destas citações pode-se retirar as seguintes conclusões, tal com referido por outros autores (Matos Fernandes, 1990; Fortunato et al., 1996; Almeida e Sousa, 2005):

- o efeito de arco não é mais que uma transferência de tensões;
- a mobilização do efeito de arco precisa de um deslocamento relativo;
- o efeito de arco induz a mobilização da resistência ao corte do solo;
- a redistribuição de tensões por efeito de arco não depende apenas da rigidez da cortina mas também da própria resistência do solo e das condições de apoio da cortina (número e rigidez dos apoios);
- as principais consequências visíveis deste fenómeno são o aumento das forças nos apoios (escoras e/ou ancoragens) e a redução dos momentos flectores na cortina nas zonas não apoiadas.

Como se pode ver na Figura 1.1, numa parede flexível a distribuição de pressões é maior nas zonas mais apoiadas e menor nas restantes o que conduz a uma redução dos momentos. De facto, o benefício das estruturas de suporte flexíveis reside precisamente na possibilidade de tirar partido da resistência ao corte do solo para reduzir os momentos flectores. Há, portanto, toda a vantagem em construir estruturas flexíveis, mais fáceis de executar e mais baratas, em vez de estruturas rígidas.

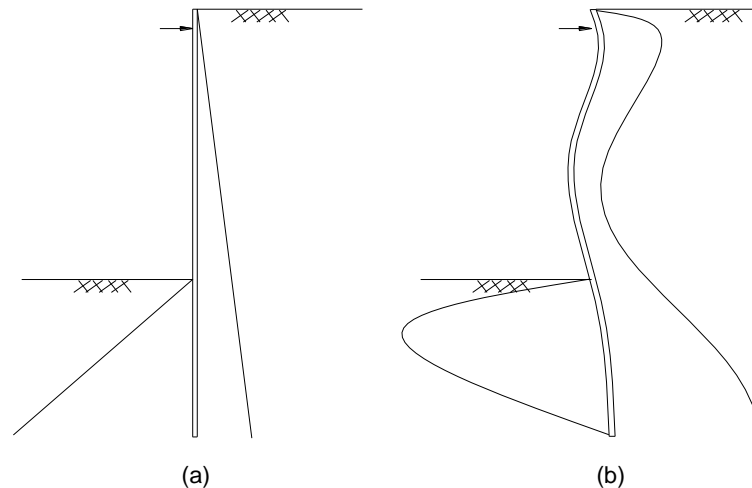


Figura 1.1 - Influência da flexibilidade da parede na distribuição das pressões: a) parede rígida; b) parede flexível (Padfield e Mair, 1984 citado por Puller, 2001)

1.3 Tipos de estruturas de suporte flexíveis

1.3.1 Introdução

Os vários tipos de cortinas de suporte flexíveis estão relacionados com os materiais utilizados (madeira, betão, aço), com o tipo de suporte preferencial (uma ou mais escoras ou ancoragens), e ainda com o processo construtivo. A escolha do tipo mais adequado para cada caso particular é uma decisão criteriosa do projectista baseada nas condições geológicas, geotécnicas e hidrológicas do local, na altura da escavação, na grandeza dos deslocamentos permitidos na envolvente, no tempo disponível para a realização da escavação e nos materiais e equipamentos disponíveis, de forma a encontrar a solução mais segura e económica possível.

No que se refere ao tipo de suporte, as cortinas de contenção podem ser: autoportantes, quando não possuem qualquer apoio para além do solo em que estão inseridas; monoapoiadas, quando possuem um ponto de apoio no topo; ou multiapoiadas, se possuírem vários níveis de apoios ao longo da profundidade da escavação. Os apoios são, em geral, materializados por escoras ou ancoragens. Designam-se por escoras os elementos de apoio colocados no interior da escavação, e ancoragens os elementos instalados no interior do maciço no tardo da cortina.

Quanto à cortina propriamente dita, esta é, em geral, de betão armado, constituindo paredes moldadas ou estacas, ou em aço através da cravação de estacas prancha ou outros perfis. A utilização da madeira está agora praticamente restringida à construção de pequenas valas provisórias.

Assim, os principais modelos para a realização de estruturas de suporte flexíveis podem ser resumidos da seguinte forma:

- Cortina tipo Berlim
- Cortina de estacas prancha cravadas
- Cortina de estacas moldadas contíguas
- Cortina de estacas moldadas secantes
- Paredes moldadas de betão armado

1.3.2 Cortina tipo Berlim

A cortina tipo Berlim ou tipo Berlim definitiva derivou da parede de contenção tipo Berlim provisória ou tradicional ou simplesmente Berlim, utilizada pela primeira vez no metro de Berlim em 1900. De acordo com Guerra (2005), estas últimas devem hoje em dia ser encaradas como uma alternativa a soluções como as estacas-prancha, tendo um carácter habitualmente provisório e sendo apropriadas a solos relativamente resistentes e com importante componente coesiva. São normalmente constituídas por perfis metálicos verticais, H ou I, colocados por cravação com os banzos



Figura 1.2 - Parede Berlim, Trindade, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 17-8-2002).

paralelamente à face da escavação garantindo a absorção das pressões do terreno através da inércia à flexão, função para a qual este perfil é particularmente competente quando colocado da forma indicada. A disposição dos perfis facilita a colocação entre eles de pranchas de madeira, que lhes transmitem as pressões do terreno do lado “activo” (Figura 1.2).

Nas cortinas tipo Berlim definitivas procede-se à instalação prévia de perfis verticais em furos realizados na periferia da área a escavar, sendo a escavação realizada por níveis e acompanhada da execução alternada de painéis de betão armado: primários (em primeiro lugar) e secundários (após

os primários). O controlo das deformações neste tipo de estruturas é normalmente assegurado pela colocação de ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno. A betonagem dos painéis vai sendo, assim, realizada de cima para baixo, isto é, executando em primeiro lugar os painéis mais superficiais, ficando os perfis metálicos verticais incorporados na parede.

Uma das principais vantagens deste tipo de cortinas consiste em deixar o centro da escavação desimpedido de escoras, bermas ou outros elementos de suporte que prejudiquem a execução dos trabalhos. A grandeza dos movimentos induzidos está dependente em grande medida da qualidade da mão-de-obra e do modo como são introduzidos os elementos. Por exemplo, as placas introduzidas entre os perfis devem ser colocadas o mais próximo possível do solo, preenchendo-se o espaço intermédio se necessário, para que a descompressão deste seja a menor possível. Um dos aspectos a que deve ser dada particular atenção é ao risco de rotura por excesso da componente vertical da força de ancoragem transmitida à base do perfil metálico vertical.

1.3.3 Cortina de estacas prancha



Figura 1.3 – Cortina de estacas prancha (www.franki.com).

As estacas prancha podem ser ou não soluções economicamente vantajosas dependendo de alguns factores, tais como a sua reutilização, a profundidade da escavação, as características do solo, o ruído e as vibrações, e a possibilidade de serem incorporadas na solução definitiva (Figura 1.3). Normalmente, estas estacas são consideradas reutilizáveis, no entanto, em áreas urbanas a sua retirada pode não ser possível devido à falta de espaço no fundo da

escavação para a manobra dos equipamentos.

Se a profundidade da escavação for muito elevada, o armazenamento e o transporte de estacas de grandes dimensões pode tornar-se um problema em áreas urbanas. As características do solo, nomeadamente a resistência que este oferece à cravação da estaca (ainda mais se o mesmo for pouco homogéneo e variado), é outro factor a considerar no seu dimensionamento. No que se refere ao ruído provocado pela instalação das estacas, este tem sido minimizado pela utilização de coberturas acústicas. Contudo, o mesmo não se pode dizer das vibrações induzidas, as quais podem não ser compatíveis com os edifícios vizinhos, especialmente se se tratar de hospitais ou outras infra-estruturas sensíveis. Por fim, em zonas onde o nível freático se encontra baixo, a estaca prancha pode ser incorporada na parede definitiva sem riscos de corrosão.

Nos casos em que as pressões de terras são mais elevadas, as estacas prancha precisam de maior rigidez sendo combinadas com outros perfis metálicos colocados criteriosamente (Puller, 2001).

1.3.4 Cortina de estacas moldadas contíguas



Figura 1.4 – Cortina de estacas moldadas contíguas (www.franki.com).

A cortina de estacas moldadas de betão armado contíguas é uma solução económica para situações definitivas em escavações profundas onde as condições geotécnicas são razoáveis (Figura 1.4). Quando existe alguma água, é possível projectar betão na zona entre as estacas colocando, muitas vezes, um dreno atrás de modo a recolher a água que se acumula no interior. As suas principais vantagens são: o baixo custo e a rapidez de execução quando as condições de

escavação não oferecem demasiados problemas; os baixos níveis de vibração e ruído provocados durante o processo de instalação; e a elevada gama de solos em que podem ser utilizadas, nomeadamente solos residuais do granito. Efectivamente, a cortina de estacas foi uma solução amplamente adoptada no metro do Porto, uma vez que o processo de furação das estacas permite avançar mesmo em rocha muito dura como é o caso do granito do Porto (Figura 1.5 e 1.6).



Figura 1.5 – Cortina de estacas na Estação da Trindade, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 24-10-2002).



Figura 1.6 – Cortina de estacas na Estação dos Aliados, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 12-05-2003).

1.3.5 Cortina de estacas moldadas secantes

As cortinas de estacas moldadas de betão armado secantes são adoptadas quando a quantidade de água que aflui à escavação é relativamente elevada. Este método consiste na escavação e posterior betonagem de estacas primárias, a que se segue a realização de estacas secundárias a meia distância das já existentes de modo a que o equipamento de furação corte uma parte das estacas primárias (Figura 1.7). A execução das segundas deve ser feita antes do betão das primeiras ter atingido a resistência máxima para que a segunda operação de furação não se torne tão complicada. É usual a colocação de armadura apenas nas estacas secundárias devido ao risco de corte da armadura nas primárias. O espaçamento das estacas primárias é definido frequentemente em função das características hidrológicas do local. Com os novos equipamentos de furação, as cortinas de estacas secantes podem agora formar paredes impermeáveis até 30 ou 40 m de profundidade na maioria dos solos. De qualquer modo, é preciso ter em atenção que quanto maior é o comprimento das estacas maior é o risco de entrada de água na escavação devido aos desvios que por vezes ocorrem na execução das mesmas (ver Figura 1.8).



Figura 1.7 – Cortina de estacas secantes (www.franki.com).



Figura 1.8 - Fotografia da base de uma cortina de estacas secantes em que devido à inclinação das mesmas se verificou a entrada de água na escavação

1.3.6 Paredes moldadas de betão armado



Figura 1.9 – Execução de parede moldada
(www.franki.com)

As primeiras paredes moldadas betonadas *in situ* foram realizadas em 1948 para execução de uma cortina corta-águas numa barragem, e usavam a bentonite como forma de sustentação do furo. Pouco tempo depois foram usadas na construção do metro de Milão em soluções *cut and cover* contribuindo para o desenvolvimento do método *top-down*. Mais tarde, as paredes moldadas constituíram soluções estruturais sendo agora a sua utilização mais vulgarizada. Os maiores problemas desta solução prendem-se com a escavação em rocha, no entanto, o avanço tecnológico das máquinas irá certamente permitir a sua vulgarização em terrenos mais resistentes. A construção de paredes moldadas tem efectivamente sofrido um grande desenvolvimento nos últimos anos (Figura 1.9). Nos horizontes de solos residuais – como é o

caso dos perfis de alteração do granito – torna-se muitas vezes impraticável a sua execução. Alguns casos da cidade do Porto, onde precisamente se sentiram grandes dificuldades para cumprir as condições de projecto (espessura e profundidade da parede) foram a construção da Casa da Música e a Estação 24 de Agosto do Metro do Porto. Nalgumas zonas foi mesmo necessário recalçar a cortina como se mostra nas Figura 1.10 e 1.11. Nesta última é igualmente possível constatar a existência de armadura demasiado à superfície fruto das dificuldades em penetrar no solo residual do Porto.



Figura 1.10 – Recalce da parede moldada na Estação 24 de Agosto, Metro do Porto
(Conceição et al., 2006)



Figura 1.11 – Parede moldada executada nas obras da Casa da Música, Porto
(Viana da Fonseca em 28-4-2000)

1.4 Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis

1.4.1 Introdução

Como no dimensionamento de qualquer estrutura, é essencial a identificação das situações que possam tornar a estrutura (ou uma componente da estrutura) desadequada para as funções que se lhe exigem. Em engenharia isso envolve a definição de determinados “estados limite” que incluem não só os possíveis mecanismos de rotura como também outras situações que levem a deformações inaceitáveis. É importante ter presente que o colapso de uma estrutura não é o único motivo de preocupação, o seu comportamento em serviço (para tensões bem mais baixas que as de rotura) é igualmente importante.

Segundo Poulos et al. (2001), a análise do comportamento de estruturas de contenção em serviço tem recebido muito pouca atenção com excepção de alguns métodos apresentados por Terzaghi e Peck (1967) para estimativa dos esforços nos apoios em cortinas escoradas. Porém, mesmo esses estudos apenas visaram a estimativa de cargas não permitindo a quantificação de deslocamentos. O desenvolvimento dos meios de cálculo e o crescente uso dos métodos numéricos nas últimas décadas, aliado a observações cuidadosas de estruturas de contenção no laboratório e em obra, permitiu que o dimensionamento deixasse de ser baseado apenas nos estados limites últimos. Efectivamente, estão em franco desenvolvimento métodos de dimensionamento que se apoiam em sofisticados modelos numéricos para estimar a importância da interacção solo-estrutura, e em observações de campo como forma de calibração desses modelos. Nesses modelos é dado maior ênfase à estimativa dos movimentos que se geram no tardo das cortinas de suporte flexíveis.

De acordo com Clayton (1993) os seguintes aspectos devem ser verificados:

- derrubamento da estrutura por acção de um momento resultante desestabilizador;
- escorregamento da estrutura por acção de uma força horizontal actuante no sentido da escavação;
- afundamento da estrutura por falta de capacidade de carga do solo de fundação;
- rotura do elemento estrutural com tensões superiores à sua capacidade resistente,
- rotura global do solo em volta da estrutura, seja por rotura do talude como por rotura do fundo da escavação,
- deslocamentos inaceitáveis da estrutura que se traduzem posteriormente em deformações no solo nomeadamente em assentamentos à superfície.

Os métodos de dimensionamento visam fundamentalmente a quantificação das pressões de terras, dos esforços na estrutura e dos deslocamentos que esta e o solo envolvente sofrem devido à escavação. Ou seja, relativamente aos estados limite referidos, os métodos de dimensionamento estão preferencialmente associados às verificações ao derrubamento e escorregamento da estrutura, à rotura da estrutura ou elemento estrutural por tensões superiores à sua capacidade resistente, e à ocorrência de deslocamentos inaceitáveis na mesma que se traduzam posteriormente em

deformações no solo, nomeadamente em assentamentos à superfície. Os restantes estados limites constituem verificações importantes não negligenciáveis que são normalmente realizadas *a posteriori*. Sobre essas análises adicionais serão apresentadas mais adiante (secção 1.4.3.) algumas considerações.

Segundo Matos Fernandes (1983), na quantificação das pressões de terras existem três situações distintas:

- problemas em que se pode admitir que o solo é solicitado dentro do ramo elástico linear da curva tensão-deformação, aplicando-se nesses casos a Teoria da Elasticidade;
- problemas em que foi conseguido um tratamento teórico satisfatório e em que não é necessário proceder ao cálculo das deformações interessando sobretudo a grandeza e a distribuição das tensões; nestes casos aplica-se a Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite, parte integrante da Teoria da Plasticidade;
- problemas mais complexos, onde se incluem os conhecidos problemas de interacção solo-estrutura, nos quais o estado de tensão é de difícil definição, não se conhecendo um tratamento teórico conveniente; para estas situações antigamente usavam-se métodos semi-empíricos baseados na observação de obras e modelos reduzidos, mas hoje com a facilidade de cálculo que se nos oferece, a utilização dos métodos numéricos baseados no método de elementos finitos torna-se inevitável.

Neste capítulo serão apenas abordados os métodos de cálculo de equilíbrio limite para as cortinas autoportantes e monoapoiadas.

1.4.2 Métodos de cálculo de equilíbrio limite

1.4.2.1 Cortinas Autoportantes

Mecanicamente, as cortinas autoportantes funcionam praticamente como se fossem consolas encastradas no solo uma vez que a sua estabilidade se deve apenas às pressões que se desenvolvem em volta da sua altura enterrada. Ou seja, admitindo que a rotura estrutural da cortina não ocorre, o mecanismo de colapso esperado para as cortinas autoportantes corresponde a um movimento de corpo rígido em torno de um eixo horizontal situado no plano da parede e a uma profundidade abaixo da base da escavação (Powrie, 1996). O objectivo dos métodos de equilíbrio limite é, portanto, a previsão da máxima profundidade de escavação para o qual o equilíbrio estático é mantido (situação de equilíbrio limite). Contudo, é de notar que a profundidade de escavação e(ou) a altura enterrada da cortina é muitas vezes condicionada pela necessidade da diminuição das deformações à superfície (Powrie e Li, 1991), e conseqüentemente, superior à determinada pela teoria de equilíbrio limite.

A maioria dos métodos de equilíbrio limite baseia-se na distribuição das pressões de terras que se apresenta na Figura 1.12 diferindo apenas nas simplificações que se introduzem a este diagrama de modo a ser possível a obtenção de uma solução analítica (Day, 1999). De facto, enquanto a

distribuição de pressões na parte não enterrada da cortina é de fácil obtenção uma vez que consiste apenas no impulso activo, na parte enterrada da cortina a sua definição não é tão simples. Como se pode ver na Figura 1.12a, a parede tende a rodar em torno de um ponto próximo do seu pé, mobilizando-se pressões activas no solo suportado e pressões passivas no solo abaixo da escavação. Porém, no solo em frente da cortina na zona mais próxima do pé as pressões baixam consideravelmente em relação às passivas, e do outro lado estas excedem largamente as activas. Ou seja, a partir de certa profundidade as pressões no tardo passam a ser mais elevadas que as mobilizadas do lado oposto, obtendo a distribuição da soma vectorial de pressões exibida na Figura 1.12b.

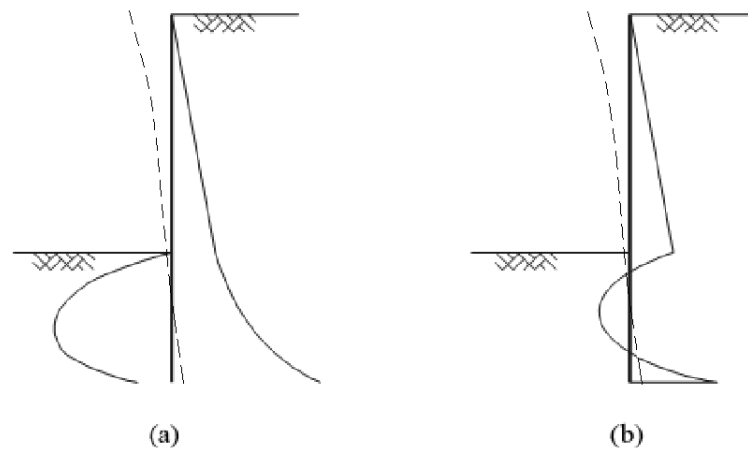


Figura 1.12 - Pressões de terras em situação de equilíbrio limite (Day, 1999): a) distribuição das pressões; b) soma algébrica das pressões (“net pressures”)

Alguns dos métodos de análise e dimensionamento destas cortinas foram revistos por Bica e Clayton (1989). De seguida, serão apresentadas algumas dessas metodologias, nomeadamente a mais corrente no Reino Unido, que será referido como método britânico (Padfield e Mair, 1984; Powrie, 1996 e Day, 1999) e a dos Estados Unidos da América, que se apresentará como método americano (Bowles, 1988; King, 1995 e Day, 1999), as quais envolvem diferentes hipóteses para a distribuição das pressões de terras.

No método britânico, (que como se verá, corresponde ao conhecido método *Fixed-Earth Support*), é usada a simplificação evidenciada na Figura 1.13a, a partir da qual são determinadas duas incógnitas: a altura enterrada da cortina, d , e a profundidade do ponto em torno do qual a cortina tende a rodar, Z_p . Para isso, as pressões abaixo desse ponto *pivot* são substituídas por uma força Q como se indica na Figura 1.13b muitas vezes designada por contra impulso passivo. Assim, estabelecendo uma equação de equilíbrio de momentos no ponto *pivot*, obtém-se facilmente a profundidade Z_p ⁽¹⁾. Por seu lado, o valor de Q pode ser obtido facilmente de uma equação de equilíbrio de forças. A profundidade, d , é convencionalmente admitida como sendo Z_p acrescida de 20%. No entanto, deve ser verificado se esses 20% adicionais são suficientes para mobilizar o

¹ No caso de não existir a pressão de água, $Z_p = \frac{h}{\sqrt[3]{K_p / K_a - 1}}$.

calculado contra-impulso passivo Q . A ineficiência de uma cortina autoportante pode ser demonstrada pela representação do diagrama das pressões totais, como se apresenta na Figura 1.13c. O momento derrubador aumenta com a profundidade da altura enterrada até o limite d^* (ponto de anulação das pressões – ver Figura 1.13c) ser atingido. Só abaixo deste nível é que as pressões de terras começam a actuar no sentido de manter a estabilidade da cortina.

Normalmente, para profundidades de escavação menores que 5 m, o custo de instalar escoras ou outro elemento de apoio aliado às restrições que estas impõem não compensa o benefício obtido na redução da altura enterrada da cortina, sendo por isso preferível a adopção de cortinas autoportantes. Contudo, é de referir que para a maioria das cortinas autoportantes esta análise leva a resultados ultraconservativos uma vez que os efeitos da interacção solo-estrutura são negligenciados.

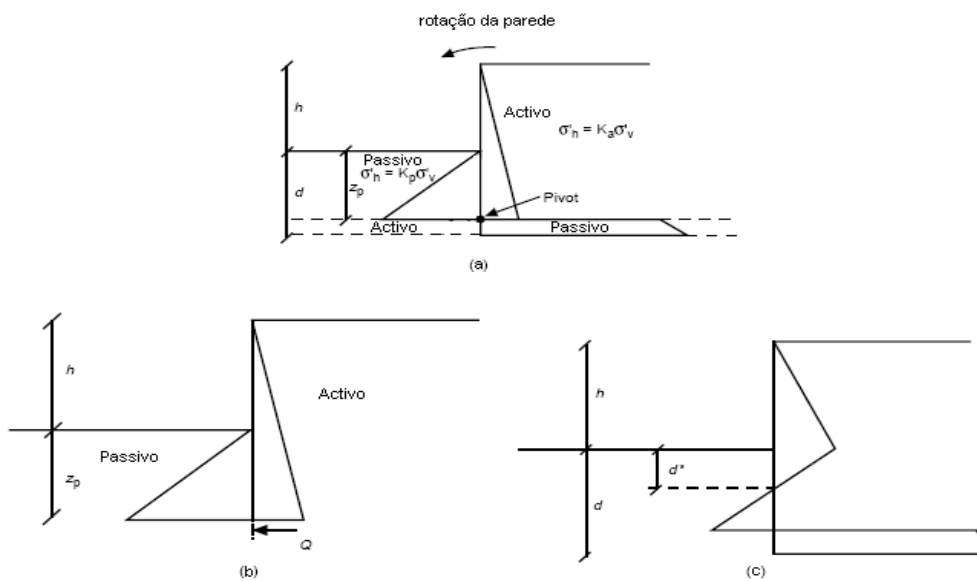


Figura 1.13 - Distribuição idealizada das pressões efectivas pelo método britânico (Powrie, 1996) a) Distribuição das pressões efectivas limite; b) Distribuição simplificada de pressões efectivas a usar no cálculo; c) soma algébrica das pressões (“net pressures”)

No método americano, a distribuição das pressões de terras admitida é constituída por três troços rectilíneos, sendo caracterizada pelos parâmetros p_a , p_1 , p_2 e y , como se evidencia na Figura 1.14.

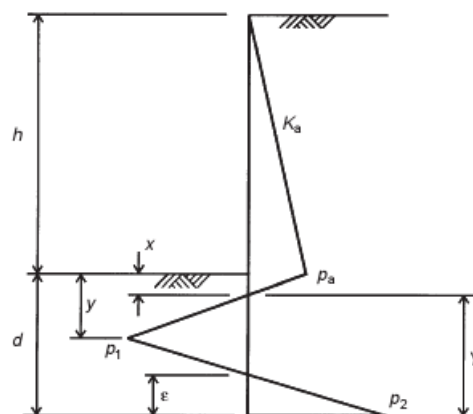


Figura 1.14 - Distribuição de tensões admitida no método americano (Day, 1999)

Para uma dada profundidade de escavação h é necessário determinar a altura enterrada mínima d e o correspondente diagrama de pressões que assegura a estabilidade. Nessa situação, é razoável considerar que a pressão atrás da parede ao nível da base da escavação (definida como p_a), é igual ao impulso activo nesse ponto. Restam portanto 4 incógnitas, d , p_1 , p_2 e y , para determinar. A consideração do equilíbrio de forças na direcção horizontal e do equilíbrio de momentos fornece duas equações sendo, por isso, necessárias mais duas hipóteses que aqui se enunciam (Day, 1999):

- o impulso passivo é admitido completamente mobilizado na parte da parede imediatamente abaixo do nível da escavação. Esta suposição permite conhecer o gradiente do diagrama de pressões entre p_a e p_1 , o qual é igual ao gradiente do impulso passivo menos o gradiente do impulso activo, ou seja,

$$m = \gamma(K_p - K_a) \quad (1.1)$$

- o valor de p_2 é igual impulso passivo no tardo da escavação menos o impulso activo do lado da escavação, ou seja, o máximo valor que p_2 pode ter é dado pela equação seguinte:

$$p_2 = \gamma(h + d)K_p - \gamma dK_a \quad (1.2)$$

Segundo Day (1999), as equações de equilíbrio e as hipóteses admitidas levam à equação (1.3) de quarto grau em ordem a Y :

$$Y^4 + \left(\frac{q}{m}\right)Y^3 - \left(\frac{8P}{m}\right)Y^2 - \frac{6P}{m^2}(2mb + q)Y - \frac{P}{m^2}(6bq + 4P) = 0 \quad (1.3)$$

em que, m é definido pela equação (1.1) e os restantes parâmetros como se indica de seguida:

$$q = K_p \gamma(h + x) - K_a \gamma x \quad (1.4)$$

$$b = \frac{(h + 2x)}{3} \quad (1.5)$$

$$x = \frac{K_a \gamma h}{m} \quad (1.6)$$

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma h(h + x) \quad (1.7)$$

King (1995) sugere um método alternativo similar ao método americano, aplicável a solos não coesivos. Nesse método, as equações de equilíbrio de forças e de momentos continuam a ser utilizadas bem como a primeira hipótese admitida. A diferença reside na segunda hipótese, a qual envolve agora a localização do ponto, perto do pé da cortina, onde a pressão é nula. King (1995), baseado em resultados de testes realizados em centrifugadora sugere que a consideração de $\varepsilon/d=0,35$ (ver Figura 1.14) fornece boas previsões acerca da altura crítica de rotura e da distribuição dos momentos flectores. A vantagem deste método é que p_2 não é prescrito como sendo o maior valor possível.

Análises pelo método dos elementos finitos realizadas por Day (1999) sugerem que a posição do ponto de pressão nula não deve ser definido por um valor fixo uma vez que depende da razão entre as distribuições do impulso passivo e activo para as condições de equilíbrio limite. Por exemplo, segundo Day (1999), o método americano é razoavelmente bom para baixos valores de K_p/K_a , ou seja, solos de baixa resistência, enquanto a sugestão de King (1995), pelo contrário, fornece

melhores resultados para maiores valores de K_p/K_a (solos de resistência mais elevada). Por isso, Day (1999) apresenta uma equação empírica (1.8) para a determinação do ponto de impulso nulo como a qual considera que se obtém os melhores ajustes com os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos.

$$\frac{\varepsilon}{d} = 0,0471 \ln \left(\frac{K_p}{K_a} \right) + 0,1 \quad (1.8)$$

1.4.2.2 Cortinas Monoapoiadas

Para alturas de escavação superiores a cerca de 5 m as cortinas autoportantes deixam de ser atractivas devido ao grande comprimento da altura enterrada da cortina necessária para o seu equilíbrio. Por outro lado, em escavações não muito profundas mas situadas perto de edifícios sensíveis em que um controlo mais apertado dos movimentos de terreno se torna indispensável, a colocação de um apoio estrutural perto do topo é muitas vezes a opção escolhida.

Os métodos clássicos de cálculo deste tipo de cortinas baseados nos métodos de equilíbrio limite baseiam-se nos seguintes pressupostos (Matos Fernandes, 1983):

- de ambos os lados da cortina estão mobilizados estados de equilíbrio limite;
- a cortina é apoiada no elemento estrutural do topo (em geral, escora ou ancoragem) e no solo em que está embebida através da mobilização do impulso passivo, podendo o apoio do pé ser considerado um apoio simples ou um encastramento, consoante o método;
- a cortina é analisada como uma viga sujeita às pressões de solo, sendo calculados o esforço no apoio, a altura enterrada da cortina e o diagrama de momentos flectores.

Um dos métodos mais antigos, designado por *Free-Earth Support*, considera que as condições impostas ao solo não são suficientes para produzir nestes momentos negativos, ou seja, admite o apoio do pé como um apoio simples. Considerando os estados limites mobilizados nos dois lados da cortina, como atrás se referiu, a altura enterrada mínima é determinada de forma a assegurar o equilíbrio de momentos das pressões activas e passivas em relação ao ponto de apoio no topo. Conhecida a geometria e o diagrama das pressões de terras, a força de reacção no apoio é calculada por uma equação de equilíbrio de forças horizontais, o que torna o problema determinado, sendo possível a obtenção dos diagramas de momentos e do respectivo valor máximo.

Atraente pela sua simplicidade, este método fornece, contudo, valores demasiado conservativos. Segundo, Matos Fernandes (1990), os momentos flectores máximos destas cortinas medidos em serviço são, na generalidade dos casos, muito inferiores aos obtidos por este método.

Outro método, também clássico, é o *Fixed-Earth Support*, que admite que as condições impostas pelo solo à parte enterrada da cortina são suficientes para produzir nela momentos flectores negativos, ou seja, considera um encastramento no apoio do pé.

Tal como no método britânico referido para as cortinas autoportantes, a existência de um encastramento, e conseqüentemente de momentos negativos no pé da cortina, é sinal da mobilização de um impulso passivo no seu tardo (nessa zona muito próxima do pé) substituída no cálculo por uma força Q designada por contra-impulso passivo (Figura 1.15). O processo de cálculo mais usual é aquele que é proposto por Blum (1931) denominado por “método da viga equivalente”. Blum (1931) obteve uma relação entre a profundidade do ponto de inflexão da deformada abaixo do fundo da escavação e o ângulo de atrito do solo em causa, concluindo que aquela profundidade é inferior a 10% da profundidade da escavação para solos com ângulo de atrito superior a 30° . Como o ponto de inflexão da deformada corresponde ao ponto de momento nulo, pode-se dividir a cortina (ou viga) em duas vigas isostáticas simplesmente apoiadas admitindo que existe uma rótula nesse ponto (Figura 1.16). O equilíbrio da viga isostática superior permite calcular a reacção no apoio e a força interna na rótula fictícia. Repetindo o mesmo para a viga inferior, determina-se o valor do contra-impulso passivo Q e do seu vão ($Z_p - x$). Por fim, e tal como no método britânico, a altura enterrada da cortina d obtém-se acrescentando mais 20% ao valor de Z_p .

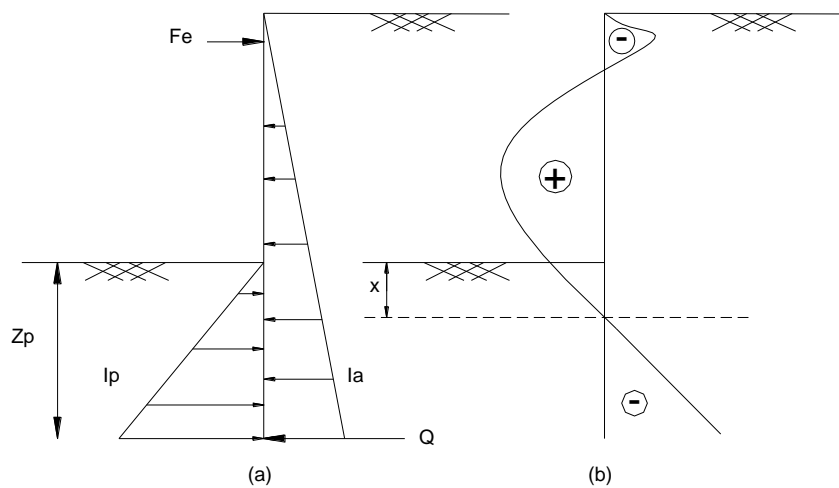


Figura 1.15 - Método *Fixed-Earth Support* : a) Diagrama de pressões; b) Diagrama de momentos

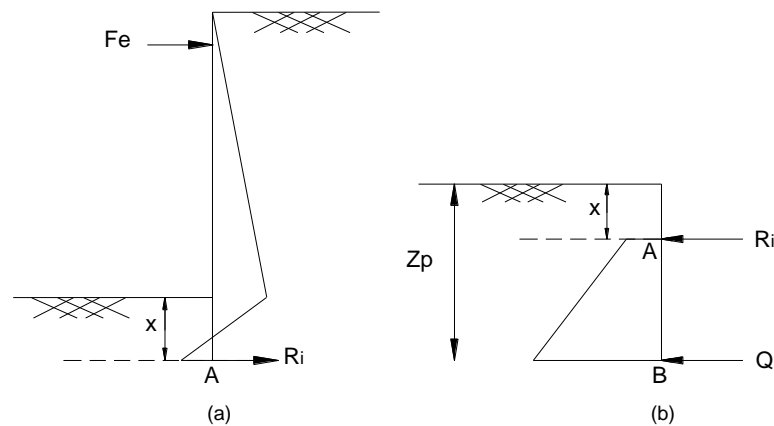


Figura 1.16 - Método *Fixed-Earth Support* – vigas isostáticas em que se decompõe a estrutura: a) Parte superior da cortina até ao ponto de inflexão dos momentos; b) Parte inferior da cortina

1.4.3 Outras verificações de dimensionamento

1.4.3.1 Verificação da estabilidade às acções verticais

Esta verificação é especialmente importante em situações em que o solo de fundação apresenta pouca capacidade de carga, e quando são transmitidas pela cortina elevadas cargas verticais, como é o caso de cortinas ancoradas.

Como a carga vertical é transmitida ao maciço através da superfície lateral e da extremidade inferior da cortina, este problema poderia ser abordado pelos conhecidos métodos de avaliação da capacidade de carga das estacas. Porém, Matos Fernandes (1983) explica que estes problemas são radicalmente diferentes e que, conseqüentemente, devem ter abordagens distintas. Os seus estudos pelo método dos elementos finitos mostram que o comportamento de uma cortina cuja fundação apresenta uma deficiente capacidade de carga se caracteriza por elevados assentamentos, deslocamentos horizontais da mesma ordem de grandeza no sentido da escavação, e esforços nas ancoragens com tendência a sofrer substanciais reduções. Conseqüentemente, a superfície do terreno experimenta elevados assentamentos apresentando uma forma aproximadamente convexa. Note-se que quando a cortina possui boas condições de apoio no pé e o solo assenta, a forma do perfil dos assentamentos é côncava (ver secção 1.5.1).

Assim, o tipo de movimento da cortina, nomeadamente a sua significativa componente horizontal, não permite que na interface entre a cortina e o solo suportado ocorram deslocamentos relativos essenciais para o desenvolvimento das forças tangenciais ascendentes. Pelo contrário, na interface da parede com o solo dentro da escavação, os movimentos relativos são elevados devido aos deslocamentos ascensionais do solo subjacente à escavação, o que permite a mobilização da resistência sem grandes assentamentos da cortina.

Percebe-se, pelas razões apresentadas, que a contribuição da resistência de ponta, que nas fundações profundas é diminuta, ganha nas cortinas ancoradas maior importância, embora a sua mobilização exija assentamentos inoportáveis caso o solo de fundação não seja muito rijo. Nestes casos, a solução passa, portanto, pelo aumento da altura enterrada de modo a mobilizar a resistência lateral na face da cortina do lado da escavação, e(ou) pela substituição de um dos níveis de ancoragens por escoras, o que permite reduzir a solicitação vertical e os deslocamentos laterais favorecendo a mobilização da resistência lateral no tardoz.

Matos Fernandes (1983), sugere as seguintes indicações para o cálculo da capacidade de carga:

- desprezar a resistência lateral na face de tardoz;
- estabelecer a altura enterrada da cortina de modo que a resistência lateral mobilizável esteja entre 75% e 100% da solicitação vertical (respectivamente, em paredes moldadas com significativa secção transversal ou em estacas prancha com desprezável contributo da resistência de ponta);
- o coeficiente de segurança deve estar relacionado com as incertezas nos parâmetros de resistência no contacto entre o solo e a face de tardoz da cortina, e não na face da frente

uma vez que os assentamentos necessários para a mobilização da resistência nessa face são diminutos.

Estas considerações são importantes quando não é possível prolongar a cortina até um estrato rígido. De facto, se isso for possível a resistência de ponta é, em geral, tão elevada que as incertezas no cálculo da capacidade de carga deixam de ser significativas. Por exemplo, nas paredes moldadas incorporadas na estrutura definitiva em que as cargas da superestrutura sejam elevadas, a cortina é geralmente construída de modo a atingir essa camada de alta resistência.

1.4.3.2 Verificação da estabilidade do fundo da escavação:

Enquanto em argilas normalmente ou ligeiramente consolidadas, a rotura de fundo ocorre quando o peso das massas de solo remanescente nos lados da escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente, em areias a instabilidade é de origem hidráulica podendo gerar-se um gradiente hidráulico crítico (*quick condition*) ou então dar-se o fenómeno conhecido por levantamento hidráulico.

Por se tratar de um trabalho sobre uma escavação num solo residual do granito, não será abordado aqui o problema da rotura de fundo em solos argilosos, fazendo-se apenas uma referência breve ao caso dos solos granulares.

Nas areias, a instabilidade do fundo da escavação decorre de fenómenos relacionados com a passagem da água para a escavação contornando inferiormente a cortina impermeável quando aquela se realiza abaixo do nível freático. Quando elevados gradientes hidráulicos se verificam junto à base da escavação, esta condição acarreta um arraste ou erosão das partículas de solo nesse ponto. Este fenómeno, tendo sido desencadeado, pode amplificar-se dando origem ao que se designa por erosão interna (*piping*), o qual se manifesta por um arraste progressivo das partículas sempre que as forças de percolação ultrapassam o peso submerso das partículas de solo e as forças de atrito mobilizadas nos contactos com as partículas vizinhas. O levantamento hidráulico, mais comum em solos granulares soltos, verifica-se quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente no solo dentro da escavação anulam as tensões efectivas numa dada secção, manifestando-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo

1.4.3.3 Verificação da estabilidade global da estrutura e maciço envolvente

Na análise de estabilidade global é preciso ter em consideração dois tipos principais de cunhas de rotura. Superfícies de rotura formadas devido às alterações do estado de tensão provocadas pela escavação e que englobam apenas o solo adjacente à escavação (Figura 1.17 - cunha 1), ou superfícies cuja formação pode nada ter a ver com a realização da escavação, ou em que esta constituirá apenas uma das causas para o desenvolvimento da referida rotura (Figura 1.17 - cunha 2).

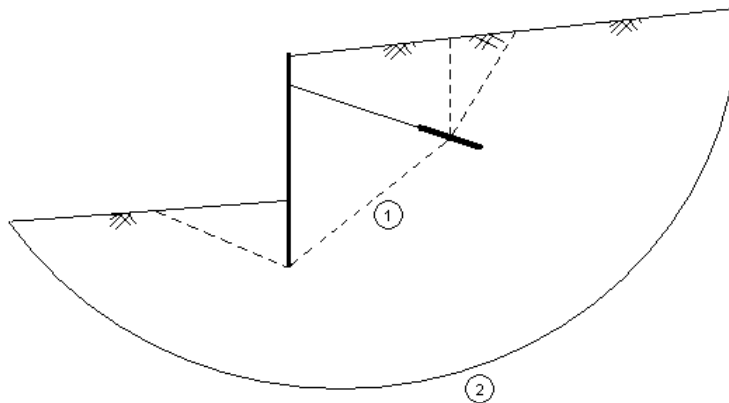


Figura 1.17 - Esquema das superfícies de rotura possíveis em caso de instabilidade global (Matos Fernandes, 1990)

Nas cortinas ancoradas, o desenvolvimento das cunhas tipo 1 é condicionado pela posição dos bolbos de selagem ou das placas de ancoragem, sendo este tipo de análises específicas destes tipos de obras, ao contrário das superfícies tipo 2 que se enquadram nos problemas convencionais de estabilidade de taludes e aterros.

1.5 Padrão de movimentos de estruturas de suporte flexíveis

1.5.1 Cortinas autoportantes e monoapoiadas

Nesta secção será analisado o movimento típico de uma escavação suportada por uma cortina com boas condições de apoio no pé, distinguindo-se as cortinas autoportantes das monoapoiadas.

Nas cortinas autoportantes, estas funcionam aproximadamente como uma viga encastrada na base, de modo que os seus deslocamentos crescem de forma aproximadamente linear da base até ao topo, onde ocorre o deslocamento máximo (Figura 1.18a).

Com a colocação do nível de apoios (escora ou ancoragem) a cortina deforma-se mas o ponto de apoio no topo fica aproximadamente fixo a partir desse instante, deixando o ponto de deslocamento máximo de estar no topo da cortina. De facto, os deslocamentos na cortina crescem até um determinado ponto, em geral acima da base da escavação, para depois diminuírem até à base. A face da cortina do lado da escavação apresenta, portanto, uma certa convexidade que é tanto mais pronunciada quanto maior for a flexibilidade da mesma e a rigidez dos apoios. No que diz respeito à superfície do terreno, os assentamentos serão mais reduzidos junto à cortina uma vez que esta exercerá sobre aquele forças tangenciais de sentido ascendente pelo facto de o solo assentar mais que a cortina. Assim, os assentamentos máximos verificar-se-ão a uma certa distância da cortina diminuindo depois com a distância à escavação até se anularem completamente, de modo que o perfil acentua a concavidade já evidenciada na fase autoportante (Figura 1.18b).

Ao contrário das escoras, a reduzida rigidez das ancoragens não impede que após a sua instalação os pontos de apoio não possam sofrer deslocamentos significativos. De facto, se as ancoragens forem pré-esforçadas, os deslocamentos até então ocorridos podem mesmo ser recuperados.

Note-se que estas considerações dizem apenas respeito a situações em que as condições de apoio no pé são suficientemente boas para que se possa considerar que os seus assentamentos são nulos ou muito reduzidos. Como foi referido na secção 1.4.3.1, quando o solo de fundação apresenta fraca capacidade de carga a forma da cortina é diferente.

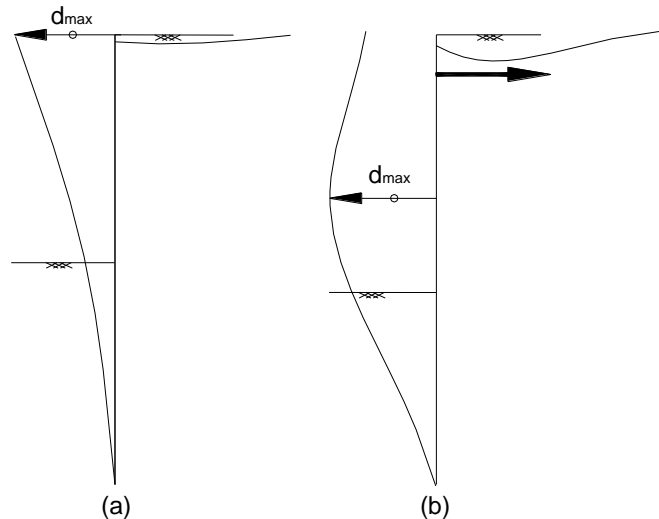


Figura 1.18 - Movimento típico das cortinas: (a) autoportantes; (b) monoescorada

De acordo com os trabalhos de O'Rourke (1981), com o desenvolvimento da convexidade da parede apoiada nos dois extremos, a componente vertical dos assentamentos vai ganhando importância pelo que se pode concluir que a grandeza dos assentamentos não está apenas dependente dos deslocamentos máximos da parede mas também da forma como esta se desloca para a escavação.

1.5.2 Factores que influenciam os movimentos associados às escavações

1.5.2.1 Introdução

Os movimentos do sistema de suporte e do solo adjacente são um problema muito mais complexo do que a análise da estabilidade da estrutura, ou do que os esforços nela desenvolvidos, uma vez que são influenciados por um maior número de factores. Por exemplo, a estabilidade global da estrutura não é afectada pela rigidez do sistema de suporte, pelo método de instalação do mesmo ou pela rigidez do solo, como acontece com os movimentos. Daí que os métodos de previsão da estabilidade da estrutura estejam melhor estabelecidos que os métodos de previsão dos movimentos.

Hight & Higgins (1995) propuseram uma lista de factores que interferem nos movimentos verificados nas estruturas e no solo (durante e após a execução de escavações) dividindo-os em três grupos: no primeiro refere-se aspectos relativos às condições existentes no local antes da realização da

escavação, de seguida apresentam-se os parâmetros relacionados com o comportamento do solo em si e, por fim, o terceiro grupo engloba as consequências da escavação propriamente dita.

Condições locais:

- topografia,
- geologia,
- estratigrafia e perfil do solo,
- água subterrânea,
- história do desenvolvimento do local,
- estado de tensão *in situ*,
- características das estruturas adjacentes.

Comportamento do solo ou rocha:

- propriedades relacionadas com tensão-deformação,
- características de cedência e de resistência,
- permeabilidade e sua variação com o índice de vazios e nível de tensão.

Detalhes construtivos:

- forma, escala e método de construção,
- geometria e condições fronteira,
- sequência construtiva e momento de execução das várias fases,
- rigidez dos suportes temporários e definitivos e eventuais efeitos de pré-esforço nos suportes,
- natureza e padrão do carregamento imposto (constante, dinâmico, cíclico, ...).

Todos estes factores estão interligados: a escavação (incluindo todos os detalhes construtivos) tem implicações no estado de tensão e na posição do nível freático do solo, as quais dependem das condições locais e do comportamento do solo. Como não é possível integrar num modelo de previsão a totalidade destes factores, é necessário ter presente a complexidade do problema e decidir quais os aspectos que vão ser preponderantes na ocorrência de deslocamentos. Esses factores variam com o tipo de solo e com a forma de construção pelo que essa análise tem que ser feita caso a caso. No entanto, explicitam-se em seguida alguns dos aspectos que, em geral, têm papel mais significativo no desenvolvimento dos movimentos (Puller, 2001).

1.5.2.2 Efeitos da alteração do estado de tensão

As mudanças no estado de tensão ocorrem atrás e à frente da cortina, e têm importantes implicações na deformação do solo.

Um dos factores que origina essas alterações é a dissipação dos excessos de pressão neutra que ocorre num processo de consolidação. A sua velocidade de dissipação está, nestes casos,

relacionada com a eficiência da drenagem, ou seja, com a permeabilidade do solo e com o afluinto de água à zona em questão.

Por outro lado, a escavação conduz a uma redução tanto da tensão efectiva vertical σ'_v como da horizontal σ'_h e, eventualmente, a um aumento da tensão de corte ($\sigma'_h - \sigma'_v$), com o estado de tensão a aproximar-se do limite passivo no topo do solo remanescente abaixo da base da escavação. Assim, numa cortina real, as mudanças de estado de tensão associadas ao movimento da parede interagem com as que ocorrem no solo abaixo da base da escavação devido à redução da tensão vertical. Isto é, o estado limite passivo é instalado abaixo da base da escavação por duas razões: porque a tensão vertical diminui (e, conseqüentemente a tensão horizontal) devido à remoção do solo, e porque a tensão horizontal aumenta como resultado do deslocamento da cortina (Potts & Fourie, 1984).

1.5.2.3 Estado de tensão de repouso

A profundidade de escavação necessária para que ocorra a aproximação do estado limite passivo como referido no item anterior depende não só da quantidade de solo removida mas também do estado de tensão inicial. Quanto maior for o valor de K_0 , menor é a profundidade de escavação necessária para que o estado passivo seja instalado.

Potts & Fourie (1984) concluíram que embora o K_0 não tenha influência na definição da altura de rotura da cortina, este tem muita importância nas deformações e tensões que ocorrem antes da rotura. Nos cálculos efectuados por estes autores, para $K_0 = 0,5$ e 2 , tanto os deslocamentos, como os momentos ou as zonas em plastificação são significativamente maiores para $K_0 = 2$. Os seus resultados, que se apresentam nas Figura 1.20 e 1.21, referem-se à cortina monoapoiada apresentada na Figura 1.19 com 20 m de altura e suportada no topo por um apoio rígido, considerando a metodologia de introdução da segurança que minora o impulso passivo do solo ($F_p=2$).

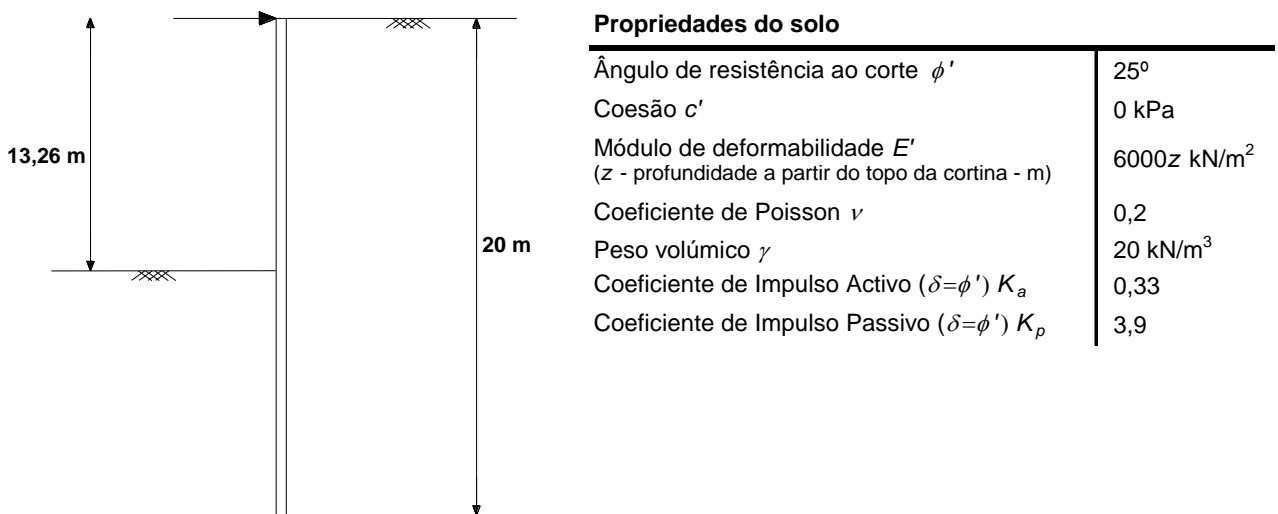


Figura 1.19 – Geometria da cortina e propriedades do solo na escavação estudada por Potts & Fourie (1985)

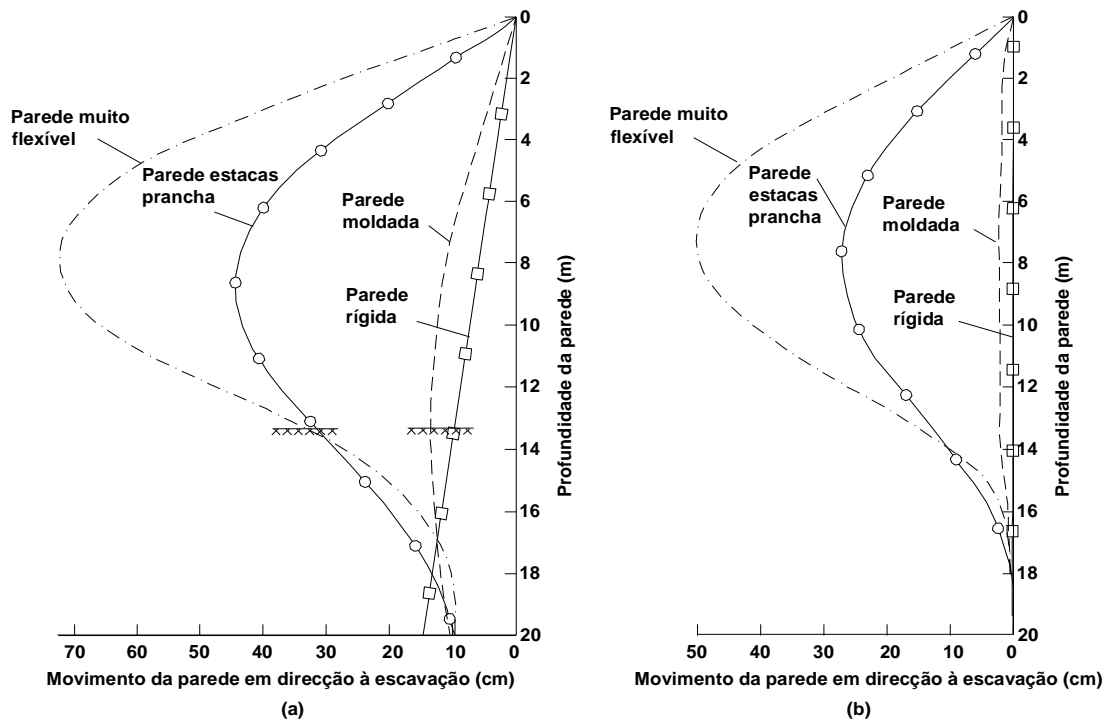


Figura 1.20 - Deslocamentos laterais da cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)

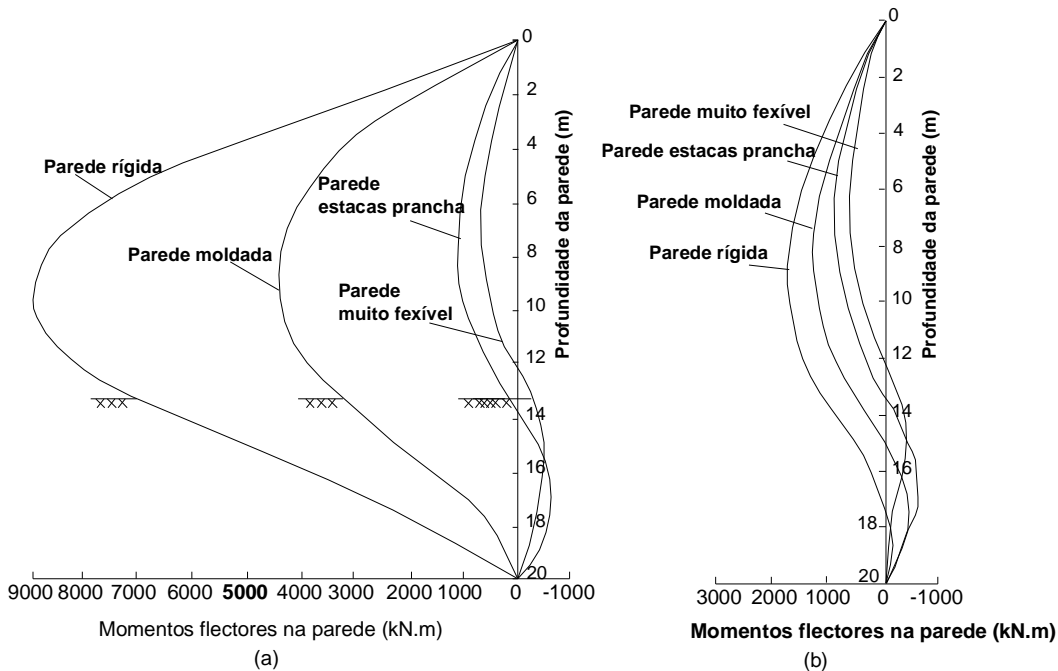


Figura 1.21 - Momentos flectores na cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)

Outra importante conclusão a salientar dos trabalhos de Potts & Fourie (1984) é o facto do aumento da altura da cortina em solos com elevados valores de K_0 não permitir reduzir a força nas escoras e os momentos flectores na cortina, ainda que o factor de segurança tenha aumentado. Por outro lado, os esforços obtidos por estes autores com o Método dos Elementos Finitos (FEM), para solos com elevado K_0 , excederam largamente os obtidos pelos métodos de equilíbrio limite tradicionais,

enquanto que, em solos com baixos valores de K_0 , os valores das pressões de terras obtidos pelo FEM se aproximam bastante dos previstos pelos métodos clássicos (ver Figura 1.22 para as mesmas condições apresentadas na Figura 1.19).

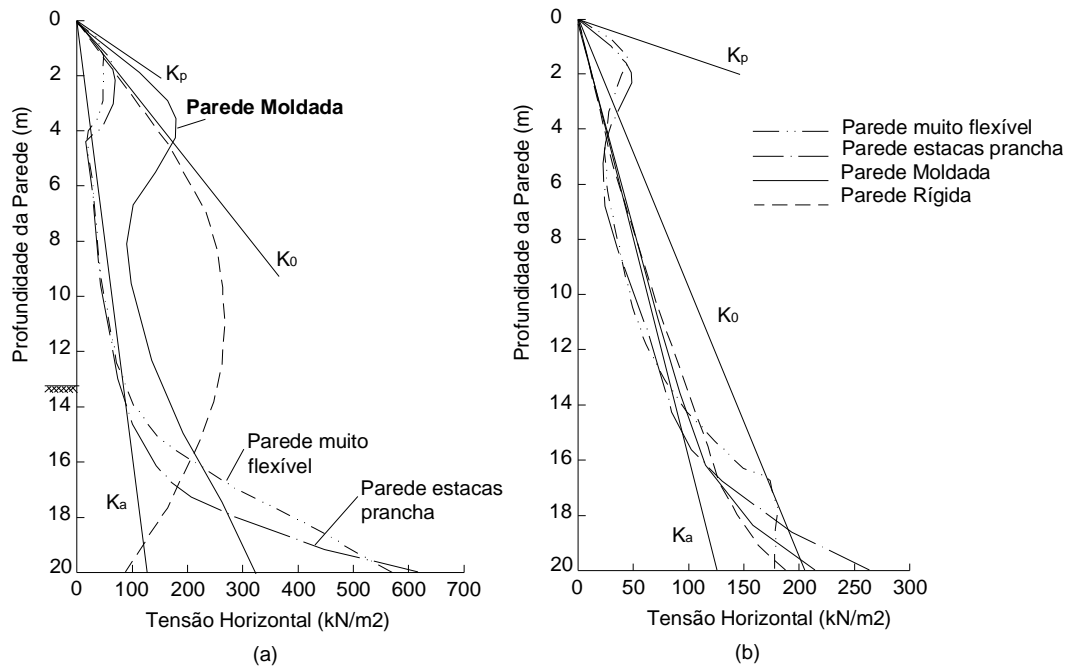


Figura 1.22 - Distribuição das pressões de terras no tardoz da cortina ($F_p=2$): a) $K_0=2$; b) $K_0=0,5$ (adaptado de Potts & Fourie, 1985)

1.5.2.4 Propriedades do solo

O tipo de solo é dos factores que mais influencia os movimentos associados às escavações sendo, por isso, o aspecto mais condicionante na escolha da solução e do método construtivo. Em geral, pode-se dizer que solos densos e consistentes, como as argilas rijas ou os solos granulares, induzem menores deslocamentos à superfície e no sistema de suporte do que argilas moles ou medianamente consistentes e siltes soltos. De acordo com Puller (2001), nestes últimos casos, os deslocamentos podem mesmo atingir valores surpreendentes, especialmente quando nos métodos de previsão as argilas foram consideradas erradamente isotrópicas. Mana e Clough (1981), por exemplo, mostraram que a velocidade e a magnitude dos movimentos laterais da cortina aumentava rapidamente com o risco de levantamento do fundo de escavação, sendo esse aumento muito acentuado quando o coeficiente de segurança em relação à rotura de fundo atinge a unidade.

A deformação global do solo depende de vários factores incluindo necessariamente a rigidez do solo mas também da sua resistência, especialmente importante em solos mais fracos. De facto, na grande maioria dos solos, é a rigidez e conseqüentemente o comportamento tensão-deformação do solo que mais influenciam os movimentos. Por outro lado, em solos granulares soltos cuja pressão piezométrica seja elevada, as condições da escavação podem ser próximas da *quick condition* com risco de subsidência vertical do solo. As condições geotécnicas e hidrológicas do local estão, pois, nos principais factores de risco de movimentos de solo à volta de escavações profundas.

Por sua vez, em solos colapsíveis ou com estruturas relicares sensíveis, como são os solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996), as alterações do estado de tensão para além da tensão de cedência (ou de pré-consolidação virtual) pode conduzir a grandes deslocamentos – zona metaestável.

1.5.2.5 Condições de água no solo

Os efeitos da água nos assentamentos do solo são variados e ocorrem em diferentes fases da escavação.

Quando a cortina penetra numa camada de solo não coesivo e não atinge uma camada de solo impermeável, uma condição de percolação permanente irá desenvolver-se. Este fluxo causa uma diminuição das pressões de água nos poros, um aumento das tensões efectivas e maiores assentamentos no solo retido no tardoz da escavação. Pelo contrário, do outro lado, no solo abaixo do fundo da escavação a resistência passiva é diminuída devido ao fluxo ascendente, e maiores deslocamentos ocorrem à medida que a resistência passiva vai sendo mobilizada. Pode, portanto, concluir-se que o estabelecimento de um regime de percolação permanente origina movimentos tanto verticais como horizontais.

Também aqui se deve salientar que no caso particular das estações do Metro do Porto este regime foi estabelecido e teve que ser tido em consideração no projecto. Na Figura 1.23 ilustra-se essa situação para a Estações dos Aliados.

Da mesma forma, quando o nível freático é rebaixado, as tensões efectivas verticais também aumentam causando assentamentos. Contudo, o rebaixamento cria um nível de água que vai desde a sua cota inicial nas zonas mais afastadas da cortina até à cota da base da escavação junto à cortina, pelo que os assentamentos não serão uniformes. Tendendo a seguir o perfil do nível da água, estes serão superiores junto à escavação reduzindo progressivamente à medida que aumenta a distância à escavação.



Figura 1.23 – Bombagem de água na Estação dos Aliados, Metro do Porto (Viana da Fonseca em 19-2-2003)

1.5.2.6 Rigidez do sistema de suporte

Estudos paramétricos usando o método dos elementos finitos e observações de obras, mostram que o perfil dos assentamentos no exterior de uma escavação reduz à medida que a rigidez da cortina e do sistema de escoramento aumenta. A rigidez elástica deste último parece ser o aspecto mais significativo. A deformada da parede, e consequentemente a deformação do solo retido, resulta das deformações entre os níveis de escoras, das deformações ocorridas antes da colocação dos apoios, e ainda das deformações devidas à compressão dos mesmos. A sua compressão ocorre quando todas as forças de um lado e de outro da parede atingem o equilíbrio: os impulsos na face exterior da escavação reduzem desde o impulso de repouso e os da face interior aumentam mobilizando-se progressivamente o impulso passivo à medida que ocorrem deformações horizontais. O equilíbrio de forças mobilizadas nas escoras e no solo abaixo da base da escavação causa movimentos laterais os quais dependem da rigidez das escoras e da rigidez do solo. A profundidade de encastramento da cortina abaixo da base da escavação também interfere na rigidez da cortina, com repercussões nos movimentos verticais e horizontais do solo. Um detalhado estudo paramétrico sobre estes e outros factores em cortinas ancoradas foi recentemente concluído na FEUP (Raposo, 2007).

Potts & Fourie (1985) analisaram também a influência da rigidez da cortina tendo repetido os seus cálculos pelo FEM para vários tipos de cortinas. Os resultados em termos de deslocamentos, momentos flectores e pressões de terras apresentam-se igualmente nas Figuras 1.20, 1.21 e 1.22, onde é notório o aumento dos deslocamentos e a diminuição dos esforços à medida que a rigidez da cortina é reduzida. No que diz respeito às pressões de terras, estas aproximam-se do impulso activo quando a parede é mais flexível e do impulso em repouso quando a cortina é mais rígida. Na Figura 1.22 são ainda visíveis as consequências do efeito de arco em que as pressões aumentam nas zonas mais apoiadas (zona da escora e parte enterrada da cortina) e diminuem nas zonas restantes.

Por outro lado, é interessante salientar, como referem Powrie e Li (1981), que tendo a cortina elevada rigidez, a grandeza dos deslocamentos da parede passa a ser governada pela deformabilidade do solo e não pela rigidez da cortina. No exaustivo estudo de Raposo (2007), também se salienta a evidente influência destes factores nos deslocamentos, embora muito mais nos esforços mobilizados.

1.5.2.7 Métodos construtivos

O método geral de construção, a técnica para execução da parede ou cortina, o período de tempo entre as várias fases de escavação, entre outros aspectos associados à execução da escavação, são factores que influenciam a extensão dos movimentos do solo em seu redor.

Por exemplo, o método de construção de cima para baixo (conhecido como o *Top-down method*) usa as lajes dos vários pisos enterrados para apoio da cortina, em geral, constituída por uma parede moldada ou por uma cortina de estacas secantes. Este método permite reduzir substancialmente os movimentos uma vez que as lajes dos vários pisos proporcionam um apoio regular com uma rigidez elástica muito elevada, e evitam a colocação de escoras provisórias.

Por outro lado, a escolha de paredes Berlim ou outras variantes tem a desvantagem de necessitar de uma face de escavação aberta antes da colocação das entivações horizontais e(ou) ancoragens o que origina uma perda apreciável de solo e conseqüentemente maiores deformações.

De igual modo, a introdução de estacas prancha em solos granulares com o auxílio de pesados equipamentos vibratórios ou de percussão, pode causar significativos assentamentos por adensamento.

Por fim, é de salientar que não basta apenas projectar soluções técnicas eficientes; é preciso que a sua implementação seja o mais simples possível de modo a prevenir erros e falhas desnecessárias. É importante prever uma sequênciadequada do faseamento da obra de modo a acautelar a colocação tardia dos suportes; bem como evitar a colocação de sobrecargas (de equipamentos e materiais) muito próximo da escavação.

1.5.3 Métodos de previsão dos movimentos do solo

Os métodos existentes para a previsão de movimentos nas estruturas e no solo podem ser classificados do modo seguinte:

1ª) procedimentos empíricos baseados na experiência de campo e em correlações com ensaios *in situ* e de laboratório;

2ª) abordagens semi-empíricas que combinam a experiência de campo com uma base analítica;

3ª) modelos simplificados de solos desenvolvidos com base em retro-análises e admitindo elasticidade linear com ou sem plasticidade perfeita;

4ª) modelos complexos de solos baseados, pelo menos em parte, no comportamento elasto-plástico não linear dos elementos de solo;

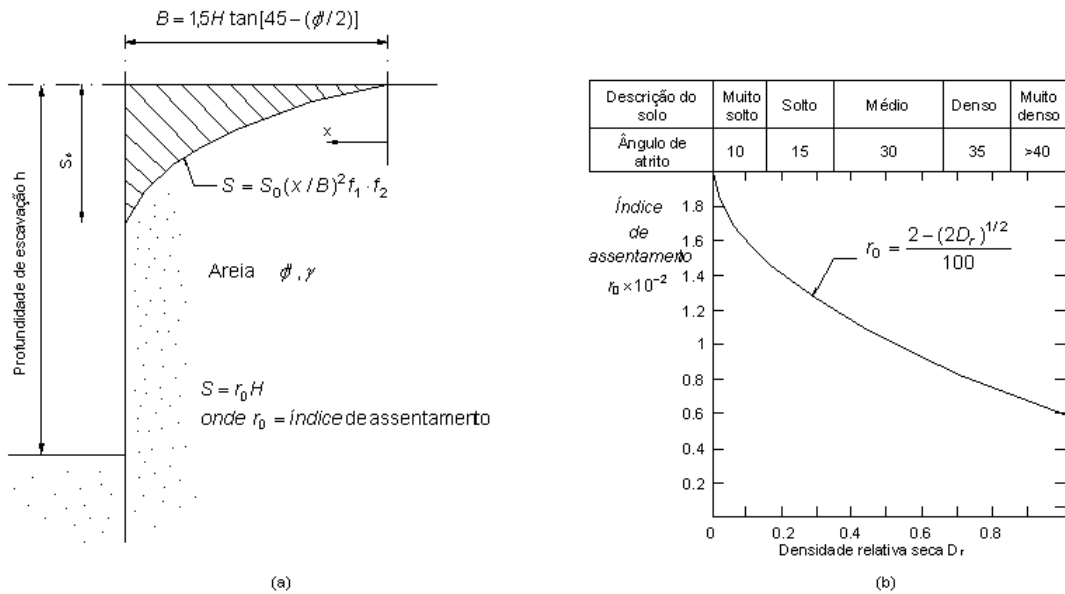
A primeira e a segunda abordagens podem ser específicas de um determinado material mas não o são de um local em particular e não têm em consideração o faseamento e a sequênciade construtiva.

Pelo contrário, a terceira abordagem inclui os efeitos da sequênciade construtiva, da velocidade de construção e do nível de carregamento e descarregamento, mas apenas pode ser usada para fazer previsões muito específicas como deslocamentos em cortinas de contenção ou levantamentos de fundo. Permite maior flexibilidade do que as abordagens empíricas mas está restringida a determinado solo e forma de construção. Ou seja, a estimativa por este método fornecida não pode ser extrapolada para além dos casos para que foi baseada.

Por último, os modelos de comportamento de solo mais completos, por se basearem em leis constitutivas de formulação geral, permitem previsões numa maior gama de deslocamentos e não estão restringidos a um só tipo de solo (embora cada lei de comportamento o seja à luz das características geomecânicas) ou método construtivo.

Segundo, Puller (2001), os contributos mais importantes no que diz respeito às abordagens empíricas devem-se a Peck (1969), O'Rourke et al. (1976), Clough (1979) e Mana e Clough (1981).

Como exemplo de uma abordagem semi-empírica, Puller (2001) cita o método publicado por Caspe (1966), o qual relaciona o perfil dos assentamentos com a deformada da parede. Este método foi posteriormente alterado por Bowles (1988) o que permitiu uma melhor aproximação entre o perfil dos assentamentos calculados e as medições *in situ*. Um outro método semi-empírico foi apresentado por Bauer (1984) para areias e os seus resultados foram considerados próximos dos observados embora a largura de influência dos assentamentos calculada por este método pareça estar limitada a menos do que a profundidade da escavação, para valores correntes de ângulo de atrito.



Factor	Mão-de-obra				Factor	Dificuldade da construção		
	Excelente	Boa	Média	Fraca		Nenhuma	Média	Elevada
f_1	0.8	0.9	1	1.1	f_2	1	1.02	1.05

Figura 1.24 - Método semi-empírico para estimar os assentamentos nas areias: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de Bauer, 1984)

Os métodos mais complexos (baseados normalmente no método dos elementos finitos e no método das diferenças finitas) têm numerosas vantagens, em especial na análise de estruturas de suporte flexíveis em que a interação solo-estrutura é importante dado que, a sua deformação é condicionada por vários factores que não são simuláveis teoricamente.

Salientando o caso do método dos elementos finitos, pode-se dizer que os seus principais benefícios são os seguintes (Almeida e Sousa, 2005):

- a consideração da estratigrafia do terreno e da posição do nível freático (constante ou variável);
- a definição da geometria da escavação, e dos seus elementos estruturais (cortina, escoras, ancoragens) bem como a rigidez e as condições de apoio dos mesmos;
- a simulação das diferentes fases construtivas obtendo-se os resultados das várias situações intermédias e não apenas da sua situação final;

- a integração no cálculo das diferentes equações constitutivas que representam o comportamento mecânico dos diferentes materiais envolvidos no problema;
- a consideração da interacção solo-estrutura;
- a determinação, não apenas das pressões de terras e esforços instalados, mas do estado tensão-deformação em qualquer ponto, e consequentemente dos deslocamentos da cortina e do solo, designadamente à superfície do terreno, o que é de particular importância;
- analisar facilmente várias soluções, combinando diferentes características da estrutura de suporte, várias sucessões de fases construtivas e/ou várias leis constitutivas dos materiais, o que permite adoptar aquela que do ponto de vista económico e da segurança se afigura com a mais vantajosa;
- detectar a influência relativa dos vários parâmetros que definem o comportamento dos materiais e poder adoptar, em consonância, coeficientes de segurança adequados.

No entanto, a eficiência dos métodos numéricos para a previsão dos movimentos da cortina é altamente dependente do comportamento constitutivo do solo. Estes métodos possibilitam, geralmente, a escolha de um modelo constitutivo desde os elásticos mais simples, até modelos não-lineares elasto-plásticos mais sofisticados, dependendo da precisão requerida e da existência de dados nomeadamente no que se refere aos parâmetros do solo. Como esses parâmetros são provenientes, geralmente, de ensaios de laboratório cujas amostras não são muitas vezes representativas do estado de tensão *in situ* do solo (pelas mais variadas razões: perturbação da amostragem, mudança do estado de tensão, efeitos da construção), os resultados devem ser olhados com precaução.

Por isso, e tal como Matos Fernandes (1983) referiu, estes métodos precisam de ser constantemente aferidos com o comportamento real das obras para verificar a adequação dos processos utilizados para a simulação das várias fases construtivas e solicitações e a razoabilidade dos modelos e parâmetros usados para a representação do comportamento mecânico do solo. Por isso, a instrumentação e observação destas obras não é dispensada pela utilização destes métodos, mas sim fomentada pelo facto de permitir ainda a optimização da própria obra em curso e permitir retro-análises futuras para uma melhor compreensão do comportamento e, consequentemente, melhores soluções de projecto.

Todavia, há que realçar que existem ainda alguns aspectos que os métodos numéricos não conseguem simular e que têm, por vezes, bastante influência na grandeza dos deslocamentos verificados nas obras bem projectadas e com solução estrutural adequada. Trata-se, por exemplo, de movimentos provocados por operações construtivas preparatórias anteriores à escavação propriamente dita, pela demolição e retirada de antigas fundações no maciço a escavar, por variações do nível freático no maciço envolvente, ou pela construção de fundações no interior ou nas proximidades da escavação. As variações do nível freático são especialmente importantes em solos colapsíveis e meta-estáveis, muito sensíveis à alteração das condições de saturação e sucção. A própria construção e instalação da cortina é por vezes difícil de simular, sendo muitas vezes calculados apenas os deslocamentos causados pelas mudanças no estado de tensão ocorridos após

a instalação da mesma, tal como referido por Matos Fernandes et al. (2007) a propósito da Estação do Cais do Sodré em Lisboa. Powrie e Li (1991) optaram, por exemplo, por modificar o estado de tensão do solo de modo a ter em conta o alívio de tensão provocado pela execução da parede.

Conclui-se, portanto, que por muito progresso que possa haver na caracterização do solo e na modelação da escavação, os métodos numéricos apresentam ainda algumas limitações, pelo que os métodos semi-empíricos, que incorporam a experiência das obras reais, não podem ser descurados.

Resumindo, a capacidade para prever e interpretar características de rigidez não-linear, combinada com os desenvolvimentos na modelação do solo e nas análises numéricas, contribuiu para previsões mais realistas dos movimentos no solo e nas estruturas. Contudo, as abordagens de cálculo envolvem frequentemente ainda algum empirismo. O conhecimento das características tensão-deformação do solo é apenas um dos requisitos para uma previsão bem sucedida. Outros parâmetros do solo, como as características de cedência e resistência, a permeabilidade, o estado de tensão de repouso, entre outros, são também muito importantes. Um factor que não pode ser descurado é a boa simulação do real comportamento dos sistemas de apoio (ancoragens e escoras), pois constituem factores determinantes no comportamento e nem sempre são executados como projectados. São forçosos os ensaios e a monitorização destes elementos.

As análises elasto-plásticas não lineares são relativamente caras e tornam-se ainda mais se forem a 3 dimensões. Os ensaios *in situ*, a amostragem, e os ensaios de laboratório necessários a uma adequada caracterização são também custosos e morosos. Consequentemente, tendo em conta as incertezas que estão envolvidas é necessário questionar quando é que uma determinada abordagem envolvendo a medição e a modelação das características tensão-deformação se justifica. Como é óbvio os seguintes factores devem ser tomados em consideração: a escala do projecto, a forma da construção, a escala dos deslocamentos, a sensibilidade das respectivas estruturas face à distorção, as consequências das distorções caso as previsões sejam por defeito ou por excesso, entre outras...

É inevitável que, no momento em que as previsões são realizadas, não seja possível conhecer todos os detalhes do método construtivo e da sequência dos trabalhos, daí que é muito difícil fazer previsões muito rigorosas. Os estudos paramétricos parecem ser, contudo, essenciais para que a partir deles os procedimentos de controlo da construção possam ser identificados (Hight & Higgins, 1995)

No que diz respeito às soluções estruturais adoptadas para o troço referido, podem-se distinguir três zonas distintas, como se mostra na Figura 2.2:

- Zona 1 na qual foi realizada uma estrutura de contenção definitiva constituída por uma “secção em U” de betão armado;
- Zona 2 cuja estrutura de contenção adoptada foi uma parede do tipo Berlim suportada em fase definitiva por um nível de escoras e pela laje de fundo;
- Zona 3, zona mais extensa onde foi executada uma cortina de estacas secantes escorada ao nível da viga de encabeçamento e suportada na base pela laje de fundo.

A escavação em estudo corresponde a uma secção da zona 3 cuja solução estrutural será detalhada no ponto seguinte.

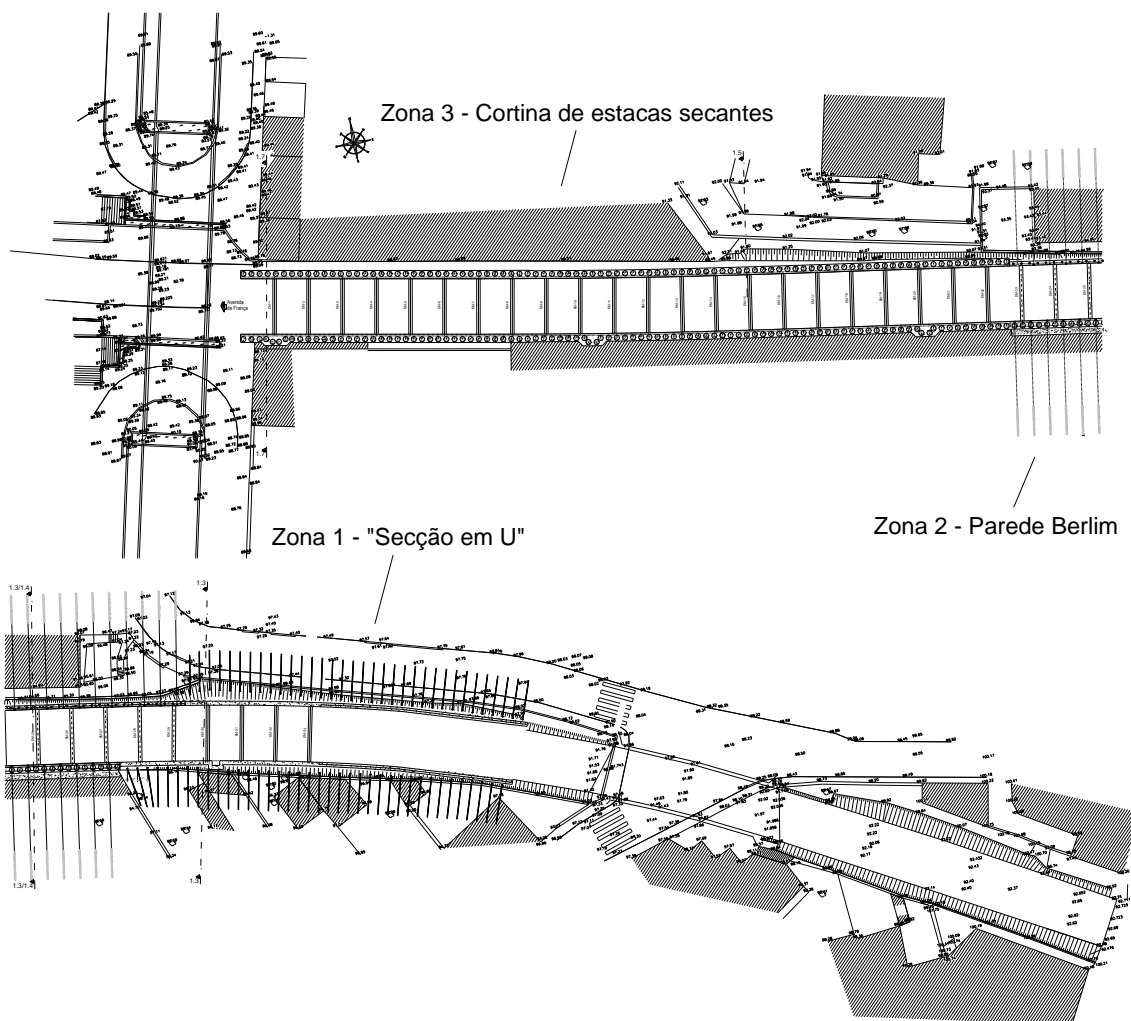


Figura 2.2 - Planta estrutural de contenção da trincheira de acesso do lado Este à Estação da Casa da Música

2.2 Descrição da solução estrutural

A zona 3 onde foi realizada a cortina de estacas secantes, possui um desenvolvimento de aproximadamente 114 m do lado Norte e 142 m do lado Sul, o que significa que existe um troço em que a solução é mista: cortina de estacas de um lado e parede Berlim do outro.

A secção presentemente em estudo não se situa nesta zona mista, sendo constituída por uma cortina de estacas secantes dos dois lados da escavação. A profundidade da escavação varia entre os 4,5 m e os 10,5 m uma vez que a trincheira tem como objectivo servir de rampa de acesso à estação enterrada, permitindo simultaneamente que a linha deixe de ser um obstáculo na Av. de França, já que a plataforma ferroviária passa agora por baixo da avenida.

Em termos estruturais, a cortina é constituída por estacas secantes de 0,80 m moldadas com tubo metálico recuperado. São executadas primeiramente as estacas plásticas ou primárias afastadas de 1,2 m, cuja função é apenas de impermeabilização, seguindo-se a furação e execução, com betonagem após colocação de armadura, das estacas estruturais, de betão armado, executadas entre as primárias distando por isso igualmente 1,2 m.

A impermeabilização conferida pelas estacas plásticas é especialmente importante pelo facto da escavação se localizar parcialmente abaixo do nível freático, pelo que foi adicionada bentonite na sua betonagem. A este propósito é interessante referir que a mistura de bentonite na calda de betonagem é uma solução inovadora, implementada com sucesso na realização, por exemplo, de uma cortina de contenção hidráulica para protecção do mosteiro de Santa Clara-a-Velha em Coimbra. A solução adoptada nesse projecto é, em parte, constituída por uma parede auto-endurecedora de calda plástica de bentonite hidratada e cimento com funções essencialmente de impermeabilização, cuja descrição é detalhada por Fortunato et al. (2004).

As estacas de betão armado deverão desempenhar na íntegra toda a função estrutural da cortina de contenção. Terão, por isso, que resistir às acções horizontais resultantes dos impulsos das terras e emanescerentes da água e de promover uma transmissão eficaz das cargas verticais aos terrenos de maior resistência, sem que as deformações resultantes dessas cargas perturbem as estruturas vizinhas. Para fazer face a essas solicitações, o projecto preconiza que a cortina de estacas seja suportada tanto em fase de construção (escavação) como em fase definitiva (em serviço) por um sistema estrutural constituído pelas próprias estacas apoiadas no maciço de encastramento e, no fim, adicionalmente por escoras metálicas colocadas ao nível da viga de encabeçamento e pela laje de fundo. A Figura 2.3 mostra uma imagem da cortina de estacas em fase provisória, sendo visível também a viga de encabeçamento.



Figura 2.3 - Fotografia da cortina de estacas durante a recolha de amostras em bloco pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP em 26-04-2002.

As escoras de 0,508 m de diâmetro são constituídas por perfis metálicos de secção circular oca de 16 mm de espessura e consideram-se encastradas na viga de encabeçamento, sendo soldadas a uma chapa metálica de 650*650*30 (mm) aparafusada à viga e contraventadas com chapas de reforço de 20 mm de espessura (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Pormenor das escoras (CIV14)

As estacas foram dimensionadas de acordo com o faseamento construtivo previsto no projecto, que se descreve no ponto seguinte, pelo que o momento condicionante é o que ocorre na fase definitiva. De facto, sendo a escora colocada após uma pequena altura de escavação, os momentos na fase autoportante são muito reduzidos, não sendo condicionantes. A armadura das estacas é constituída, numa das zonas mais exigentes por 14 varões $\varnothing 25$ mm, intercalados por 14 varões $\varnothing 32$ mm, tal como evidencia a Figura 2.5.

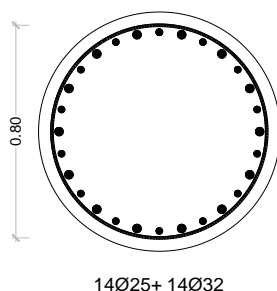


Figura 2.5 – Corte transversal de uma das estacas mais armadas

2.3 Faseamento construtivo

O faseamento construtivo desta cortina previsto no projecto e descrito por Normetro (2001) na Memória Descritiva do mesmo foi o seguinte:

Fase 1 – Execução dos muretes guia;

Fase 2 – Execução das estacas plásticas;

Fase 3 – Execução das estacas de betão armado;

Fase 4 – Escavação um pouco abaixo do futuro nível de escoras;

Fase 5 – Execução das vigas de encabeçamento das estacas onde serão aplicadas as escoras;

Fase 6 – Instalação das escoras definitivas;

Fase 7 – Escavação um pouco abaixo da cota da futura laje de fundo;

Fase 8 – Instalação do sistema de drenagem;

Fase 9 – Execução da laje de fundo, das paredes interiores e platibandas;

Fase 10 – Instalação da plataforma

Na realidade, este faseamento previsto inicialmente sofreu algumas alterações. Após a instrumentação da obra e em acordo com o projectista, foi decidido escavar 4,5 m abaixo do futuro nível das escoras antes da colocação das mesmas, o que permitiu dispor do *gabarit* necessário à circulação dos equipamentos. Nesta situação, o comportamento da cortina já não é o mesmo: há uma maior descompressão do maciço, os deslocamentos são maiores e, conseqüentemente, os momentos são menores. Porém, dado que os deslocamentos da cortina estavam a ser monitorizados e não ultrapassaram os valores limite indicados pelo projectista a colocação tardia pode ser efectuada, com enormes vantagens durante o processo construtivo.

Na Figura 2.6 exhibe-se uma fotografia tirada durante o processo de escavação já depois de colocadas as escoras e a respectiva viga de repartição.



Figura 2.6 - Fotografia ilustrativa da fase de escavação da trincheira após colocação das escoras (Transmetro)

2.4 Campanha de ensaios de caracterização dos maciços

No âmbito dos estudos conducentes à elaboração do projecto, foi efectuado um estudo geológico e geotécnico que incluiu a realização de sondagens mistas (à percussão e à rotação) com realização de ensaios SPT nos maciços terrosos e recuperação de amostras tanto nestes como nos maciços rochosos. Estes carotes representativos dos materiais geológicos existentes no subsolo permitem a sua caracterização litológica e física, bem como uma abordagem simples sobre as características geotécnicas dos mesmos e compartimentação do maciço. A Figura 2.7 apresenta a localização destas sondagens divididas em três campanhas.

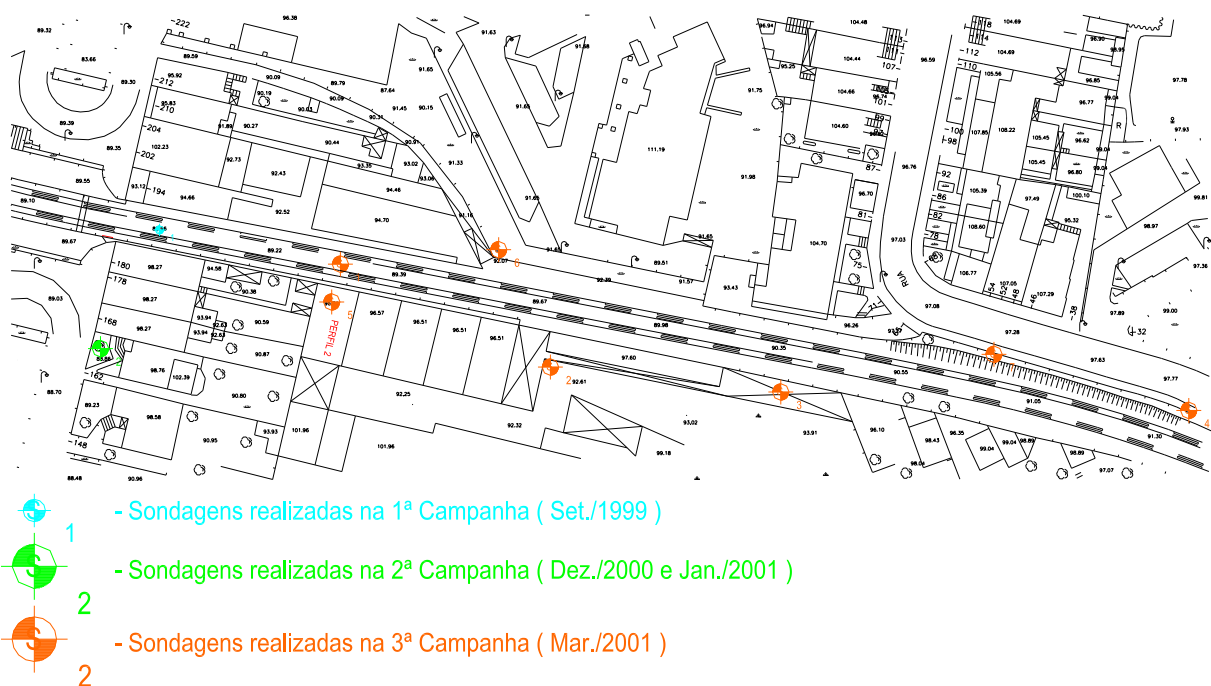


Figura 2.7 – Planta de localização das sondagens realizadas no âmbito do projecto

O modelo geológico-geotécnico definido para a realização do projecto identificou três formações distintas para as quais foram adoptados pelos projectistas os parâmetros indicados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Parâmetros adoptados no projecto

	γ (kN/m ³)	K_0	K_a	ϕ (°)	c' (kPa)	E' (MPa)	ν'
Aterros - Coluviões	19	0,5	0,36	28	0	10	0,3
Granito W5	20	0,5	0,33	30	5	20	0,3
Granito W5-4	22	0,5	0,26	36	50	200	0,3

No capítulo 3 será apresentada a campanha de ensaios realizada posteriormente para efeitos de investigação, solicitada e coordenada pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP no sentido de obter uma maior quantidade e qualidade de dados acerca destes solos residuais típicos do granito do Porto.

2.5 Instrumentação implementada

2.5.1 Introdução

A instrumentação de uma obra geotécnica assume particular relevância relativamente às restantes obras de engenharia civil devido à complexidade destas obras, às dificuldades na caracterização geotécnica e às deficiências que ainda subsistem nos métodos de cálculo o que faz com que muitas incertezas existam durante o projecto.

De facto, a monitorização de uma obra geotécnica tem várias vantagens, permitindo não só avaliar a segurança da mesma durante todo o processo construtivo e entrada em funcionamento, como também comparar o comportamento da obra com as hipóteses de projecto, extrapolando o seu comportamento para as secções seguintes. Nestas condições, é possível otimizar as soluções construtivas de acordo com os resultados que vão surgindo através da instrumentação, ao mesmo tempo que se contribui para o avanço dos conhecimentos quer através de uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos, quer pela avaliação das técnicas e métodos construtivos empregues.

Este caso de estudo é paradigmático deste aspecto porque a instrumentação permitiu não só alteração do processo construtivo da obra como também suscitou um estudo mais cuidado do comportamento da cortina e do solo numa escavação deste tipo, cujos resultados são apresentados neste trabalho. De facto, ainda existem muitas dúvidas acerca do comportamento dos solos residuais nestas obras pelo que a instrumentação é uma contribuição preciosa que é imperioso aproveitar.

Os equipamentos implementados nesta obra foram:

- barras extensiométricas para medição das forças nas escoras;
- inclinómetros embebidos nas estacas associados a Marcas Topográficas de superfície para avaliação do movimento da cortina;
- alvos e pontos de nivelamento colocados nos edifícios vizinhos;
- marcas topográficas nas escoras para medição de convergências.

As barras extensiométricas não forneceram resultados fiáveis pelo que não puderam ser utilizadas na estimativa das forças nas escoras o que teria constituído um contributo importante para este trabalho. A causa para a falta de fiabilidade destes instrumentos não foi ainda identificada, contudo, os resultados existentes são apresentados neste capítulo.

As medidas de convergência também não permitiram análises relevantes dado que não foi possível fazer a sua comparação com os deslocamentos medidos nos inclinómetros uma vez que no único local em que se possuía resultados inclinométricos dos dois lados da cortina (IM1A e IM1B) não havia registo de convergências.

Assim sendo, as análises descritas neste trabalho basearam-se fundamentalmente nas medições inclinométricas. Foi ainda feita uma análise dos resultados dos alvos e pontos de nivelamento

colocados nos edifícios numa dada secção transversal da escavação, cujas conclusões se apresentarão neste capítulo um pouco mais adiante.

2.5.2 Barras extensiométricas

Os resultados obtidos nas barras extensiométricas são aqui apresentados apenas a título ilustrativo, uma vez sendo muito pouco coerentes com os restantes dados da instrumentação, não se consideraram suficientemente fiáveis, como se demonstra de seguida.

O plano de monitorização inclui a instrumentação de seis escoras no troço em estudo como se apresenta na planta da Figura 2.8, em que as barras extensiométricas são representadas por rectângulos azuis sob a designação EEi. Na mesma figura mostram-se ainda os inclinómetros colocados neste troço (IMi) bem como as marcas topográficas (Mi), tratados de seguida.

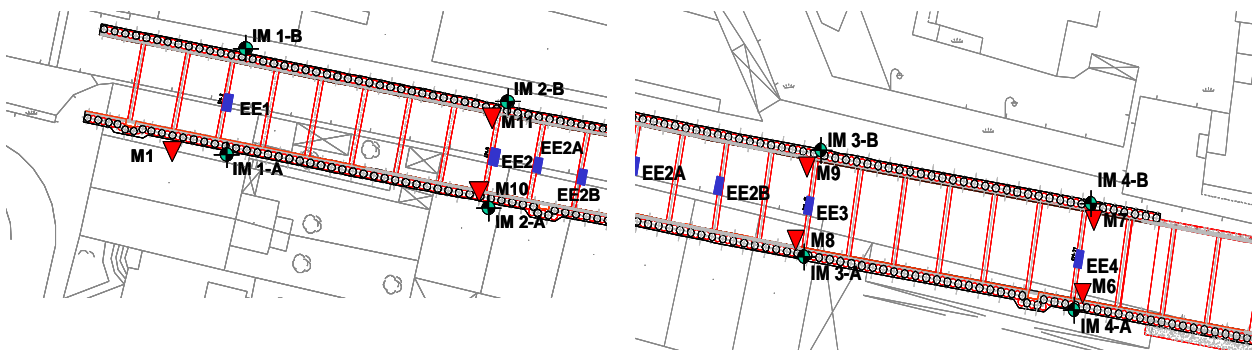


Figura 2.8 – Planta de localização das barras extensiométricas (“strain-gauges”)

Em cada escora foram colocadas quatro barras extensiométricas como se mostra na Figura 2.9, a cujas medições é aplicada a correcção da temperatura. Como é sabido, as variações de temperatura ao longo do dia provocam deformações não uniformes nas escoras que devem ser tidas em consideração nestas medições. O resultado final para cada escora corresponde à média das quatro medições corrigidas.

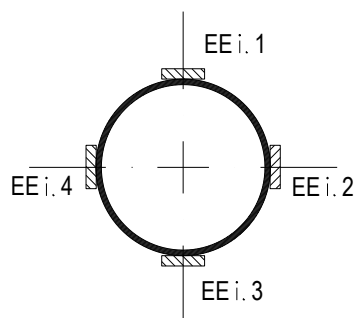


Figura 2.9 – Pormenor da colocação das barras extensiométricas nas escoras definitivas (sem escala)

Na Figura 2.10 apresenta-se a informação resultante da instalação destes equipamentos, onde se verifica a grande dispersão de resultados. Por exemplo, segundo estes resultados, as escoras onde estão colocadas as barras extensiométricas EE3 e EE4 estão traccionadas, o que não é previsível de

acontecer numa escora deste tipo, até porque os resultados dos inclinómetros colocados nestes locais, IM3B e IM4B, indicam movimento da cortina para o interior da escavação.

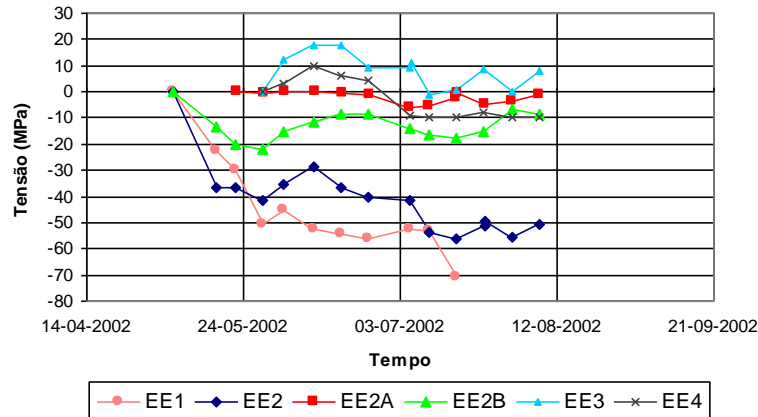


Figura 2.10 – Resultados das barras extensiométricas

Assim, após algumas tentativas de melhor interpretação dos resultados considerou-se que era preferível centrar a atenção nos resultados dos inclinómetros, a partida mais fiáveis.

2.5.3 Inclinómetros

O inclinómetro mede a distorção angular entre dois pontos consecutivos de um furo, sendo determinados os deslocamentos relativos de cada ponto por integração das distorções medidas.

O equipamento consiste num torpedo com sensores pendulares em duas direcções ortogonais (inclinómetro biaxial) que, em cada ponto, mede a inclinação do seu eixo em relação à vertical ao descer guiado pelas calhas do tubo inclinométrico através de dois conjuntos de rodas (Figura 2.11). Esta inclinação é medida por servo-acelerómetros, dois no caso dos biaxiais (direcções "A" e "B" perpendiculares), e é medida geralmente desde o ponto mais baixo do tubo - suposto fixo - e sequencialmente para cima. Ou seja, os deslocamentos são sempre relativos ao ponto inicial comumente localizado na base do tubo. Para obter maior rigor fazem-se em geral duas medições para as medianizar e/ou eliminar eventuais erros pontuais (que na repetição da medição se identificam).

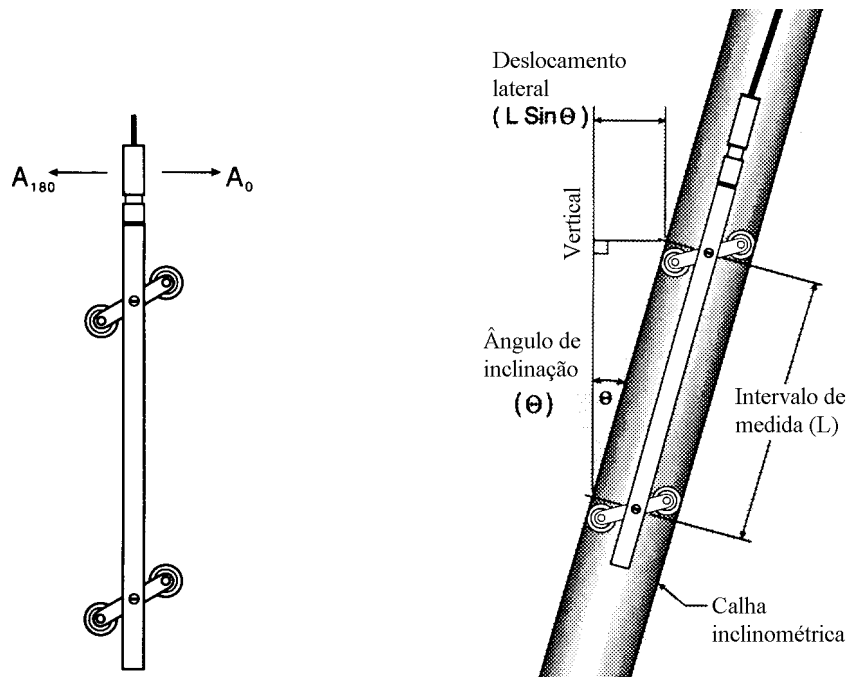


Figura 2.11 – Esquema do inclinómetro biaxial (“Slope Indicator Manual” adaptado por Viana da Fonseca, 2001)

As unidades de aquisição semi-automáticas já têm acoplados sistemas de armazenamento que permitem fazer a transferência para microcomputadores onde estão instalados programas de interpretação, com potentes algoritmos que, em geral, possuem capacidade de eliminação de erros. A conversão da inclinação lida (θ) é feita pela expressão $l \cdot \text{sen}(\theta)$ (l , intervalo de leitura) e a representação é geralmente feita por medida cumulativa (desde a base).

Nos gráficos seguintes (Figura 2.12 a 2.16) exibem-se os resultados obtidos nos vários inclinómetros referidos na planta da Figura 2.8. Os valores dos deslocamentos da cortina foram medidos ao longo da execução da obra, sendo referenciados pela respectiva data. Porém, não foi possível indexar estas datas a uma fase precisa do processo construtivo por não ter sido possível obter essas informações.

Por outro lado, observam-se também nalguns pontos leituras com alguma perturbação. É o caso do ponto mais superficial do inclinómetro IM1A para todas as leituras (com excepção da de 13-4-2002), e de algumas leituras do IM2B. É ainda bastante notório o facto do inclinómetro IM3B apresentar deslocamentos muito superiores aos restantes, tendo-se escolhido, por isso, esta secção para os cálculos apresentados no capítulo 4. Infelizmente, no inclinómetro IM1B não foi possível obter mais medições, desconhecendo-se as razões para tal facto.

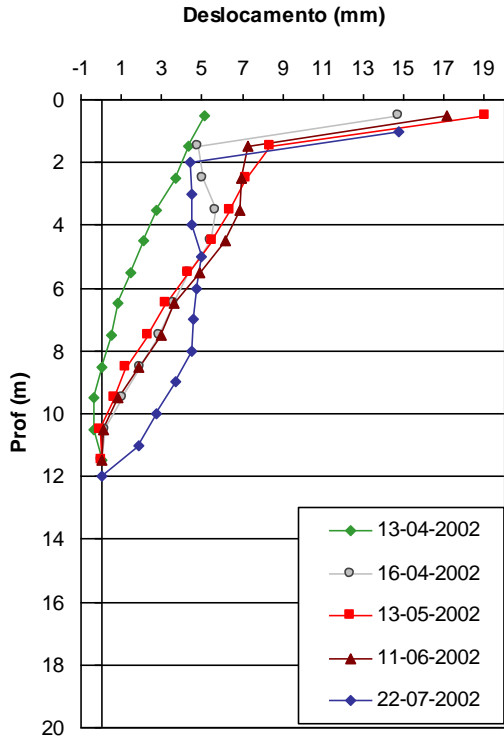


Figura 2.12 – Inclínómetro IM1A

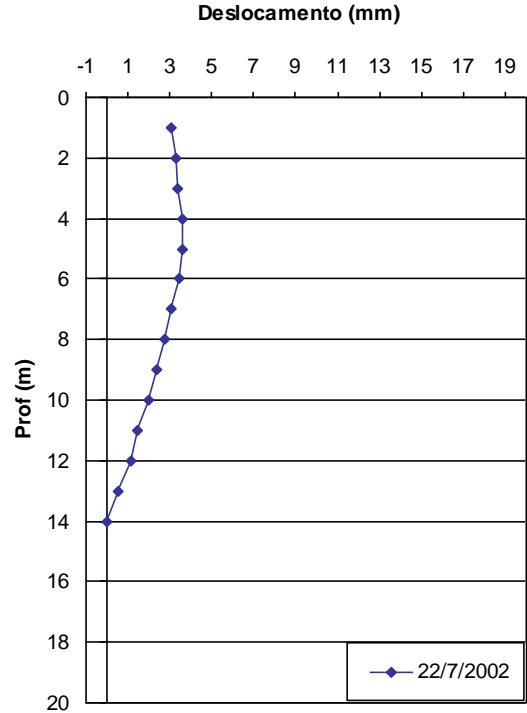


Figura 2.13 – Inclínómetro IM1B

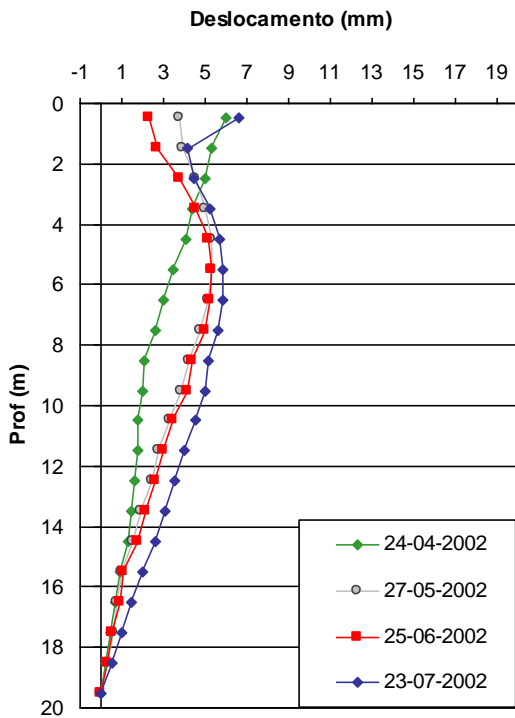


Figura 2.14 – Inclínómetro IM2B

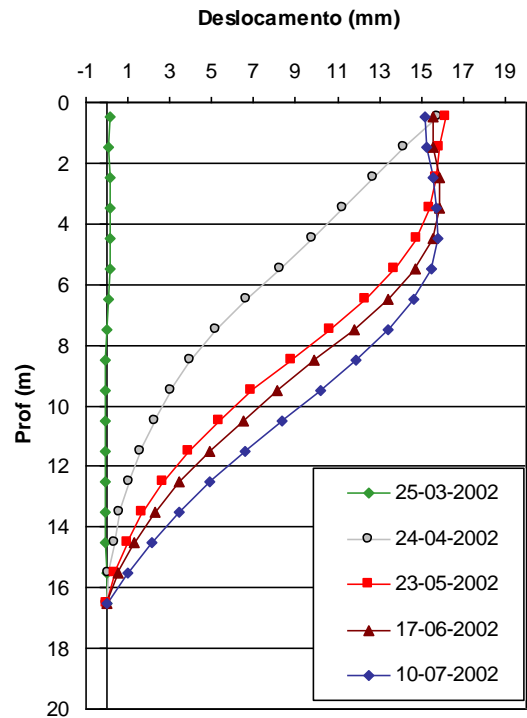


Figura 2.15 – Inclínómetro IM3B

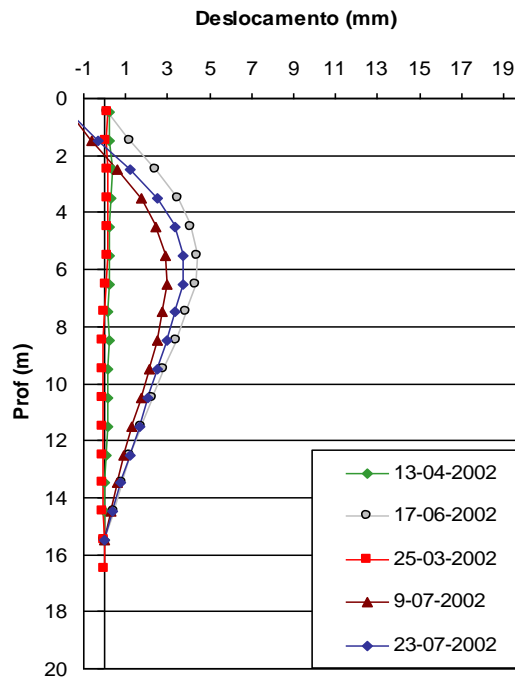


Figura 2.16 – Inclinómetro IM4B

As diferentes profundidades atingidas pelos inclinómetros evidenciam a variabilidade da possança da camada de solo sobrejacente ao substrato rochoso, o que é corroborado pelo perfil exibido na Figura 2.17.

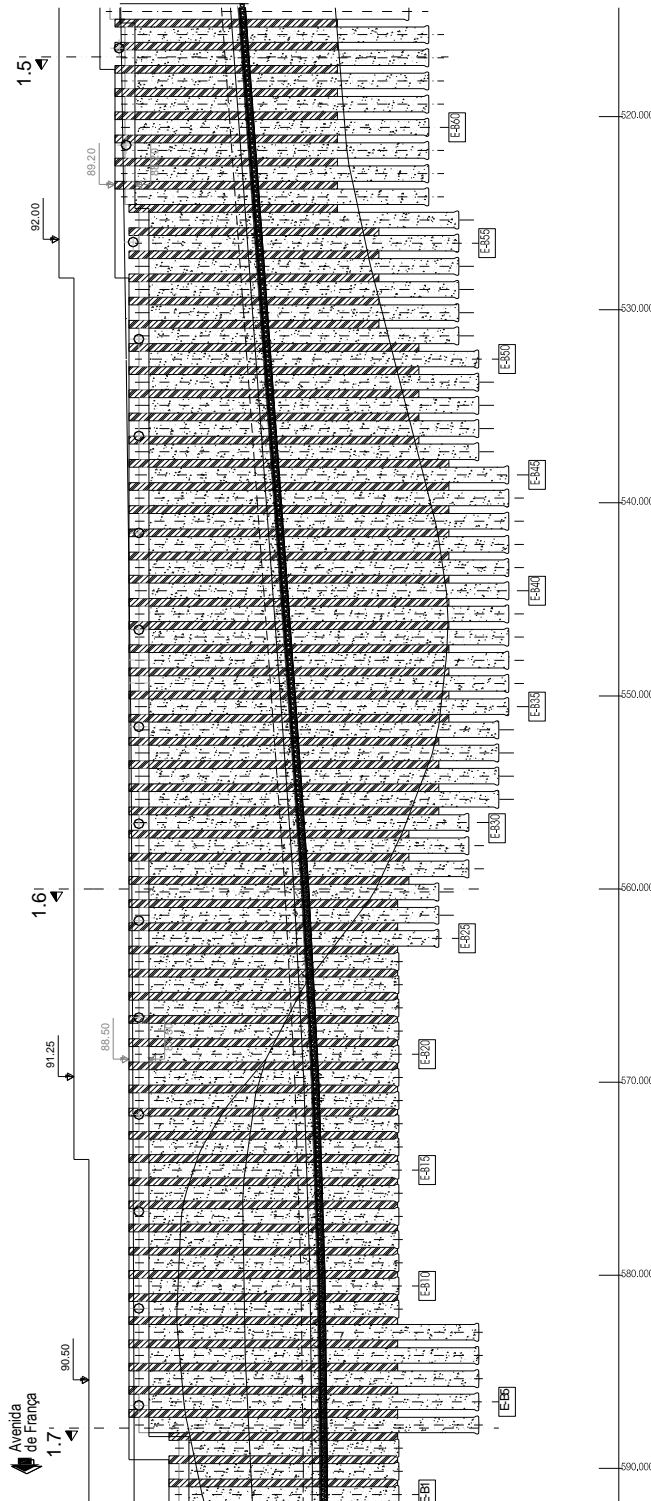


Figura 2.17 - Perfil do terreno com indicação da zona de transição entre o solo residual e a rocha na zona onde foram colocados os inclinómetros

2.5.4 Convergências

Como já foi referido, no único local onde se possuíam resultados inclinométricos dos dois lados da cortina (IM1A e IM1B) não havia registo de convergências, pelo que não foi possível fazer um estudo comparativo rigoroso.

Contudo, foi feita uma análise admitindo que os deslocamentos medidos nos inclinómetros de um dos lados da cortina eram iguais aos deslocamentos da mesma no lado oposto. As datas e a frequência das leituras não são iguais nos dois tipos de equipamentos (medidas de convergências e de inclinómetros) pelo que se procedeu a uma interpolação linear das leituras dos inclinómetros (Figura 2.18). Nesta análise são apenas consideradas as leituras inclinométricas mais à superfície (primeira leitura em profundidade), que se supõe ser a mais perto da escora onde foram registadas as convergências. A correspondência entre as cordas onde foram medidas as convergências e a posição dos inclinómetros, estabelecida de acordo com a Figura 2.8, é a seguinte:

- ao inclinómetro IM2B corresponde a corda 10-11
- ao inclinómetro IM3B corresponde a corda 8-9
- ao inclinómetro IM4B corresponde a corda 6-7

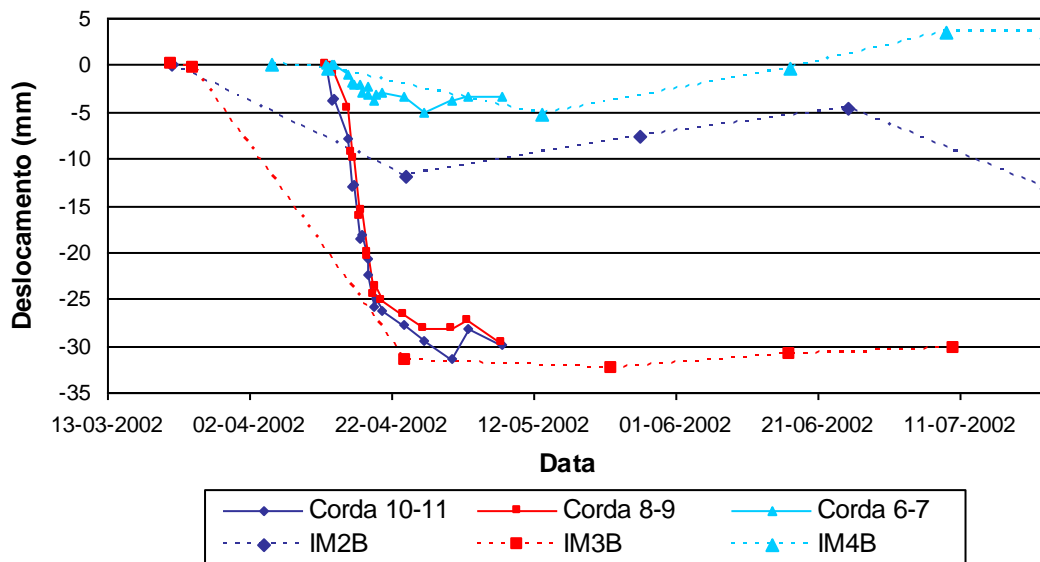


Figura 2.18 – Deslocamentos da cortina à altura da escora resultantes das leituras inclinométricas e das medições das convergências

A Figura 2.18 mostra uma boa concordância entre os resultados de ambos os métodos para a corda 6-7, e 8-9 enquanto que para a corda 10-11 existe uma grande disparidade de valores.

Na corda 8-9, a interpolação linear entre o segundo e terceiro valores afasta-se da medição das convergências devido às diferentes datas de início das medições nos dois métodos porém, os pontos relativos às medições inclinométricas propriamente ditas estão de acordo com a curva obtida nas medições das convergências.

Pelo contrário, na corda 10-11, os resultados do inclinómetro são inferiores aos resultados das convergências evidenciando que, provavelmente, neste local, os deslocamentos do lado oposto da cortina deverão ter sido maiores que os deslocamentos medidos no inclinómetro IM2B.

2.5.5 Alvos e pontos de nivelamento

Tratando-se de uma obra delicada dada a proximidade dos edifícios vizinhos, como se evidencia na Figura 2.19, foram instrumentados 6 edifícios de um lado e de outro da escavação, tendo sido escolhida uma secção transversal da escavação próxima da Av. de França tal como se mostra na Figura 2.20. As réguas topográficas (L) usadas nos pontos de nivelamento permitem medir cotas a partir das quais se determinam os deslocamentos verticais dos edifícios, resultantes do assentamento do solo. Com os alvos topográficos (CT) medem-se os deslocamentos horizontais os quais, neste caso, foram decompostos na parcela normal à cortina para que a análise se tornasse mais perceptível. A Figura 2.21 mostra um exemplo de um alvo topográfico colocado num edifício.



Figura 2.19 - Vista geral da escavação e edifícios adjacentes

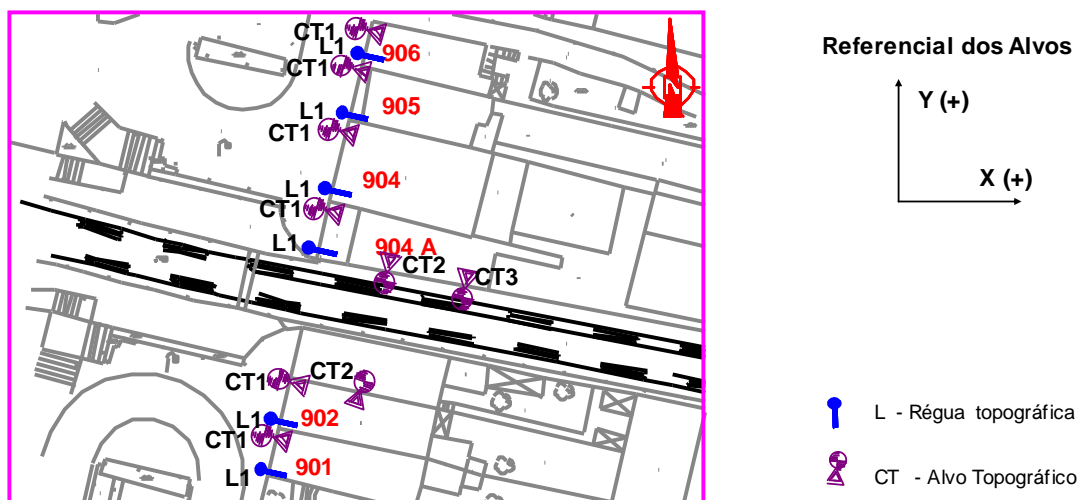


Figura 2.20 – Planta de localização dos edifícios e alvos topográficos colocados



Figura 2.21 – Fotografia de um alvo topográfico colocado num edifício adjacente à escavação

Começa-se por se apresentar os resultados obtidos nos pontos de nivelamento, a que se segue as medições dos alvos topográficos. Para cada um dos deslocamentos, verticais (através dos pontos de nivelamento) ou horizontais (a partir das marcas topográficas), é efectuada uma análise pontual da secção transversal em três datas distintas, bem como uma análise temporal. A escolha das três datas não foi feita com base no faseamento construtivo, como seria desejável, uma vez que não se dispunha das datas da sequência construtiva nesta zona. Assim, estas foram seleccionadas de modo a obter um perfil do início e do fim da instrumentação bem como um outro a meio do período de instrumentação. Procurou-se que as datas escolhidas nos dois tipos de deslocamentos fossem o mais próximas possíveis por uma questão de facilidade na interpretação, o que praticamente foi conseguido com excepção de um dia de diferença na data intermédia.

No que se refere aos deslocamentos verticais, a Figura 2.22 mostra os perfis de assentamentos na secção transversal nas três datas escolhidas, através dos dados recolhidos nos pontos de nivelamento dos 6 edifícios referidos na Figura 2.20. A análise numérica apresentada no capítulo 4 não versou sobre esta secção, contudo, como está patente nesse capítulo, a ordem de grandeza dos assentamentos à superfície é a mesma dos valores aqui obtidos.

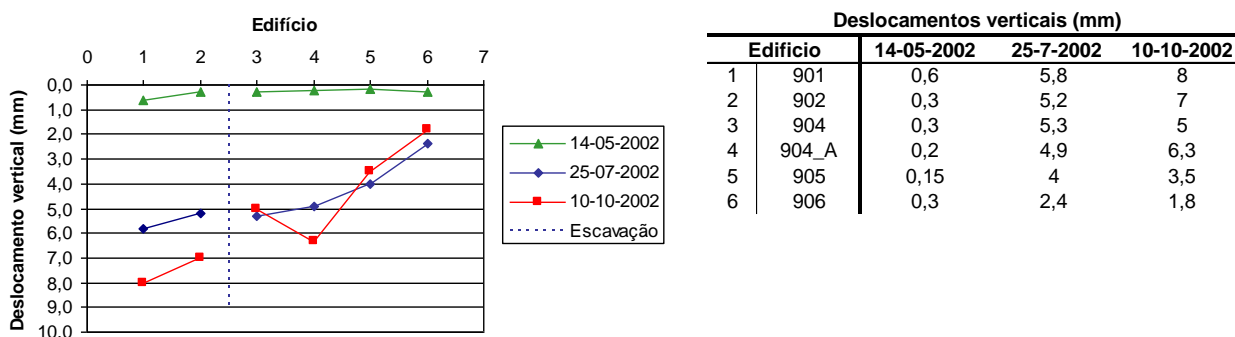


Figura 2.22 – Medições nos pontos de nivelamento – Deslocamentos verticais em três datas distintas

Por outro lado, analisando a evolução dos assentamentos ao longo do tempo em cada um dos edifícios referidos, verifica-se uma oscilação mais ou menos periódica, provavelmente decorrente da

alternância entre as fases de escavação e colocação das escoras, verificando-se alguma recuperação dos deslocamentos apesar das escoras não terem sido pré-esforçadas (Figura 2.23)

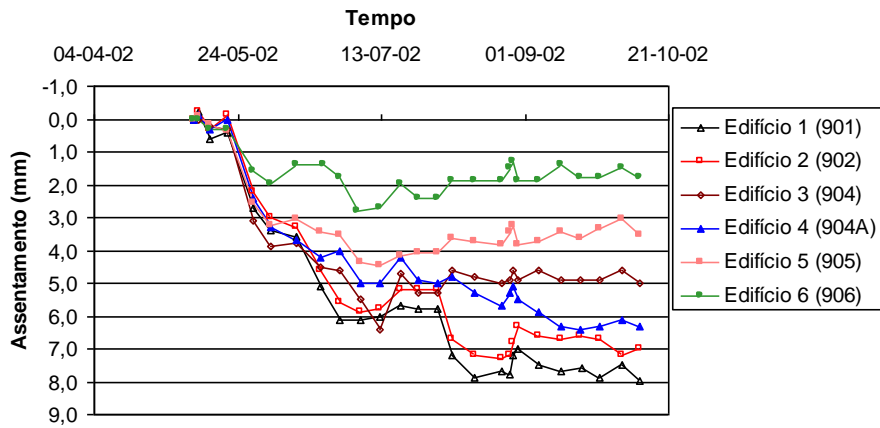


Figura 2.23 - Medições nos pontos de nivelamento – Deslocamentos verticais ao longo do tempo

Seguidamente, exibem-se os deslocamentos normais à cortina medidos nos alvos topográficos (Figura 2.24). Nesta representação, a convenção de sinais adoptada consiste em atribuir sinal positivo aos deslocamentos verificados no sentido da escavação, quer estes se tenham verificado num ou noutro lado da cortina.

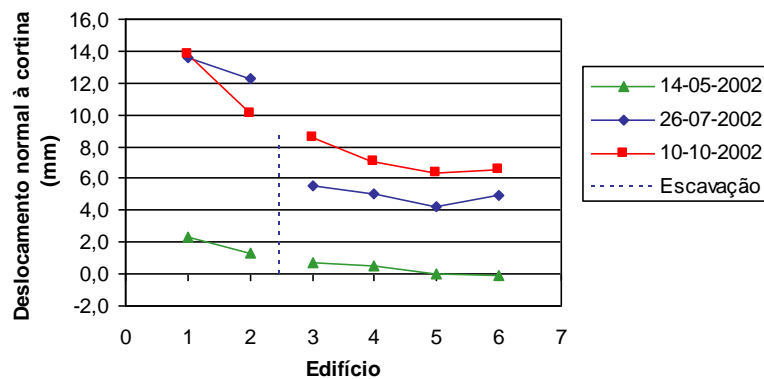


Figura 2.24 - Medições nos alvos topográficos – Deslocamentos normais à cortina em três datas distintas

É igualmente apresentada a evolução temporal destes mesmos deslocamentos, como se pode observar na Figura 2.25, onde se verifica a mesma oscilação já referida, embora neste caso menos evidente nos edifícios 1 e 2.

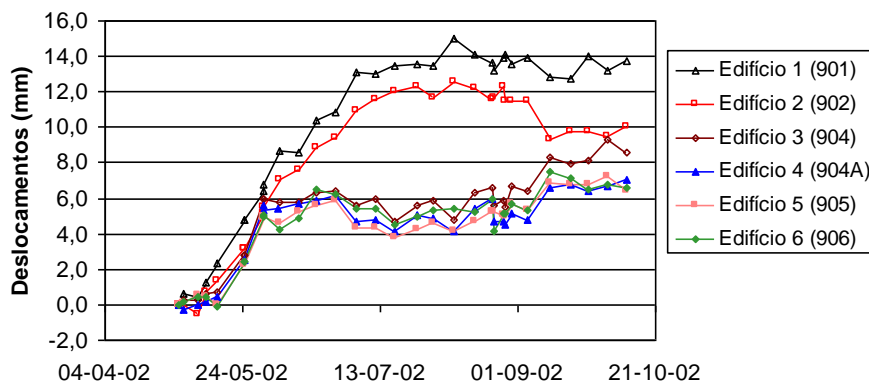


Figura 2.25 - Medições nos alvos topográficos – Deslocamentos normais à cortina ao longo do tempo

Na análise de todos estes gráficos, pode-se tecer algumas considerações.

O comportamento do edifício 1 parece estranho ao exibir assentamentos e deslocamentos mais elevados do que o edifício vizinho mais próximo da escavação (Figura 2.22 e Figura 2.24). Este facto pode estar relacionado com as condições de fundação desse edifício, nomeadamente as características do maciço nessa zona, as cotas da fundação ou a proximidade do edifício ao seu limiar elástico. Contudo, os edifícios 1 e 2 apresentam sistematicamente deslocamentos maiores que os restantes indicando uma maior fragilidade da cortina do lado sul (ver, por exemplo, a Figura 2.25 onde este facto se mostra de forma especialmente notória).

No que diz respeito aos assentamentos, desprezando-se o edifício 1, verifica-se a tendência esperada: um aumento dos assentamentos com a proximidade à escavação, com excepção do edifício 4 para a instrumentação do dia 10/10/2002, a qual apresenta assentamentos mais elevados. É ainda de notar que nos assentamentos dos edifícios 3, 5 e 6 se verifica uma grande proximidade entre os valores obtidos a 25/7/2002 com os obtidos a 10/10/2002 ao contrário do que se verifica nos restantes edifícios e até nos deslocamentos horizontais da cortina.

Relativamente aos deslocamentos horizontais, os verificados do lado norte da escavação apresentam-se bastante idênticos indiciando um movimento de corpo rígido com deformação (deslocamento relativo) praticamente nula. De facto, de acordo com os projectistas envolvidos no projecto, os deslocamentos dos edifícios só se verificaram muito depois dos deslocamentos da cortina, o que suporta a hipótese da existência de um movimento de corpo rígido, e explica o não aparecimento de fissuras nos edifícios geralmente provocadas por deslocamentos diferenciais.

Capítulo 3 Caracterização Geológico – Geotécnica

3.1 Geologia Regional

3.1.1 Introdução

Do ponto de vista geológico, a região do Porto faz parte do Maciço Hespérico, aliás como grande parte do território continental português, situando-se na unidade paleogeográfica conhecida como Zona Centro-Ibérica próximo da sutura com a Zona de Ossa Morena (ver Figura 3.1 e 3.2). Esta sutura é denominada por faixa de cisalhamento Porto-Tomar e passa exactamente pela foz do Douro (Santos, 1995).

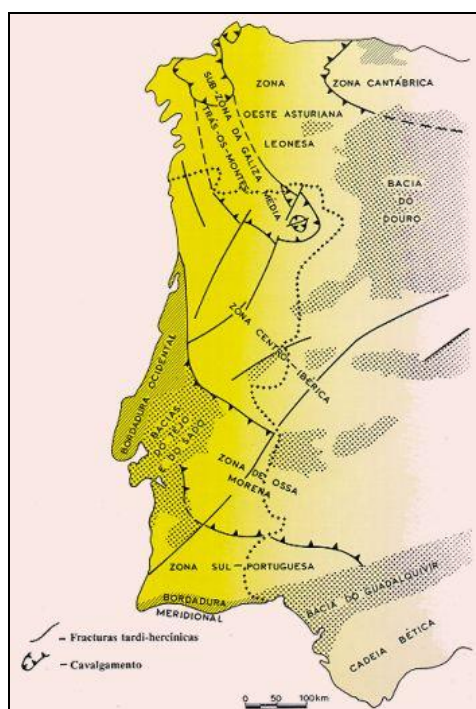


Figura 3.1 - Unidades paleogeográficas da Península Ibérica com representação em Portugal Continental

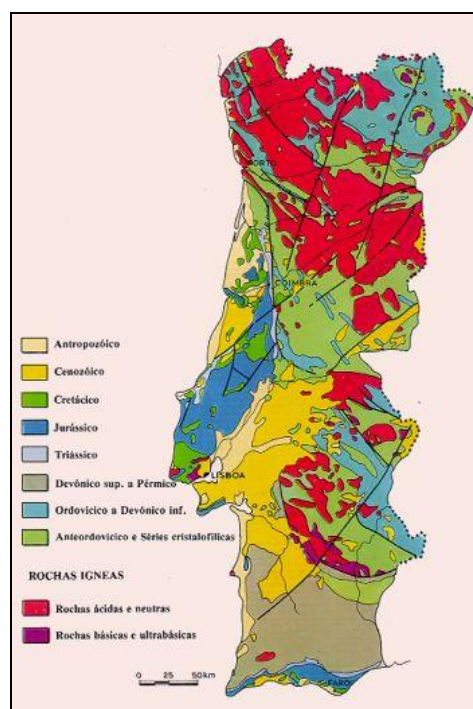


Figura 3.2 – Esboço das formações geológicas encontradas em Portugal Continental (<http://rop.ineti.pt/rop>)

Na Carta Geológica elaborada no âmbito da Carta Geotécnica do Porto (COBA, 1996), distinguem-se na zona do Porto três formações principais:

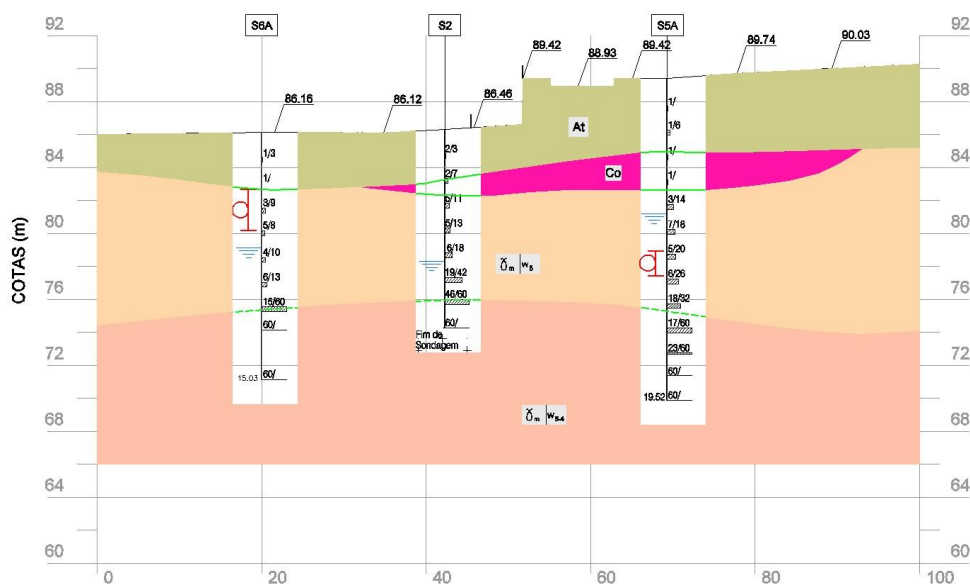
- depósitos de cobertura de natureza sedimentar correspondentes a terrenos recentes e aluvionares de intensa heterogeneidade desde solos argilosos a granulares com granulometria fina a grosseira;
- formações metamórficas do complexo xisto-grauváquico conhecido por “Grupo do Douro”, constituída principalmente por micaxistos, gneisses e migmatitos;
- formações de rochas ígneas da idade Hercínica, conhecidas como Granito do Porto.

A região foi fortemente influenciada pela orogenia Hercínica durante a qual actuaram três fases de deformação responsáveis pelo actual estado de deformação e fracturação do maciço rochoso. Segundo Carrington da Costa J. e Teixeira C. (1957) na nota explicativa da folha 9-C-Porto da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50 000, a “granitização” que originou os granitos do Porto foi posterior à deposição xisto-grauváquica ante-silúrica e atingiu largamente os depósitos xistentos metamorfizando-os e assimilando-os constituindo extensas e típicas auréolas migmatíticas.

Segundo Marques et al. (2001) o perfil geotécnico deduzido das sondagens realizadas para as escavações da Estação da Casa da Música (muito perto do local agora em estudo) apresenta as seguintes unidades geoestratigráficas, como se exemplifica no perfil exibido na Figura 3.3 e respectiva legenda:

- uma camada superficial de aterro;
- diversas camadas e lentes compostas por materiais de alteração do Granito do Porto, nomeadamente, maciços de classe W3, W4-W3, W4, W5-W4 e W5, com claro predomínio das duas últimas;
- e uma camada de coluvião que se pode observar de maneira localizada nos terrenos da porção central da futura estação.

Como se pode verificar, nesta zona não se encontram as formações metamórficas, predominando os maciços graníticos mais ou menos alterados e os solos resultantes da sua alteração.



LEGENDA

Recente:		
	At	DEPÓSITOS DE ATERRRO: escórias e areias silto-argilosas, com restos cerâmicos e blocos de rocha e níveis de saibros intercalados.
	Co	DEPÓSITOS COLUVIONARES: areias silto-argilosas, com carácter lodoso e cor preta. Muito soltas.
Rochas Eruptivas:		
	δ_m W_5	GRANITO DECOMPOSTO: areia média, siltoosa, por vezes argilosa, mais ou menos caulinizada com cor amarelada.
	δ_m W_{5-4}	GRANITO DECOMPOSTO A MUITO ALTERADO, caracterizado por valores de N SPT superiores a 60 pancadas.
	δ_m W_4	GRANITO de grão médio, duas micas, muito alterado, intencamente fracturado, amarelado.
	δ_m W_{4-3}	GRANITO de grão médio, duas micas, medianamente a muito alterado, com fracturas próximas e muito próximas, amarelado.
	δ_m W_3	GRANITO de grão médio, duas micas, medianamente alterado, com fracturas próximas, amarelado.
ENSAIO DE PERMEABILIDADE LEFRANC		
OS NÚMEROS À DIREITA DO LOG DA SONDAGEM INDICAM O NÚMERO DE PANCADAS NO ENSAIO SPT, DA SEGUINTE FORMA: $\frac{1}{1.4 \text{ FASE}} \frac{f}{N \text{ SPT}}$		
OS HISTOGRAMAS COLORIDOS MOSTRAM OS RESULTADOS DA RECUPERAÇÃO E DA RECUPERAÇÃO MODIFICADA "RQD", OBTIDAS NAS SONDAGENS, EM PORCENTAGEM		
	— LIMITE GEOLOGICO	
	— LIMITE DE ALTERAÇÃO	— SONDAGEM
	— LIMITE DE ESCAVAÇÃO	
		— NÍVEL DE ÁGUA

Figura 3.3 - Perfil ilustrativo das várias unidades geoestratigráficas deduzidas das sondagens S6A, S2 e S5A.

3.1.2 Geomorfologia e Hidrogeologia

A obra insere-se numa região de relevo algo acentuado que se inclina suavemente segundo o quadrante SW na qual estão inseridos o rio Douro e seus afluentes. A região é atravessada por numerosos cursos de água, a maior parte deles canalizados devido à intensa urbanização.

O desenvolvimento da superfície piezométrica evidencia um nível freático em superfície livre que segue as linhas gerais do perfil topográfico. A hidrologia do subsolo do Porto varia em função do grau de alteração do granito: nas zonas mais alteradas a circulação dá-se através dos poros enquanto que nas rochas menos alteradas a água circula pelas fracturas existentes. O comportamento hidrogeológico do maciço granítico é, pois, um sistema complexo em que a permeabilidade varia de forma muito heterogénea. As superfícies de discontinuidades da rocha fracturada tanto podem constituir barreiras à água quando estão preenchidas por argila como podem constituir caminhos preferenciais de circulação quando se encontram limpas. No entanto, pode-se considerar que o maciço granítico proporciona, de um modo geral, excelentes condições de drenagem.

3.1.3 O Granito do Porto

Esta rocha aflora, como o nome indica, em grande parte da cidade do Porto estendendo-se ainda para os concelhos de Vila Nova de Gaia, Matosinhos e Maia. Contacta a Este com o complexo xisto-grauváquico ante-ordovícico e a Oeste com o complexo metamórfico da Foz do Douro (Begonha, 2001). Distingue-se das restantes formações graníticas pela sua cor mais clara e pela granularidade,

em geral, menos grosseira (Carrington da Costa J. e Teixeira C., 1957). Trata-se de uma rocha leucocrata de grão médio, de duas micas e cor cinzenta clara. Os minerais predominantes são: a plagioclase (albite) em grande percentagem, alguma ortoclase, as referidas micas (moscovite, em maior quantidade, e biotite) e ainda a microclina e, naturalmente, os grãos de quartzo. Dentre os minerais acessórios encontram-se o zircão, a apatite e a silimanite, fibrolite (Begonha, 2001).

3.1.4 Solos Residuais do Granito

Introdução

A definição do solo depende muito da ciência que o trata. Em engenharia a definição tradicional propõe que solo é todo o material que se desagrega em água em contraposição com a rocha. Embora o comportamento destes dois materiais seja conceptualmente muito diferente, a verdade é que a fronteira entre os dois é por vezes difícil de definir. Na realidade a transição rocha-solo faz-se de uma forma gradual verificando-se frequentemente nos maciços um comportamento misto. Estas considerações são especialmente válidas nos solos residuais, pois não sendo solos transportados e estando dependentes da meteorização que, em geral, avança pelas fracturas da rocha, apresentam uma grande variabilidade tanto na horizontal como em profundidade. Esta heterogeneidade dos graus de alteração e da mineralogia traduz-se em variações de densidade, porosidade e características mecânicas do solo.

Por outro lado, os solos residuais distinguem-se definitivamente dos solos transportados na medida em que conservam ainda a estrutura da rocha-mãe. Esta característica condiciona todo o comportamento do solo sendo por vezes mais importante que a sua granulometria, grau de compactação, ou outros índices físicos. Assim, como foi concluído por Vaughan (1988), os parâmetros que derivam de ensaios de identificação em solo remoldado, tais como os limites de *Atterberg* ou a distribuição granulométrica, não revelam nem permitem classificar o comportamento geotécnico destes solos, contrariamente ao que se passa com os solos transportados.

Meteorização do Granito

O Granito é uma rocha magmática plutónica ou intrusiva, isto é, a sua formação deu-se a grande profundidade. No entanto, por fenómenos de tectónica e/ou erosão, a rocha acaba por se aproximar da superfície sofrendo meteorização.

As condições referidas de geomorfologia e hidrogeologia aliadas ao clima húmido do Norte de Portugal favorecem a meteorização ao mesmo tempo que proporcionam boas condições de drenagem que conduzem à lixiviação do material original e, conseqüentemente, à diminuição do peso específico e ao aumento da porosidade. Por outro lado, a própria natureza desta rocha, de grão grosseiro e com grande percentagem de albite (mineral que se altera com facilidade), é um factor favorável ao desencadeamento deste processo. Assim, o Granito do Porto aparece sempre mais ou menos meteorizado à superfície, embora muitas vezes apareçam significativas zonas muito meteorizadas subjacentes a outras menos, sendo frequente encontrar-se camadas de solo residual

alteram mais rapidamente que a ortoclase. Pelo contrário, a moscovite e o quartzo são os minerais mais resistentes permanecendo inalterados nos solos residuais. A microclina resiste muito mais que a plagioclase mas acaba também por sofrer meteorização.

Características Geotécnicas

Do ponto de vista geotécnico, os solos residuais apresentam características geomecânicas muito particulares decorrentes das condições particulares em que se processa a sua génese. Dessas características pode-se destacar (Vaughan e Kwan, 1984; Vaughan, 1988; Vaughan et al., 1988; e Leroueil e Vaughan, 1990):

- a existência de ligações entre as partículas contribui para o aumento da resistência e da rigidez ao corte;
- a porosidade do solo é muito variável;
- os grãos do solo revelam uma enorme variedade mineralógica;
- a história de tensões do solo residual tem pouco efeito sobre o seu comportamento geotécnico.

As particularidades dos solos residuais decorrem da existência de minerais de argila específicos e dos efeitos da estrutura herdada da rocha mãe associada às descontinuidades relicares e às ligações inter-particulares frequentemente cimentadas. Esta microestrutura (que engloba a microfábrica, a composição e as forças inter-partículas) é responsável por uma elevada resistência e rigidez nos primeiros estágios de carregamento. Após a destruição da estrutura, para fases mais avançadas de carregamento, a resistência diminui como resultado dessa perda.

No que se refere à permeabilidade, a variação na macro-fábrica do perfil de alteração do solo residual conduz a grandes modificações na permeabilidade tanto horizontal como vertical. A percolação dá-se preferencialmente segundo antigas diaclases e que agora são meras fracturas na microestrutura do solo. Para provar a influência da microestrutura na criação de caminhos preferenciais de fluxo, Viana da Fonseca (1996), fez uma análise comparativa entre os valores da permeabilidade obtidos nas amostras naturais e remoldadas concluindo que esta decresce cerca de 100 vezes nestas últimas devido a uma distribuição granulométrica mais homogénea.

Num solo transportado, as tensões laterais estão geralmente relacionadas com o grau de sobreconsolidação. Num solo residual, à medida que a meteorização e a decomposição da rocha se desenvolvem, os minerais expandem, mas ao mesmo tempo há partículas que são lixiviadas. Por isso, a não ser que os produtos resultantes da meteorização sejam muito expansivos é de esperar que as tensões laterais sejam menores que as verticais, ou seja, que o K_0 seja inferior à unidade (ver Quadro 3.1 mais adiante).

No que se refere à história de tensões, Barksdale e Blight (1997) defendem que todos os solos residuais têm comportamento sobreconsolidado. Isto é, a sua compressibilidade é reduzida para baixos níveis de tensão mas, a partir do momento em que se inicia a plastificação ou se atinge a tensão de preconsolidação equivalente (também designada de “aparente” ou virtual) a

compressibilidade aumenta. A partir deste ponto, correspondente à desestruturação do solo, este passa a comportar-se como um solo transportado podendo-se estabelecer a verdadeira tensão de preconsolidação. No entanto, a tensão de sobreconsolidação virtual não está associada à história de tensões mas sim a uma reserva estrutural (Viana da Fonseca, 1996).

Por outro lado, os solos residuais têm tendência a formar pontes de ligação entre os grãos que representam uma componente importante da resistência e da rigidez que é independente do estado de tensão e do índice de vazios. De acordo com Vaughan (1988), as principais causas de desenvolvimento dessas ligações são:

- a cimentação devido à deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica;
- solução e re-cimentação de agentes de cimentação como os silicatos;
- crescimento de ligações durante a alteração química dos minerais.

A resistência dessas ligações é muito variável com o tipo de minerais e o tipo de meteorização; porém, é preciso ter em consideração que, mesmo uma ligação fraca que é facilmente destruída durante o manuseamento de uma amostra fornece uma componente de rigidez e resistência muito significativa no comportamento geotécnico do solo *in situ*.

A rocha mãe de um solo residual pode conter superfícies de baixa resistência com juntas alteradas e preenchidas geralmente com materiais pouco resistentes como argilas moles. No solo residual estas zonas menos resistentes continuam a existir constituindo planos preferenciais de corte.

Segundo Vaughan (1988) corroborado mais tarde por Viana da Fonseca (1996), os solos estruturados apresentam um comportamento em compressibilidade caracterizada por três zonas distintas, (como se evidencia na Figura 3.4):

- zona de pré-cedência ou limiar elasto-estrutural, na qual os materiais se comportam formalmente como solos sedimentares sobreconsolidados, com gradientes de compressão (C_r) muito baixos sendo controlados pela rigidez da estrutura cimentada interparticular;
- zona metaestável, situada no espaço e - $\log \sigma'$ para além da curva relativa ao comportamento normalmente consolidado. Ao contrário dos solos sedimentares, os solos residuais podem ocupar esta zona, na medida em que o par de valores constitutivos respectivo não é decorrente de um grau de sobreconsolidação associado à história de tensões mas antes de uma reserva estrutural. Ultrapassada a tensão de sobreconsolidação virtual, dá-se uma “aceleração” do processo de compressibilidade devido à quebra das ligações estruturais e o material vai evoluindo para um comportamento mais próximo do solo remoldado. Nessa fase transitória também os gradientes de compressibilidade variam, definindo-se um índice de compressibilidade C_{cs} particularmente mais elevado que o do último estado.
- zona desestruturada (granular), característica da fase final após a quebra total das cimentações interparticulares, geralmente atingida para elevados valores das tensões efectivas dado o carácter progressivo da desestruturação. O comportamento converge para

o típico de um solo granulometricamente semelhante em que a deformabilidade (C_c) é regida pelas tensões de contacto entre as partículas, o que corresponde à L.N.C. (Linha normalmente consolidada).

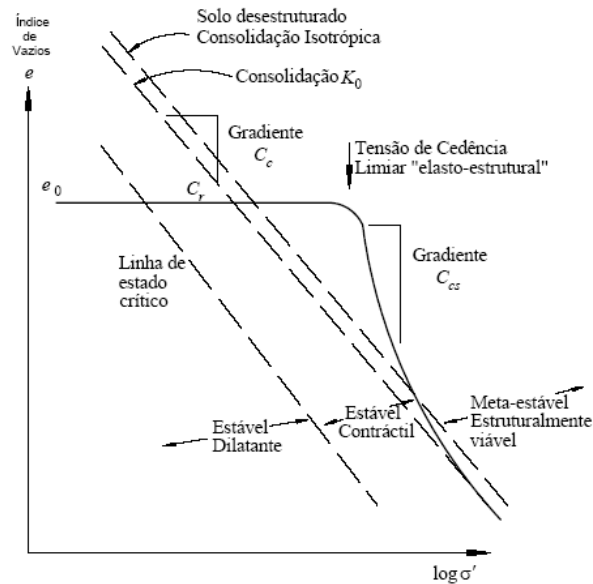


Figura 3.4 - Compressibilidade de um solo com estrutura cimentada (Vaughan, 1988 adaptado por Viana da Fonseca, 1996)

Por todas estas razões, vários autores como Silva Cardoso (1986), têm defendido que as correlações entre os resultados dos ensaios *in situ* e as características geotécnicas do solo estabelecidas em geral para os solos sedimentares, deixam de ser aplicáveis aos solos residuais conduzindo a valores conservativos na grande maioria das aplicações.

Assim, dado que a caracterização de solos residuais não se enquadra nos critérios usados na mecânica de solos clássica, é necessário uma classificação que integre uma descrição dos perfis de alteração, bem como, os aspectos químicos, mineralógicos e físicos dos constituintes do solo. De facto, os problemas começam desde logo pela dificuldade em determinar uma distribuição granular significativa devido à grande variabilidade das dimensões das partículas. Nesse sentido, Viana da Fonseca (1996) propôs alguns parâmetros de reconhecimento expedito:

- estado higrométrico: seco, húmido, saturado, ou descrições mais completas (teor em água natural e grau de saturação e variação sazonal);
- côr: indicativa da composição químico-mineralógica do solo e do estado de alteração;
- resistência – consistência: uso de terminologia simples mas descritiva do grau de alteração e granulometria do solo; avaliação da resistência à penetração do martelo de geólogo ou outros ensaios simples;
- fábrica: arranjo macroestrutural das partículas e do volume de vazios, orientação das partículas, etc...
- textura: dimensão e forma das partículas;
- pesos volúmicos: do material indeformado e remoldado;

- comportamento mecano-hidráulico aparente: avaliação preliminar da plasticidade, da deformabilidade, da resistência, da permeabilidade (com auxílio de alguns ensaios de campo expeditos) e dos minerais formados durante a alteração.

De seguida apresentam-se no Quadro 3.1 alguns valores típicos para os solos residuais do granito dos principais parâmetros geomecânicos:

Quadro 3.1 - Valores típicos de alguns parâmetros nos solos residuais do Granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996)

Grau de saturação elevado	$80 < S_r (\%) < 100$
Teor em água elevado para solos granulares	$12 < w (\%) < 30$
Índice de vazios elevado	$0,40 < e < 0,80$
Baixos índices de fracturação e fissuração estrutural	
Solo geralmente livre de blocos	$\# n^{\circ} 4 < D_{Max} < \# n^{\circ} 10$ (peneiros ASTM)
Partículas angulares com excepção dos finos (micas) que são lamelares	
Solo bem graduado	C_u elevado
Pesos volúmicos médios ⁽¹⁾	$14,7 < \gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)} < 18,9$
	$25,7 < \gamma_s \text{ (kN/m}^3\text{)} < 26,5$
Velocidades das ondas sísmicas primárias	$250 < V_p \text{ (m/s)} < 600$
N SPT muito variável	$N_{SPT} < 60$
Permeabilidade média a elevada	$10^{-6} < k \text{ (m/s)} < 10^{-5}$
OCR moderado indicando um solo pouco cimentado	
K_0 baixo	$0,3 < K_0 < 0,4$
A rigidez e a resistência diminuíam significativamente quando o solo é remoldado	
Matrizes cimentadas estáveis	
Pouca plasticidade e conseqüentemente baixa expansibilidade	
Colapsibilidade média a elevada	

(1) tanto em amostras naturais como no solo remoldado a maiores compacidades

3.2 Ensaios de laboratório sobre amostras “indeformadas”

3.2.1 Ensaios de laboratório vs ensaios *in situ* em solos residuais

A realização de ensaios *in situ* num maciço terroso de solo residual é especialmente vantajosa pelo facto de ser possível a análise da grande variabilidade e heterogeneidade inerente a estes maciços, realizando com o mesmo investimento, uma campanha experimental com uma malha mais apertada. De facto, a maioria dos ensaios *in situ* pode ser executada num curto espaço de tempo, de modo simples e pouco oneroso ao contrário dos ensaios de laboratório que são em geral mais caros e demorados. Por outro lado, os ensaios de penetração *in situ* permitem ainda uma medição quase

continua fornecendo uma excelente percepção do estado do maciço nomeadamente no que se refere ao seu estado de alteração.

Nos ensaios de laboratório, para além dos problemas de representatividade das amostras, há ainda a realçar a questão da qualidade da amostragem. Enquanto nos ensaios *in situ* os solos são avaliados praticamente nas suas condições naturais, em laboratório é inevitável a perturbação das amostras. Todavia, é conveniente referir que as características de deformabilidade parecem ser muito mais sensíveis àquelas perturbações do que os parâmetros de resistência. Já o estado de tensão em repouso só pode ser estimado, como facilmente se compreende, por intermédio de ensaios *in situ*, nomeadamente com o pressiómetro autoperfurador. No que diz respeito às areias o aspecto da amostragem é ainda mais relevante sendo muito difícil obter amostras indeformadas de areias limpas.

No laboratório as condições podem ser facilmente controladas: o estado de tensão a que os provetes são submetidos é conhecido com exactidão, a drenagem pode ser controlada, e as pressões intersticiais assim como a variação de volume podem ser medidos. Por consequência, os ensaios de laboratório podem ser interpretados teoricamente enquanto que, nos ensaios *in situ* os parâmetros (nomeadamente os de rigidez) são muitas vezes determinados por intermédio de correlações empíricas devido à dificuldade em conhecer com precisão o estado de tensão e deformação imposto ao solo. Outra limitação dos ensaios *in situ* decorre do facto dessas alterações do estado de tensão e deformação serem, em geral, muito diferentes das que as obras de engenharia acarretam, o que retira alguma importância às conclusões que se podem extrair desses ensaios.

Da mesma forma, a realização de ensaios de identificação (análise granulométrica e limites de *Atterberg*) e a determinação de índices físicos (teor em água, peso volúmico, índice de vazios, entre outros) permite, em geral, formar uma ideia geral do tipo de maciço em causa. Mesmo nos solos residuais em que estes índices não fornecem uma informação tão relevante acerca do comportamento mecânico como acontece com os solos transportados, estes ensaios não são dispensáveis.

3.2.2 Qualidade da amostragem

Nos solos residuais, o problema da amostragem é visto com especial interesse no intuito de saber se é possível preservar tão importantes propriedades dos solos cimentados como a fábrica, a cimentação relicar, e o efeito da história de tensões. De acordo com Viana da Fonseca (1996), dos factores que perturbam a estrutura cimentada no processo de amostragem, o alívio de tensões e a expansão que lhe está associada podem ser especialmente gravosos, quebrando irremediavelmente as ligações interparticulares muito frágeis destes solos. Mesmo nos ensaios triaxiais, se o tipo de teste ou a trajectória de tensões imposta provocar tensões não uniformes antes da rotura, essas ligações podem ficar progressivamente destruídas diminuindo a resistência medida do solo. Da mesma forma, a cimentação pode ser facilmente destruída durante as fases de saturação e consolidação.

A obtenção de amostras para ensaios de laboratório pode ser efectuada por acesso directo (colhidas em poços ou valas) ou por meio de furos de sondagem. Por melhor que seja o processo de amostragem a alteração do estado de tensão é inevitável, pelo que se considera que uma amostra é indeformada quando apenas sofreu variações no estado de tensão ou, admitindo que existe sempre alguma perturbação, as amostras conservam a sua estrutura praticamente intacta.

No caso da extracção com amostradores, o provete é extraído a partir de um cilindro cravado estaticamente. Neste caso foram usados amostradores de paredes finas em aço inox do tipo extractor de amostras com as extremidades biseladas a cerca de 20° e com 70 mm de diâmetro.

A amostragem em blocos é considerada a mais adequada induzindo uma menor perturbação uma vez que não está condicionada pela intrusão de elementos estranhos nos maciços como no caso da realização de furos de sondagem. No entanto, a sua prática está condicionada pelas condições de acesso, profundidade, posição do nível freático e meios operacionais disponíveis. Na Figura 3.5 apresenta-se a sequência do processo de recolha de amostras por blocos.

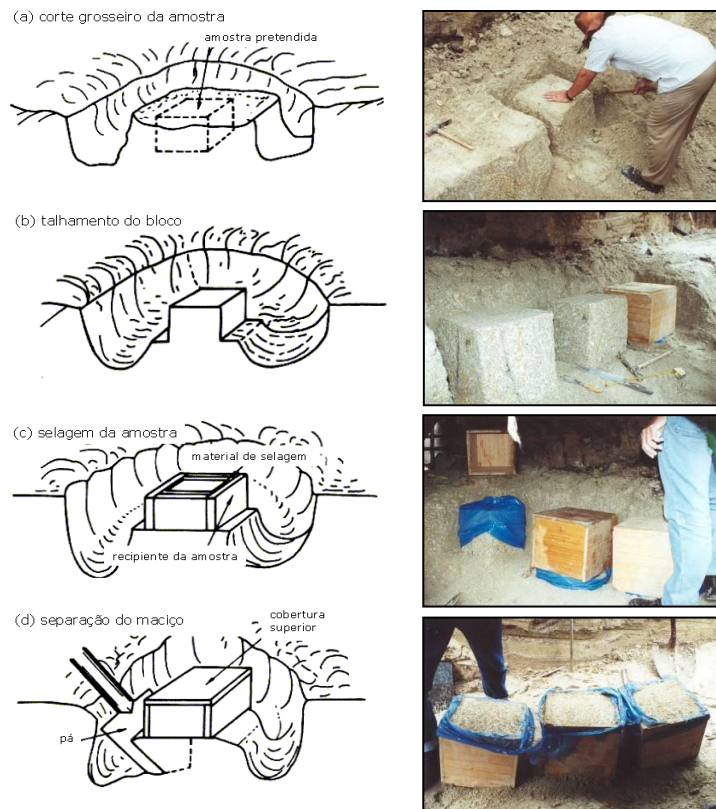


Figura 3.5 - Esquema e fotografias do processo de amostragem por blocos (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001)

Métodos para avaliação da qualidade das amostras

Viana da Fonseca e Ferreira (2001) referem alguns métodos para avaliação da qualidade da amostragem, os quais se encontram descritos mais detalhadamente em Hight (2000):

- Inspeção visual da fábrica;

- Medição da tensão média efectiva inicial p' ;
- Medição das deformações durante a reconsolidação;
- Comparação de medições em campo e em laboratório das velocidades das ondas sísmicas / módulo de distorção dinâmico.

A inspecção visual, apesar de ser subjectiva e de ter um carácter empírico, pode constituir o primeiro critério para rejeitar uma amostra que não esteja em boas condições para ser ensaiada. É uma metodologia especialmente importante na avaliação da redistribuição dos teores em água entre camadas adjacentes de areia e argila, embora esta análise apenas possa ser feita na zona periférica e não no interior.

Entendendo por grau de perturbação do solo uma perda das tensões efectivas *in situ* tal como referido por Skempton & Sowa (1963) e Ladd & Lambe (1963), a comparação de p'_s (tensão média efectiva da amostra) com o valor de p'_o (tensão média efectiva *in situ*) fornece indicações relativas ao grau de perturbação da amostra. Note-se que a tensão p'_s é a tensão que é necessário imprimir ao solo para que este adquira o índice de vazios que tinha *in situ*. Este valor do índice de vazios é determinado a partir do volume e do peso do amostrador. Quanto mais baixo é o valor de p'_s relativamente a p'_o maior é a perturbação da amostra.

Como as deformações observadas durante a reconsolidação dependem da redução da tensão efectiva que ocorre como resultado da amostragem e da desestruturação sofrida, a sua análise comparativa entre as várias amostras constitui outro meio para avaliar a qualidade das mesmas para além da medição directa da sua tensão efectiva média.

Por fim, a comparação entre a velocidade das ondas sísmicas (ou módulo de distorção máximo dela derivado) medida *in situ* e em laboratório é o único meio que permite ter em consideração factores marginais associados ao processo de restabelecimento das condições naturais (fábrica, estrutura, estados de tensão *in situ*, entre outros ...). É, por isso, o meio mais eficaz – senão mesmo o único – capaz de avaliar os efeitos da perturbação das amostras de solos residuais.

A medição da velocidade das ondas sísmicas *in situ* é geralmente feita com o ensaio *Cross-Hole*, embora existam também outros métodos de ondas profundas como o *Up-Hole*, o *Down-Hole* ou o Cone Sísmico (*SCPTu*). Relativamente aos métodos de ondas de superfície, incluem-se os métodos de refração e de reflexão. A medição das ondas sísmicas em laboratório pode ser feita instalando uns transdutores específicos conhecidos por *bender elements* e *extender elements* nas câmaras triaxiais, descritos mais adiante neste capítulo.

Viana da Fonseca e Ferreira (2001), alertam todavia para a direcção de transmissão e polarização das ondas como factor de análise e comparação das respectivas velocidades de propagação, uma vez que essa direcção varia consoante o tipo de ensaio.

Análise dos factores de dano das amostras

No caso particular das amostras da Av. de França, a observação visual das mesmas não conduziu à sua rejeição pelo que as amostras foram ensaiadas. Contudo, não foram efectuadas medições da

tensão efectiva média ou das deformações ocorridas durante a reconsolidação, por se considerar que a informação dada por estes métodos não é suficientemente indicadora da perda de estrutura do solo residual.

Optando-se por basear esta análise na velocidade das ondas sísmicas foi comparado o módulo de distorção máximo obtido do ensaio de campo *Cross-Hole* com o mesmo módulo obtido em laboratório através da utilização de *bender elements*, cujos resultados se apresentam nos Quadros 3.2 e 3.3. No Quadro 3.2 encontram-se os resultados obtidos nas amostras “França 1”, “França 2”, “França 3”, “França 4” e “França 5” cujos ensaios triaxiais puderam ser instrumentados com os *bender elements*. As amostras referidas foram recolhidas através da cravação de amostradores de paredes finas em aço inox do tipo extractor de amostras com as extremidades biseladas a cerca de 20° e com 70 mm de diâmetro. No Quadro 3.3 apresentam-se os mesmos módulos inferidos do ensaio *Cross-Hole* para as profundidades a que foram recolhidas as amostras bem como a respectiva comparação. O perfil do módulo de distorção obtido no ensaio *Cross-Hole* poderá ser consultado na secção 3.4.5 a propósito das correlações com os ensaios de campo.

Quadro 3.2 - Módulo de distorção máximo obtido através de *bender elements*

Ensaio	Prof. de recolha da amostra Z (m)	Tensões de consolidação		Módulo de distorção máximo G ₀ (MPa)
		σ'_{vc} (kPa)	σ'_{hc} (kPa)	
França 1	11 m	276.2	138.5	79.06
França 2	6,5 m	83.3	41.3	33.81
França 4	6,5 m	97.2	49.9	64.90
França 5	6,5 m	133.9	67	78.82

Quadro 3.3 – Comparação entre os módulos de distorção máximos obtidos pelos *bender elements* e pelo ensaio *Cross-Hole*

Ensaio	G ₀ ^{BE} (MPa)	G ₀ ^{CH} (MPa)	G ₀ ^{CH} /G ₀ ^{BE}	E ₀ ^{BE} (MPa)
França 1	79,06	230	2,9	197,65
França 2	33,81	175	5,2	84,52
França 4	64,90	175	2,7	162,25
França 5	78,82	175	2,2	197,05

Tanto nos ensaios *Cross-Hole* como nos *bender elements* o solo é deformado elasticamente ao ser submetido à passagem das ondas sísmicas, na medida em que as deformações envolvidas são muito reduzidas, pelo que o módulo de distorção por estes métodos obtido é considerado máximo. Este valor é uma característica do solo pelo que as diferenças encontradas nos módulos de campo e de laboratório se devem exclusivamente ao efeito inevitável da perturbação das amostras. Viana da Fonseca et al (1997) nos seus estudos efectuados num campo experimental de solo residual obtiveram um ratio entre o módulo de distorção máximo de campo e de laboratório próximo de 3,1. No

Quadro 3.3 verifica-se que, em geral, as amostras apresentaram ratios inferiores a 3,1 embora não muito longe deste valor, com excepção do ensaio “França 2”, cujo valor de G_0^{BE} é claramente baixo o que será devido à má leitura das ondas sísmicas e não a uma perturbação da amostra uma vez que um módulo de distorção próximo de 30 MPa (ou seja, $E = 75$ MPa admitindo $\nu=0,25$) não é típico de um solo residual remoldado.

3.2.3 Descrição dos ensaios realizados

No Laboratório de Geotecnia da FEUP foram realizados ensaios de identificação (análise granulométrica e limites de *Atterberg*) e de determinação de índices físicos (teor em água, peso volúmico, índice de vazios), bem como ensaios edométricos e triaxiais.

3.2.3.1 Ensaios de identificação

A análise granulométrica efectuada sobre amostras de solo remoldado retirado do local da obra em duas profundidades diferentes, evidenciada na Figura 3.6, mostrou a presença de um material areno-siltoso, como é frequente nos solos residuais do Porto. De facto, esta classificação foi também a encontrada por Viana da Fonseca et al. (1994) e, mais recentemente, Viana da Fonseca et al. (2006) a propósito dos solos do campo experimental da FEUP realizado no âmbito do *International Site Characterization, ISC'2*. As tentativas para determinação dos limites de *Atterberg* permitiram concluir que se trata de um solo não plástico. No que se refere aos pesos volúnicos das partículas sólidas respeitantes às duas plataformas o valor obtido foi de $26,1 \text{ kN/m}^3$.

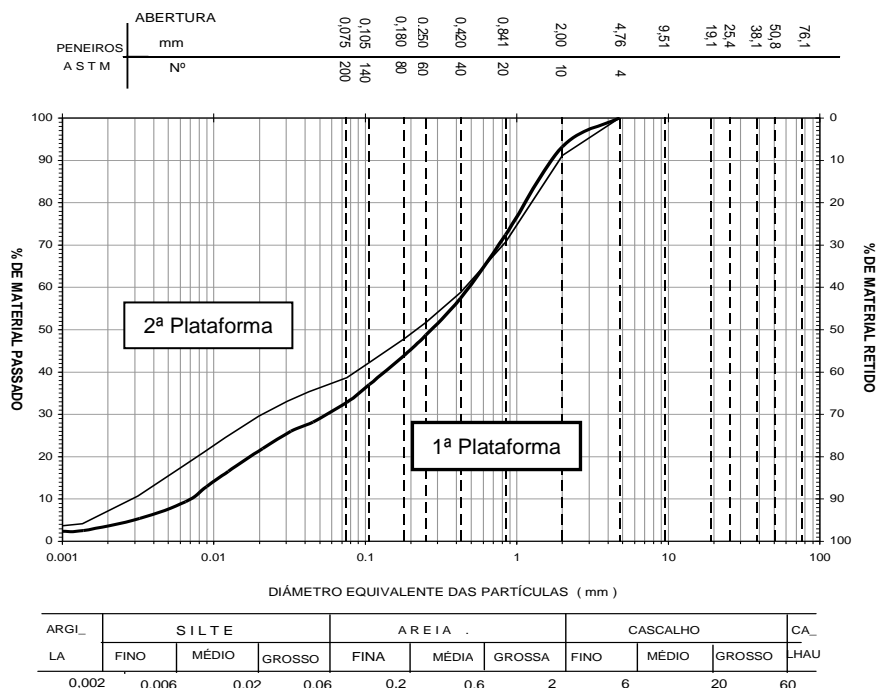


Figura 3.6- Análises granulométricas efectuadas em solos recolhidos a duas profundidades (1ª plataforma – 6,5 m; 2ª plataforma – 11 m)

3.2.3.2 Ensaio edométricos

No que concerne os ensaios edométricos, foram realizados dois ensaios sobre amostras retiradas de blocos recolhidos a cerca de 11 m de profundidade (2ª plataforma), cujas curvas se apresentam na Figura 3.7. Destas curvas foi estimada uma tensão de sobreconsolidação do solo de cerca de 300 kPa donde resulta um grau de sobreconsolidação (virtual ou aparente) na ordem de 2 (se é que este valor tem algum significado físico!)

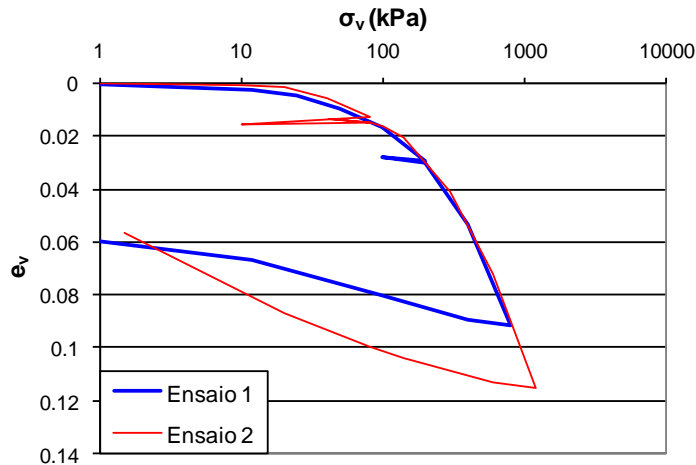


Figura 3.7 - Curvas dos ensaios edométricos

O Quadro 3.4 mostra os resultados do módulo edométrico (E_{eod}) calculado pelo inverso do coeficiente de compressibilidade volumétrica para cada escalão de carga. A tensão efectiva a 11 m de profundidade, admitindo o nível freático a 4,5 m de altura, é cerca de 145 kPa, pelo que é necessário encontrar um escalão cujo incremento seja próximo deste valor, no sentido de conhecer qual o E_{eod} associado a este nível de tensão. Atendendo ao escalão de 200 kPa do primeiro ensaio, cujo E_{eod} é 7,63 MPa, ou ao escalão de 400 kPa do mesmo ensaio, cujo E_{eod} é 8,33 MPa, e ainda ao escalão de 300 kPa no segundo ensaio ($E_{eod}=7,94$ MPa) verifica-se que o módulo edométrico para a tensão efectiva requerida se situa próximo dos 8 MPa.

Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios edométricos

Ensaio 1			Ensaio 2		
Escalões carga kPa	m_v MPa	E_{oed} MPa	Escalões carga kPa	m_v MPa	E_{oed} MPa
1			10		
12	0,204	4,90	20	0,11	9,09
25	0,185	5,41	40	0,199	5,03
50	0,174	5,75	80	0,173	5,78
100	0,144	6,94	100	0,15	6,67
200	0,131	7,63	80		
100	0,014	71,43	40		
200	0,02	50,00	80	0,036	27,78
400	0,12	8,33	100	0,063	15,87
800	0,102	9,80	140	0,122	8,20
400	0,006	166,67	300	0,126	7,94
100	0,032	31,25	600	0,108	9,26
12	0,165	6,06	1200	0,077	12,99
	0,748	1,34	600		

3.2.3.3 Ensaio triaxiais

Foram ainda realizados ensaios triaxiais de compressão com consolidação anisotrópica sobre amostras indeformadas a fim de avaliar as características de resistência e deformabilidade deste solo. As amostras cujos principais índices físicos se apresentam no Quadro 3.5 tanto podem ser provenientes de Blocos (provetes “Bloco 2”) ou de amostradores (restantes provetes), cuja descrição do tipo de amostragem foi já referida na secção 3.2.2.

Quadro 3.5 - Índices físicos determinados para cada uma das amostras

Ensaio		Bloco 2	França 1	França 2	França 3	França 4	França 5	França 6
Índice de vazios	inicial	0,63	0,8	0,77	0,72	0,76	0,58	0,86
	início corte	0,63	0,68	0,75	0,71	0,7	0,66	0,66
	final	0,63	0,68	0,78	0,83	0,93	0,76	1,00
Teor em água	inicial	19,7%	22,9%	19,6%	14,9%	16,1%	14,8%	29,1%
	final	19,6%	26,2%	29,0%	28,2%	27,8%	27,5%	29,5%
Grau de saturação final		83%	100%	99%	90%	79%	96%	90%
Peso volúmico γ (kN/m ³)	inicial	19,3	17,7	17,5	17,4	17,1	18,9	18,0
	final	-	19,5	18,9	18,2	18,5	18,4	16,7
Peso volúmico das partículas sólidas γ_s (kN/m ³)		26			26 (arbitrado)			

No Quadro 3.6 resumem-se as características dos ensaios triaxiais, realizados em equipamentos de grande precisão com muito baixas velocidades de deformação e instrumentados com dispositivos de medição interna local (Viana da Fonseca, 1996; Vieira de Sousa, 2002; Chembeze, 2006). Os ensaios “Bloco 2”, “França 1”, “França 2” e “França 3” foram realizados numa célula triaxial convencional, cujos procedimentos e equipamento são sobejamente conhecidos (Head, 1985). Numa tentativa de executar uma trajectória de tensões mais próxima daquilo que prevalece no maciço envolvido numa escavação (em particular, na face lateral desconfiada próximo da base da plataforma escavada), foi efectuado o ensaio “França 3”, mesmo na célula convencional, uma vez que o *stress-path* não se encontrava operacional. Nesse sentido, realizou-se uma trajectória de alívio da tensão horizontal com inevitável redução da tensão vertical, o que se traduz numa linha praticamente horizontal no espaço p vs q' , ou seja, a q constante.

Já numa fase bastante avançada deste trabalho, o *stress-path* ficou em funcionamento pelo que houve a oportunidade de efectuar dois ensaios de compressão com alívio da tensão horizontal mantendo constante a tensão vertical. Estas trajectórias tipificam bem o desenvolvimento de estados de tensão-deformação induzidos pelo alívio lateral do maciço na escavação e são os mais relevantes nos movimentos que lhe estão associados (a monitorar em fase de escavação). A célula de “*stress-path*” é também conhecida por “*Bishop-Wesley*” em homenagem aos autores que

primeiramente a desenvolveram (Bishop e Wesley, 1975). Esta célula é solicitada hidráulicamente sendo constituída por câmaras distintas que permitem aplicar solicitações independentes nas direcções radial e axial (horizontal e vertical), o que permite a obtenção de trajectórias de tensão distintas das convencionais (ensaio de compressão por aumento da tensão vertical mantendo constante a tensão horizontal). Uma descrição mais detalhada deste equipamento pode ser encontrada em Viana da Fonseca (1996) pelo que não se justifica uma maior pormenorização do seu funcionamento.

Como foi referido, em todos os ensaios foram medidas as deformações axiais do provete não só através dos deflectómetros convencionais de medição externa como através da sua instrumentação interna nomeadamente com *LDTs* (Figura 3.8).

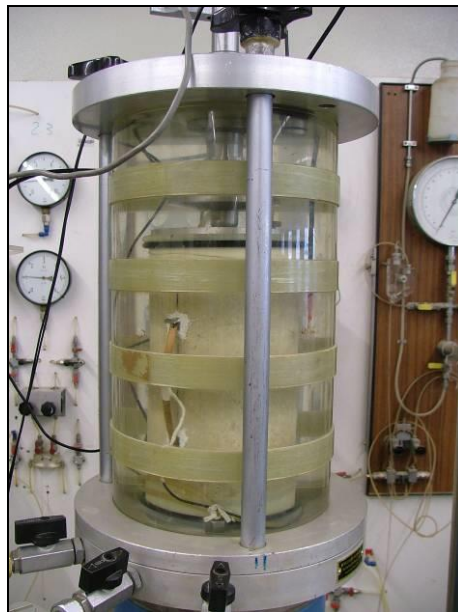


Figura 3.8 - Fotografia de um ensaio triaxial realizado com instrumentação interna

Os *LDT* (“*Local Deformation Transducers*”) são especialmente importantes no registo das pequenas deformações uma vez que funcionam com precisão para níveis de deformação entre 10^{-6} e 10^{-2} enquanto que os deflectómetros convencionais colocados no exterior da câmara só permitem medições fiáveis a partir de deformações próximas de 10^{-2} . Por outro lado, estando colocados no interior da câmara evita-se vários erros introduzidos nos pontos de contacto que se verificam ao longo do equipamento (pistão, célula de carga, placa de topo, placa porosa, membrana). Como por vezes o provete precisa de maiores deformações para atingir a rotura, para deformações superiores a 5% estes transdutores correm o risco de se danificar, por ultrapassarem o limite elástico reversível, pelo que são retirados ficando apenas os deflectómetros exteriores a funcionar. Contudo, o seu papel na medição precisa da rigidez dos solos a baixas deformações, ficou completo constituindo uma mais valia importante para o estudo dos solos. Apesar de fundamentais os *LDTs* são bastante simples consistindo numa tira delgada de bronze fosfórico integrando uma ponte de *Wheatstone* que permite a leitura de sinais eléctricos numa Sistema de Aquisição de Dados. Em Bezerra (2002) encontra-se

informação mais detalhada sobre o seu princípio de funcionamento, calibração e montagem, baseada também nos trabalhos anteriores de Goto et al. (1991).

Para a medição das ondas sísmicas os provetes “França 1”, 2, 4 e 5 foram instrumentados com transdutores piezoeléctricos mais concretamente com *bender elements* (transdutores de flexão) para a propagação de ondas de corte e *extender elements* (transdutores de extensão) para as ondas de compressão. O estudo do seu funcionamento e a implementação destes dispositivos no laboratório de Geotecnia da FEUP foi amplamente desenvolvido por Ferreira (2003).

Quadro 3.6 - Resumo dos ensaios triaxiais executados

Ensaio	Bloco 2	França 1	França 2	França 3	França 4	França 5	França 6	
Tipo de amostragem	Bloco	Amostrador	Amostrador	Amostrador	Amostrador	Amostrador	Amostrador	
Prof. recolha da amostra	11 m	11 m	6,5 m	6,5 m	6,5 m	6,5 m	6,5 m	
Diâmetro do provete (D) (altura ≈ 2xD)	100 mm	100 mm	100 mm	70mm	100mm	100mm	100mm	
Tensões de consolidação	σ'_{vc} (kPa)	185,9	276,2	83,3	83,7	97,2	133,9	40,9
	σ'_{hc} (kPa)	107,3	138,5	41,3	40,6	49,9	67,0	19,8
	u (kPa)	0,0	262,6	30,8	29,8	300,0	300,0	10,7
Tipo de ensaio	Não drenado, não saturado	Drenado, parcial/saturado	Drenado, parcial/saturado	Drenado, parcial/saturado	Drenado, saturado	Drenado, saturado	Drenado, saturado	
Tipo de trajectória seguida em compressão	Aumento tensão vertical (σ'_h const.)	Aumento tensão vertical (σ'_h const.)	Aumento tensão vertical (σ'_h const.)	Diminuição tensão lateral e vertical ($q \approx$ const.)	Diminuição tensão lateral (σ'_v const.)	Diminuição tensão lateral (σ'_v const.)	Aumento tensão vertical (σ'_h const.)	
Instrumentação especial	LDT	LDT + BE	LDT + BE	LDT	LDT + BE	LDT + BE	LDT	

Nota:

LDT - Local Deformation Transducers (Bezerra, 2002)

BE - *Bender Elements* (Ferreira, 2003)

Curvas tensão – deformação

Nesta secção apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais efectuados nomeadamente no que diz respeito às curvas tensão-deformação obtidas. Começa-se pelos ensaios de compressão convencional (“Bloco 2”, “França 1”, 2 e 6), seguindo-se o ensaio “França 3” e os ensaios de compressão por alívio da tensão horizontal (“França 4” e 5).

A curva tensão-deformação obtida no ensaio do “Bloco 2”, Figura 3.9, apresenta uma forma bastante arredondada justificada pelas tensões de consolidação mais elevadas a que foi submetido correspondentes às tensões *in situ* da amostra recolhida a 11 m de profundidade. Na parte inicial dessa curva, verifica-se uma elevada rigidez nas muito baixas deformações, característica dos solos residuais, a que se segue uma perda gradual da rigidez associada à desestruturação após o limiar estrutural, confirmando o carácter evolutivo das características de deformabilidade nestes solos, como refere Viana da Fonseca (1996) – ver secção 3.1.4. É paradoxal notar que contrariamente ao

que geralmente ocorre, a instrumentação externa forneceu valores inferiores aos da instrumentação interna.

No gráfico da Figura 3.9 pode ver-se alguns ciclos porém, não se trata de verdadeiros ciclos de descarga-recarga mas sim, ciclos em que a prensa foi parada e o solo ao deformar por fluência provocou a diminuição da tensão vertical (ver Figura 3.10). Contudo, apesar de não serem ciclos histeréticos como é típico dos ciclos de descarga-recarga, quando se volta a carregar o solo, este terá tendência a comportar-se elasticamente pelo que se tentou determinar os módulos de elasticidade na recarga. Na Figura 3.10 apresentam-se apenas os quatro primeiros ciclos por se considerar que os outros estão já demasiado próximos da rotura, altura em que já terá havido alguma plasticidade e, conseqüentemente, os módulos já não serão próximos dos elásticos. Dos módulos apresentados, verifica-se que, em geral, estes se aproximam de 150 MPa (note-se que devido à unidades do gráfico, um declive de 1500 corresponde na realidade a 150 MPa). As excepções são o módulo proveniente da instrumentação externa (menos fiável) do primeiro ciclo e no 3º ciclo onde a recta foi traçada apenas com dois pontos devido à pouca aquisição de pontos durante a recarga. O primeiro ciclo apresenta bastante instabilidade pelo que a recta foi traçada com base no ponto médio da nuvem de pontos.

Comparando estes módulos com os resultados obtidos nas restantes amostras com os *bender elements* verifica-se que estes últimos são um pouco mais elevados. Enquanto os módulos decorrentes destes ciclos se situam na ordem dos 60 MPa ($E=150$ MPa corresponde $G=60$ MPa admitindo $\nu=0,25$), os G_0 obtidos pelos *bender elements* oscilaram entre 65 e 80 MPa.

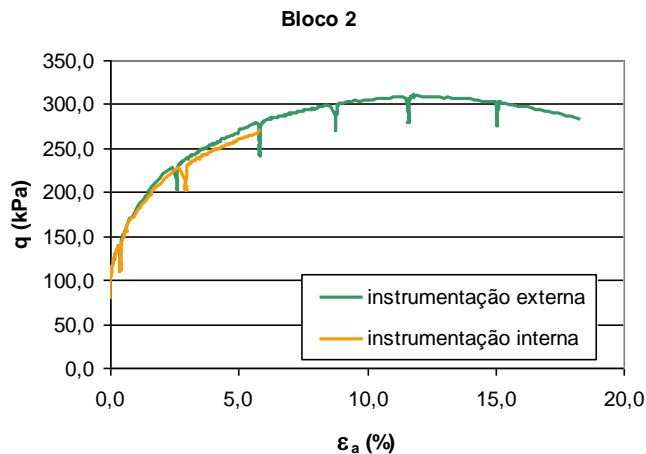


Figura 3.9- Gráfico tensão–deformação obtido no ensaio “Bloco 2” com instrumentação externa e interna

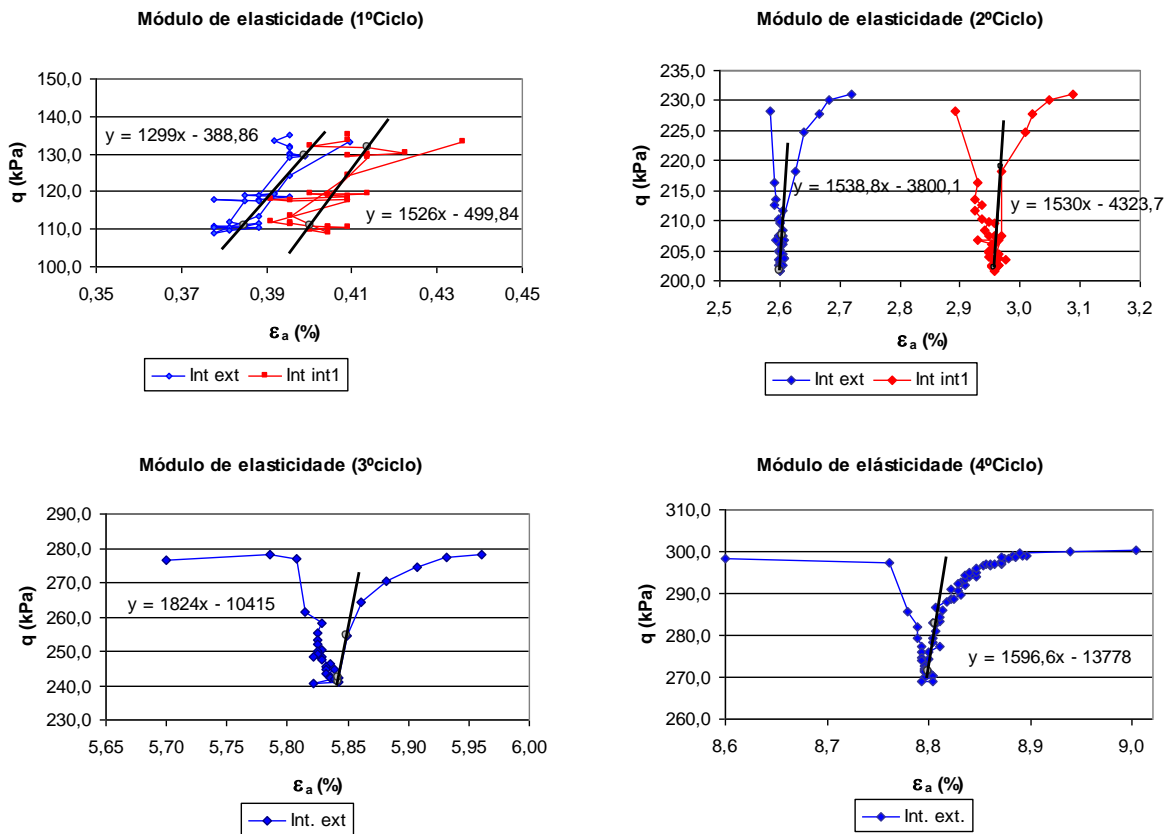


Figura 3.10 – Módulo de elasticidade na recarga dos 4 primeiros ciclos (“Bloco 2”)

O ensaio “França 1” foi realizado com um provete retirado da segunda plataforma, ou seja, a 11 m de profundidade. Contudo, por lapso, foi consolidado para tensões muito superiores às suas tensões de repouso pelo que se previa que, ao contrário do anterior, apresentasse um menor grau de cimentação resultante das elevadas tensões que teriam destruído a sua estrutura.

Pelo contrário, o ensaio “França 2” foi realizado sobre um provete retirado da 1ª plataforma a 6,5 m de profundidade e consolidado para as tensões que existiam *in situ*. Como se pode ver nos gráficos das Figura 3.11 e 3.12, o comportamento destes dois ensaios é distinto, notando-se visivelmente uma maior rigidez inicial no ensaio “França 2”.

Comparando ainda este último ensaio com o “Bloco 2”, verifica-se que a sua forma é também completamente distinta. Enquanto o “Bloco 2”, por ter sido consolidado a tensões mais elevadas, exibe uma forma mais arredondada, típico de materiais remoldados, o “França 2” apresenta, como é típico dos solos residuais consolidados para esta gama de tensões, três zonas distintas: a primeira com elevada rigidez praticamente constante, a segunda com rigidez mais variável resultante da quebra das ligações estruturais da matriz cimentícia e, a última, de muito menor rigidez. Estas três fases estão de acordo com as três zonas do comportamento do solo em compressibilidade descritos na secção 3.1.4.

Nas areias, solos densos apresentam um comportamento dilatante enquanto solos soltos contraem. Nos solos residuais, o comportamento é comandado pelo compromisso entre a densidade e as

tensões de confinamento, por um lado, e a estrutura, por outro, uma vez que a estrutura cria uma resistência adicional que, até certo ponto, impede o fecho dos poros e provoca dilatância das partículas que constituem as pontes cimentícias.

Neste caso, não se pode comparar bem o comportamento dos ensaios “França 1” e 2 relativamente à sua relação entre a dilatância e a estrutura uma vez que estes foram consolidados para tensões muito diferentes. No provete “França 2” verificou-se dilatância, como acontece geralmente nos solos estruturados confinados para baixas tensões de confinamento. O provete “França 1” não apresentou qualquer aumento de volume, uma vez que a possível dilatância que poderia ocorrer deve ter sido compensada pela compressibilidade volumétrica causada pelas elevadas tensões de confinamento a que foi submetido. Aliás, segundo os resultados obtidos por Viana da Fonseca (1996), não seria de prever a existência de dilatância mesmo que as suas tensões de consolidação fossem as tensões de repouso ($\sigma'_{H=100}$ kPa).

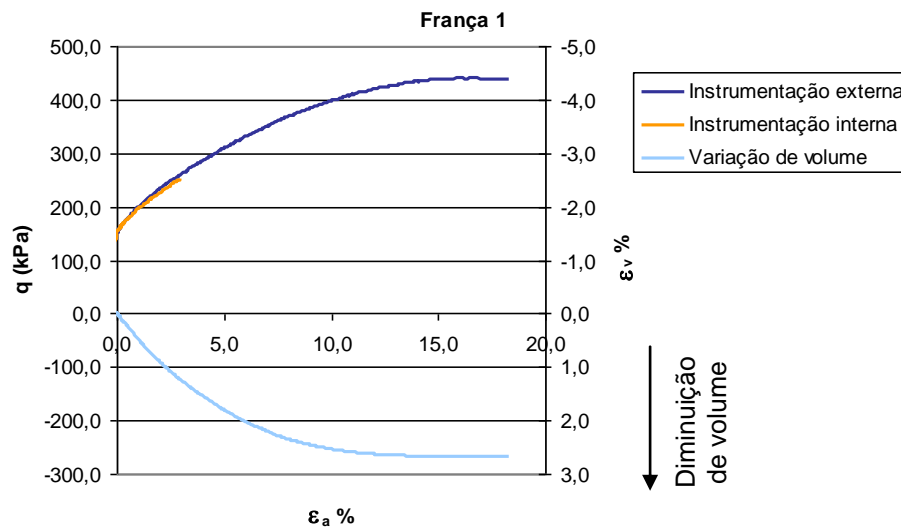


Figura 3.11 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 1” com instrumentação externa e interna

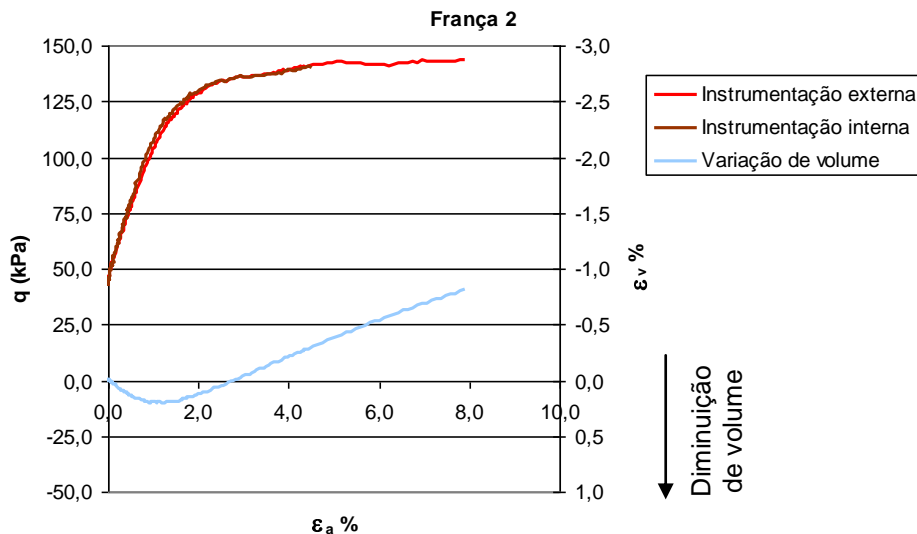


Figura 3.12 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 2” com instrumentação externa e interna

Por fim, foi realizado um quarto ensaio de compressão convencional, “França 6”, no qual se verificou posteriormente a existência de água em excesso na amostra. De qualquer modo este foi ensaiado, adoptando-se muito baixas tensões de consolidação de modo a evitar qualquer destruição adicional das ligações interparticulares resultando a curva da Figura 3.13. Tendo este ensaio sido confinado para tensões de consolidação mais baixas, a parcela da compressibilidade volumétrica já não foi tão relevante pelo que se verificou maior dilatância que no “França 2”. Este aumento da dilatância com a diminuição das tensões efectivas será de novo abordado na secção 3.4.4. a propósito dos ensaios *in situ*. Para além disso, foi ainda efectuado um ciclo durante a consolidação anisotrópica a fim de determinar o módulo de deformabilidade em descarga-recarga. Na Figura 3.14 mostra-se esse ciclo bem como os respectivos módulos na descarga, na recarga e o histerético. Como se conclui, estes módulos são bastantes mais reduzidos que os obtidos no ensaio “Bloco 2”, o que está relacionado com as tensões de consolidação envolvidas e, naturalmente, com o nível de dano das amostras.

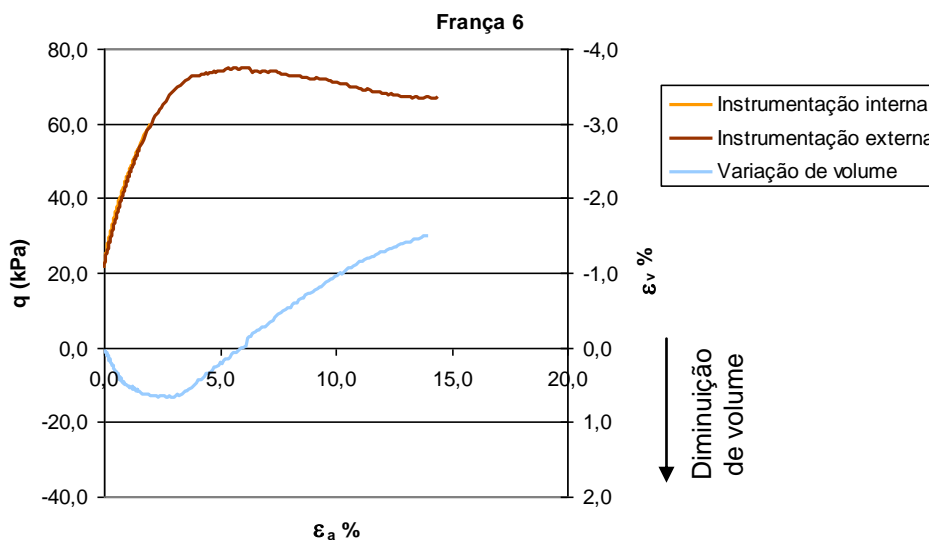


Figura 3.13 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 6” com instrumentação externa e interna

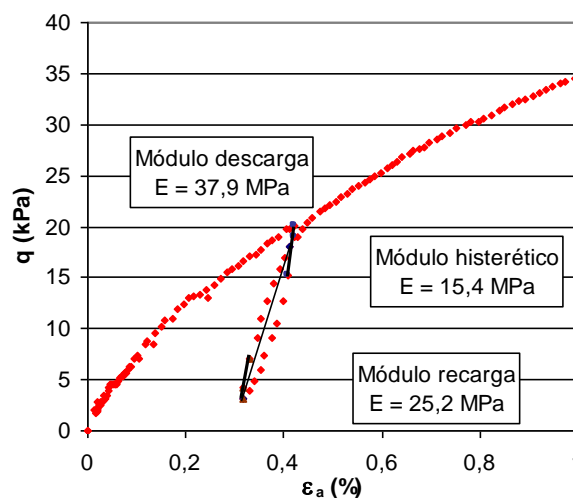


Figura 3.14 – Gráfico tensão–deformação do ensaio “França 6” relativo à consolidação anisotrópica e respectivo ciclo descarga-recarga

Relativamente ao ensaio do provete “França 3”, a aquisição dos dados de deformação apresentou-se bastante instável, como se pode ver na Figura 3.15, pelo que este ensaio foi apenas usado para determinação de envolvente de rotura não sendo usado em posteriores modelações para avaliação da deformabilidade. A instrumentação interna 1 deixou de funcionar correctamente muito cedo não sendo, por isso, bem visível nesse gráfico. No que se refere à instrumentação interna 2 esta apresenta, como geralmente acontece, valores menores do que a instrumentação externa evidenciando a maior precisão deste equipamento. Tal como no ensaio anterior, verificou-se mais uma vez aumento de volume, desta vez de uma forma ainda mais acentuada.

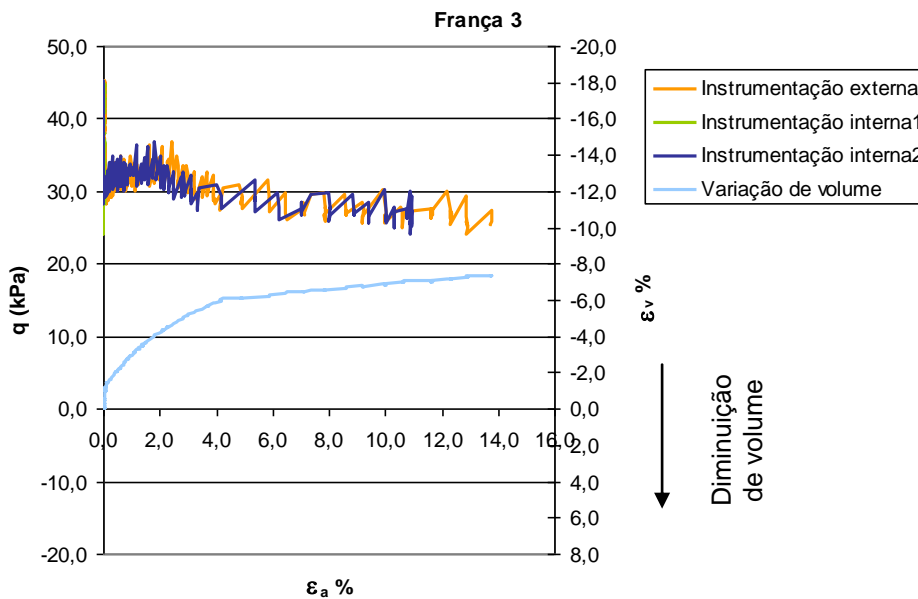


Figura 3.15 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 3” com instrumentação externa e interna

De seguida apresentam-se nas Figura 3.16 e 3.17 os resultados dos ensaios de compressão por alívio da tensão lateral, “França 4” e “França 5”.

O ensaio “França 4” foi confinado para as tensões de repouso (ver Quadro 3.6), enquanto que o “França 5” foi submetido a tensões de consolidação um pouco mais elevadas (correspondentes a 11 m de profundidade) para que se possa ter na envolvente de *Mohr-Coulomb* pontos de rotura a diferentes níveis. Não se espera, contudo, que essas tensões afectem significativamente a estrutura do solo. Em ambos os ensaios se verificou dilatância positiva, como seria de esperar em materiais deste tipo.

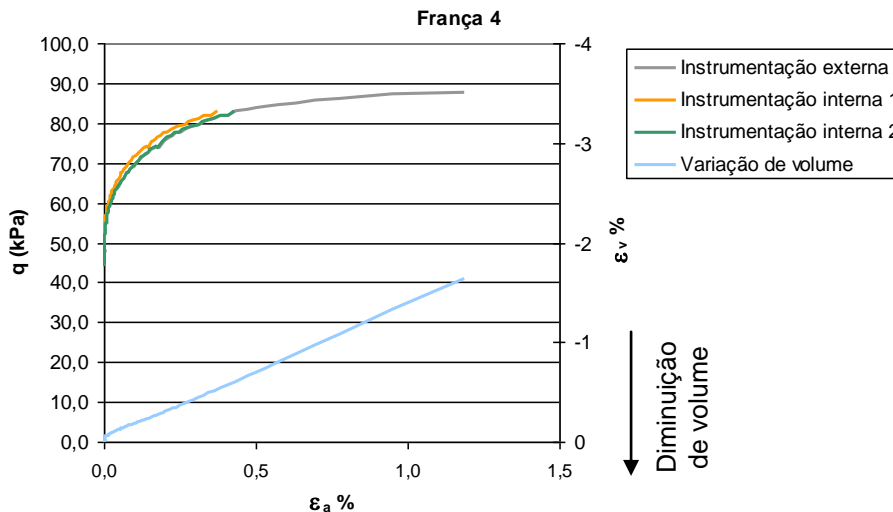


Figura 3.16 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 4” com instrumentação externa e interna

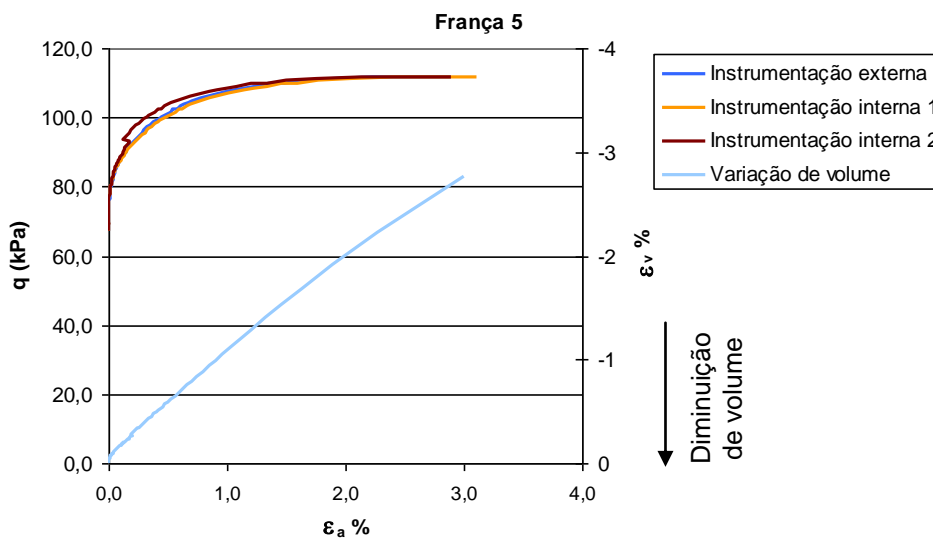


Figura 3.17 - Gráfico tensão–deformação e respectiva variação de volume obtido no ensaio “França 5” com instrumentação externa e interna

Envoltente de resistência

O gráfico da Figura 3.18 representa as trajetórias dos ensaios referidos no espaço p' vs q , sendo q a tensão de desvio ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) e p a tensão média ($(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) / 3$). Pode ver-se os ensaios de compressão convencional com aumento da tensão vertical mantendo constante a lateral (“Bloco 2”, “França 1”, “França 2” e “França 6”), os ensaios de compressão por alívio da tensão lateral mantendo constante a vertical (“França 4” e 5), e ainda, “França 3” – ensaio de compressão por diminuição da tensão horizontal e vertical.

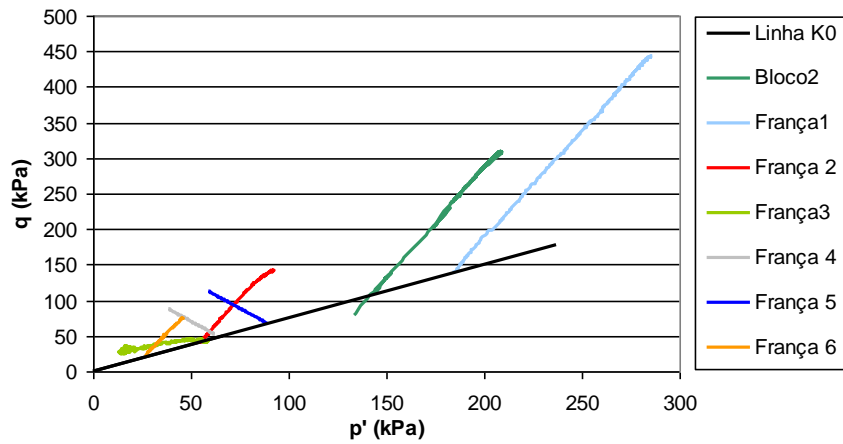


Figura 3.18 - Trajectórias dos ensaios apresentados

Com base nestes ensaios foi possível traçar uma envolvente de compressão aplicando uma regressão linear baseada no método dos mínimos quadrados aos pontos de rotura dos vários ensaios. Esta tinha sido inicialmente traçada apenas com base nos primeiros cinco ensaios (linha a cinza na Figura 3.19), sendo posteriormente actualizada aquando da realização tardia dos ensaios “França 4” e 5 (linha a negro). No mesmo gráfico apresentam-se os parâmetros de resistência obtidos para cada conjunto de ensaios definidores da envolvente, verificando-se que os últimos ensaios conduziram a valores mais elevados da coesão.

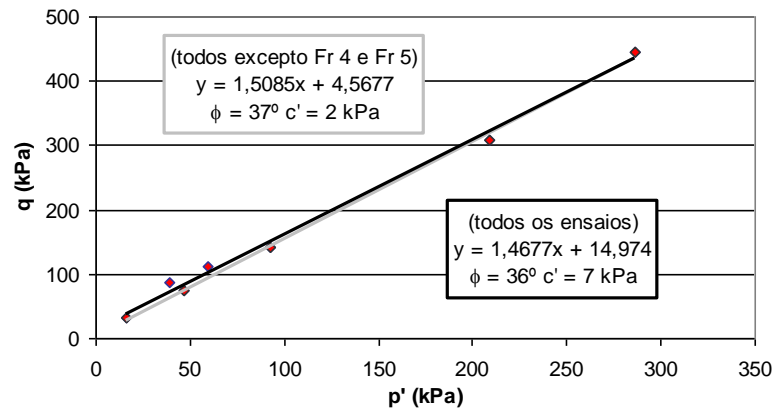


Figura 3.19 - Traçado da envolvente de compressão

Os parâmetros de resistência, coesão c' e ângulo de resistência ao corte ϕ' , são obtidos através da equação da envolvente ($q = a \cdot p' + b$) conhecendo a relação (3.2), deduzida a partir das expressões do critério de *Mohr-Coulomb* e das expressões de p' e q . No anexo A 3 apresentam-se os passos principais desta dedução.

$$q = \frac{6}{3 - \text{sen}(\phi')} [c' \cos(\phi') + p' \text{sen}(\phi')] \quad (3.2)$$

A partir desta expressão verifica-se facilmente que,

$$a = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \Leftrightarrow \phi' = a \cdot \text{sen}\left(\frac{3a}{6+a}\right) \quad (3.3)$$

$$b = \frac{6}{3 - \text{sen}(\phi')} [c' \cos(\phi')] \Leftrightarrow c' = \frac{b \cdot (3 - \text{sen}(\phi'))}{6 \cos(\phi')} \quad (3.4)$$

Como foi referido, os últimos ensaios conduziram a maiores valores da coesão e a menores valores do ângulo de atrito que influenciaram significativamente a envolvente de rotura. Como estes ensaios foram realizados numa fase mais avançada do trabalho, os cálculos efectuados no capítulo seguinte, basearam-se apenas no primeiro grupo de parâmetros de resistência. Contudo, nesse mesmo capítulo serão apresentadas e discutidas as diferenças obtidas entre os dois tipos de ensaios de compressão realizados (com aumento e diminuição da tensão média).

No que diz respeito à dilatância, esta foi avaliada com base no ensaio “França 2” por ser o ensaio que na altura (quando ainda não se tinham realizado os ensaios “França 4”, 5 e 6), apresentava a melhor curva da variação de volume (Figura 3.20). O valor de 12,5° foi encontrado calculando o declive da recta tangente à curva na zona de maior declive, ao qual corresponde o ângulo de dilatância em radianos.

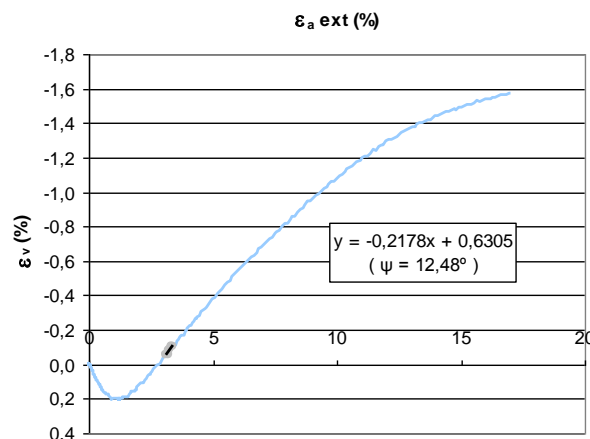


Figura 3.20 - Gráfico da variação de volume versus deformação axial no ensaio “França 2”

3.3 Ensaios *in situ*

3.3.1 Introdução

A campanha complementar de ensaios realizada no início de 2002, posterior às campanhas realizadas para efeitos de projecto, solicitada e orientada pelo Prof. Viana da Fonseca e com a condução do Laboratório de Geotecnia da FEUP, incluiu a execução de ensaios de penetração (SPT e CPTU), dilatométricos (DMT), dinâmicos (DPL e DPSH) e geofísicos (*Cross-Hole*). Os ensaios SPT, CPTU, DPL e *DPSH* foram realizados pela empresa Mota-Engil, os DMT foram realizados pelo CICCOPN e os *Cross-Hole* pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP em colaboração com o Departamento de Minas e Geoambiente da FEUP, na pessoa do Prof. Jorge Carvalho. Foram

analisados dois perfis distintos afastados de cerca de 5 m, através dos ensaios referidos, com excepção do ensaio *Cross-Hole* cuja análise incide no espaço entre os furos.

O nível freático não foi registado em todos os ensaios pelo que a sua posição foi inferida a partir de diversas indicações.

A primeira é relativa às sondagens da 1ª campanha, onde se encontram algumas referências ao nível freático. Na planta da Figura 3.21 refere-se a existência de 3 campanhas: Set/1999, Dez/2000 a Jan/2001 (A) e Março/2001 (B) que aqui se considera fazerem parte da primeira campanha, ou campanha anterior à escavação da trincheira, realizada no âmbito do projecto. A Sondagem S6B realizada do lado esquerdo da trincheira (sentido Carolina Michaelis) a 68,3 m de distância da Av. França indica o nível freático à cota 84,5 m (Figura 3.22). A sondagem S2B foi realizada do lado direito da trincheira a 83,3 m de distância da Av França, na qual o nível freático estaria à cota 82,5 m (Figura 3.22). A sondagem S5B, também do lado direito da trincheira mas neste caso muito perto dos ensaios *in situ* realizados na segunda campanha, foi realizada a 76,3 m de distância da Av. de França e indicava o nível freático à cota 77 m (Figura 3.23).

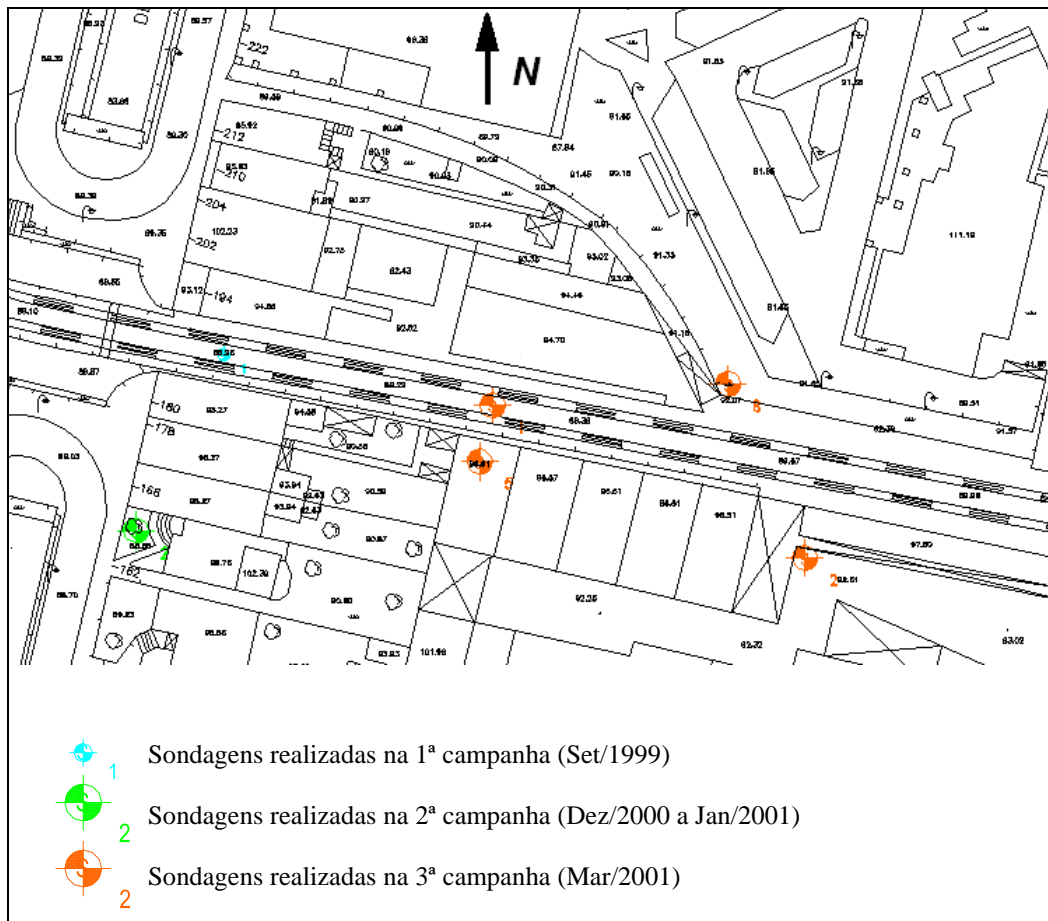


Figura 3.21- Localização das sondagens da primeira campanha

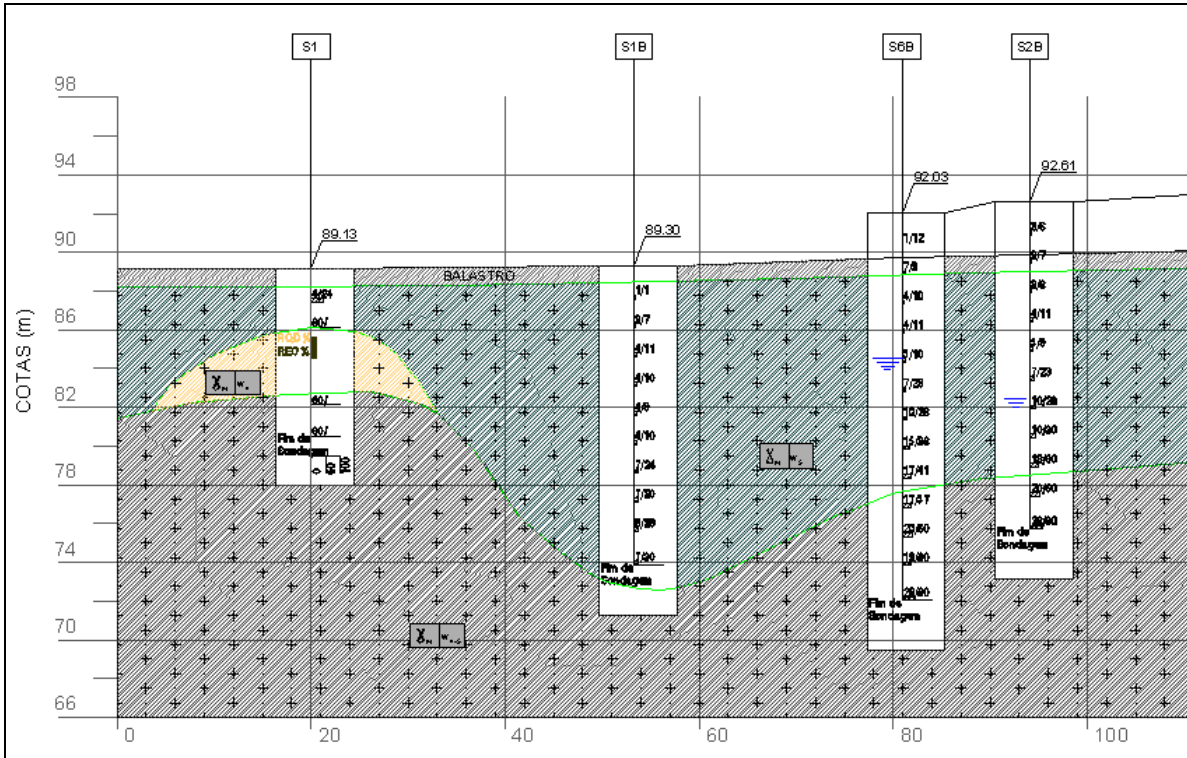


Figura 3.22 - Perfis das sondagens 1, 2 e 6 da primeira campanha

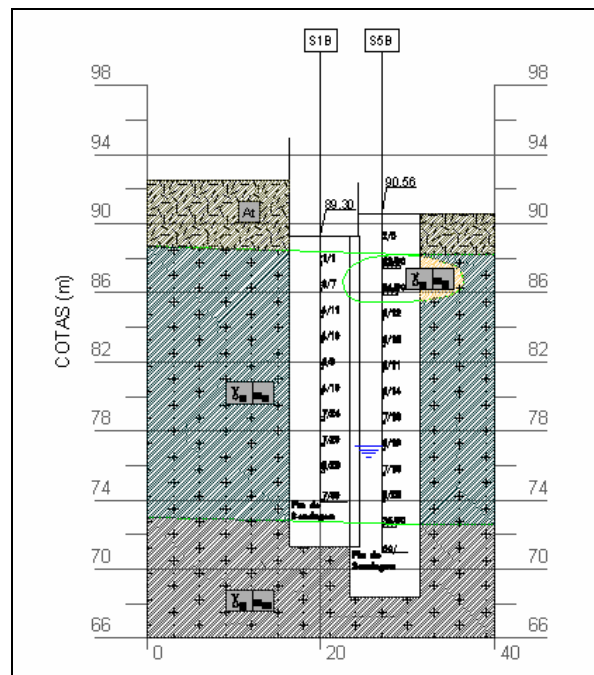


Figura 3.23 - Perfis das sondagens 1 e 5 da primeira campanha

Por sua vez, os dois ensaios DMT realizados dentro da trincheira a 15 e a 30 m da Av. de França apresentavam o nível freático à cota 84 e 77,5 m respectivamente.

Dada a heterogeneidade de dados apresentada optou-se pela análise do perfil de velocidades das ondas sísmicas de compressão (ondas P) dado pelo ensaio *Cross-Hole* o qual, como se sabe, traduz através do contraste das velocidades das ondas “P” a passagem das ondas de um meio saturado

para um meio não saturado (ver explicação secção 3.3.6). De facto, a velocidade das ondas P aumenta consideravelmente dos 4,5 m para os 6 m (ver Quadro 3.7), sendo que os 4,5 m correspondem à cota 83 m.

Quadro 3.7 - Perfil de velocidades das ondas sísmicas

Prof.	N_SPT	Vs_v	Vs_l	Vs_t	Vp_l
1,5	19	314,167	277,197	344,828	398,496
2,5		314,167	326,154	382,120	566,239
3,5	29	339,309	318,893	368,824	595,506
4,5	25	331,250	365,517	407,692	853,462
6	26	296,586	309,579	284,640	1582,090
7,5	23	302,857	311,765	314,167	1577,381
9	26	323,763	323,763	350,297	1531,792
10,5	31	333,753	356,422	375,088	
12	42	353,333	368,824	368,824	1682,540
13,5	52	385,455	411,491	411,491	1630,769
15	60	424,000	415,686	493,023	1582,090
16,5	60	460,870	523,715	536,437	1531,792
18	60	572,973	651,907	662,500	1682,540

Legenda:

N_{SPT} – N_{60} obtido no primeiro perfil SP analisado

Vs_v – Velocidade das ondas S polarizada verticalmente

Vs_l – Velocidade das ondas S polarizada longitudinalmente (direcção entre furos)

Vs_t – Velocidade das ondas S polarizada transversalmente (direcção perpendicular à linha que une os dois furos)

Vp_l – Velocidade das ondas P polarizada longitudinalmente

Destes dados pode-se concluir o seguinte:

- As indicações fornecidas pelo primeiro ensaio DMT (NF à cota 84 m) levantam algumas dúvidas uma vez que a posição do nível freático corresponde a uma cota inferior à cota atingida pelo ensaio!
- A posição do nível freático reflectida pelo segundo ensaio DMT (NF à cota 77,5 m) e pela sondagem S5 (NF à cota 77 m) parece um pouco desajustada no seio dos restantes dados.
- As sondagens 2 e 6 de um lado e de outro da trincheira parecem indicar que o nível freático desce de Norte para Sul pelo que na zona da trincheira este deve situar-se próximo da cota 83,5 m.
- Os ensaios CPTU realizado até às profundidades 3,48 m e 2,00 m respectivamente, não forneceram valores significativos de pressão neutra, o que leva a supor que o nível freático estaria efectivamente abaixo dessas cotas (84,02 e 85,5 m). No entanto, esta informação não é muito fiável uma vez que a pedra porosa existente na ponteira do CPTU que permite ler as pressões neutras geradas durante a cravação pode deixar de ficar saturada ao percorrer vários metros sem encontrar água, o que impede de confiar nesta medida no caso em apreço.

- Dado que as indicações do ensaio *Cross-Hole* se situam dentro daquilo que as restantes sondagens evidenciam e tendo sido realizado no local dos ensaios *in situ* cuja posição do nível freático se pretende determinar, parece sensato adoptar a cota 83 m como a posição mais provável para o nível freático. Ou seja, os cálculos realizados sobre a informação recolhida nos ensaios que seguidamente se irão apresentar consideram a existência do nível freático a 4,5 m de profundidade.

Foi ainda assumido um peso volúmico de 19 kN/m^3 , cuja justificação se apresenta na secção 3.4.4.

3.3.2 SPT

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é, sem dúvida, o meio mais popular e rotineiro de investigação geotécnica *in situ* em todo o mundo, o que lhe confere uma vantagem importante relativamente aos restantes métodos que se traduz na enorme experiência acumulada. Efectivamente, este ensaio vem sendo usado desde a década de 40 do século passado, altura em que foi adoptado por Terzaghi, pelo que existe uma bibliografia rica e extensa acerca da sua aplicabilidade para um conjunto muito vasto de solos de todo o mundo. Daí decorrem as inúmeras correlações entre o N_{SPT} retirado do ensaio e as várias grandezas geotécnicas, relações que foram sendo aferidas ao longo do tempo para os diversos materiais e que por isso se tornaram mais consistentes e fiáveis, melhorando a consistência entre investigações provenientes de origens diferentes, pelo esforço de normalização que vem sendo feito.

Tendo estas considerações em mente, tem interesse avaliar para o solo em questão, a validade das correlações já estabelecidas (em geral, definidas para areias), e comparar os resultados destes ensaios com outros obtidos em solos residuais.

Para além da vantagem que este ensaio oferece ao permitir a observação visual dos solos atravessados, o ensaio SPT consiste na determinação de uma medida de resistência à penetração dinâmica, o que faz com que seja especialmente indicado para a determinação de parâmetros de resistência como sejam o ângulo de atrito nas areias ou a resistência não drenada para as argilas. Embora existam na bibliografia várias expressões que relacionam o valor do N_{SPT} com parâmetros de deformabilidade, estas devem ser vistas com atenção uma vez que são geralmente definidas para condições particulares e específicas de um dado local. Por outro lado, é reconhecida a influência do nível de deformação nos parâmetros de deformabilidade pelo que é necessário saber para que deformações são admissíveis estas relações, em geral, estabelecidas para a resolução de problemas de capacidade de carga ou avaliação de assentamentos.

No que diz respeito ao material recolhido pelo amostrador SPT, este foi considerado saibro granítico após identificação e classificação geotécnica (Figura 3.24).



Figura 3.24 – Equipamento para cravação do amostrador SPT (Viana da Fonseca em 07-03-2002)

O N_{SPT} obtido nos ensaios foi considerado o próprio N_{60} , admitindo-se que no equipamento utilizado, a energia que chega efectivamente ao amostrador é 60% da energia teórica. As correcções do trem de varas e da tensão efectiva aplicadas a este valor foram realizadas com base em Skempton (1986), e os resultados do respectivo valor corrigido $(N_1)_{60}$ encontram-se no Quadro 3.8 e 3.9, respectivamente para os Perfis 1 e 2. Não foi necessário proceder à correcção do diâmetro do furo uma vez que foram usados furos de 86 mm, portanto inferiores a 115 mm.

Quadro 3.8 - Resultados e correcções do ensaio SPT - Perfil 1

Prof (m)	N_{60}	Correcção Varas		σ'_v (kPa)	$(N_1)_{60}$
		μ	N_{60}		
1,5	19	0,7	13	28,50	25
3	29	0,75	22	57,00	29
4,5	25	0,85	21	85,50	23
6	26	0,85	22	99,29	22
7,5	23	0,95	22	113,07	21
9	26	0,95	25	126,86	22
10,5	31	1	31	140,64	26
12	42	1	42	154,43	34
13,5	52	1	52	168,21	40
15	60	1	67	182,00	49
16,5	60	1	95	195,78	68
18	60	1			
19,5	60		nega na 1 fase		

Quadro 3.9 - Resultados e correcções do ensaio SPT - Perfil 2

Prof (m)	N ₆₀	Correcção Varas		σ'_v (kPa)	(N ₁) ₆₀
		μ	N ₆₀		
1,5	20	0,7	14	28,50	26
3	24	0,75	18	57,00	24
4,5	30	0,85	25,5	85,50	28
6	34	0,85	28,9	128,72	25
7,5	37	0,95	35,15	171,93	27
9	41	0,95	38,95	215,15	27
10,5	58	1	58	258,36	36
12	60	1	105,88	301,58	61
13,5	60	1		344,79	
15	60		nega 1 fase	388,01	
16,5	60		nega 1 fase		
18	60		nega 1 fase		
19,5	60		nega 1 fase		

Nota: as linhas indicam a separação dos vários horizontes definidos como se explicará na secção 3.3.7.

3.3.3 CPTU

O equipamento usado neste ensaio é o chamado piezocone, que para além do equipamento de um cone eléctrico normal com as células de carga instrumentadas internamente no sentido de medir os esforços de cravação, dispõe ainda de uma outra célula de carga para monitorização das pressões intersticiais desenvolvidas durante o processo de cravação, o que constitui uma enorme vantagem. Outra importante vantagem deste ensaio é o facto das leituras serem quase contínuas quando comparadas com os outros ensaios.

Estas duas características fazem do *CPTU* um ensaio mais preciso e fiável (que o SPT, por exemplo) tornando-o especialmente útil na detecção de camadas lenticulares muito finas de material granular intercaladas no seio de camadas mais espessas de natureza coesiva, que como se sabe têm uma enorme importância na aceleração da consolidação destes maciços. Por outro lado, a medição da pressão neutra facilita a identificação do tipo de solo, e permite a avaliação das características de consolidação dos maciços de natureza coesiva.

Contudo, ao contrário do SPT, este ensaio não permite a colheita de amostras e, sendo um ensaio de penetração estática, a cravação em solos mais resistentes torna-se mais difícil. Apesar de não existir uma tão grande experiência acumulada acerca deste ensaio como existe para o SPT, as correlações são consideradas bastante mais fiáveis do que as referentes ao SPT, entre outros aspectos, pelo facto de não se verificar para o *CPTU* tanta diversidade de aspectos e procedimentos como se aponta ao SPT.

Neste caso, os dois ensaios *CPTU* não foram até muita profundidade (no Perfil 1 foi até aos 3,48 m e no Perfil 2 até aos 2,06 m, com leituras cada 0,02 m) pelo que se optou por estabelecer uma relação entre os resultados do *CPTU* e os do *DPSH*, de modo a extrapolar os “preciosos” parâmetros do

CPTU até maiores profundidades, e assim utilizar as boas correlações existentes para este ensaio. Apesar das leituras do *DPSH* serem apenas cada 0,2 m, com a cravação dinâmica pesada que caracteriza este ensaio foi possível alcançar maiores profundidades (13,65 m no primeiro ensaio e 14,3 m no segundo).

3.3.4 DMT

O dilatómetro de Marchetti foi idealizado pelo Prof. Silvano Marchetti na década de 70 sendo depois desenvolvido nos anos 80 (Marchetti, 1975 e 1980).

Este ensaio tem a vantagem de ser relativamente simples de operar uma vez que não é tecnologicamente muito complexo, e de permitir uma avaliação do comportamento tensão-deformação do maciço a partir de uma situação que se admite equivalente ao estado de repouso (admitindo de forma muito simplista que a inserção da lâmina não induz uma perturbação significativa no maciço...!).

Contudo, e tal como o *CPT*, este ensaio não pode ser utilizado em situações que apresentem estratos de elevada resistência que impeçam a penetração do equipamento, a não ser que se faça antecipadamente uma pré-furação até ao horizonte em estudo. Assim, solos residuais com baixo grau de alteração estão naturalmente excluídos devido à sua elevada resistência e heterogeneidade. De facto, este ensaio foi desenvolvido para a interpretação de maciços sedimentares apresentando alguns desvios apreciáveis em solos estruturados.

O ensaio consiste num penetrómetro com uma lâmina biselada a qual possui uma membrana circular numa das suas faces. A membrana é flexível permitindo a sua expansão contra o terreno quando submetida a uma pressão de gás e a instrumentação nela incluída possibilita o controlo das deformações (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Fotografia da lâmina do ensaio DMT (Viana da Fonseca em 07-03-2002)

O penetrómetro avança de 20 em 20 cm por cravação estática à velocidade normalmente admitida para o *CPT* (2 cm/s), e através da expansão da membrana fazem-se leituras das pressões *A*, *B* e *C*. A pressão *A* corresponde ao descolamento da membrana que marca o início da expansão (“*lift-off*”). A pressão *B* é a que corresponde a um deslocamento do centro da face circular da membrana de 1,1 mm. Por fim, a pressão *C* corresponde à pressão após descarga, isto é, à deflexão da membrana após atingir 1mm e recontacto com o plano da lâmina. À pressão *A* e *B* aplicam-se correcções devidas às pressões de inércia do diafragma (“ ΔA ” e “ ΔB ”) e à rigidez da membrana (Z_M). São assim calculadas as pressões p_0 , p_1 e p_2 de acordo com as equações (3.5), (3.6) e (3.7) a partir das quais se definem os três parâmetros do ensaio: o índice do material I_D (3.8), o índice da tensão horizontal K_D (3.9) e, o módulo dilatométrico E_D (3.10) (Marchetti, 1980). Existe ainda o parâmetro u_D relativo à pressão neutra também expresso na equação (3.11) (Lutenegger, 1988).

$$P_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B) \quad (3.5)$$

$$P_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (3.6)$$

$$P_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (3.7)$$

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (3.8)$$

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (3.9)$$

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0) \quad (3.10)$$

$$u_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (3.11)$$

Resultados dos ensaios realizados

Nos quadros seguintes apresentam-se os resultados obtidos para cada um dos perfis. Os Quadros 3.10 e 3.13 referem-se aos dados iniciais, nos Quadros 3.11 e 3.14 expressam-se as calibrações dadas pelos parâmetros de correcção já apresentados e, por fim, os Quadros 3.12 e 3.15 mostram não só os resultados obtidos durante o ensaio na forma das pressões *A*, *B* e *C* como também os parâmetros finais do ensaio com os quais se estabelece correlações.

Quadro 3.10 - Pressões parâmetros básicos do ensaio obtidos no Perfil 1

Prof. (m)	A (Kg/cm ²)	B (Kg/cm ²)	C (Kg/cm ²)	p ₀ (MPa)	p ₁ (MPa)	p ₂ (MPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D
0,20	1,10	5,80		0,09	0,53		15,30	4,96	25,20
0,40	3,85	10,45		0,35	1,00		22,23	1,81	47,55
0,60	4,35	12,50		0,40	1,20		27,87	2,02	35,48
0,80	5,45	14,50		0,50	1,40		31,15	1,79	32,82
1,00	5,20	14,00	0,20	0,48	1,35	0,02	30,24	1,82	24,39
1,20	5,60	14,50	0,30	0,52	1,40	0,03	30,61	1,70	22,57
1,40	4,40	13,00	0,00	0,40	1,25		29,51	2,13	15,31
1,60	5,20	15,00	0,30	0,47	1,45	0,03	33,88	2,06	15,08
1,80	7,05	17,50	0,45	0,66	1,70	0,05	36,25	1,59	19,03
2,00	6,80	16,50	0,55	0,63	1,60	0,06	33,52	1,52	16,57
2,20	7,10	17,00	0,60	0,66	1,65	0,06	34,25	1,49	15,75
2,40	5,80	15,50	0,35	0,53	1,50	0,04	33,52	1,81	11,34
2,60	7,05	17,50	0,00	0,66	1,70		36,25	1,59	13,17
2,80	7,40	19,50	0,00	0,68	1,90		42,26	1,79	12,73
3,00	7,10	23,00	0,20	0,63	2,25	0,02	56,11	2,55	10,75

Quadro 3.11 - Pressões parâmetros básicos do ensaio obtidos no Perfil 2

Prof. (m)	A (Kg/cm ²)	B (Kg/cm ²)	C (Kg/cm ²)	p ₀ (MPa)	p ₁ (MPa)	p ₂ (MPa)	E _D (MPa)	I _D	K _D
0,20	3,25	8,85		0,29	0,83		18,58	1,82	79,00
0,40	3,25	8,85		0,29	0,83		18,58	1,82	39,50
0,60	4,75	13,00		0,43	1,25		28,24	1,89	38,56
0,80	5,40	18,00		0,47	1,75		44,09	2,68	30,23
1,00	7,60	20,50		0,69	2,00		45,18	1,88	35,32
1,20	2,20	5,25		0,20	0,47		9,29	1,32	9,54
1,40	2,00	4,50		0,19	0,40		7,29	1,14	7,48
1,60	3,30	8,20		0,30	0,77		16,03	1,52	10,72
1,80	4,40	9,90		0,41	0,94		18,22	1,28	12,90
2,00	4,10	11,00		0,37	1,05		23,32	1,80	10,01
2,20	4,80	11,50		0,44	1,10		22,59	1,47	11,43
2,40	5,30	12,50		0,49	1,20		24,41	1,43	11,60
2,60	4,80	10,20		0,45	0,97		17,85	1,14	9,81
2,80	4,90	10,25		0,46	0,97		17,67	1,11	9,32
3,00	5,25	11,50		0,49	1,10		20,95	1,23	9,27
3,20	5,55	12,50		0,52	1,20		23,50	1,31	8,46
3,40	6,45	11,50		0,62	1,10		16,58	0,77	9,49
3,60	5,70	11,50		0,54	1,10		19,31	1,03	8,47
3,80	5,60	12,00		0,53	1,15		21,50	1,18	7,83
4,00	6,15	13,50		0,58	1,30		24,96	1,25	7,52
4,20	5,10	13,00		0,47	1,25		26,96	1,66	6,31
4,40	5,40	12,00		0,50	1,15		22,23	1,27	6,49
4,60	6,85	15,00		0,64	1,45		27,87	1,25	7,29
4,80	6,10	14,00		0,57	1,35		26,96	1,37	6,19
5,00	6,80	15,50		0,63	1,50		29,88	1,36	6,63
5,20	6,80	15,50		0,63	1,50		29,88	1,36	6,37
5,40	6,60	16,50		0,61	1,60		34,25	1,62	5,89
5,60	7,35	18,00		0,68	1,75		36,98	1,57	6,34
5,80	7,85	18,50		0,73	1,80		36,98	1,46	6,57
6,00	7,60	19,50		0,70	1,90		41,54	1,71	6,08
6,20	10,15	22,00		0,95	2,15		41,35	1,25	8,04
6,40	9,00	21,50		0,84	2,10		43,72	1,51	6,82
6,60	10,50	23,00		0,99	2,25		43,72	1,28	7,24

Nota: as linhas indicam a separação entre os vários estratos, como se apresentará mais adiante

3.3.5 DPSH e DPL

DPSH (Dynamic Probing Super – Heavy) e *DPL (Dynamic probing light)* são ensaios de penetração dinâmica - o meio mais antigo e simples de fazer prospecção geotécnica. As suas potencialidades estão relacionadas exactamente com a sua simplicidade e rapidez, com a possibilidade da obtenção de indicações geotécnicas relativamente contínuas, e com a maior facilidade em penetrar materiais com resistência apreciável, especialmente no que se refere ao *DPSH*. Para além disso, as versões mais ligeiras (como o *DPL*) apresentam grande versatilidade, possibilitando uma boa acessibilidade aos locais que se apresentem difíceis a outros equipamentos, especialmente os mecanizados como o *SPT* e o *CPT*.

Estes ensaios são geralmente executados em fases de prospecção preliminar, fornecendo indicações qualitativas e quantitativas das características do subsolo. A caracterização qualitativa, diz respeito sobretudo à caracterização litológica, permitindo distinguir formações de natureza coesiva das de natureza granular. Outras aplicações do ensaio referem-se a: determinação das características e possança dos materiais de cobertura, presença de cavidades e/ou irregularidades no subsolo; determinação espacial de camadas lenticulares e irregulares; avaliação das características e possança e mantos de alteração; localização de níveis de elevada rigidez ou do substrato rochoso.

O *DPL* por ser mais ligeiro não é muito adequado aos solos residuais sendo mais útil em solos soltos ou pouco consistentes pelo que, os quatro perfis realizados não atingiram profundidades muito elevadas, como indica o gráfico apresentado na Figura 3.36. Tendo sido realizados ensaios em diferentes locais obtendo-se diferentes profundidades de penetração, provavelmente a profundidade a que se encontra a rocha menos alterada deve ser variável. Contudo, o solo residual acima dessa zona de rocha mais resistente parece apresentar as mesmas características de resistência. Os valores apresentados na Figura 3.26 referem-se ao resultado do ensaio já corrigido da tensão efectiva.

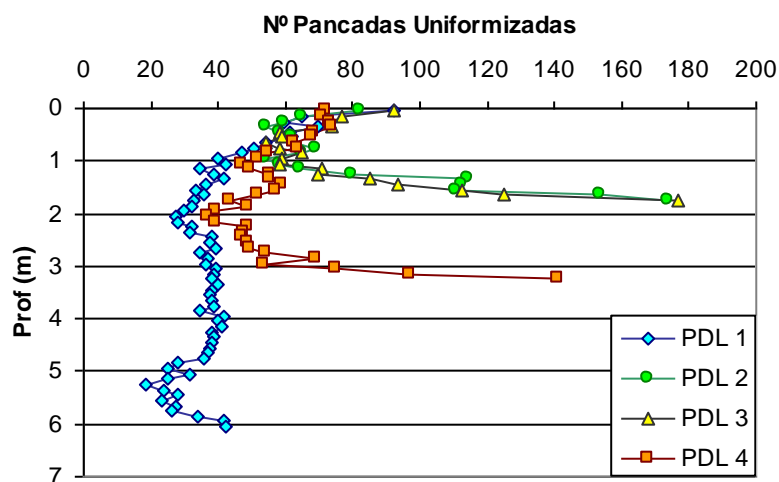


Figura 3.26 - Perfis de DPL

3.3.6 Cross-Hole

Este ensaio geofísico permite avaliar o solo compreendido entre os dois furos executados através da propagação das ondas sísmicas P (primárias ou de compressão) e das ondas S (secundárias ou de corte).

As ondas P causam no corpo onde se deslocam deformações volumétricas e a sua velocidade de propagação depende da densidade do corpo bem como do seu módulo de compressibilidade volumétrico. Sob o ponto de vista geotécnico, as ondas P têm um interesse reduzido dado que o módulo de compressibilidade volumétrico dos solos e rochas brandas (em condições não drenadas como as que ocorrem durante a deformação das partículas atravessadas por estas ondas) é muito dependente da rigidez do fluido que ocupa os vazios. No entanto, em solos saturados, como o módulo de compressibilidade volumétrico do esqueleto sólido é da mesma ordem de grandeza ou menor que o da água, a velocidade das ondas P aumenta muito (Ishihara et al, 2001, Yang, 2002 e Ferreira, 2003) aproximando-se de 1500 m/s pelo que esta informação pode permitir inferir da posição do nível freático. Efectivamente, no Quadro 3.7 já apresentado, o nível freático foi detectado pelo aumento brusco da velocidade das ondas P de cerca de 800 m/s para cerca de 1500 m/s evidenciando na segunda situação que o solo já estaria saturado naquela cota.

As ondas S provocam apenas deformações distorcionais sendo as deformações volumétricas nulas, pelo que a sua velocidade de propagação é apenas função da densidade do corpo (ρ) e do seu módulo de distorção máximo (G_0).

Como as deformações induzidas pela passagem das ondas sísmicas são muito reduzidas (da ordem dos 10^{-6}), os materiais comportam-se de forma praticamente linear. Daí que, este ensaio apresente especial vantagem na determinação das características elásticas dos solos, em especial os parâmetros de rigidez como o módulo de distorção máximo (G_0). O conhecimento deste parâmetro é, como se sabe, de grande importância em Geotecnia constituindo um valor de referência, tanto nos modelos de análise numérica como em correlações de ensaios.

No caso das ondas P , a energia sísmica é normalmente fornecida pela detonação de cápsulas eléctricas instantâneas, podendo também ser obtida por fonte mecânica desde que com suficiente energia. Para as ondas S é muito vantajoso utilizar um martelo sísmico o qual gera impulsos por impacto, permitindo a geração de ondas de corte polarizadas verticalmente (outros sistemas podem fazê-lo transversalmente). Por outro lado, a possibilidade de inversão da polaridade das ondas S facilita a identificação da chegada das primeiras ondas de corte registadas através dos receptores. A recepção das ondas S faz-se, em geral, através de um geofone triaxial (Figura 3.27).



Figura 3.27 – Fotografia do equipamento do ensaio *Cross-Hole* (Viana da Fonseca em 08-03-2002)

3.3.7 Definição dos Horizontes

Das considerações apresentadas, o ensaio considerado mais adequado para a definição dos vários horizontes de cada perfil é o *CPTU* (neste caso, combinado com o *DPSH*) por ser um ensaio mais preciso com medição praticamente contínua o que permite detectar estratos de muito pequena espessura. De facto, a divisão em horizontes foi feita com base no ensaio *CPTU* e *DPSH*, com excepção dos horizontes mais profundos em que a profundidade da nega do SPT é igualmente importante.

O Perfil 1 evidenciado na Figura 3.28a é relativamente homogéneo pelo que não se considerou necessário a introdução de muitos horizontes. Até aos 13,4 m os valores uniformizados do ensaio *CPTU+DPSH* variam entre os 10 e os 20, altura em que se verifica um aumento brusco da resistência. O ensaio *DPSH* só atingiu 14,3 m no entanto, o ensaio SPT realizado até aos 19,5 m obteve nega na 2ª fase aos 15 m, e na 1ª fase aos 19,5m. Por isso, optou-se por dividir o horizonte mais resistente em dois: o primeiro até aos 16,5 m onde ainda existem registos tanto do *DPSH* como do SPT e outro, entre os 16,5 m e os 19,5 m, no qual devido aos reduzidos valores de penetração na 1ª fase do SPT não foi possível fazer extrapolação do N_{60} .

O Perfil 2, representado na Figura 3.28b, apresenta um pico de resistência entre os 2,3 m e os 4,5 m revelando a heterogeneidade característica dos solos residuais do granito do Porto. No que se refere aos estratos mais resistentes, optou-se desta vez por se definir apenas um estrato (entre os 13,4 e 19,5 m) no qual já praticamente não existem dados numéricos uma vez que o ensaio SPT obteve nega na 2ª fase aos 12 m, aos 13,5 m já não é possível extrapolar os valores e aos 15 m já se verifica nega na 1ª fase. O ensaio *DPSH* só penetrou até aos 13,65 m, em concordância com os resultados do SPT.

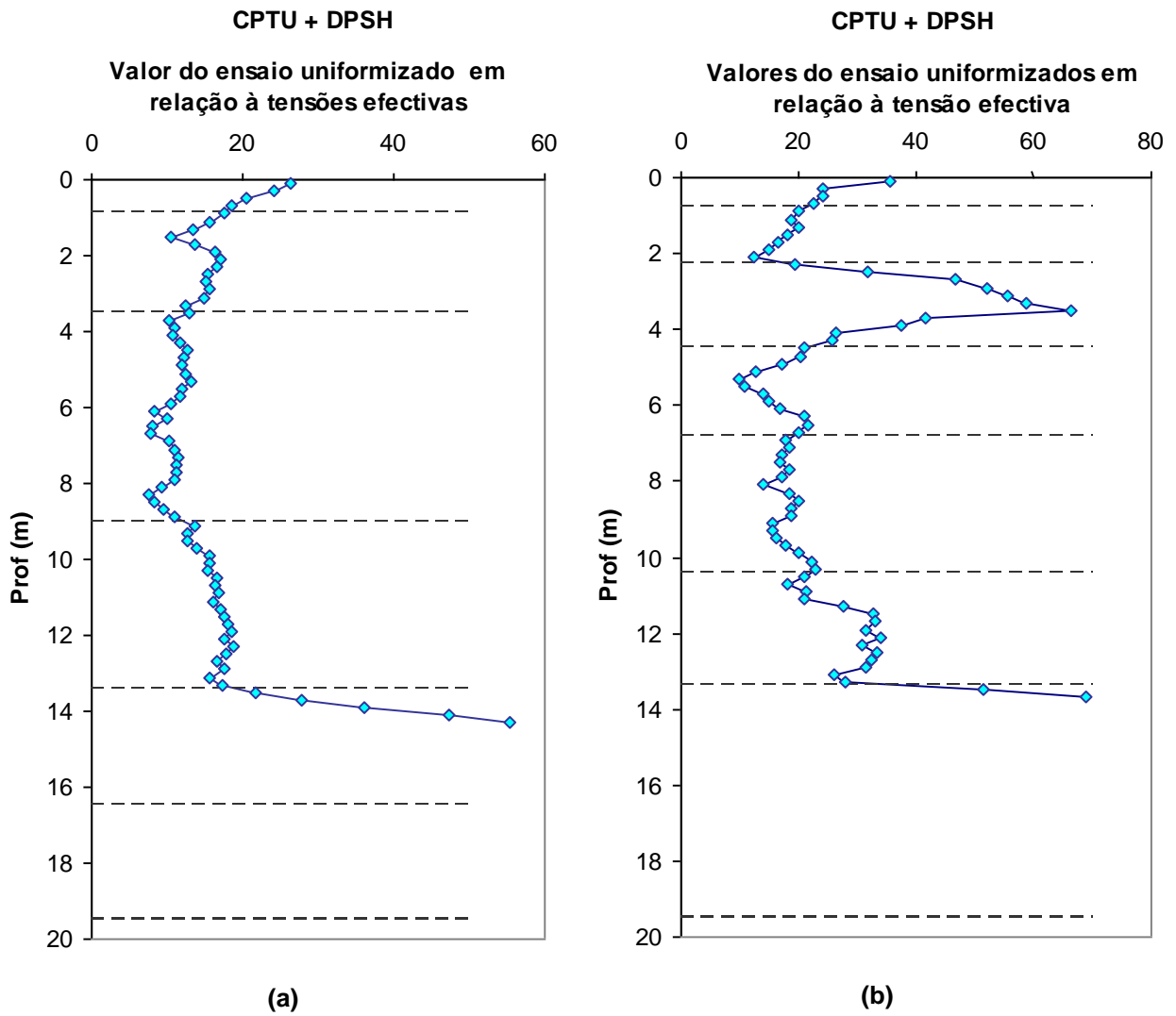


Figura 3.28 - Definição de horizontes: a) Perfil 1; b) Perfil 2

Analisado cada perfil separadamente, apresenta-se de seguida no Quadro 3.12 o resumo dos horizontes definidos para os dois perfis. Neste caso, não foi possível fazer a correspondência entre os dois perfis, uma vez que não se trata de estratos bem individualizados como ocorre, por exemplo, nos maciços sedimentares.

Quadro 3.12 - Divisão em horizontes – Resumo

Perfil 1	Perfil 2
[0,0 – 0,9]	[0,0 – 0,8]
[0,9 – 3,5]	[0,8 – 2,3]
[3,5 – 9,0]	[2,3 – 4,5]
[9,0 – 13,4]	[4,5 – 6,8]
[13,4– 19,6]	[6,8 – 10,4]
	[10,4 – 13,4]
	[13,4 – 13,65]
	[13,65 – 19,5]

3.4 Correlações

3.4.1 Classificação do solo

A classificação do solo com base em ensaios *in situ* é muitas vezes realizada com base no ábaco de Robertson (1989) baseado nos resultados do ensaio *CPTU* (Figura 3.29). Neste caso, este ábaco reconheceu o solo como uma areia muito densa ou uma areia argilosa cimentada, um pouco acima dos valores obtidos por Viana da Fonseca et al. (2006) no Campo Experimental da FEUP constituído também por um perfil de solo residual. Contudo, é importante referir que esta avaliação é limitada aos primeiros 3,5 m pelo facto dos ensaios *CPTU* não terem atingido maior profundidade.

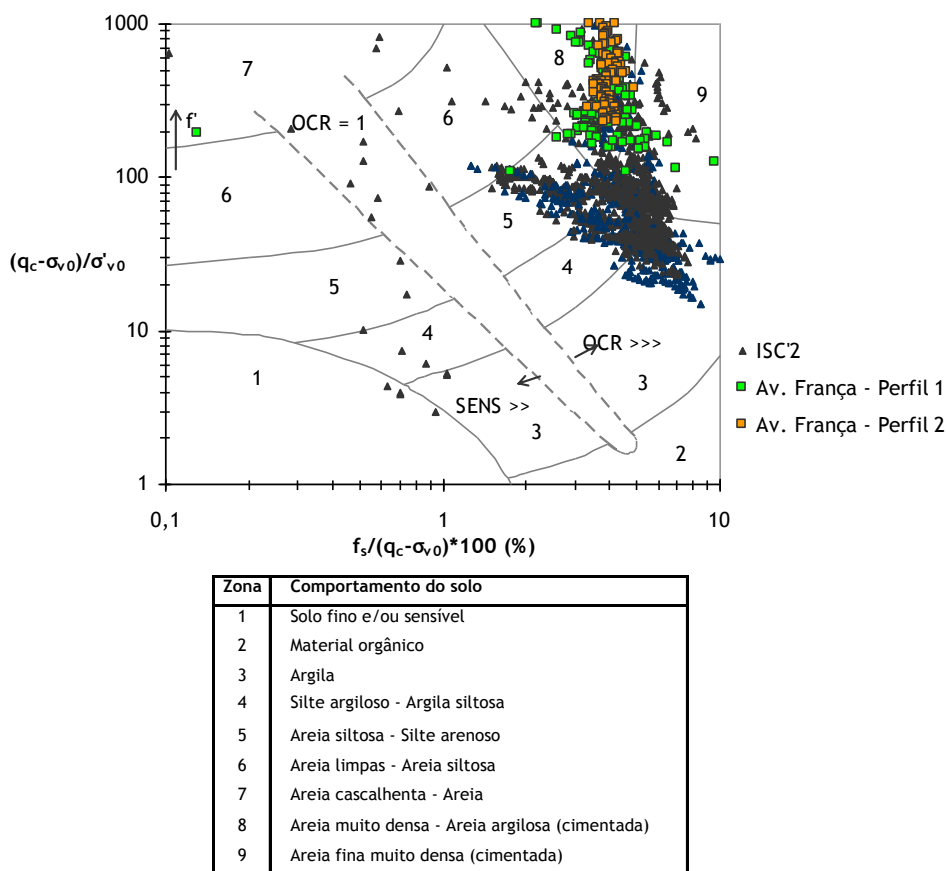


Figura 3.29 – Ábaco para classificação do solo (Robertson, 1989)

Por outro lado, a classificação do solo pode ser feita com base no ensaio DMT, a partir do quadro estabelecido por Marchetti, 1980 (Quadro 3.13) função do índice I_D .

Quadro 3.13 - Classificação do solo com base no índice I_D

Tipo de Solo	Argilas		Siltos			Areias	
	Sensíveis	Siltosas	Argilosos	Puros	Arenosos	Siltosas	Puras
I_D	0,10	0,35	0,60	0,90	1,2	1,8	3,3

Organizando os resultados do I_D por horizontes para os dois perfis ensaiados, verifica-se rapidamente que, em geral, este solo varia entre areia siltosa e silte arenoso com excepção do primeiro horizonte classificado como areia, o qual pode corresponder a uma zona de material mais remoldado à superfície (Quadro 3.14 e Quadro 3.15). Esta classificação está de acordo com a análise granulométrica efectuada em laboratório apresentada na secção 3.2.3, que identificou este solo como um material areno siltoso.

Quadro 3.14 - Perfil 1

Prof (m)	I_D	Class. Solo
0 - 0,9	2,64	Areia
0,9 - 3,5	1,82	Areia siltosa

Quadro 3.15 - Perfil 2

Prof (m)	I_D	Class. Solo
0 - 0,8	1,84	Areia
0,8 - 2,3	1,64	Areia Siltosa
2,3 - 4,5	1,22	Silte arenoso
4,5 - 6,8	1,43	

Por outro lado, Cruz e Viana da Fonseca (2006) mostraram que o parâmetro K_D do ensaio DMT reflecte claramente os efeitos da cimentação do solo, evidenciando nos solos residuais valores substancialmente maiores, tipicamente entre 5 e 15, enquanto que nos solos normalmente consolidados este parâmetro é próximo de 2. Em solos sobreconsolidados o parâmetro K_D também apresenta valores superiores a 2 m, porém, este tende a decrescer em profundidade aproximando-se de 2, enquanto que nos solos residuais o K_D se mantém sempre elevado. Como a Figura 3.30 evidencia, a evolução do K_D avaliada para o Perfil 2 (cuja profundidade atingida foi maior permitindo uma avaliação do horizonte de solo residual), apresenta valores compreendidos no referido intervalo típico dos solos residuais, provando a clara cimentação destes solos. Na secção 3.4.5 será abordado novamente o grau de estruturação deste solo, desta vez através do módulo de distorção.

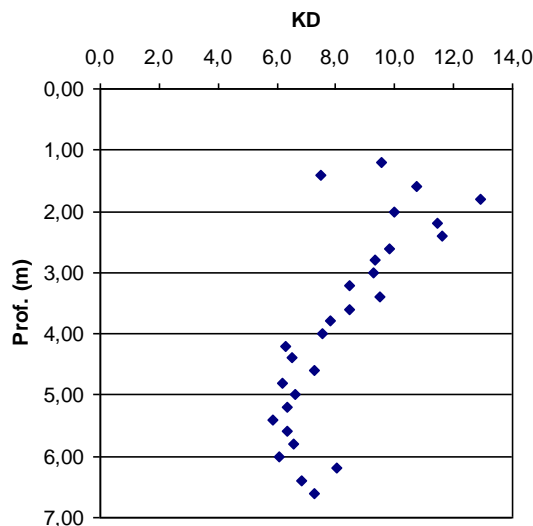


Figura 3.30 - Perfil do K_D em profundidade

3.4.2 Peso volúmico do solo

O peso volúmico do solo foi avaliado a partir da velocidade das ondas S através da equação (3.12) proposta por Mayne et al. (2001), e para os estratos mais superficiais através do ábaco da Figura 3.31 estabelecido para o ensaio DMT.

$$\gamma_{sat} (kN/m^3) = 8,32 * \log(V_s) - 1,61 * \log(z) \tag{3.12}$$

em que,

V_s – velocidade das ondas sísmicas S (m/s)

z – profundidade (m)

De facto, enquanto que o ensaio DMT se refere aos primeiros 6,6 m, o ensaio *Cross-Hole* foi executado entre o 1,5 e os 18 m. Deste modo, este ensaio poderia ser considerado mais representativo, contudo, a equação (3.12) foi estabelecida para areias saturadas, e de acordo com Mayne et al. (2001), para rochas e solos cimentados a relação pode ser bastante distinta.

Os resultados obtidos tanto com a equação (3.12) como com a Figura 3.31 encontram-se apresentados no Quadro 3.16 e Quadro 3.17, respectivamente para os Perfis 1 e 2.

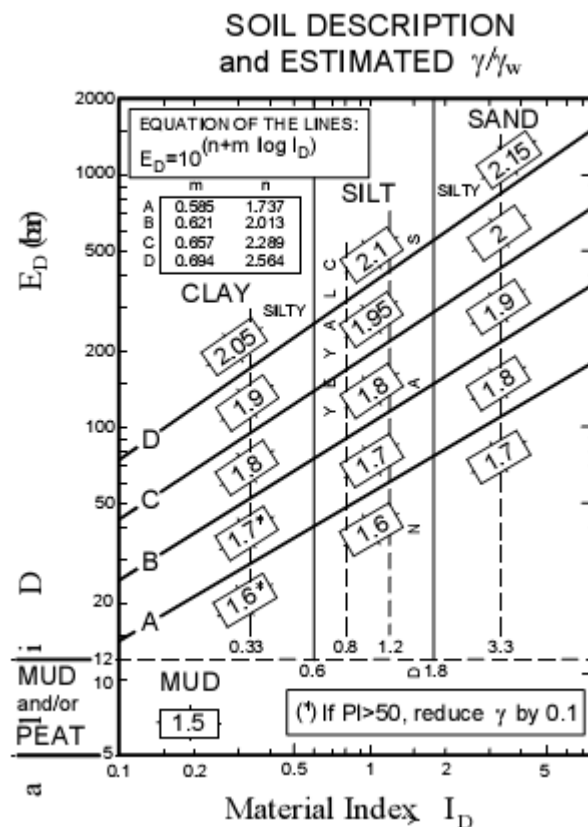


Figura 3.31- Quadro para estimativa do tipo de solo e respectivo peso volúmico (Marchetti & Crapps, 1981 citado por Marchetti et al., 2001)

Quadro 3.16 - Perfil 1

Prof (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{DMT} (kN/m ³)
0 - 0,9		18,5
0,9 - 3,5	20,2	19,3
3,5 - 9	19,5	
9 - 13,4	19,4	
13,4 - 16,5	20,2	
16,5 - 19,5		

Quadro 3.17 - Perfil 2

Prof (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{DMT} (kN/m ³)
0 - 0,8		18,6
0,8 - 2,3	-	18,3
2,3 - 4,5	20,1	18,1
4,5 - 6,8	19,3	19,3
6,8 - 10,4	19,3	
10,4 - 13,4	19,4	
13,40 - 13,65	19,7	
13,65 - 19,5	20,4	

Da análise destes quadros pode-se concluir que:

- com excepção dos primeiros estratos avaliados por cada um dos métodos, o peso volúmico tem tendência a crescer em profundidade;
- os resultados obtidos a partir do DMT evidenciaram valores ligeiramente mais baixos;
- a zona da Figura 3.31 interessada pelos ensaios DMT realizados refere-se predominantemente à zona da areia siltosa e do silte arenoso, o que está em concordância com o que já havia sido concluído através do Quadro 3.13.

Os estudos de Cruz et al. (2006) revelaram que a diferença entre o peso volúmico obtido pelo DMT e aquele que se obtém em laboratório é de cerca +/- 1 kN/m³, eventualmente 2 kN/m³ nalguns casos. Efectivamente, os resultados do ensaio DMT situaram o valor do peso volúmico em 18,5 kN/m³ enquanto que os ensaios de laboratório deram um valor médio de 18 kN/m³.

Contudo, apesar destes resultados, adoptou-se um peso volúmico de 19 kN/m³ em todos os cálculos efectuados, uma vez que as amostras de laboratório estavam já um pouco descomprimidas, e os resultados das ondas sísmicas apontavam mais para este último valor.

3.4.3 Estado de tensão *in situ*

3.4.3.1 Estimativa do *OCR*

O estado de tensão em repouso, essencial para a previsão dos deslocamentos das estruturas de suporte de escavações, é já de si de difícil avaliação. Contudo, nas areias, a sua avaliação é ainda mais complexa do que nas argilas, uma vez que a sobreconsolidação das areias é normalmente resultante da complexa história de pré-carregamento e dissecação e de outros aspectos igualmente difíceis de quantificar (Marchetti et al., 2001). Por outro lado, enquanto nas argilas os ensaios edométricos podem ser utilizados para este fim, nas areias a perturbação inerente à sua amostragem não permite a realização destes ensaios.

Viana da Fonseca (1996) explica que o conceito de coeficiente de sobreconsolidação nos solos residuais não tem o mesmo significado que nos solos sedimentares. Nos solos residuais as propriedades mecânicas são altamente dependentes dos fenómenos geo-químicos e de outra índole que ocorrem durante o processo de alteração do maciço rochoso original, sendo os seus valores mais condicionados pela fábrica, propriamente dita, e pela estrutura que remanesce da rocha-mãe ou que é criada em processos de litificação secundária, do que propriamente pela história de tensões. No entanto, a existência de uma estrutura cimentada nos solos residuais dá origem a um comportamento equivalente, que Viana da Fonseca (1996) chamou de sobreconsolidação “virtual” fazendo a distinção do conceito de sobreconsolidação usado nos solos sedimentares baseado na “história de tensões”. Mayne e Brown (2003), ao referirem-se ao solo residual de Piedmont (USA), referem-se a um grau de sobreconsolidação “aparente” que na realidade traduz o mesmo efeito aqui referido.

Uma aproximação para a avaliação deste grau de sobreconsolidação virtual pode assim ser feito, por exemplo, através da proposta indicada por Marchetti e Crapps (1981), tal como expresso na equação (3.13), e cujos resultados se apresentam na Figura 3.32. Estes resultados referem-se apenas ao Perfil 2, uma vez que no Perfil 1 o ensaio DMT não penetrou mais que 3,5 m, o que abrange apenas praticamente a crosta mais sobreconsolidada onde os valores do OCR são mais elevados e portanto menos representativos do maciço de solo residual. Como se pode ver na Figura 3.32, os resultados parecem estabilizar em cerca de 9, o que parecendo um valor elevado também reflecte a falta de correspondência com o conceito clássico da tensão correspondente a pré-carga.

$$\begin{aligned}
 & \text{se } I_D \leq 1,2 && \text{OCR} = (0,5K_D)^{1,56} \\
 & \text{se } I_D \geq 2 && \text{OCR} = (0,67K_D)^{1,91} \\
 & \text{se } 1,2 < I_D < 2 && \text{OCR} = (mK_D)^n \\
 & \text{com, } m = 0,5 + 0,17 \times p && \\
 & \quad n = 1,56 + 0,35 \times p && \\
 & \quad p = \frac{I_D - 1,2}{0,8} &&
 \end{aligned}
 \tag{3.13}$$

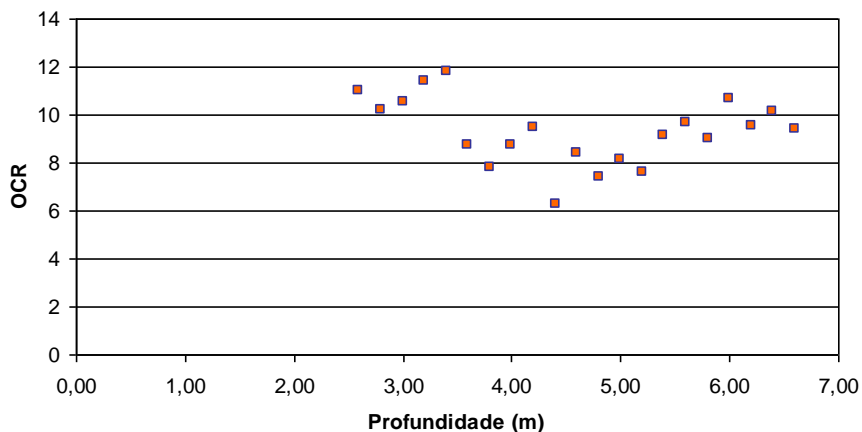


Figura 3.32 – Grau de sobreconsolidação (Perfil 2)

3.4.3.2 Estimativa do coeficiente de impulso em repouso

Dos ensaios realizados aquele que melhor poderá traduzir a relação entre as tensões de repouso é o ensaio DMT, uma vez que a pressão de “*lift-off*” que marca o início da expansão da membrana metálica traduz a pressão exercida pelo solo, ou seja, a pressão horizontal *in situ*.

Em geral, admite-se que o coeficiente de impulso em repouso K_0 pode ser determinado por uma expressão do tipo:

$$K_0 \text{ (OC)} = C_1 + C_2 K_D + C_3 \quad (3.14)$$

Baldi et al. (1986) propuseram para esta expressão os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 que se apresentam nas equações (3.15) e (3.16), sendo a primeira obtida para areias artificiais enquanto a segunda se refere a uma areia natural de rio.

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0017q_c / \sigma'_{vo} \quad (3.15)$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0046q_c / \sigma'_{vo} \quad (3.16)$$

em que,

- q_c é a resistência de ponta do ensaio CPT
- σ'_{vo} é a tensão efectiva de repouso

No entanto, estas propostas devem ser corrigidas, tal como fez Viana da Fonseca (1996), admitindo que estes coeficientes foram obtidos nas mesmas condições que a relação de Campanella e Robertson (1991) entre o q_c e o K_D . Assim, o coeficiente C_2 seria corrigido pelo valor da relação $[(q_c/\sigma'_v)/K_D]$ obtida para este solo e que se apresenta mais à frente na Figura 3.36, através da seguinte proporção:

$$C_2 \text{ (Perfil 1 e 2)} = 18,16 / 33 * 0,095 = 0,0523$$

Na Figura 3.33 apresentam-se os resultados da correlação proposta por Baldi et al. (1986) para areias artificiais bem como a nova correlação corrigida. Não se considerou a proposta para areias de rio por se considerar que estas possuem grãos muito arredondados, relativamente aos grãos angulosos do solo residual jovem, tornando a comparação desajustada. Desta vez optou-se pela utilização dos resultados dos dois perfis, tal como expresso na Figura 3.36, tendo-se desprezado os valores do coeficiente de impulso em repouso até à profundidade de 1,0 m por serem demasiado elevados e não reflectirem o K_0 do solo residual mas sim da pequena camada superficial mais rígida (dissecada).

Como se pode verificar a correlação corrigida da expressão de Baldi et al. (1986) apresenta valores bastante ajustados com coeficientes K_0 oscilando em torno de 0,5. Como foi referido na secção 3.1.4, os solos residuais caracterizam-se por baixos valores de K_0 .

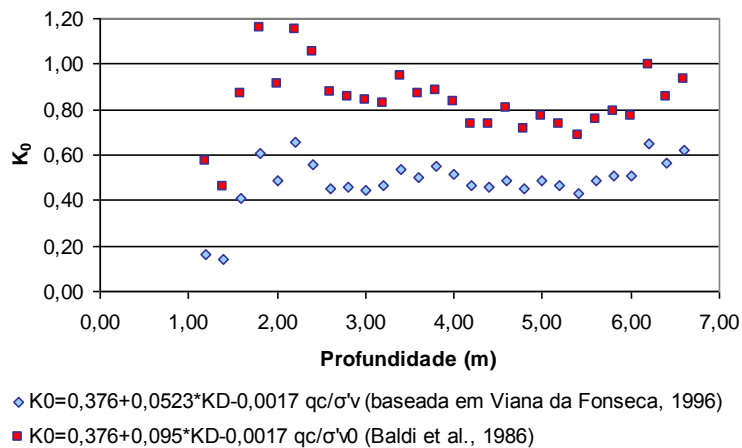


Figura 3.33 - Coeficiente de impulso em repouso calculado pela expressão de Baldi et al. (1986) para areias artificiais e pela expressão corrigida (Perfil 1 e 2)

3.4.4 Parâmetros de resistência

Para avaliar a resistência de um solo residual em condições drenadas, importa avaliar o seu ângulo de atrito, o efeito da parcela coesiva e ainda a dilatância.

No que se refere ao ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte, este foi calculado por algumas correlações existentes na bibliografia definidas para os parâmetros dos vários ensaios *in situ*. A Figura 3.34 apresenta os valores destes ângulos obtidos nos dois perfis com as expressões propostas por Mayne et al. (2001) para os ensaios SPT, CPTU e DMT – equações (3.17), (3.18) e (3.19) respectivamente - assim como a proposta de Marchetti et al. (2001) baseada no DMT – equação (3.20).

$$\phi' = [15,4 \cdot (N_1)_{60}]^{0,5} + 20 \quad (3.17)$$

$$\phi' = \arctan[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_c / \sigma'_{v0})] \quad (3.18)$$

$$\phi' = 20^\circ + \frac{1}{0,04 + \frac{0,06}{K_D}} \quad (3.19)$$

$$\phi' = 28 + 14,6 \cdot \log(K_D) - 2,1 \cdot \log^2(K_D) \quad (3.20)$$

Note-se que as correlações do SPT para determinação da resistência vêm em função do $(N_1)_{60}$, uma vez que se pretende um único ângulo de atrito para o solo independentemente da tensão efectiva (isto é, da profundidade) e por isso o N_{60} tem que ser normalizado (o que nem sempre é reconhecido como evidente). Quando se pretende analisar a rigidez, como esta varia em profundidade, calcula-se um parâmetro de deformabilidade para uma dada profundidade e, por isso, interessa ter um parâmetro que reflecta essa variabilidade, sendo usado nesse caso, o próprio N_{60} . Estas considerações são também naturalmente válidas para os parâmetros do CPT, ou outro.

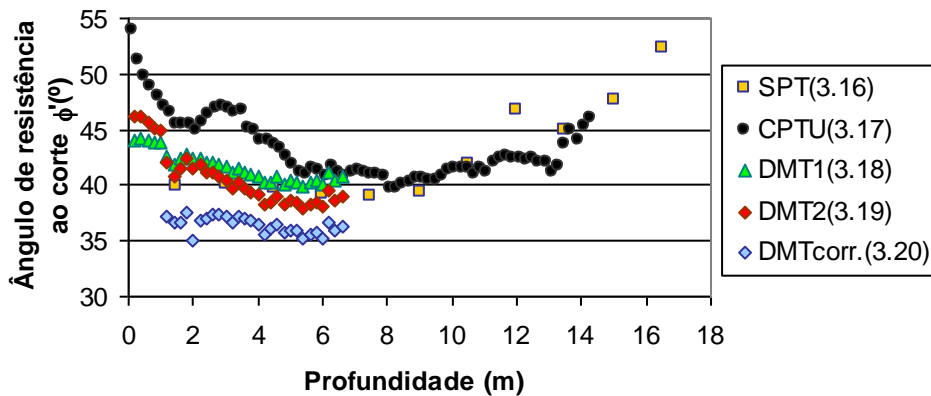


Figura 3.34 – Ângulo de resistência ao corte calculado por várias correlações

Como se esperava os valores obtidos pela correlação que envolve o *CPTU* são os menos conservativos reflectindo a sensibilidade deste ensaio relativamente à parcela coesiva. O pico observado a cerca de 3 m de profundidade, já referido na secção 3.3.7 não é representativo devendo-se possivelmente a uma zona menos alterada do maciço. Nos ensaios SPT, a perturbação provocada pela inserção do amostrador é maior pelo que a resistência derivada é menor.

A introdução da lâmina do DMT no solo é responsável por perturbação não negligenciável do solo em redor, o que no caso dos solos residuais é determinante na avaliação das características mecânicas do solo. Sendo solos caracterizados por estrutura relicar cimentada que lhes conferem um aumento significativo de resistência, a perturbação introduzida pela lâmina destrói essas ligações frágeis que se traduz numa subestimação dos parâmetros de resistência do solo, neste caso, do ângulo de resistência ao corte e da parcela coesiva (esta ainda mais sensível). Os baixos valores deste parâmetro são especialmente notórios na segunda correlação uma vez que esta proposta de Marchetti et al. (2001) fornece o limite inferior do diagrama ϕ'/K_D , assumindo diferentes valores de K ($K=K_0^{nc}$, $K=1$, $K=\sqrt{K_p}$) na dedução de ϕ' .

É interessante notar que todas estas correlações forneceram valores mais elevados do que o ângulo de resistência ao corte obtido nos ensaios triaxiais ($\phi'=37^\circ$). Este facto acontece substancialmente nos solos com alguma componente coesiva, uma vez que, sendo correlações desenvolvidas para areias, estas não reflectem a parcela coesiva da resistência do solo que, embora inexistente nas areias limpas, é relativamente importante nos solos residuais. Ou seja, para uma mesma tensão de rotura ou resistência do solo, as quais são função do ângulo de atrito e da coesão, uma metodologia que não incorpore a parcela coesiva irá necessariamente fornecer um valor superior do ângulo de atrito, dado que estes são valores secantes na envolvente de rotura, como se evidencia no esquema da Figura 3.35.

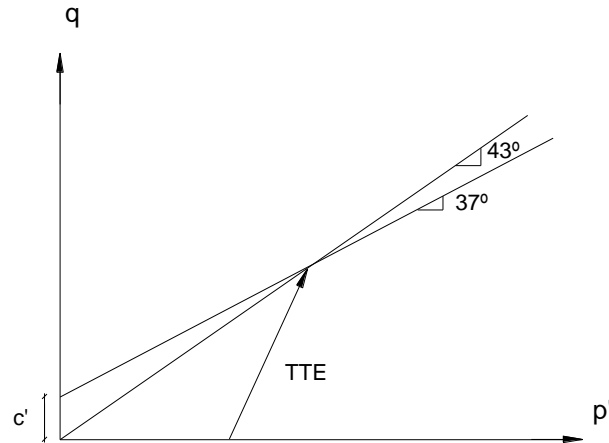


Figura 3.35 – Representação esquemática da influência no ângulo de atrito de uma metodologia que não incorpora a parcela coesiva do solo (TTE – Trajectória de tensões efectivas)

Numa tentativa de bem identificar a importante parcela da resistência devida à coesão, Cruz e Viana da Fonseca (2006) desenvolveram uma correlação entre o ângulo de resistência ao corte obtido do DMT e o mesmo ângulo obtidos dos ensaios triaxiais, através do valor do OCR calculado anteriormente. Essa correlação, apresentada na equação (3.21), está também patente na Figura 3.34 provando a sua correspondência com os resultados dos ensaios triaxiais.

$$\phi'_{(corrigido)} = \phi'_{DMT} - 0,138 \times OCR - 1,16 \quad (3.21)$$

onde ϕ'_{DMT} é o obtido pela equação (3.20), e o OCR é o calculado pela equação (3.13).

Alguns autores como Lacasse e Lunne (1988), defendem que em solos granulares o parâmetro K_D deve ser complementado com o q_c do CPT. Tendo em consideração este comentário, é interessante verificar que a relação de (q_c/σ'_{vo}) versus K_D obtida nestes ensaios está entre a proposta de Campanella e Robertson (1991) e a de Viana da Fonseca (1996) definidas, respectivamente, para areias e para solos residuais (Figura 3.36). A proposta de Campanella e Robertson foi sugerida como complemento do ábaco original de Marchetti (Figura 3.37) de modo a determinar o ângulo de atrito sem ter que se conhecer o q_c . No entanto, as soluções foram definidas para solos sedimentares areno-siltosos não cimentados o que explica a diferença entre os valores obtidos nesses ensaios e os dos trabalhos de Viana da Fonseca (1996).

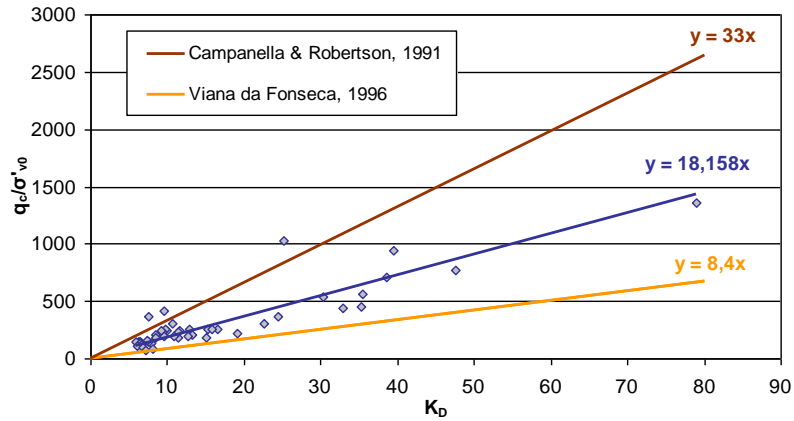


Figura 3.36- Relação entre q_c/σ'_{vo} e K_D para ambos os Perfis juntamente com as propostas de Campanella e Robertson (1991) e Viana da Fonseca (1996).

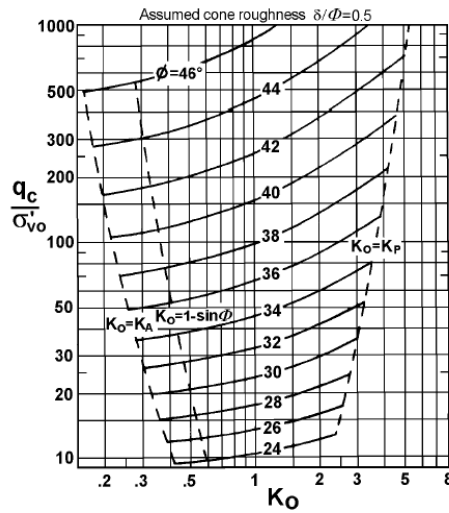


Figura 3.37 - Ábaco $q_c - K_0 - \phi'$ (Marchetti, 1985)

Por último, os resultados dos ensaios *CPTU* foram ainda integrados nas curvas de Robertson & Campanella (1983) juntamente com os dados apresentados por Viana da Fonseca et al. (2006). Como se pode ver na Figura 3.38, estes ensaios apresentam uma elevada resistência mesmo para baixas profundidades comparativamente com os dados de Viana da Fonseca et al. (2006).

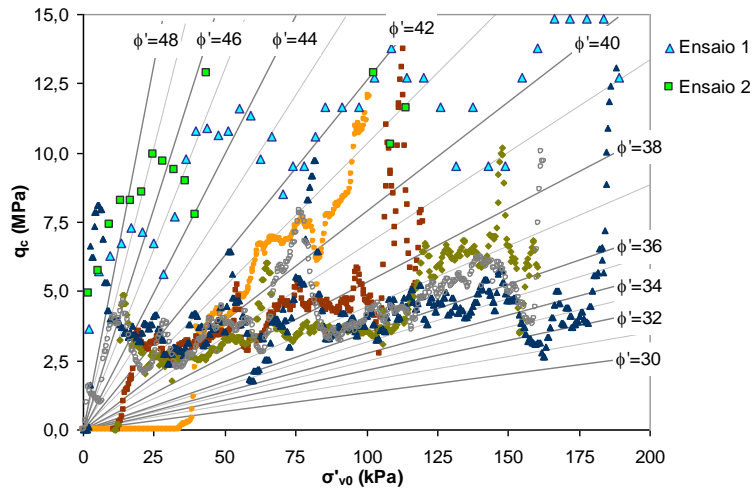


Figura 3.38 - Gráfico de para determinação do ângulo de atrito com base nos parâmetros do CPTU (Robertson e Campanella, 1983)

Como já foi referido, o aumento de resistência nos solos residuais deve-se a uma componente coesiva que não está relacionada com a presença de material fino ou argiloso, mas sim com a existência de uma estrutura cimentada. No sentido de quantificar essa componente, Cruz e Viana da Fonseca (2006) propuseram a equação (3.22) baseada mais uma vez no grau de sobreconsolidação virtual, dado que este parâmetro é indicativo da parcela coesiva do solo ao estar relacionado com a sua estrutura cimentada.

$$c' = 0,367 \times OCR + 3,08 \quad (3.22)$$

Os valores obtidos com esta correlação, apresentados na Figura 3.39, são um pouco elevados relativamente ao que foi obtido nos ensaios triaxiais ($c' = 2$ kPa), se bem que relativamente frequentes neste tipo de solos (Viana da Fonseca et al., 1994 e 2006), o que pode ser explicado pelos efeitos da perturbação da amostragem que, eventualmente, pode ser superior à própria perturbação criada pela inserção do DMT. Assim como os restantes cálculos baseados no OCR, os resultados aqui apresentados referem-se apenas ao Perfil 2, mais representativo do maciço de solo residual.

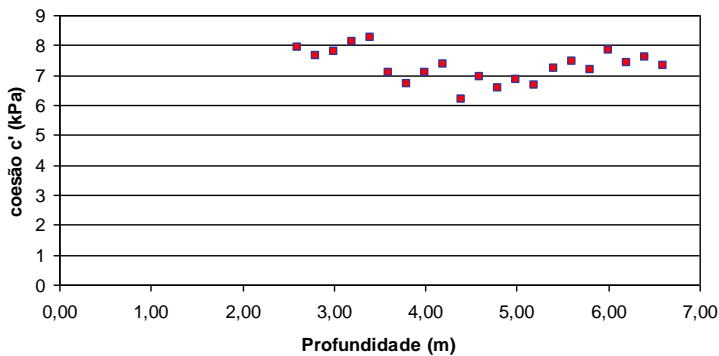


Figura 3.39 – Estimativa da coesão (Perfil 2)

No que diz respeito à dilatância ψ' esta foi avaliada pela expressão (3.23) proposta por Viana da Fonseca (1996) função do N_{60} de modo a reflectir a variação da dilatância com a profundidade.

$$\psi' = 70,5 - 34,8 * \log(N_{60} - 0,4) \quad (3.23)$$

De facto, tal como se verifica na Figura 3.41, a dilatância diminui em profundidade porque com o aumento da tensão efectiva, o aumento de volume necessário para que a amostra de solo atinja a linha de estado crítico é menor. Este facto é explicado pelo facto de, amostras igualmente densas, não apresentarem dilatância a maiores tensões de confinamento pelo facto de estas prevalecerem relativamente ao aumento de volume. Quando a dilatância é nula, para uma dada profundidade, significa que se atingiu uma situação de volume constante. No gráfico da Figura 3.40 que representa o índice de vazios versus a tensão média efectiva é possível ver essa situação: o ponto *A* com o mesmo índice de vazios inicial que o ponto *B* mas menor tensão efectiva, sofre uma maior variação volumétrica que o ponto *B* para atingir a linha de estados críticos (CSL).

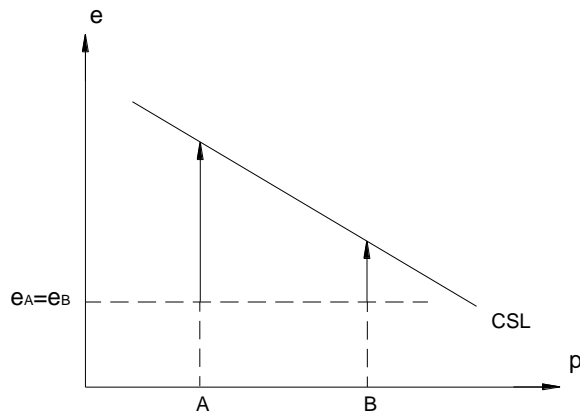


Figura 3.40 – Posição de duas amostras de solo relativamente à linha de estados críticos

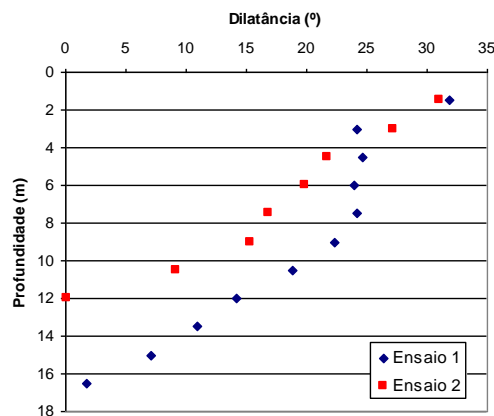


Figura 3.41 – Resultados obtidos para o ângulo de dilatância

3.4.5 Parâmetros de deformabilidade

Módulo de distorção

O módulo de distorção dos solos é uma propriedade que depende da deformação, decrescendo com o aumento desta. É, no entanto, praticamente constante para amplitudes de distorção menores que cerca de 10⁻⁵% (Barros, 1996, que se refere a Woods, 1977 e a Richart, 1977) sendo nesta situação designado por módulo de distorção a baixa amplitude ou máximo e representado por G_0 ou G_{max} . A importância do módulo de distorção máximo (G_0) para muito pequenas deformações reside no facto de, nos solos naturais estruturados, em particular nos solos residuais, ser muito pouco sensível a factores como a tensão média de repouso (estado tensão) ou índice de vazios (compacidade), o que o torna um excelente parâmetro de referência para o estabelecimento de correlações e comparação de ensaios e, muito especialmente, avaliar os níveis da própria estruturação.

Apresenta-se no gráfico da Figura 3.42, a comparação entre os módulos de distorção máximos obtidos através da velocidade das ondas sísmicas registadas no ensaio *Cross-Hole*, com os mesmos módulos obtidos através de correlações obtidas em solos residuais baseadas no ensaio SPT – equações (3.25) e (3.26) e no *CPTU* - equação (3.27), propostas por Viana da Fonseca (1996).

$$G_0 = \rho * V_s^2 \tag{3.24}$$

$$G_0 = 98 + 042 * N_{60} \tag{3.25}$$

$$G_0 = 57 * N_{60}^{0,2} \tag{3.26}$$

$$G_0 = 3,2 * q_c + 95,7 \tag{3.27}$$

em que,

- ρ é a massa volúmica do solo
- V_s é a velocidade das ondas sísmicas de corte

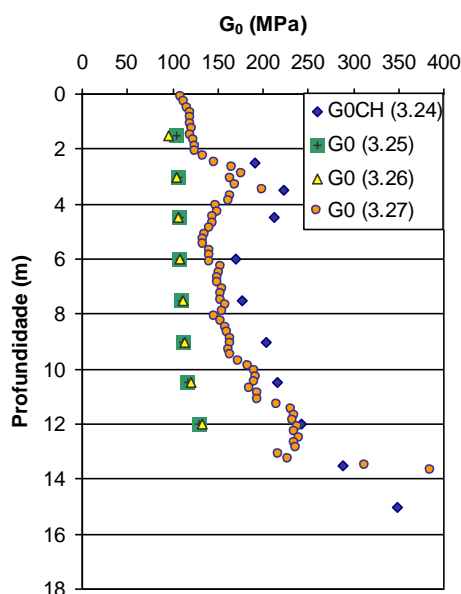


Figura 3.42 – Perfil do módulo de distorção máximo

Pela análise da figura verifica-se rapidamente que os módulos de distorção obtidos pelo ensaio *Cross-Hole* são mais elevados que os restantes embora bastante próximos dos valores obtidos pela correlação com o *CPTU*. Pelo contrário, são praticamente o dobro (nos horizontes mais profundos é mais do dobro) dos módulos resultantes das correlações com o N_{60} . Independentemente destas discrepâncias, em qualquer uma das correlações o módulo parece ser praticamente constante ou ligeiramente crescente até próximo dos 13,4 m de profundidade, zona onde aumenta de uma forma bastante mais acentuada indicando uma zona de rocha menos alterada. Esta particularidade está igualmente patente no perfil do ângulo de resistência ao corte apresentado na Figura 3.34, embora de uma forma mais suave.

No sentido de se encontrar uma relação para o módulo de distorção que traduzisse os resultados obtidos neste local, foi criada uma correlação exponencial com o SPT do tipo da equação (3.28). Os resultados apresentam-se no gráfico da Figura 3.43 juntamente com duas propostas conhecidas da bibliografia citadas por Viana da Fonseca (1996).

$$G_0 \text{ (MPa)} = C N_{60}^n \tag{3.28}$$

Como se pode observar, o Perfil 1 apresenta uma tendência com uma inclinação muito próxima da proposta de Imai e Tonouchi (1982) para areias pelo que provavelmente nesta zona o solo estará mais arenizado do que na zona do Perfil 2. No entanto, é de salientar que os valores absolutos são mais elevados do que as propostas referidas, tal como já havia sido referido para o ângulo de atrito interno.

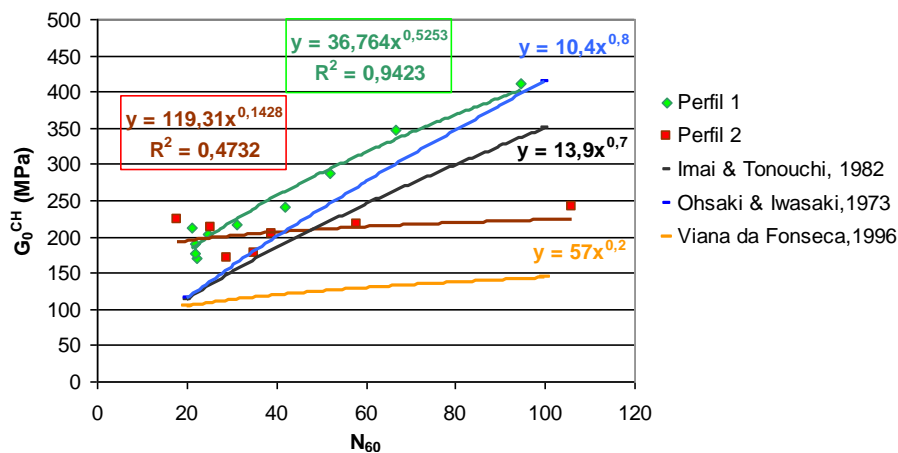


Figura 3.43 - Relação entre G_0 e N_{60}

Os trabalhos de referência neste assunto, mostram duas abordagens distintas para a calibração do resultados do DMT com vista à determinação do G_0 .

A primeira relaciona o E_D com o G_0 (Sully e Campanella, 1989 e Tanaka e Tanaka, 1998), sendo o E_D o parâmetro básico do DMT que relaciona a tensão com a deformação. Nesta abordagem, o ratio G_0/E_D , muitas vezes designado por R_G , é da ordem dos 7,5 para argilas (Tanaka e Tanaka, 1998) enquanto que para areias siliciosas esse ratio é próximo de 2 ($2,2 \pm 0,7$ obtido por Jamiolkowski et al., 1985 e $2,7 \pm 0,57$ obtido por Baldi et al., 1986). Cruz et al. (2006) relacionaram o ratio G_0/E_D , com o I_D

para solos normalmente consolidados não cimentados e concluíram que este ratio diminuía como aumento de I_D . A mesma análise foi agora realizada em solos residuais para o campo experimental da FEUP relatado por Viana da Fonseca et al. (2006) e nos perfis da Av. de França agora em estudo, mostrando que estes solos tendem a seguir a curva dos solos sedimentares mas com valores absolutos de R_G mais elevados (Figura 3.44). Este facto é fisicamente compreensível uma vez que é conhecido que um aumento do grau de cimentação conduz a uma maior rigidez.

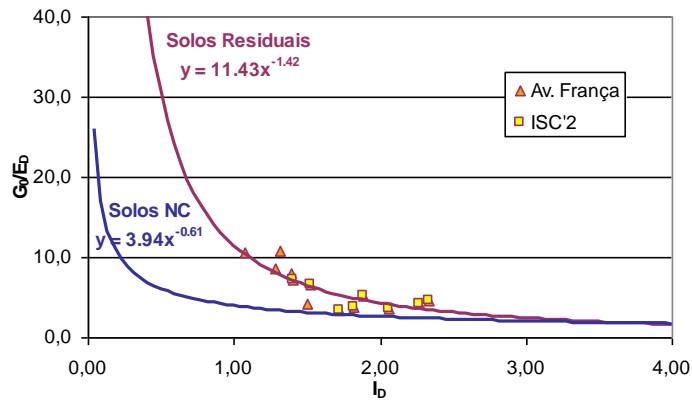


Figura 3.44 - Relação entre G_0 e N_{60}

Por outro lado, Hryciw (1990) alertou para o facto de correlações baseadas no E_D poderem ser afectadas pelo nível de deformação envolvido na utilização deste equipamento. Assim, este autor propôs um novo método, desenvolvido a partir do método indirecto de Hardin e Blandford (1989), substituindo as variáveis σ'_o e índice de vazios (e) por K_0 , γ , e σ'_{vo} , todas derivadas do DMT como se indica na equação (3.29).

$$G_0^{Hryciw} = \frac{530}{\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{0.25}} \frac{\left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w}\right) - 1}{2,7 - \left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w}\right)} K_0^{0.25} (\sigma'_{vo} P_a)^{0.5} \quad (3.29)$$

em que,

- γ_D é o peso volúmico determinado pelo ensaio DMT
- γ_w é o peso volúmico da água
- P_a é a pressão atmosférica tomada igual a 100 kPa
- σ'_{vo} é a tensão efectiva

Sendo uma correlação desenvolvida para areias, os valores obtidos são bastante baixos (ver Figura 3.45), contudo, a representação gráfica do *ratio* $G_0^{CH}/G_0^{(Hryciw)}$ versus OCR como se apresenta na Figura 3.46, mostra que a tendência é semelhante à obtida no Campo experimental a FEUP (Viana da Fonseca et al. 2006), tirando a diferença nos valores absolutos como já se vem concluindo no decorrer deste trabalho.

Contudo, aplicando a correção obtida na Figura 3.46, tal como se expressa na equação (3.30), os valores tornam-se bastante convergentes com os obtidos nos ensaios sísmicos *Cross-Hole* (ver Figura 3.45).

$$G_{0(\text{corrigida})} = G_0^{(Hryciw)} \times 1,96 \times OCR^{0,386} \quad (3.30)$$

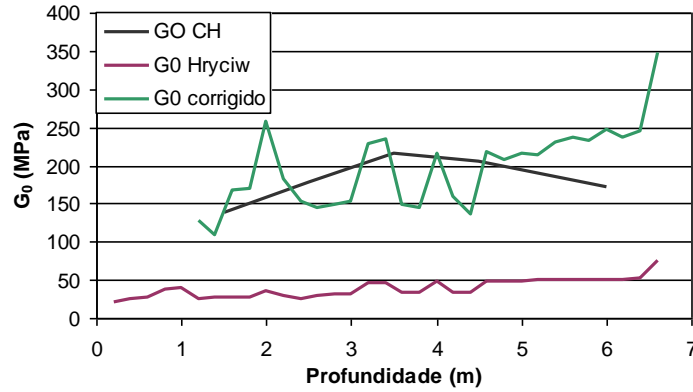


Figura 3.45 – Comparação entre o G_0^{CH} , o $G_0^{(Hryciw)}$ e G_0 corrigido

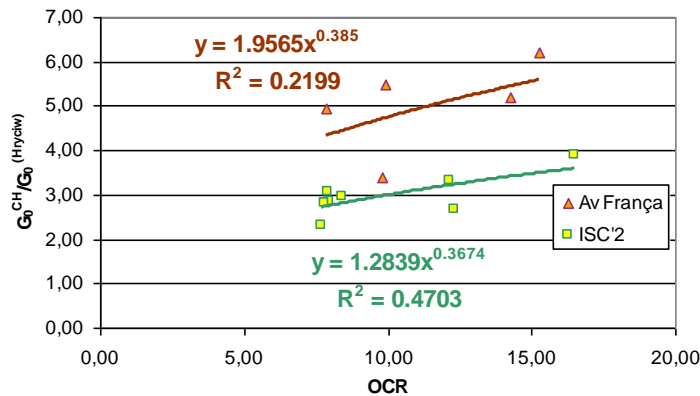


Figura 3.46 - Ratio $G_0^{CH}/G_0^{(Hryciw)}$ versus OCR

Avaliação do grau de cimentação do solo com base no módulo de distorção

Segundo Schnaid et al. (2004), as relações G_0/q_c e G_0/N_{60} , representando o ratio entre a rigidez elástica e a resistência última do solo, aumentam com o envelhecimento e com o grau de cimentação, principalmente devido ao maior efeito destes fenómenos sobre o G_0 do que sobre o q_c ou o N_{60} , ou seja, ao índice de rigidez. Vários autores citados por Schnaid et al. (2004) e Viana da Fonseca et al. (2006), apresentaram os resultados dos seus ensaios em gráficos G_0/q_c versus q_{c1} e $(G_0/p_a)N_{60}$ versus $(N_{60})_1$, em que q_{c1} e $(N_{60})_1$ se referem a valores normalizados de resistência (índices de classificação) de acordo com as fórmulas que se indicam nas equações (3.31) e (3.32).

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \quad (3.31)$$

$$(N_{60})_1 = N_{60} \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \tag{3.32}$$

Esta representação permitiu a definição de fronteiras superiores e inferiores entre as quais se situam os materiais cimentados, cujas expressões se apresentam nas equações (3.33) a (3.38). Note-se que a fronteira inferior dos solos cimentados coincide coma fronteira superior dos solos remoldados.

$$G_0 = 800 \cdot \sqrt[3]{q_c \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira superior (solos cimentados)} \tag{3.33}$$

$$G_0 = 280 \cdot \sqrt[3]{q_c \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira inferior (solos cimentados)} \tag{3.34}$$

fronteira superior (solos remoldados)

$$G_0 = 110 \cdot \sqrt[3]{q_c \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira inferior (solos remoldados)} \tag{3.35}$$

$$G_0 = 1200 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira superior (solos cimentados)} \tag{3.36}$$

$$G_0 = 450 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira inferior (solos cimentados)} \tag{3.37}$$

fronteira superior (solos remoldados)

$$G_0 = 200 \cdot \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v P_a} \rightarrow \text{fronteira inferior (solos remoldados)} \tag{3.38}$$

No sentido de avaliar o grau de estrutura do solo em causa, incluíram-se os resultados dos perfis de q_c , N_{60} e G_0 obtidos dos ensaios nos gráficos referidos (Figura 3.47 e Figura 3.48).

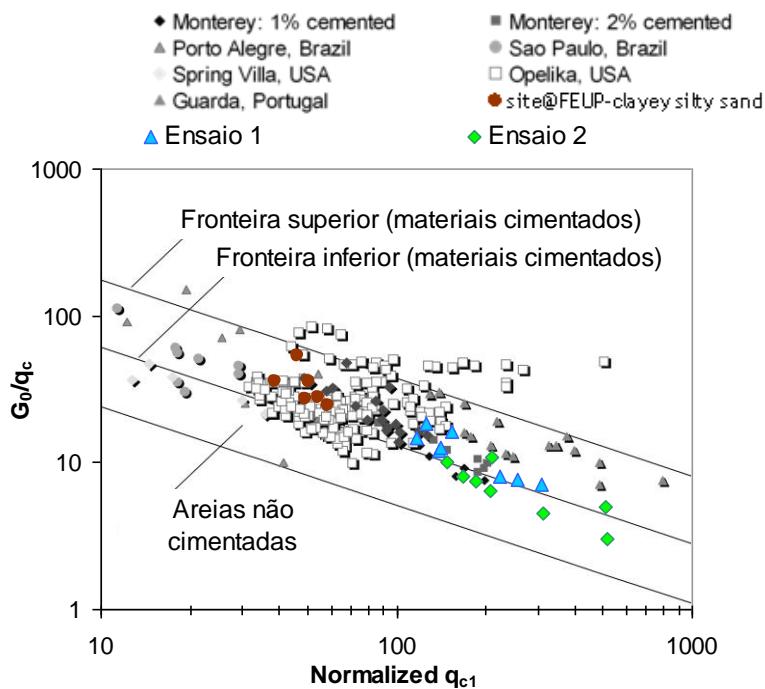


Figura 3.47 - Relação entre G_0 e q_c para solos residuais

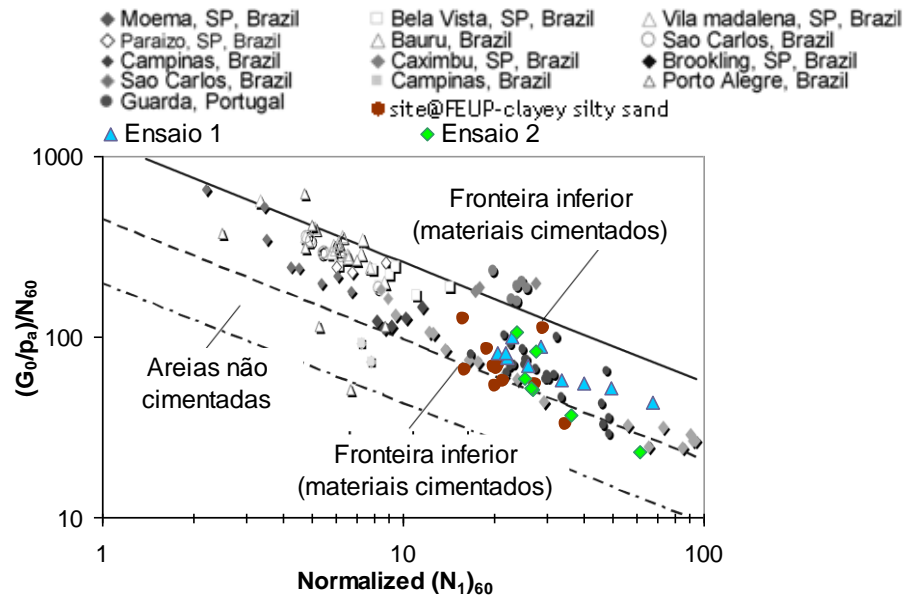


Figura 3.48 - Relação entre G_0 e N_{60} para os solos residuais

Como seria de esperar os resultados enquadram-se, de uma forma geral, na zona dos solos cimentados, embora próximo da fronteira inferior destes solos indicando que o grau de cimentação não é muito elevado. Simultaneamente, estes exibem maior resistência que os solos do Campo Experimental da FEUP (ISC'2), o que se atribui à sua matriz mais grosseira. Este facto é muito mais visível num gráfico G_0 versus q_c reflectindo mais uma vez a maior precisão deste ensaio relativamente ao SPT, e traduzindo também o facto deste ensaio interessar uma maior massa de solo uma vez que é praticamente contínuo.

É também interessante situar este solo nas curvas propostas por Baldi et al. (1989) e, por Jamiolkowski e Robertson (1988), Figura 3.49, obtidas para areias normalmente consolidadas. Como as figuras claramente evidenciam este solo afasta-se definitivamente das curvas das areias normalmente consolidadas apresentando-se sempre acima dessas linhas, tal como tinha sido concluído por Viana da Fonseca (1996), reflectindo o aumento da resistência provocado pela estrutura.

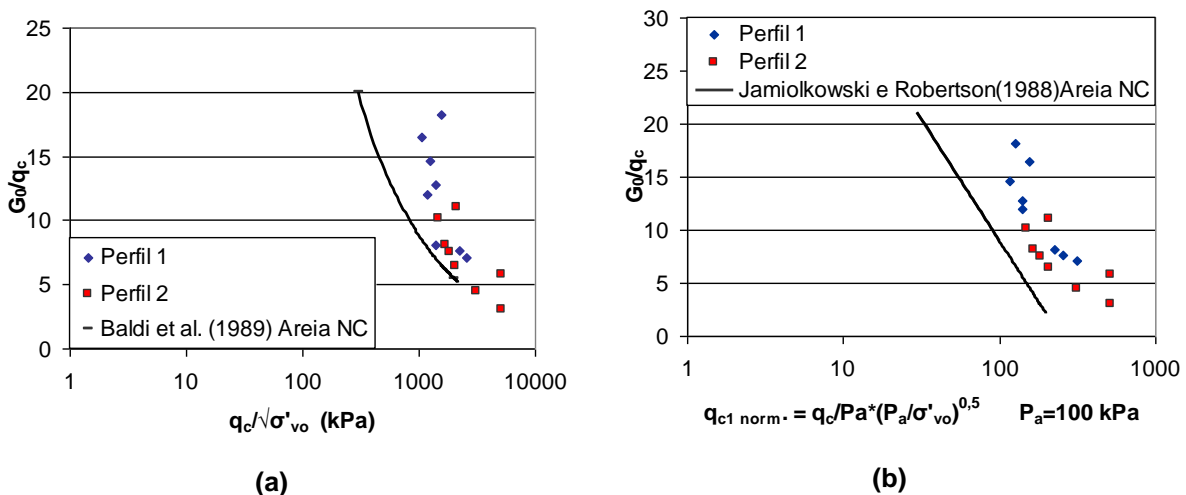


Figura 3.49 - Comparação dos resultados dos ensaios com a proposta de: (a) Baldi et al (1989); (b) Jamiolkowski & Robertson (1988) citada por Viana da Fonseca (1996)

Por outro lado, Baldi et al (1988) e Baldi et al (1989) apresentam gráficos que relacionam o *ratio* (G_0/E_p) com a tensão “Lift-off” do DMT adimensionalizada - p_{0N} cuja expressão se apresenta na equação (3.39), para depósitos pluviosos de areia (ou seja, areias remoldadas em laboratório) e para uma areia natural de rio. Estes gráficos podem ser ajustados por funções logarítmicas tal como expresso em Viana da Fonseca (1996). Na Figura 3.50, encontram-se não apenas as rectas correspondentes a essas funções, como também a função obtida pelo autor para o saprólito do Porto e ainda as relações obtidas com os ensaios agora realizados admitindo G_0 constante igual a 200 MPa de acordo com o perfil apresentado na Figura 3.42.

$$p_{0N} = \frac{p_{0(DMT)}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}} \tag{3.39}$$

em que, $p_a = 1 \text{ kPa}$

Observando a referida figura observa-se que a recta de ajuste correspondente aos solos residuais tem uma inclinação próxima da relação proposta por Baldi et al. (1989) para as areias de rio. No entanto, a considerável dispersão dos dados não permite uma resposta muito conclusiva sobre se este solo apresenta um andamento mais próximo de uma areia ou de um solo residual. Apesar disso, é evidente que os valores, em termos absolutos, se apresentam sempre acima das rectas das areias naturais ou remoldadas, como é normal nos solos residuais.

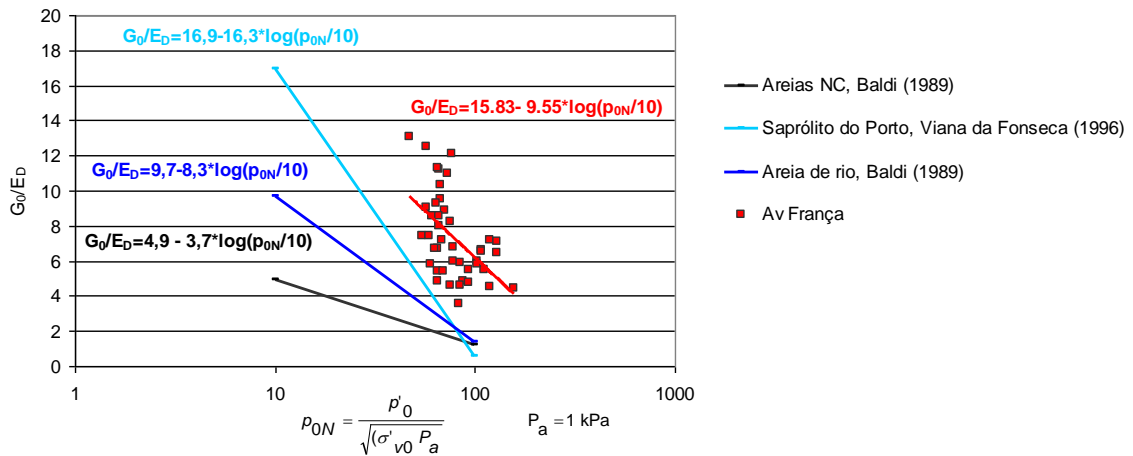


Figura 3.50 - Relações entre G_0/E_D e P_{0N} com $G_0 = 200$ MPa

Segundo Baldi et al. (1988), as correlações entre parâmetros relacionados com a resistência à penetração e parâmetros de rigidez para areias granulares dependem de inúmeros factores para além da história de tensões do solo, o que torna estas correlações não únicas. Uma excepção a este comportamento, são as correlações entre o módulo de distorção máximo do solo (medido, por exemplo, através de ensaios *Cross-Hole*) e os parâmetros dos ensaios *in situ* de penetração como o q_c ou o N_{SPT} , uma vez que ambos os parâmetros são controlados pelo índice de vazios e a tensão média efectiva.

Por outro lado, o ratio entre um parâmetro de deformabilidade obtido em laboratório e um parâmetro resultante de um teste de penetração é substancialmente maior para amostras sobreconsolidadas do que para amostras normalmente consolidadas, reflectindo a elevada sensibilidade destes módulos obtidos em laboratório para com a história de tensões do solo comparativamente com os parâmetros obtidos dos ensaios de penetração os quais não o reflectem de forma tão nítida.

Módulo de deformabilidade

No que concerne o módulo de deformabilidade, as propostas de Marchetti defendem a utilização do módulo confinado M transformando-o pelas expressões da teoria da elasticidade num módulo de deformabilidade - equação (3.40) e Figura 3.51. O módulo confinado M é obtido a partir do módulo dilatométrico já anteriormente referido como um dos parâmetros base do ensaio DMT - equação (3.41).

$$E_{DMT} = M_{DMT} \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \tag{3.40}$$

$$M_{DMT} = E_D * R_M \tag{3.41}$$

em que,

$$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad \text{se, } I_D < 0,6$$

$$R_M = 0,5 + 2 \log K_D \quad \text{se, } I_D > 3$$

$$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D \quad \text{se, } 0,6 < I_D < 3$$

$$R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D \quad \text{se, } K_D < 10$$

$$R_M = 0,85 \quad \text{se, } R_M < 0,85$$

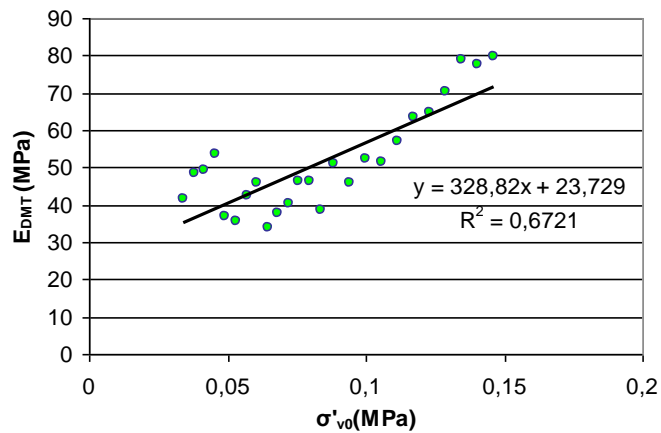


Figura 3.51 - Relação entre o E_{DMT} e a tensão efectiva (Perfil 2)

Antes de mais, é necessário perceber as razões da aplicação do coeficiente R_M ao módulo dilatométrico com vista à obtenção do módulo confinado. De acordo com o Marchetti et al (2001) o valor de R_M varia em geral, entre 1 e 3, e é dependente de I_D e em especial de K_D (quando K_D aumenta, R_M também aumenta). A sua introdução pretende:

- atenuar os efeitos da penetração da lâmina;
- transformar um módulo que mede a rigidez horizontal (E_D) num módulo de rigidez vertical (M);
- introduzir informação sobre a história de tensões e tensão lateral reflectidas de algum modo pelo parâmetro K_D .

No entanto, e porque estes factores se misturam e contrapõem, para a obtenção de correlações, é preferível utilizar os parâmetros primários do ensaio como o módulo E_D .

No sentido de se obter uma relação entre E_D e E_D^{CH} , começou por se analisar a evolução dos módulos pretendidos com a tensão efectiva determinando-se a recta que melhor representa a tendência geral deste módulos na zona de solo residual. Assim, foi necessário desprezar os valores referentes às camadas mais superficiais, no caso do ensaio DMT, e das zonas mais profundas, no caso do ensaio *Cross-Hole*. Como o ensaio DMT no perfil 1 não foi além dos 3 m não pareceu conveniente introduzi-lo nesta análise, uma vez que não iria fornecer uma estimativa fiável da tendência do ensaio para maiores profundidades. Assim, apresentam-se nas Figura 3.52 e 3.53 os referidos perfis do módulo E_D e do módulo de deformabilidade máximo obtido do ensaio *Cross-Hole* a partir do módulo de distorção correspondente, admitindo um coeficiente de Poisson de 0,25.

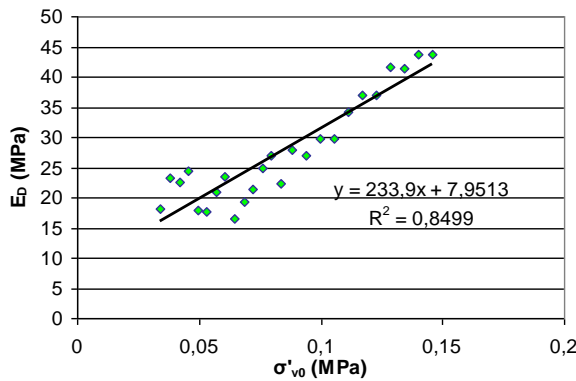


Figura 3.52- Relação entre o parâmetro do ensaio DMT (E_D) com a tensão efectiva

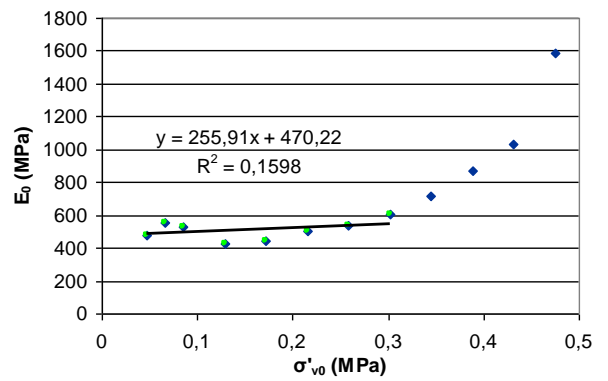


Figura 3.53 - Relação entre o módulo de deformabilidade elástico e a tensão efectiva

Como era de esperar as tendências observadas para os módulos de distorção reflectem-se praticamente da mesma forma nos módulos de deformabilidade. Os módulos dilatométricos apresentam valores mais baixos porque os níveis de distorção envolvidos no ensaio DMT são mais elevados do que os níveis de deformação normalmente associados aos módulos elásticos (cerca de $10^{-4}\%$). De qualquer modo, é de salientar que os módulos são bastante homogéneos em profundidade, tendência característica de um perfil de solo residual. Nos horizontes inferiores onde a rocha se encontra menos alterada os módulos são superiores.

Através das relações obtidas, foi possível calcular os valores de E_0 e E_D para uma dada tensão efectiva e assim estabelecer uma relação entre as duas grandezas, como se evidencia na Figura 3.54.

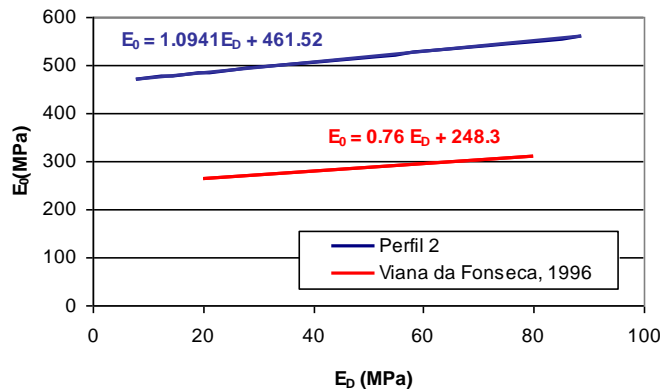


Figura 3.54 - Relação entre o módulo de deformabilidade elástico e o módulo dilatométrico

Comparando com a relação obtida por Viana da Fonseca (1996) - equação (3.42) - presente no mesmo gráfico verifica-se que a inclinação é semelhante mas que os valores absolutos são muito superiores, confirmando o que já tem sido referido nesta dissertação.

$$E_0 = 248,3 + 0,76 * E_D \tag{3.42}$$

Capítulo 4 Modelação

4.1 Introdução

O capítulo anterior, relativo à caracterização do solo, apresentou as características geológico-geotécnicas mais relevantes que puderam ser retiradas dos ensaios *in situ*, triaxiais e outros ensaios de laboratório realizados. Os ensaios *in situ* permitiram não só ter uma estimativa dos parâmetros de resistência, deformabilidade e estado de tensão de repouso através da aplicação de algumas correlações existentes, como também testar a validade dessas mesmas correlações (habitualmente vocacionadas para solos arenosos transportados) neste solo de características muito particulares. Os ensaios de laboratório foram também fundamentais ao permitir aferir os resultados de campo, fornecendo estimativas *a priori* mais precisas desses parâmetros, porque, como a mesma consciencialização da sua limitação quando (e se) as amostras são deformadas, neste ambiente se tem controlo pleno do comportamento constitutivo. Contudo, apesar da sua interpretação ser mais fácil pelo facto de se conhecer com rigor as condições de tensão e deformação do solo, são conhecidas as limitações dos ensaios de laboratório no que se refere à qualidade das amostras, ao contrário dos ensaios *in situ* realizados em condições muito próximas das condições reais do maciço.

Na verdade, tanto os ensaios de campo como os de laboratório apresentam vantagens e inconvenientes pelo que são normalmente usados em complemento. Contudo, existe ainda uma terceira via para analisar o comportamento do solo que não deve ser descurada: a retro-análise do comportamento de estruturas cuja resposta em tensão-deformação é em si mesma consequência das características mecânicas do terreno envolvido. Esta perspectiva impõe naturalmente que se disponha de um boa ferramenta de cálculo que integre modelos constitutivos relativamente latos e abrangentes (um caminho ainda a percorrer...).

O desenvolvimento das ferramentas de cálculo tornou possível a aplicação dos métodos numéricos, em especial o método dos elementos finitos, permitindo fazer simulações numéricas das obras para estudar o seu comportamento. Porém, as principais dificuldades destes cálculos relacionam-se com as incertezas que inevitavelmente subsistem relativamente aos parâmetros geomecânicos do solo a introduzir no modelo constitutivo, este mesmo discutível, embora seja objectivo deste trabalho a sua calibração.

A monitorização das obras reais permite dispor de informação valiosa para calibrar o modelo numérico. Embora os parâmetros do solo estejam eivados de incertezas que impedem a fiabilidade

dos resultados dos cálculos com base em qualquer modelo, aqueles podem ser mais criteriosamente determinados por retro-análise com base em monitorização confiável (e, preferencialmente, redundante, ou pelo menos suficiente). Esta simulação da obra será feita para vários valores desses parâmetros até se alcançar resultados próximos daqueles obtidos pela “boa” instrumentação da obra real, sem nunca se perder de vista a percepção da realidade física e geomecânica dos maciços – de cada um em particular – pelo que tem que ser balizada por ensaios de caracterização interpretados por especialistas.

Ao contrário dos ensaios de laboratório, as obras constituem um ensaio real em que o solo está a ser deformado nas suas condições *in situ*. Por outro lado, e ao contrário dos ensaios de campo, numa simulação numérica, com recurso a uma boa ferramenta, as condições de tensão-deformação do solo são razoavelmente reproduzidas em todo e em cada ponto do maciço e condicionam a sua resposta e a de outros pontos com relativo rigor. A retro-análise apresenta-se por isso promissora no sentido de uma melhor avaliação das características dos solos, bem como na melhor compreensão do comportamento das obras. Para tal, é fundamental que haja uma competente (bem dimensionada e bem registada e tratada) monitorização da estrutura e maciços envolvidos. Todavia, também este método não é infalível. A escolha do modelo constitutivo do solo constitui uma das dificuldades. Se por um lado, modelos mais complexos permitem uma melhor definição do comportamento tensão-deformação do solo, por outro, estes modelos requerem um grande número de parâmetros difíceis de obter e muitas vezes sem significado físico evidente. A simulação da própria geometria da obra e das suas características, da instalação da cortina e das condições fronteira do problema são exemplos de situações onde por vezes se verificam problemas numéricos difíceis de resolver.

Neste caso, e como já foi referido no capítulo 2, dispunha-se de dados razoáveis acerca dos deslocamentos da cortina de contenção, em algumas secções, pelo que a retro-análise se baseou fundamentalmente nesses resultados. Infelizmente, a monitorização dos esforços mobilizados nas escoras e outras medições que bem fundamentariam – pela sua redundância – as premissas paramétricas da retro-análise não eram confiáveis ou eram inexistentes.

Os ensaios de campo e de laboratório permitem aferir com maior confiança as características de resistência do solo que as de deformabilidade, em geral, muito mais sensíveis à qualidade da amostragem e à inserção dos equipamentos no interior dos maciços do que os parâmetros de resistência. Por isso, a retro-análise centrou-se essencialmente na definição do módulo de deformabilidade admitindo-se, como bem representativas, as características de resistência obtidas nos ensaios triaxiais.

Neste capítulo, dedicado precisamente à modelação numérica e à retro-análise, começa-se pela explicação e comparação das principais características e parâmetros dos modelos constitutivos utilizados (Modelo Hiperbólico Clássico, *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil Model*), seguindo-se a descrição genérica da análise efectuada referindo-se o modo como foram simulados os vários elementos.

Posteriormente, é feita a modelação dos ensaios triaxiais com o modelo hiperbólico clássico cujos resultados vão servir de ponto de partida para os cálculos seguintes. Estes consistem na simulação numérica dos ensaios triaxiais e edométricos visando a calibração de outros parâmetros (módulo edométrico, dilatância, modelo de deformabilidade em descarga-recarga) bem como aferir a validade dos parâmetros obtidos na modelação hiperbólica.

Passando à modelação da cortina e da escavação propriamente dita, começou por se apresentar para um dado modelo (modelo base), as pressões de terras, momentos flectores, trajectórias de tensões, e outros cálculos relevantes para a compreensão do comportamento de uma escavação. Seguidamente, são mostrados e comentados os resultados do estudo paramétrico efectuado no sentido de avaliar a influência de factores não conhecidos com rigor no momento da monitorização, tais como: a posição do nível freático; a presença de material rochoso na base da cortina; o módulo de deformabilidade do solo e da rocha; a rigidez da cortina.

Finalmente, procurou-se um modelo para o qual os deslocamentos da cortina, na fase autoportante e monopoiada, fossem próximos dos deslocamentos medidos no inclinómetro colocado na secção em estudo (aquela para a qual se dispunha de mais e melhor informação, tanto de monitorização como dos ensaios) tendo-se obtido um bom ajuste.

Em jeito de conclusão, tecem-se algumas considerações finais acerca das indicações que os vários métodos forneceram sobre a deformabilidade do solo.

4.2 Modelos constitutivos adoptados

4.2.1 Modelo elástico não linear

4.2.1.1 Modelo hiperbólico

Introdução

O modelo hiperbólico é um modelo elástico não linear caracterizado por representar o comportamento tensão-deformação do solo por uma lei hiperbólica. Apesar de admitir a existência de deformações não reversíveis (plásticas) uma vez que preconiza a diminuição da rigidez com o aumento da deformação não incorpora os fundamentos da Teoria da Plasticidade, sendo por isso considerado um modelo elástico não linear.

Uma das principais vantagens deste modelo é o facto dos parâmetros serem obtidos com relativa facilidade, por exemplo através de ensaios triaxiais, e de permitir modelar o comportamento do solo em descarga e recarga. Por outro lado, o facto de ser de fácil implementação num código de elementos finitos, é uma grande vantagem nos dias de hoje. Na verdade, é um modelo bastante divulgado e com inúmeras variantes, com o qual se tem obtido bons resultados que contribuiram para a sua validação.

Formulação Clássica (Duncan e Chang, 1970)

A formulação clássica deste modelo começou com Konder e Zelasko (1963), que desenvolveram uma formulação hiperbólica para representar o comportamento de areias em compressão triaxial, equação (4.1), em que $\sigma_1 - \sigma_3$ é a tensão de desvio, ε_a é a deformação axial, e os parâmetros a e b são constantes cujo significado físico se apresentará de seguida aquando da linearização da equação (4.1)

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (4.1)$$

A Figura 4.1 mostra a representação gráfica da lei hiperbólica com a qual os autores referidos obtiveram um bom ajuste entre os resultados experimentais e o modelo.

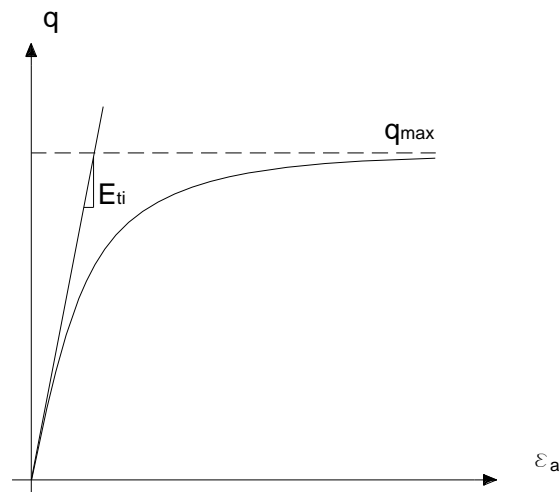


Figura 4.1 – Representação da lei hiperbólica formulada por Konder and Zelasko (1963)

em que,

- q_{max} é assíntota do gráfico
- E_{ti} é a rigidez tangente inicial

Linearizando a expressão anterior obtém-se a equação (4.2) cuja representação gráfica (Figura 4.2) permite deduzir o significado físico dos parâmetros a e b .

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_a \quad (4.2)$$

Assim,

“ a ” corresponde à ordenada na origem, isto é, o inverso do declive da curva tensão-deformação ($\varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)$) quando ε_a tende para zero, donde se conclui que este parâmetro representa o inverso da rigidez tangente inicial do solo;

“ b ” corresponde ao declive do gráfico, ou seja, ao inverso da tensão de desvio (4.3) e, conseqüentemente, quando ε_a tende para infinito $1/b$ representa a assíntota da curva tensão deformação (ou seja, q_{max}).

$$\frac{\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}}{\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_a(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{q} \quad (4.3)$$

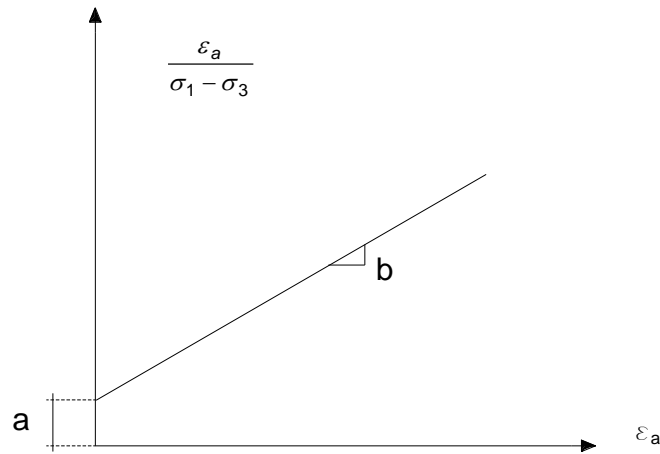


Figura 4.2 – Representação da linearização da lei hiperbólica

A representação do ensaio triaxial num gráfico como o da Figura 4.2 permite deste modo obter a rigidez tangente inicial, que é muitas vezes impossível de determinar de outra forma devido às irregularidades iniciais do ensaio ou à má qualidade da amostragem.

Por outro lado, sendo a curva hiperbólica assintótica a q_{max} , teoricamente o ensaio nunca atingiria a rotura. Assim, foi definido o parâmetro R_f como se indica em (4.4), em que q_f é a tensão de desvio correspondente à rotura no ensaio triaxial, de modo a aumentar o valor da assíntota q_{max} para que quando $q = q_f$ o solo entre em rotura.

A relação tensão-deformação pode então ser expressa como se indica na equação (4.5). Derivando essa expressão em ordem a ε_a , obtém-se a rigidez tangente para qualquer nível de deformação (4.6).

$$R_f = \frac{q_f}{q_{max}} \quad (4.4)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_{ii}} + \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \varepsilon_a} \quad (4.5)$$

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_a} = \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 E_{ii} \quad (4.6)$$

Neste modelo a rotura é definida pelo critério de *Mohr-Coulomb* do qual se deduz a equação (4.7) função dos parâmetros de resistência (ϕ' e c') determinados pela envolvente dos ensaios triaxiais na rotura.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c' \cos \phi' + 2\sigma'_3 \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \quad (4.7)$$

Por outro lado, a rigidez tangente inicial pode ser definida, segundo Janbu (1963), função da tensão principal mínima (4.8),

$$E_{ti} = k_{ti} P_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^{n_{ti}} \quad (4.8)$$

em que,

- P_a é a pressão atmosférica considerada 100 kPa
- k_{ti} e n_{ti} são parâmetros a determinar por ensaios triaxiais realizados para vários níveis de tensão principal mínima e definidos como se explica seguidamente.

Aplicando logaritmos à expressão anterior verifica-se que desenhando um gráfico $\log(E_{ti}/P_a)$ vs $\log(\sigma'_3/P_a)$ se obtém uma recta de ordenada na origem $\log k_{ti}$ e declive n_{ti} como indica a Figura 4.3.

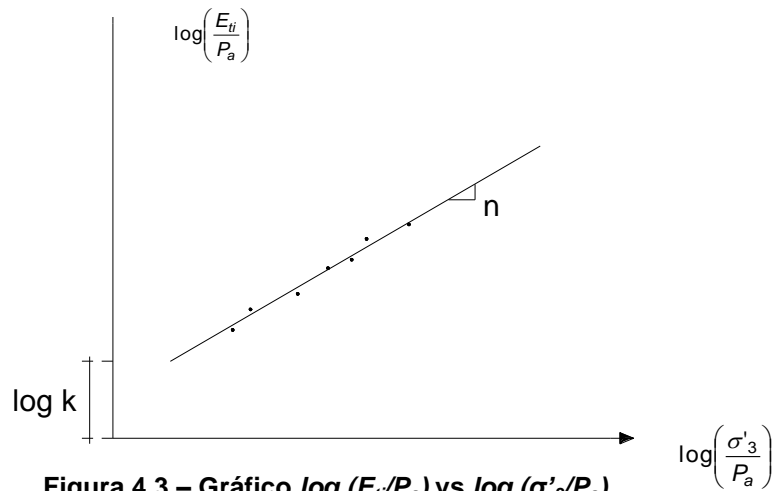


Figura 4.3 – Gráfico $\log(E_{ti}/P_a)$ vs $\log(\sigma'_3/P_a)$

Portanto, basta representar os ensaios triaxiais (nomeadamente, pelo módulo tangente inicial já obtido anteriormente e pela tensão de confinamento) num gráfico como o da Figura 4.3 e ajustar uma recta de modo a determinar os parâmetros k_{ti} e n_{ti} .

Tendo estes parâmetros, pode-se construir uma curva única que traduza o solo em causa substituindo na equação (4.5) o valor de E_{ti} e q_f obtidos respectivamente pelas equações (4.7) e (4.8). Note-se que a hipérbole assim obtida deixa de ser válida a partir do pico da curva tensão-deformação, uma vez que não consegue representar o amolecimento pós-pico característico dos solos. Por isso, o parâmetro R_f é imposto igual a 1 para que a hipérbole tenha um valor máximo igual a q_f . A partir deste ponto a hipérbole deixa de ser válida. No caso de solos que exibam um pico acentuado, como os solos densos, esse pico traduz normalmente a rotura. Relativamente aos solos com um pico pouco delineado, o modelo pode prever o comportamento do solo até grandes deformações (Al-Shayea et al., 2003). Outra vantagem deste modelo é a de poder simular o comportamento do solo para tensões de confinamento diferentes daquelas com as quais se confinou as amostras dos ensaios triaxiais. Ou seja, é possível obter o comportamento do solo para, por exemplo, tensões de repouso mais elevadas correspondentes a profundidades muito superiores aquelas em que as amostras foram recolhidas.

Note-se, contudo, que no caso dos solos residuais o comportamento do solo está muito dependente da estrutura e não apenas no valor da tensão de confinamento.

No que se refere à determinação do Módulo de Young, substituindo as mesmas expressões (4.7) e (4.8), desta feita na expressão (4.6), obtém-se a variação da rigidez com a tensão de desvio para determinados parâmetros retirados dos ensaios triaxiais (4.9).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{sen} \phi') (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c' \cos \phi + 2\sigma'_3 \text{sen} \phi'} \right]^2 k_{ti} Pa \left(\frac{\sigma'_3}{Pa} \right)^{n_a} \quad (4.9)$$

Generalização para o caso do estado de repouso anisotrópico

Se o estado de repouso for anisotrópico, isto é, se o coeficiente de impulso em repouso K_0 for diferente de 1, basta subtrair à tensão de desvio em cada ponto a tensão desvio de consolidação $(\sigma_1 - \sigma_3)_c$ para que a hipérbole deixe de ter início na origem dos eixos coordenados. Ou seja, a expressão (4.9) mantém-se substituindo apenas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ por $(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_c$ e conseqüentemente, a expressão geral da curva hiperbólica passa a escrever-se (Viana da Fonseca, 1996):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_c = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad \text{ou,} \quad y - y_0 = \frac{x}{a + bx} \quad (4.10)$$

Contudo, o E_{ti} não corresponde ao início desta hipérbole no ponto $(0, q_c)$. Na realidade este é apenas um ponto intermédio da curva, pelo que se deve prolongar a hipérbole para trás até um ponto de ordenada nula, e aí calcular o módulo tangente inicial (ver Figura 4.4). Esta extrapolação do ensaio para a situação isotrópica permite comparar o valor de E_{ti} proveniente de ensaios realizados com consolidações diferentes e ainda utilizar modelos como o modelo hiperbólico definidos para condições isotrópicas.

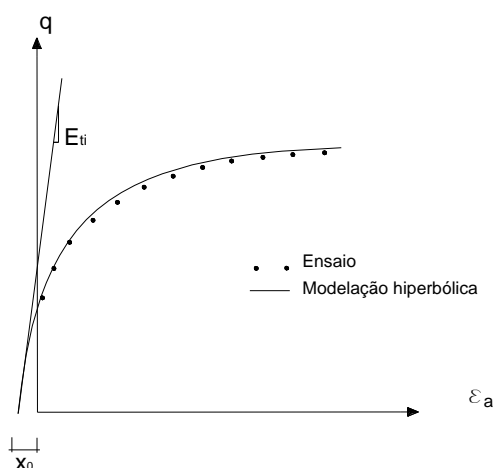


Figura 4.4 – Curva hiperbólica para o caso de consolidação anisotrópica

O valor do eixo das abcissas que é necessário aumentar à hipérbole (x_0), é obtido impondo na equação (4.11), $y=0$, ou seja:

$$x_0 = \frac{-y_0 a}{1 + y_0 b} \quad (4.11)$$

Conhecendo x_0 , E_{ti} não é mais que a derivada da equação (4.10) em ordem a x , calculada no ponto x_0 ,

$$E_{ti} = \left. \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{x=x_0} = \frac{1}{a + bx_0} - \frac{bx_0}{(a + bx_0)^2} \quad (4.12)$$

Consideração da variação volumétrica

No caso de carregamentos distorcionais drenados existe variação de volume e, como tal, o coeficiente de Poisson não pode ser considerado constante. A sua variação pode também ser obtida do ensaio triaxial admitindo que a variação da deformação axial com a deformação radial é do tipo hiperbólico representada pela equação seguinte (Wong e Duncan, 1974),

$$\varepsilon_a = \frac{-\varepsilon_r}{c - d\varepsilon_r} \quad (4.13)$$

Linearizando esta expressão percebe-se o significado físico dos parâmetros c e d (Figura 4.5)

$$c - d\varepsilon_r = \frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (4.14)$$

em que,

“ c ” é a ordenada na origem ou seja, representa o coeficiente de Poisson inicial.

“ d ” é o declive do gráfico e portanto traduz a variação entre o coeficiente de Poisson e a extensão radial

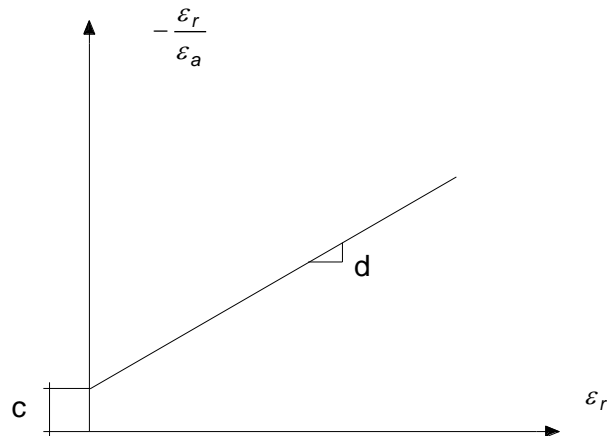


Figura 4.5 – Gráfico de $\varepsilon_r/\varepsilon_a$ versus ε_r

Por outro lado, o coeficiente de Poisson inicial varia com a tensão efectiva de confinamento de acordo com uma expressão semelhante à equação (4.8) (Wong e Duncan, 1974):

$$\nu_i = G - F \log \frac{\sigma'_3}{P_a} \quad (4.15)$$

em que,

G e F são parâmetros adimensionais

σ'_3 é a tensão de confinamento inicial

Diferenciando a equação (4.14) em ordem a ε_r e inserindo as equações (4.5), (4.7), (4.8), (4.15) obtém-se a expressão que traduz a variação do coeficiente de Poisson tangente com a tensão de desvio,

$$v_i = \frac{G - F \log\left(\frac{\sigma'_3}{P_a}\right)}{1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{k \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^{n_f} \left[1 - \frac{R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (1 - \text{sen}\phi')}{2c' \cos\phi' + 2\sigma_3 \cdot \text{sen}\phi'}\right]}} \quad (4.16)$$

4.2.2 Modelos elasto-plásticos

4.2.2.1 Modelo de *Mohr-Coulomb*

Como a Figura 4.6 pretende evidenciar, a maioria dos solos exhibe comportamento elástico linear para muito baixos níveis de carregamento - trecho AO - e elástico não linear para cargas mais elevadas - trecho AB - até um determinado ponto (Ponto B) designado por ponto de cedência, a partir do qual se verificam tanto deformações elásticas como plásticas. Este comportamento é acompanhado por uma diminuição da rigidez à medida que a tensão aplicada aumenta. Consequentemente, num solo carregado numa condição de serviço (anterior à rotura) e descarregado a partir desse ponto, o trabalho realizado é dissipado não permitindo que as deformações sejam recuperadas no descarregamento e exibindo, por isso, deformações plásticas ou permanentes (Muir Wood, 2004).

Por seu lado, um modelo elástico perfeitamente plástico como o modelo de *Mohr-Coulomb* (Figura 4.7) admite que o solo se comporta de modo elástico linear até o carregamento atingir um determinado ponto a partir do qual passa a ter um comportamento perfeitamente plástico. Nessa fase a rigidez é praticamente nula sendo geradas significativas deformações plásticas mesmo sem incremento de tensão.

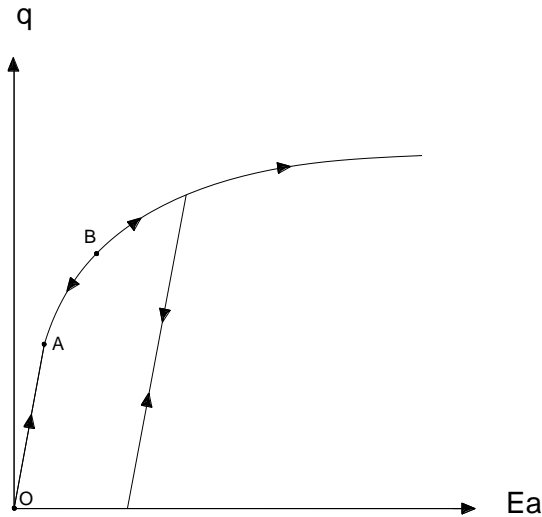


Figura 4.6 - Modelo esquemático do comportamento tensão-deformação de um solo real

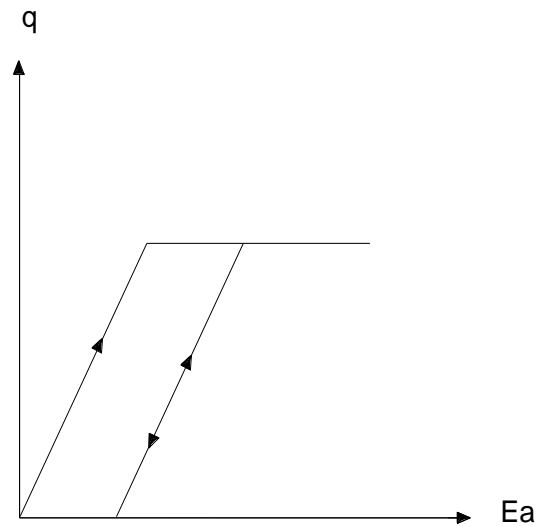


Figura 4.7 - Modelo elástico perfeitamente plástico

O lugar geométrico dos pontos representativos de estados de tensão correspondentes ao início das deformações plásticas é uma superfície a que se chama superfície de cedência, cuja expressão analítica define a condição de cedência. A lei ou condição de cedência é a relação matemática entre as componentes da tensão num ponto que procura traduzir as condições a satisfazer por estas para que se produza deformação plástica, isto é, define as combinações críticas das componentes das tensões que determinam o início da plastificação (Couto Marques, 2004).

Neste modelo de *Mohr-Coulomb* a superfície de cedência é fixa sendo, por isso, definida por parâmetros que não são afectados pela deformação plástica. No espaço das tensões principais, a superfície de cedência é definida por seis equações (4.17) e apresenta o aspecto poligonal evidenciado na Figura 4.8.

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{a)} \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{b)} \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{c)} \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{d)} \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{e)} \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \text{sen} \phi' - c' \cdot \cos \phi' \leq 0 & \text{f)}
 \end{aligned}
 \tag{4.17}$$

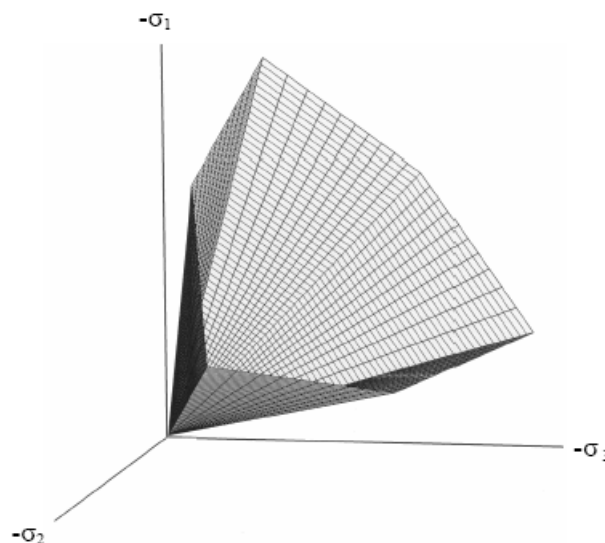


Figura 4.8 - Superfície de cedência de *Mohr-Coulomb* no espaço das tensões principais considerando coesão nula (Brinkgreve et al., 2004)

Segundo, Atkinson (1993), num solo real, as deformações plásticas podem prolongar-se indefinidamente, falando-se, por isso, de fluxo plástico. Essa Lei de Fluxo é baseada na Teoria de Escoamento Plástico que defende que a deformação plástica é um processo irreversível em que a maioria do trabalho interno de deformação é transformado em calor e que o estado de tensão final depende da trajectória das deformações e não apenas do seu valor final (Couto Marques, 2004). Embora seja impossível de determinar as magnitudes das deformações plásticas na rotura, é possível relacionar as duas componentes da deformação plástica: as deformações por corte e as deformações volumétricas. A relação entre a envolvente de rotura ou superfície de cedência e a direcção do vector da deformação plástica constituído pelas duas componentes referidas é dada precisamente pela Lei de Fluxo ou Lei de Escoamento Plástico.

Na formulação clássica deste modelo, o vector das deformações plásticas é normal à envolvente de rotura (Condição de normalidade). Nesse caso, a Lei de Fluxo é definida por uma envolvente de potencial plástico ortogonal a todos os vectores de deformação plástica. Sendo a envolvente de potencial plástico coincidente com a envolvente de rotura, diz-se que o modelo tem plasticidade associada uma vez que a função de potencial plástico está associada à envolvente de rotura. Ou seja, a condição de normalidade e a Lei de Fluxo associado são duas formas de definir a mesma coisa (Atkinson, 1993).

Contudo, a teoria de plasticidade associada tende a sobrestimar a dilatância pelo que se introduziu neste modelo uma função de potencial plástico diferente da função de cedência. Assim, o modelo de *Mohr-Coulomb* aqui utilizado é um modelo de fluxo não associado (Brinkgreve et al., 2004).

A função de potencial plástico é, portanto, definida do seguinte modo no espaço das tensões principais:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen } \psi' \quad \text{a) (4.18)}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \psi' \quad \text{b)}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen} \psi' \quad \text{c)}$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen} \psi' \quad \text{d)}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen} \psi' \quad \text{e)}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \text{sen} \psi' \quad \text{f)}$$

Como se pode ver pelas equações (4.17) e (4.18), neste modelo são precisos dois parâmetros para definir a superfície de cedência - a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') - e um terceiro para definir a superfície de potencial plástico - a dilatância (ψ').

Pela análise da Figura 4.8, constata-se que a superfície apresenta o aspecto de um cone hexagonal. A intersecção das faces do hexágono forma zonas bruscas de transição que podem trazer problemas numéricos aquando da aplicação do modelo pelo que muitos modelos sugerem simplificações que se traduzem, em geral, no arredondamento desses cantos. No entanto, neste código (Plaxis[®]) foi implementada a forma exacta sem o arredondamento dos cantos.

Por outro lado, no modelo clássico de *Mohr-Coulomb* é admitido que o solo tem alguma resistência à tracção para valores positivos da coesão. No entanto, na realidade sabe-se que o solo praticamente não pode resistir a esforços de tracção pelo que se optou, neste modelo, por introduzir uma superfície que limita as tracções. Com vista à sua definição são precisas três equações adicionais à função de cedência:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad \text{a)}$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad \text{b) (4.19)}$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad \text{c)}$$

em que σ_t é a resistência à tracção do solo que por defeito é considerada zero.

Para estas três equações considera-se que existe fluxo associado.

Apresentados os parâmetros plásticos, resta agora introduzir os parâmetros elásticos que permitem definir os estados de tensão interiores à superfície de cedência. São eles, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson.

Sendo o módulo de deformabilidade o único parâmetro de rigidez elástica do modelo e tendo em conta a não linearidade apresentada geralmente pelos solos, a sua escolha carece de especial atenção. Para materiais cujo ramo elástico linear é extenso seria razoável a utilização do módulo de elasticidade tangente inicial (E_0). Porém, como a generalidade dos solos apresenta um comportamento não linear, este modelo considera, numa razoável aproximação, mais indicado a utilização do módulo secante a 50% da tensão de rotura (E_{50}). A definição destes dois módulos é apresentada graficamente na Figura 4.9.

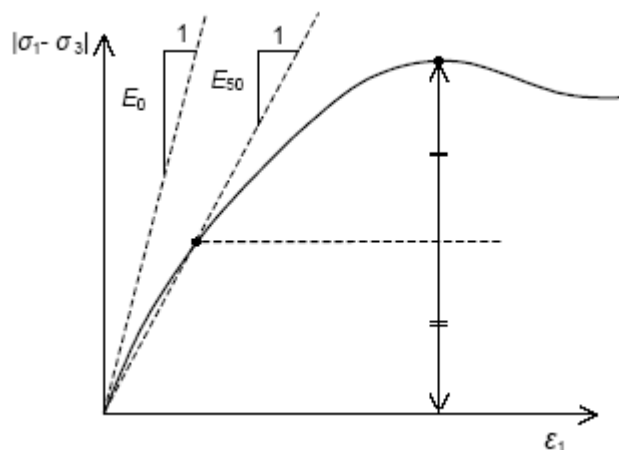


Figura 4.9 – Definição de E_0 e E_{50} em resultados de ensaios triaxiais convencionais

Quando se trata de situações em que há descarregamento como nas escavações, o valor mais adequado, deverá ser o módulo descarga-recarga (E_{ur}). Por outro lado, o módulo de deformabilidade tende a crescer em profundidade sendo mais elevado nos estratos mais profundos uma vez que depende da tensão efectiva de repouso, do nível de tensão bem como da trajectória de tensões seguida uma vez que é maior no descarregamento e em segunda carga do que em primeira carga. Por isso, na escolha do valor da rigidez deve-se ter em atenção não só o nível de tensão envolvido como a trajectória de tensões seguida. Nos solos residuais a rigidez é ainda dependente da estrutura do solo pelo que também esse factor deve ser considerado na selecção do módulo de deformabilidade.

A principal aplicação dos modelos elásticos perfeitamente plásticos é o cálculo das cargas de colapso das estruturas geotécnicas como a capacidade de carga de uma fundação ou os estados limites instalados numa estrutura de contenção. Numa análise de estado limite é assumido que o solo foi de tal modo solicitado ao corte que alguns dos elementos de solo atingiram a condição de rotura perfeitamente plástica desenvolvendo um mecanismo de rotura cinematicamente contínuo. Nestas condições, a resposta da estrutura antes do colapso deixa de ter interesse.

4.2.2.2 The *Hardening Soil Model*

Introdução

Este modelo disponível no programa de elementos finitos utilizado (PLAXIS[®]) é também um modelo elasto-plástico que segue a Teoria da Plasticidade. Considera como critério de rotura o *Mohr-Coulomb* e admite uma lei tensão-deformação do tipo hiperbólico tal como o modelo hiperbólico clássico descrito na secção 4.2.1.1. É, por isso, mais avançado que o modelo elástico linear perfeitamente plástico, apesar do mesmo critério de rotura, e que o modelo hiperbólico clássico, traduzindo de forma mais realista o comportamento dos solos. Apresenta três vantagens principais:

- a relação tensão-deformação do solo é não linear (mais concretamente do tipo hiperbólico), isto é, o módulo de deformabilidade varia (diminui) com o aumento das deformações, dando origem a deformações plásticas ou irreversíveis;

- o módulo de deformabilidade em primeira carga (E_{ti}) é diferente do módulo de deformabilidade em segunda carga ou de descarga-recarga (E_{ur});
- as deformações plásticas associadas à variação volumétrica podem ser simuladas, uma vez que se admite a existência de uma superfície de cedência não fixa que pode expandir correspondendo a um endurecimento do solo.

Por outro lado, assim como o modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970) este modelo admite a variação da rigidez com o nível de tensão através da fórmula de Janbu (1963), apresentada na equação (4.8).

No que diz respeito à superfície de cedência, este modelo apresenta duas superfícies que conduzem a uma região elástica fechada, contrariamente ao que se verifica no modelo de *Mohr-Coulomb* apresentado. Estas superfícies serão aqui designadas por superfície de cedência por corte (*shear yield surface*) e superfície de cedência por compressão (*cap yield surface*), como mais à frente se explicará.

Enquanto que os modelos elásticos perfeitamente plásticos, como é o caso do modelo de *Mohr-Coulomb*, não têm endurecimento porque a sua superfície de cedência mantém-se inalterada (não muda de forma nem de posição durante a plastificação), neste modelo existe uma lei de endurecimento que determina a evolução da superfície de cedência durante a plastificação do material.

Há três tipos de endurecimento: isotrópico, cinemático ou misto. No primeiro, a superfície de cedência aumenta de dimensão sem que o seu eixo se mova. O segundo corresponde a uma translação de corpo rígido da superfície de cedência sem alteração de forma. O endurecimento misto é, como o nome indica, a combinação dos outros dois e portanto a superfície de cedência aumenta de tamanho e varia na forma (Couto Marques, 2004).

Este modelo tem em consideração dois tipos de endurecimento, resultantes da expansão das duas superfícies de cedência, mas ambos isotrópicos como se verá mais adiante:

- endurecimento por corte, quando as deformações plásticas são causadas pelo aumento das tensões de desvio (deformações plásticas distorcionais ou de corte);
- endurecimento por compressão, quando as deformações plásticas resultam de um carregamento isotrópico (deformações plásticas volumétricas).

Por último, havendo deformações plásticas volumétricas o modelo inclui naturalmente a dilatância do solo.

Parâmetros do modelo

Os parâmetros principais requeridos por este modelo são (Brinkgreve et al., 2004),

- ❖ no que diz respeito à deformabilidade:

E_{50}^{ref} – módulo de deformabilidade em primeira carga medido num ponto a 50% da carga de rotura e definido para uma tensão de confinamento de referência p_{ref} tomada por defeito igual à pressão atmosférica (100 kPa);

E_{eod}^{ref} – módulo de deformabilidade edométrico em primeira carga definido para uma tensão de referência p_{ref} ; por defeito, o valor de E_{eod}^{ref} é considerado igual a E_{50}^{ref} mas pode ser ajustado dentro de determinados limites;

E_{ur}^{ref} – módulo de deformabilidade em segunda carga e descarga definido para a tensão de referência de p_{ref} ; por defeito, o valor de E_{ur}^{ref} é considerado igual a $3 \cdot E_{50}^{ref}$, podendo também ser ajustado às particularidades de cada solo;

m - parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento (Janbu, 1963, apresentou valores de m próximos de 0,5 para areias e siltes noruegueses enquanto Von Soos, 1990, apresentou um maior fuso de valores de m que variam entre 0,5 e 1,0, incluindo solos argilosos).

Tendo em conta que existem duas superfícies de cedência, faz todo o sentido que o valor do E_{eod}^{ref} e o do E_{50}^{ref} sejam independentes uma vez que o primeiro controla a magnitude das deformações plásticas originadas pela superfície de cedência por compressão enquanto o segundo rege as deformações plásticas associadas ao corte, resultantes da superfície de cedência por corte.

❖ no que se refere à resistência os parâmetros são os do clássico modelo de *Mohr-Coulomb* complementados com a dilatância:

c' – coesão

ϕ' – ângulo de resistência ao corte

ψ' – ângulo de dilatância

Existem ainda outros parâmetros, tais como:

ν_{ur} – coeficiente de Poisson em segunda carga, ou de descarga e recarga (por defeito, $\nu_{ur}=0,2$);

p_{ref} – pressão de confinamento de referência (por defeito, $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$);

K_0^{nc} – coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados (por defeito, $K_0^{nc} = 1 - \tan \phi'$);

R_f – rácio da tensão de desvio na rotura, $R_f = q_f / q_a$, em que q_f e q_a são definidos de acordo com a Figura 4.10 (por defeito $R_f = 0,9$);

σ_t – resistência à tracção (por defeito, $\sigma_t = 0$);

$c_{incremento}$ – incremento da coesão com a profundidade (por defeito $c_{incremento} = 0$).

Como se pode verificar, o modelo não requer o módulo de distorção. Como E_{ur} e G_{ur} são parâmetros elásticos, em princípio associáveis a módulos de distorção máximos ou dinâmicos, pode-se usar a teoria da elasticidade para os relacionar não sendo por isso, necessário a introdução directa de G_{ur} (4.20)

$$E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur})G_{ur} \quad (4.20)$$

No entanto, o parâmetro E_{50} já não é um parâmetro elástico, não havendo por isso uma relação directa deste com o módulo de distorção correspondente.

O comportamento hiperbólico do solo traduzido por este modelo está expresso na Figura 4.10, onde se representa também alguns dos parâmetros definidos atrás.

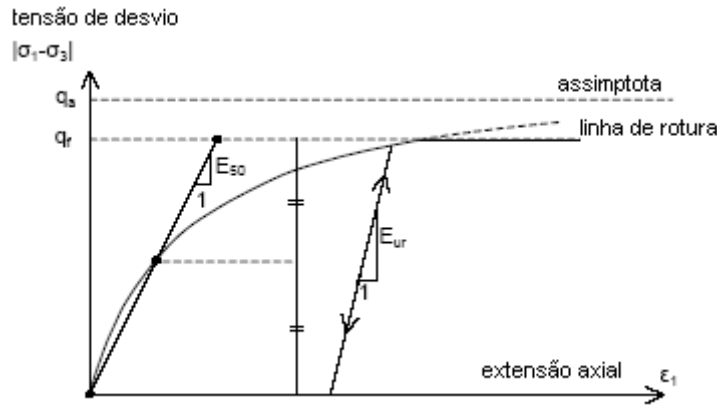


Figura 4.10 – Comportamento do solo previsto no modelo *Hardening Soil* e seus parâmetros principais (adaptado do Brinkgreve et al. , 2004)

O valor do módulo E_{50} para as restantes tensões de confinamento pode ser obtido pela equação seguinte:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \operatorname{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \operatorname{sen} \phi'} \right)^m \quad (4.21)$$

Note-se que σ'_3 é considerado negativo para compressão (ou seja, confinamento).

De modo análogo, a expressão repete-se para o E_{ur} e E_{eod} nas expressões que se apresentam seguidamente:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \operatorname{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \operatorname{sen} \phi'} \right)^m \quad (4.22)$$

$$E_{eod} = E_{eod}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_1 \operatorname{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \operatorname{sen} \phi'} \right)^m \quad (4.23)$$

Tendo em conta que a rotura é definida pela envolvente de *Mohr-Coulomb* pode deduzir-se uma equação equivalente à expressão (4.7) do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970):

$$q_f = (c' \cot g \phi' - \sigma'_3) \frac{2 \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (4.24)$$

Quando $q = q_f$, significa que o solo atingiu a rotura tal como definida pelo critério de *Mohr-Coulomb*, verificando-se a ocorrência de deformações plásticas associadas à cedência perfeitamente plástica. Isto é, até um certo ponto a superfície de cedência expande provocando endurecimento, contudo, a partir do momento em que a superfície de cedência atinge a superfície de rotura definida pelo critério de *Mohr-Coulomb*, deixa de haver expansão passando a verificar-se apenas deformações plásticas.

A superfície de cedência por corte (*shear yield surface*)

As funções de cedência e de potencial plástico utilizadas na determinação das deformações plásticas causadas por um incremento das tensões de desvio não são coincidentes. A primeira é função do módulo de deformabilidade descarga-recarga, E_{ur} , do módulo de deformabilidade, E_{50} , correspondente ao módulo secante definido para uma tensão de desvio igual a metade da tensão de desvio máxima, e do parâmetro R_f , que pode ser considerado igual a 0,9 quando não existam dados que o permitam determinar. A evolução da superfície de cedência no espaço das tensões, até à envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb, é controlada pela chamada deformação de corte plástica, definida como sendo duas vezes a extensão máxima plástica. A característica principal desta função de cedência definida no Hardening Soil Model é a de que ela reproduz a mesma lei hiperbólica, para a curva tensão-deformação de um ensaio triaxial clássico, que o modelo de Duncan e Chang (1970). Por sua vez a função potencial plástico é dependente do ângulo de dilatação, ψ .

Assim, as deformações plásticas associadas ao comportamento hiperbólico (Figura 4.10) exibido pelo solo quando sujeito a uma trajectória de tensões do tipo das verificadas nos ensaios triaxial drenados convencionais decorrem da função de cedência f cuja forma é (Brinkgreve et al., 2004):

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.25)$$

Onde, \bar{f} é uma função de tensão e γ^p uma função de deformações plásticas, designada por parâmetro de endurecimento, a que se fará referência mais tarde. As expressões destas funções são as seguintes:

$$\begin{aligned} \bar{f} &= \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} & \text{a)} \\ \gamma^p &= -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) & \text{b)} \end{aligned} \quad (4.26)$$

nas quais o índice p significa deformações plásticas

Em solos duros, as deformações volumétricas plásticas (ε_v^p) tendem a ser relativamente pequenas, pelo que $\gamma^p = -2\varepsilon_1^p$. A função \bar{f} segue exactamente a lei hiperbólica. Isto pode ser verificado igualando a zero a função f , o que implica que $\bar{f} = \gamma^p$, ou seja, para o primeiro carregamento temos que,

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2}\bar{f} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.27)$$

Enquanto as deformações plásticas ocorrem apenas no primeiro carregamento, as deformações elásticas podem desenvolver-se tanto no primeiro carregamento como num ciclo de descarga-recarga.

Num ensaio triaxial drenado, o módulo E_{ur} mantém-se constante, sendo as deformações elásticas dadas por:

$$\begin{aligned}
 -\varepsilon_1^e &\approx \frac{q}{E_{ur}} && \text{a)} \\
 -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e &= -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} && \text{b)}
 \end{aligned}
 \tag{4.28}$$

Note-se que estas expressões se referem a deformações ocorridas durante um carregamento distorcional, enquanto que as deformações ocorridas nas primeiras fases do ensaio não são consideradas. Para a primeira fase de compressão isotrópica (consolidação) o *Hardening Soil Model* prevê apenas deformações elásticas volumétricas de acordo com a lei de *Hooke*, mas essas deformações não estão incluídas nas expressões apresentadas em (4.28).

Para um carregamento distorcional, a deformação axial é a soma da componente elástica dada por (4.28) com a componente plástica dada por (4.27), ou seja,

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}
 \tag{4.29}$$

Esta relação é válida na inexistência de deformações plásticas volumétricas ε_V^p

Na realidade, as deformações plásticas volumétricas nunca serão exactamente nulas, contudo, para solos duros as variações plásticas volumétricas tendem a ser pequenas quando comparadas com a deformação axial e, por isso a expressão (4.29) será geralmente válida.

Para um dado parâmetro de endurecimento γ^p , a condição de plastificação $f = 0$ pode ser representada no plano $p'-q$. A representação dessa superfície de cedência por corte (*shear yield surface*) é feita através da expressão da função f já apresentada em (4.25) a qual é função do E_{50} e do E_{ur} , respectivamente equações (4.21) e (4.22), os quais são por sua vez dependentes do parâmetro m . Conclui-se portanto que a referida linha de rotura no espaço $p'-q$ é dependente do parâmetro m : para $m = 1$ são obtidas linhas rectas enquanto que linhas ligeiramente curvas correspondem a menores valores desse parâmetro, como se pode ver na Figura 4.11, (Brinkgreve et al., 2004)[®]:

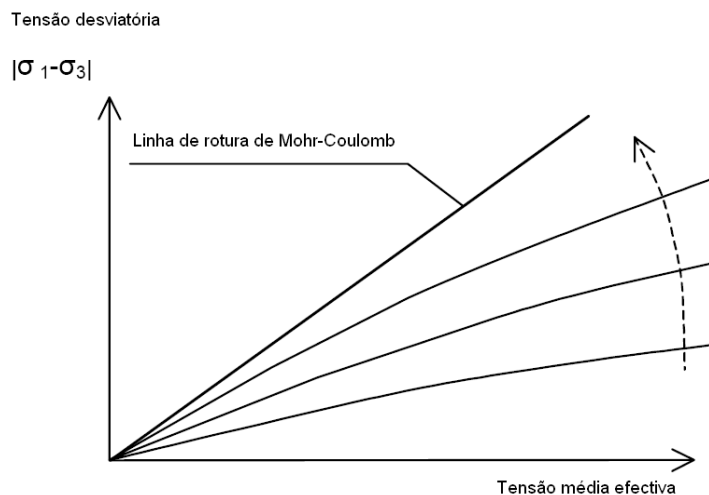


Figura 4.11 – Envolvente de cedência por corte (*shear yield surface*) no *Hardening Soil Model*

A Superfície de cedência por compressão (*cap yield surface*)

Envolventes de rotura como a exibida na Figura 4.11, não explicam as deformações volumétricas plásticas medidas numa compressão isotrópica, pelo que é necessário introduzir um segundo tipo de superfície de cedência para fechar a região elástica na direcção do eixo dos p' . Sem essa superfície adicional não seria possível formular um modelo com a introdução independente de E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} . O módulo triaxial controla a superfície de rotura por corte e o módulo edométrico controla a superfície de cedência por compressão (*cap yield surface*) que agora se introduz (Brinkgreve et al., 2004).

Em geral, a condição de cedência pode ser expressa pela equação (4.30), semelhante à equação (4.25),

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (4.30)$$

em que,

F é a função de cedência

k é o parâmetro de endurecimento

Num material isotrópico, a condição de cedência deve ser independente da direcção podendo portanto ser expressa como função das tensões principais ou do invariante do tensor das tensões.

Neste modelo a função de cedência é expressa pela equação (4.31):

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (4.31)$$

em que,

- α é um parâmetro auxiliar relacionado com o coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados, K_0^{nc} (ver mais abaixo)
- p é a tensão média $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
- \tilde{q} é uma definição particular da tensão de desvio, em que,

$$q^- = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3 \quad \text{com,} \quad \delta = (3 + \sin \phi') / (3 - \sin \phi') \quad (4.32)$$

Assim,

$$\text{em compressão triaxial } (-\sigma_1 > -\sigma_2 = -\sigma_3) \quad q^- = -(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\text{em extensão triaxial } (-\sigma_1 = -\sigma_2 > -\sigma_3), \quad q^- = -\delta(\sigma_1 - \sigma_3)$$

- p_p é a tensão isotrópica de pré-consolidação que determina a magnitude da superfície de cedência

Este modelo admite um endurecimento isotrópico em que a lei de endurecimento relaciona a tensão isotrópica de pré-consolidação p_p com a extensão volumétrica da superfície de cedência ε_V^{pc} (deformação plástica volumétrica em compressão isotrópica) da seguinte forma:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p_{ref}} \right)^{1-m} \quad (4.33)$$

em que β é, juntamente com o valor α já apresentado anteriormente, definidor da superfície de cedência. Não sendo introduzidos directamente no programa, estão relacionados com as seguintes parâmetros:

$$\begin{aligned} \alpha &\leftrightarrow K_{0nc} \\ \beta &\leftrightarrow E_{eod}^{ref} \end{aligned}$$

Assim, a elipse que forma a superfície de cedência por compressão (*cap yield surface*) tem um comprimento p_p no eixo dos p e αp_p no eixo dos \tilde{q} (ver Figura 4.12). Elevados valores de α conduzem a superfícies de cedência mais inclinadas, enquanto que baixos valores de α tornam a superfície de cedência mais centrada no eixo dos p .

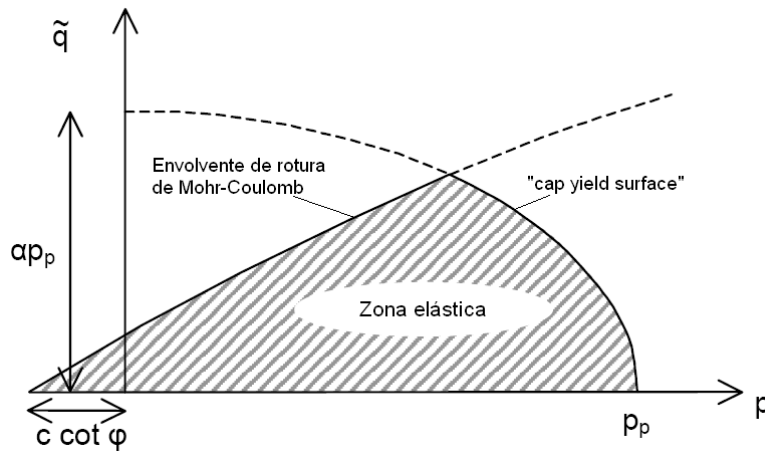


Figura 4.12 - Superfície de cedência do *Hardening-Soil Model* no plano $q\sim p$ (Brinkgreve et al., 2004)

Neste modelo, a lei de escoamento relaciona linearmente as deformações plásticas distorcionais (γ^p) e as deformações plásticas volumétricas (ε_v^p).

$$\varepsilon_v^p = \text{sen} \psi_m \gamma^p \quad (4.34)$$

em que, ψ_m é o ângulo de dilatância mobilizado definido da seguinte forma:

se,

$$\begin{cases} \text{sen } \phi'_m \leq 3/4 \text{ sen } \phi' \\ \text{sen } \phi'_m \geq 3/4 \text{ sen } \phi' \text{ e } \psi > 0 \\ \text{sen } \phi'_m \geq 3/4 \text{ sen } \phi' \text{ e } \psi < 0 \\ \phi' = 0 \end{cases} \implies \begin{cases} \psi_m = 0 \\ \text{sen } (\psi_m) = \max \left(\frac{\text{sen } \phi'_m - \text{sen } \phi'_{cv}}{1 - \text{sen } \phi'_m \text{ sen } \phi'_{cv}}; 0 \right) \\ \psi_m = \psi \\ \psi_m = 0 \end{cases} \quad (4.35)$$

em que,

- ϕ'_{cv} é o ângulo de resistência ao corte a volume constante, o qual é característico de um dado material não dependendo do estado de compacidade do mesmo;
- ϕ'_m é o ângulo de resistência ao corte mobilizado definido a partir da envolvente de Mohr-Coulomb como já referido na equação (4.24), e aqui apresentado, de novo, de outra forma - equação (4.36);
- ϕ' e ψ' são respectivamente o ângulo de resistência ao corte e ângulo de dilatação introduzidos como dados iniciais do modelo.

$$\text{sen}\phi'_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c' \cot g\phi'} \quad (4.36)$$

No *Hardening Soil Model* a função de cedência é simultaneamente uma função de potencial plástico, ou seja, é um modelo de plasticidade associada. Consequentemente, a direcção do incremento de deformação plástica (no espaço das deformações plásticas principais) é coincidente com a normal à superfície de cedência (no espaço das tensões principais) - condição de normalidade.

Assim:

$$\dot{\varepsilon}^{pc} = \lambda \frac{\partial f^c}{\partial \sigma} \quad \text{a)}$$

em que,

$$\lambda = \frac{\beta}{2p} \left(\frac{p_p}{p_{ref}} \right)^m \frac{p_p}{p_{ref}} \quad \text{b)} \quad (4.37)$$

A expressão de λ deriva da condição de cedência $f_c=0$ - equação (4.31), enquanto p_p pode ser obtido da lei de endurecimento referida na equação (4.33).

Neste modelo, p_p pode ser calculado a partir do valor introduzido do *OCR* como através da tensão de repouso inicial (*POP*), parâmetro de acréscimo da tensão de repouso inicial em relação à tensão de pré-consolidação, tal como se define na equação

$$POP = \left| \sigma_p - \sigma'^0_{yy} \right| \quad (4.38)$$

Se o material é sobreconsolidado é necessário calcular o *OCR* através da equação seguinte,

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'^0_{yy}} \quad (4.39)$$

em que, σ'^0_{yy} é a tensão efectiva vertical *in situ*.

Estas duas formas de especificar a tensão de pré-consolidação evidenciam-se na figura seguinte.

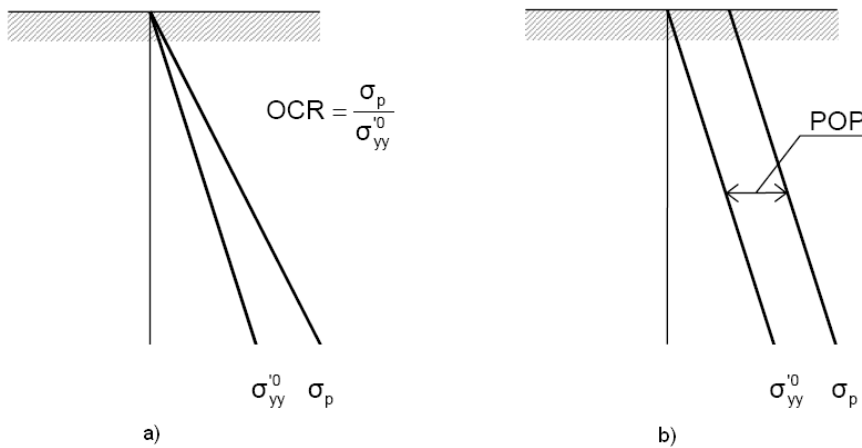


Figura 4.13 – Representação das duas formas de especificar a tensão de pré-consolidação em relação ao estado de tensão in situ: a) usando o OCR; b) usando o POP

O cálculo de p_p é feito com base no estado de tensão inicial, tal como se apresenta na equação:

$$\sigma'_1 = \sigma_p \quad e \quad \sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0^{NC} \sigma_p \quad (4.40)$$

Em que, K_0^{NC} é o coeficiente de impulso em repouso associado a um estado de tensão normalmente consolidado. Este parâmetro é, por defeito, calculado pela fórmula de *Jaky* ($K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$), o que é ajustado para solos arenosos.

Na Figura 4.14 representa-se tridimensionalmente a superfície de cedência adoptada neste modelo.

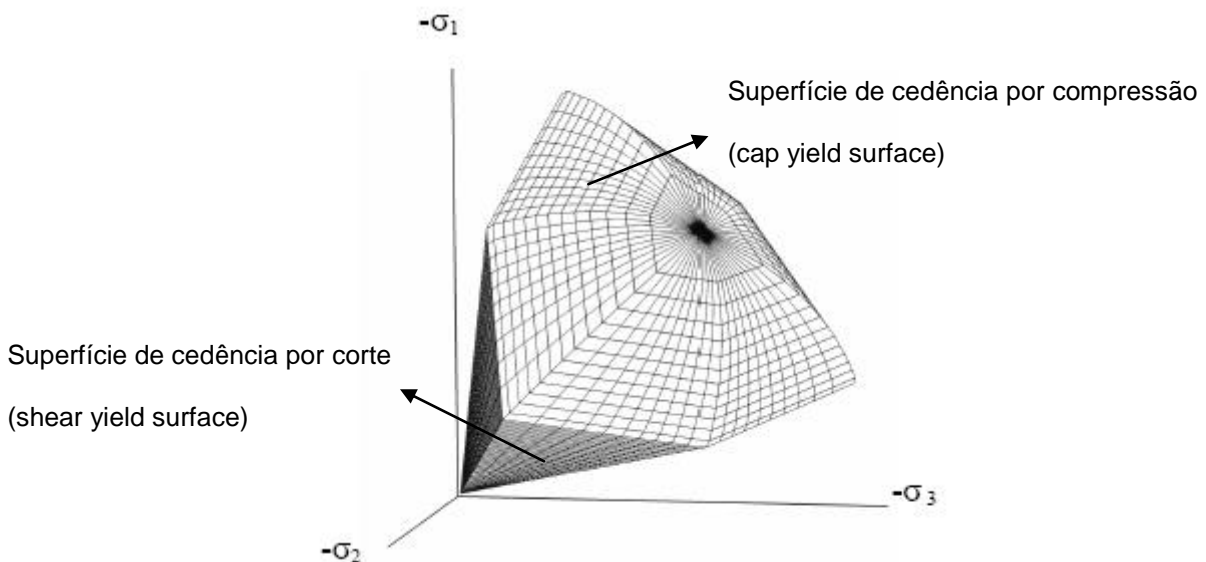


Figura 4.14 - Representação tridimensional da superfície de cedência do Hardening Soil Model no espaço das tensões principais para um solo sem coesão (adaptado do Brinkgreve et al., 2004)

Tanto a superfície de cedência por compressão (*cap yield surface*) como a superfície de cedência por corte (*shear yield surface*) têm a forma hexagonal do clássico critério de *Mohr-Coulomb*. A superfície de cedência por corte pode expandir até à envolvente de rotura de *Mohr-Coulomb*, enquanto que a superfície de cedência por compressão expande em função da tensão de pré-consolidação p_p .

4.3 Descrição da análise numérica. Código adoptado

4.3.1 Simulação de uma escavação pelo método dos elementos finitos

Dunlop, Duncan e Seed (1968) citados por Clough et al. (1969) mostraram que uma escavação podia ser simulada pelo método dos elementos finitos (FEM) aplicando tensões à fronteira exposta pela dita escavação. A técnica utilizada pelos autores consiste em determinar as tensões na fronteira que irá ser criada pela escavação, calcular as forças nodais equivalentes correspondentes a essas tensões, e aplicar à malha de elementos finitos forças iguais às forças nodais equivalentes calculadas mas de sinal contrário. Como as tensões na fronteira são iguais em magnitude mas com sinal contrário às tensões iniciais, é assegurado que a fronteira da escavação é livre de tensões. Esta metodologia tem vindo a ser usada com frequência sendo citada por vários autores como Matos Fernandes (1983) e Almeida e Sousa (1998).

4.3.2 Tipo de elementos finitos

A análise numérica realizada foi efectuada com um programa de elementos finitos comercial conhecido como PLAXIS[®] na sua versão 8.2. Sendo um programa de cálculo a duas dimensões, esta versão do PLAXIS[®] permite fazer análises em estado plano de deformação ou em condições axissimétricas.

No que diz respeito ao tipo de elementos finitos utilizados, o PLAXIS[®] dispõe de elementos triangulares de 6 ou 15 pontos nodais, os quais permitem, respectivamente, uma interpolação de 2^a ou 4^a ordem para os deslocamentos e 3 ou 12 pontos de Gauss onde serão calculadas as tensões (Figura 4.15).

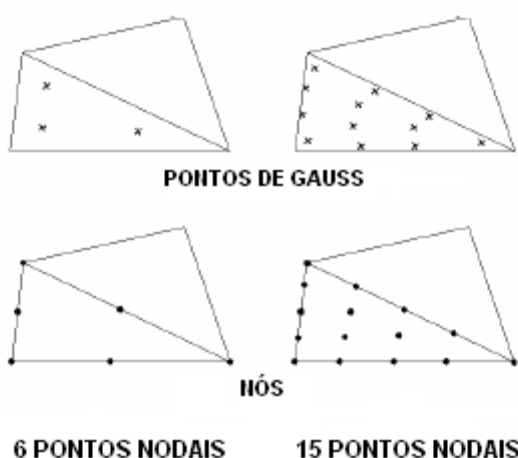


Figura 4.15 – Representação do tipo de elementos disponíveis no programa (Brinkgreve et al., 2004)

No sentido de avaliar a influência do tipo de pontos nodais nas análises efectuadas no decurso deste capítulo executou-se, para a geometria apresentada na Figura 4.16, dois cálculos mudando apenas o número de pontos nodais. Como se pode ver na Figura 4.17, para os mesmos parâmetros constitutivos, o tipo de elementos e número de pontos nodais não tem praticamente influência nos deslocamentos da cortina. Como o seu movimento é o aspecto central desta análise, optou-se por usar elementos de 6 pontos nodais de modo a não aumentar desnecessariamente o tempo de cálculo.

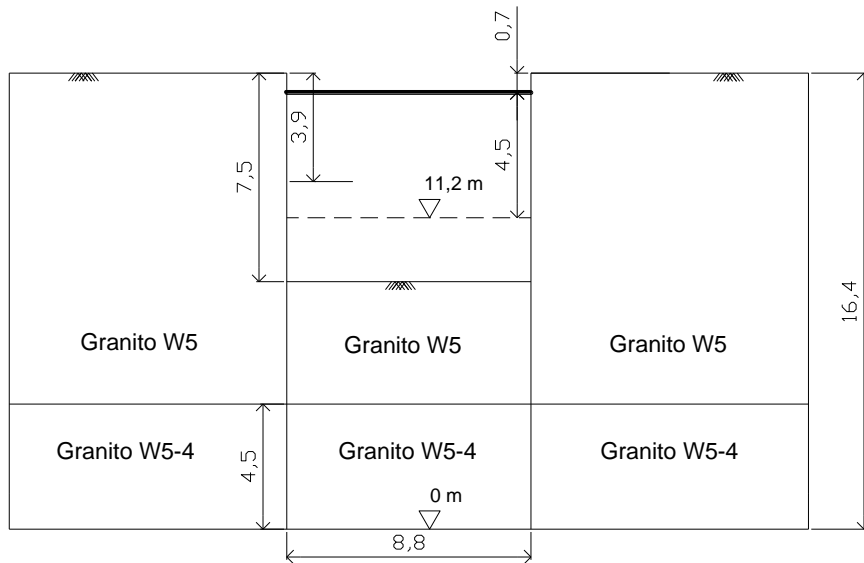


Figura 4.16- Geometria e parâmetros constitutivos usados

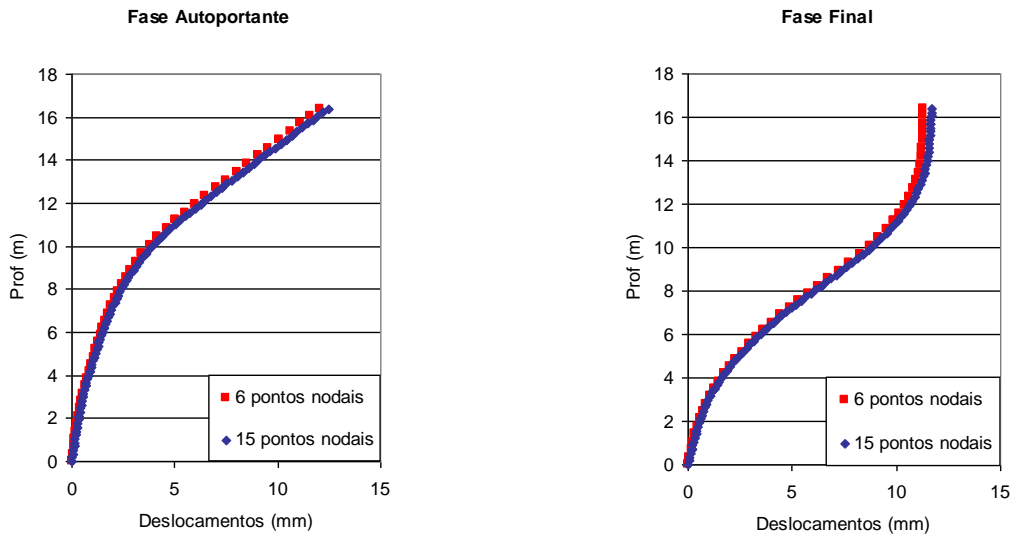


Figura 4.17 - Influência do tipo de elementos e número de pontos nodais nos deslocamentos de uma cortina monoapoiada nas suas fases autoportante e final

4.3.3 Malha de elementos finitos

A malha gerada, evidenciada na Figura 4.19, prolonga-se 6 m abaixo da base da cortina e 10 vezes a largura da escavação para a direita da cortina de modo a evitar efeitos das fronteiras. Como se expressa na Figura 4.18, a distância de 6 m à fronteira inferior é suficiente, uma vez que aumentando essa distância não se vislumbram diferenças significativas nos deslocamentos da cortina. Estes cálculos foram efectuados para as mesmas características da secção anterior expressas na Figura 4.16.

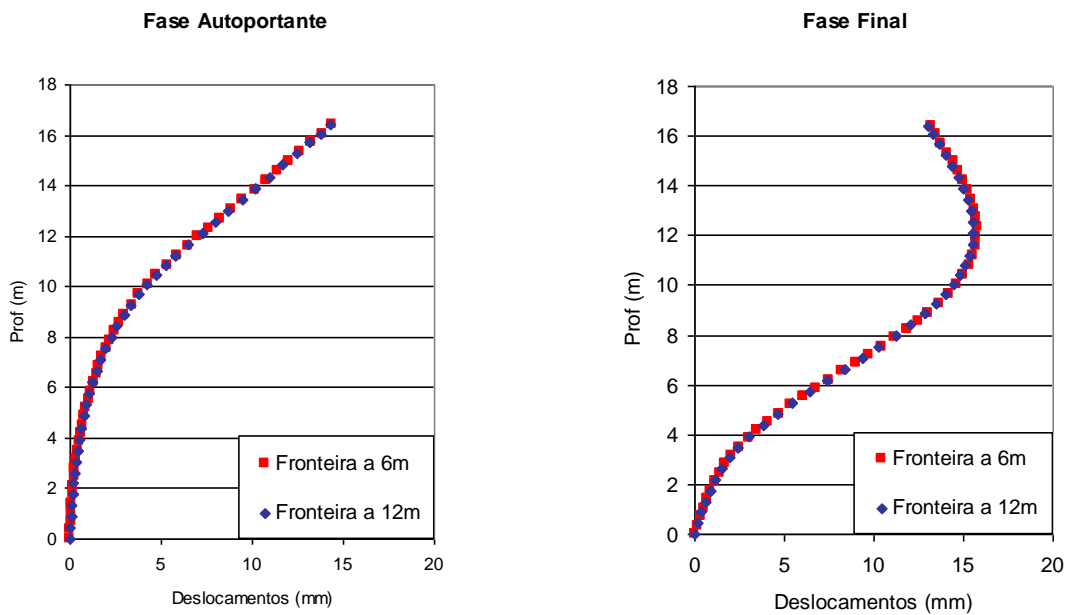


Figura 4.18 - Influência da profundidade da fronteira inferior nos deslocamentos de uma cortina monoapoiada nas suas fases autoportante e final

Foi apenas modelada metade da escavação devido às condições de simetria permitindo assim otimizar o tempo de cálculo. No que se refere às condições de fronteira, foram colocados apoios duplos na fronteira inferior e apoios simples horizontais nas fronteiras laterais.

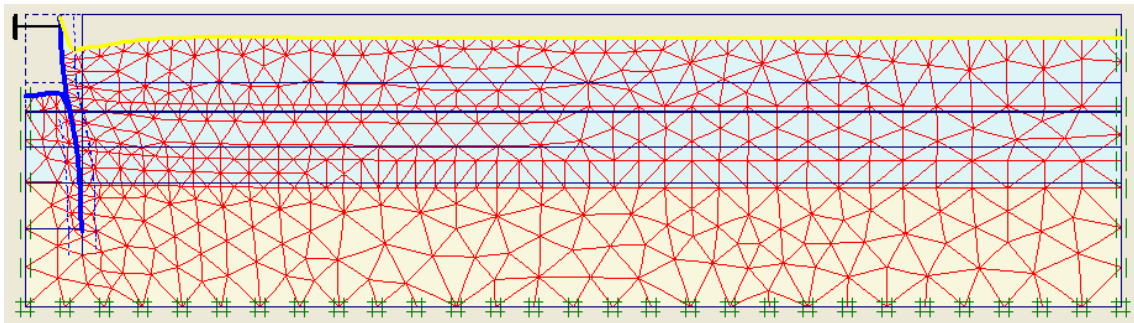


Figura 4.19 - Exemplo de uma malha de elementos finitos usada nas análises efectuadas (980 elementos)

4.3.4 Simulação dos elementos estruturais

A escora foi simulada através de uma mola de comprimento igual a metade da escavação ligada a um ponto fixo (impedido de se mover na horizontal ao pertencer ao eixo de simetria, e na vertical dado que a mola só admite deslocamentos horizontais). A essa mola é atribuída 80% da rigidez teórica da escora por metro de escora (EA/m) e, ainda o espaçamento das escoras no sentido longitudinal da escavação. De acordo com o projecto, as escoras colocadas na escavação são constituídas por perfis metálicos circulares de 0,508 m de diâmetro cuja área da secção transversal é de 247 cm^2 , por isso, admitindo para o módulo de elasticidade do aço um valor de 206 GPa, a rigidez teórica da escora é de 5 088 200 kN/escora.

Foi considerada uma percentagem da rigidez teórica por se considerar que na prática a rigidez não é totalmente mobilizada e, conseqüentemente, se o objectivo é comparar com a instrumentação é importante que se simule a escavação da forma mais realista possível. Matos Fernandes (1990) apresenta várias percentagens com base nos trabalhos de diversos autores da década de 80. Por se considerar que entretanto as técnicas construtivas melhoraram permitindo menores perdas, optou-se por considerar 80%.

A cortina e a laje de fundo foram modeladas através de uma *Plate* a qual é constituída por elementos-viga com 3 graus de liberdade por nó (2 de translação e 1 de rotação) e 2 pares de pontos de Gauss. Os pares de pontos de Gauss estão localizados a uma distância de $\frac{1}{2}d_{eq}\sqrt{3}$ em que d_{eq} é a espessura equivalente da cortina calculada automaticamente pelo programa através da seguinte equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (4.41)$$

Tratando-se de elementos-viga, capazes de sofrer flexão e (ou) variar de comprimento se submetidos a esforços axiais, é necessário introduzir os parâmetros EI e EA .

Apesar da cortina ser constituída por estacas secantes, em termos estruturais, são as estacas secundárias de betão armado que têm o papel preponderante pelo que, a rigidez teórica por metro linear da cortina foi calculada como se se tratasse apenas de uma cortina de estacas de 0,8 m espaçadas de 1,20 m.

No

Quadro 4.1 apresentam-se os resultados dos cálculos dos parâmetros EI e EA para a cortina, para os quais se usaram as conhecidas expressões (4.42). (Betão C30/37: $E = 32 \text{ GPa}$; $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$; $\nu = 0,2$)

$$\begin{aligned} A_{estaca} &= \frac{\pi d^2}{4} & \text{a)} \\ I_{estaca} &= \frac{\pi d^4}{64} & \text{b)} \end{aligned} \quad (4.42)$$

Quadro 4.1 - Parâmetros de inércia e rigidez da cortina

A/m (m ² /m)	I/m (m ² /m)	EA/m (kN/m)	EI/m (kN.m ² /m)	w = (A/m)*γ (kN/m/m)
0,419	0,017	13 404 129	536 165	10,47

sendo que, $A/m = A_{estaca}/1,20$ e $I/m = I_{estaca}/1,20$

A laje de fundo é uma laje de betão armado com 0,4 m de espessura, tomando para o betão as características já referidas e utilizando as relações (4.43) para calcular a área e a inércia por metro linear, obtém-se os valores presentes no Quadro 4.2.

$$\begin{aligned}
 A/m &= 1,0 \times 0,4 && \text{a)} \\
 I/m &= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,0 \times 0,4^3}{12} && \text{b)} \quad (4.43)
 \end{aligned}$$

Quadro 4.2 - Parâmetros de inércia e rigidez da laje de fundo

A/m (m ² /m)	I/m (m ² /m)	EA/m (kN/m)	EI/m (kN.m ² /m)	w = (A/m)*γ (kN/m/m)
0,400	0,005	12 800 000	170 667	10,00

Tanto a escora como a cortina ou a laje de fundo podem ser modeladas como materiais elásticos ou elasto-plásticos. Neste último caso, a resistência do elemento é definida pelo momento flector e o esforço axial máximos admissíveis, podendo o elemento plastificar caso os esforços atinjam esses valores máximos. Para a análise em causa foi admitido o comportamento elástico uma vez que os esforços em causa são muito inferiores à resistência última do material.

Dos dois lados da cortina foi colocada uma interface para modelar o efeito da interacção solo-cortina. A rugosidade dessa interface é definida por um parâmetro redutor da resistência da interface R_{inter} , introduzido juntamente com as características do solo, o qual relaciona a resistência da interface (resistência atrítica e a coesiva da cortina) com a resistência do solo. No fundo este valor é o coeficiente pelo qual se tem que multiplicar o ângulo de atrito do solo para se obter o ângulo de atrito solo-paramento. À interface é aplicada uma espessura virtual que não é mais que uma dimensão imaginária cuja função é permitir a definição das propriedades materiais da interface. Quanto maior for essa espessura virtual mais deformações elásticas são geradas, por isso, como as deformações na interface são pequenas, a sua espessura é normalmente diminuta. Contudo, se for demasiado pequena podem surgir problemas numéricos, tendo sido adoptado para o factor de espessura virtual o valor de 0,1 sugerido pelo programa.

Foi ainda colocada uma geogrelha à superfície do terreno com uma rigidez muito pequena ($EA = 1,0 * 10^{-10}$) que permite obter com maior rigor os deslocamentos à superfície.

4.3.5 Sobrecarga na cortina

O dimensionamento desta estrutura foi dimensionado para resistir a uma sobrecarga de 50 kN/m^2 correspondente a edifícios de maior porte que viessem a ser construídos. No entanto, no momento da construção estima-se que apenas estivessem no local cerca de 10 kN/m^2 decorrentes dos edifícios de 2 ou 3 pisos aí existentes, os quais estariam fundados abaixo da zona susceptível de influenciar a cortina e relativamente afastados da mesma. Assim, esses edifícios não representam um esforço adicional significativo para a cortina, pelo que esta foi modelada sem introdução de qualquer sobrecarga à superfície do terreno, situação que ao reflectir a situação real durante a construção permite aproximar os resultados da instrumentação e proceder à retro-análise.

4.3.6 Simulação do rebaixamento do nível freático

Para a simulação do rebaixamento do nível freático durante o faseamento construtivo foi necessário definir este nível dentro e fora da escavação para todas as fases construtivas. Nesse sentido, é necessário uma interpolação na zona imediatamente abaixo da laje de fundo que compatibilize as pressões neutras dos vários elementos de solo. Esta situação deve-se ao facto da cortina ser impermeável e encastrada na rocha e, conseqüentemente, não sendo admitida percolação de água (níveis de água hidrostáticos) existem elementos de solo adjacentes com pressões de água completamente distintas. Assim, considera-se que existe uma zona (“um *Cluster*”) de solo imediatamente abaixo da laje de fundo em que as pressões variam de forma linear, desde as pressões correspondentes ao nível freático dentro da escavação até às pressões correspondentes ao nível fora da escavação.

4.3.7 Simulação do faseamento construtivo

O faseamento construtivo simulado no programa de elementos finitos pretendeu aproximar-se o mais possível da realidade descrita no capítulo 2 constando assim, das seguintes fases:

- 1º) activação da cortina e geogrelha à superfície
- 2º) retirada dos elementos de solo correspondentes à primeira fase de escavação (4,5 m abaixo do eixo da escoras)
- 3º) activação da escora
- 4º) retirada dos elementos de solo correspondentes à segunda fase de escavação
- 5º) activação da laje de fundo

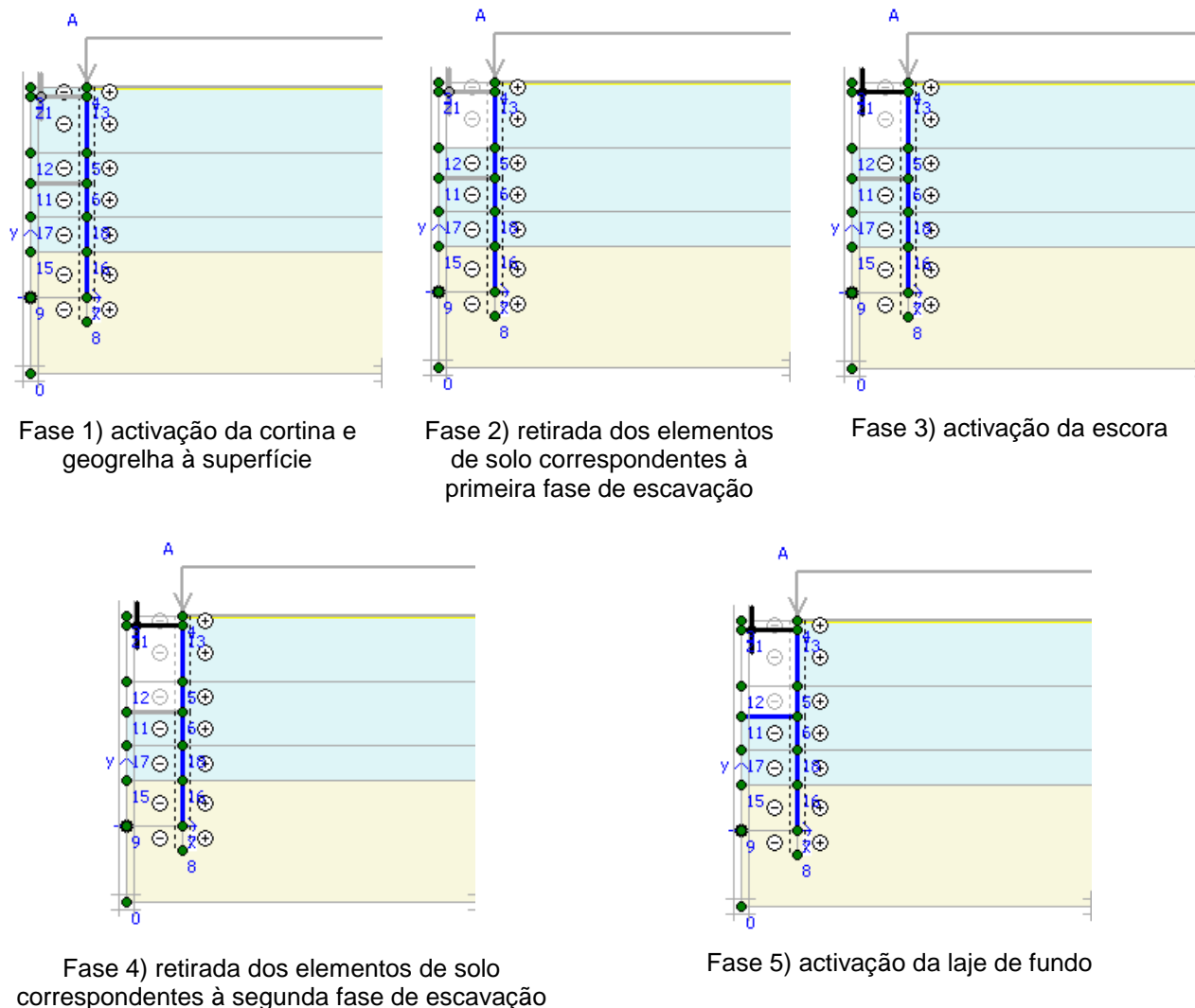


Figura 4.20 – Simulação do faseamento construtivo no Plaxis®

4.4 Modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais

4.4.1 Modelação hiperbólica de cada um dos ensaios

Os ensaios triaxiais apresentados no capítulo 3, são aqui tratados pelo modelo hiperbólico clássico descrito na secção 4.2.1.2. Tratando-se de ensaios anisotrópicos foi naturalmente usada a generalização deste modelo para o caso anisotrópico tal como se referiu na mesma secção.

O objectivo desta modelação consiste em avaliar com maior rigor a deformabilidade do solo desde as mais baixas deformações tirando partido dos ensaios triaxiais realizados.

As Figura 4.21 a 4.26 mostram as hipérbolas características de cada ensaio obtidas nessa modelação assim como os resultados obtidos directamente dos ensaios triaxiais. Refira-se que, apesar de no ensaio “Bloco 2” terem sido efectuados ciclos, a modelação deste ensaio foi executada sem os ciclos.

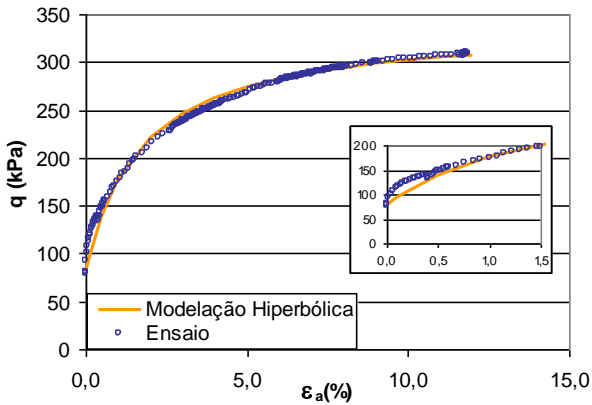


Figura 4.21 - Modelação hiperbólica do ensaio "Bloco 2"

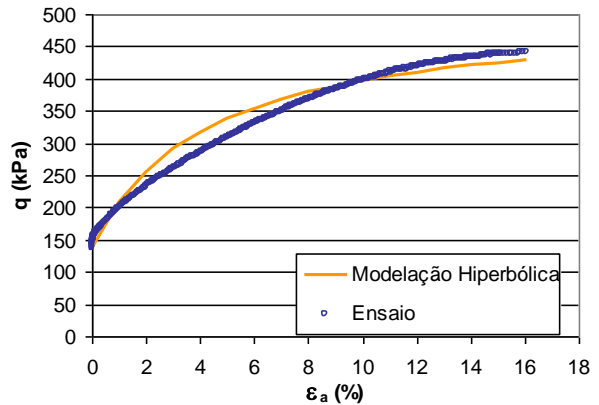


Figura 4.22 - Modelação hiperbólica do ensaio "França 1"

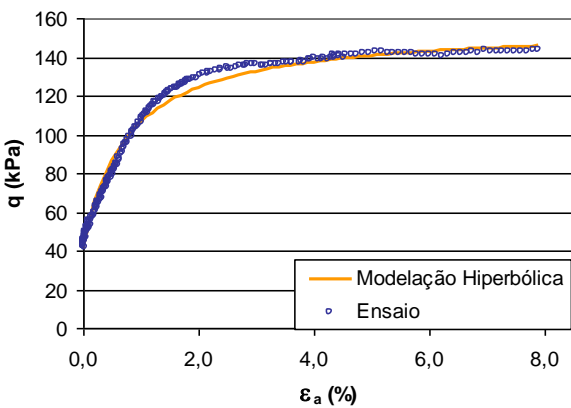


Figura 4.23 - Modelação hiperbólica do ensaio "França 2"

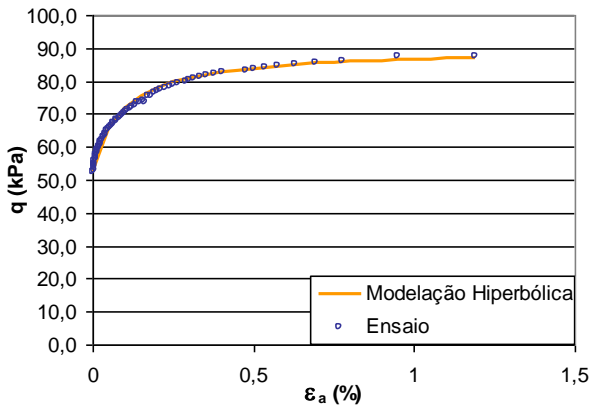


Figura 4.24 - Modelação hiperbólica do ensaio "França 4"

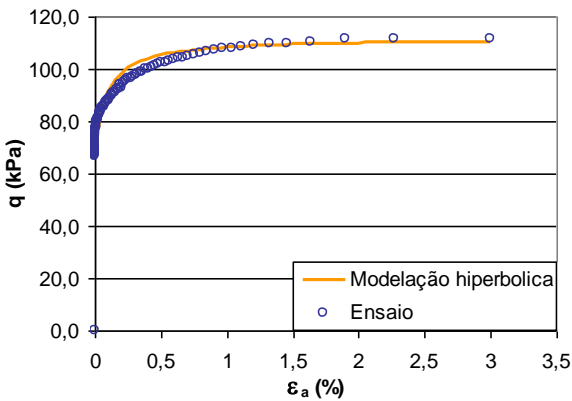


Figura 4.25 - Modelação hiperbólica do ensaio "França 5"

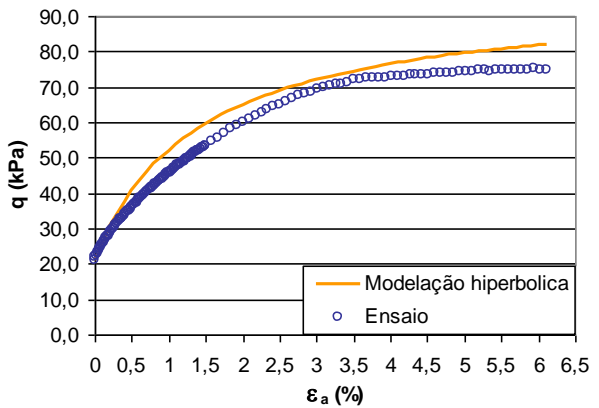


Figura 4.26 - Modelação hiperbólica do ensaio "França 6"

No capítulo 3, ficou patente que as curvas tensão-deformação dos vários ensaios de compressão realizados são distintas. Este facto é ainda mais notório quando se faz a comparação com a curva hiperbólica correspondente.

Começando pelo ensaio "França 1", este tem um comportamento claramente diferente pelo facto desta amostra ter sido submetida a tensões de confinamento no decorrer do ensaio superiores às suas tensões *in situ* que terão contribuído para a desestruturação da mesma,

No ensaio “Bloco 2” a curva hiperbólica simula bem o comportamento do ensaio para deformações relativamente elevadas embora tal não ocorra nas mais baixas deformações como se pode ver mais claramente no “zoom” inserido na Figura 4.21. Este facto deve-se à sua grande rigidez inicial fruto da estrutura do solo que precocemente é destruída.

Na amostra “França 2” pelo contrário, a estrutura parece ter sido conservada durante mais tempo, uma vez que a rigidez se apresenta praticamente constante, a que se segue um aumento rápido da deformabilidade. Nestas condições, a modelação tem alguma dificuldade em acompanhar o ensaio uma vez que na lei hiperbólica a rigidez é degradada de uma forma mais gradual. Nos solos residuais o comportamento é marcado pelo binómio atrito-dilatância dando-se a degradação acelerada da condição granular mais cedo do que a meta-estável (Viana da Fonseca, 1996). Tal tem como consequência a ocorrência precoce da dilatância relativamente ao pico de resistência, mais tardio e o qual é seguido de uma brusca degradação da rigidez.

A amostra “França 6” encontrava-se em pior estado, pelo facto de estar há algum tempo na câmara húmida e de haver a possibilidade de ter entrado água na amostra. Por esse motivo, este ensaio foi realizado com menores tensões de confinamento para evitar desestruturação adicional do solo, e a análise centrou-se apenas no início da curva tensão-deformação pelo que a modelação hiperbólica não foi realizada com base na totalidade do ensaio (para as grandes deformações), mas sim apenas com os dados iniciais (pequenas deformações). Assim, optou-se pela modelação do ensaio até 0,3 % de deformação de modo a obter o módulo tangente inicial da curva isotrópica e anisotrópica, respectivamente, E_{ti} e E_{t0} . Claro que, nestas condições, a hipérbole modeladora do ensaio, apenas ajustará o ensaio até 0,3% e não à totalidade da curva do ensaio, apresentando maior rigidez que o ensaio.

Os ensaios França 4 e França 5, ensaios de compressão com alívio da tensão horizontal, apesar de exibirem um comportamento manifestamente distinto dos restantes como se referiu no capítulo 3, são bem modelados pela lei hiperbólica, como se observa nas Figura 4.24 e Figura 4.25.

4.4.2 Comparação das leis de degradação da rigidez nos ensaios triaxiais

Visando uma análise comparativa da rigidez dos vários ensaios de uma forma mais objectiva apresentam-se no Quadro 4.3 três módulos de deformabilidade obtidos em cada ensaio com base nas curvas do modelo hiperbólico. Esses módulos, representados na Figura 4.27, são: o módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura, característico de cada ensaio, como é definido no *Hardening Soil Model* (E_{50}); o módulo tangente inicial do ensaio isotrópico correspondente (E_{ti}), referido na secção 4.2.1.2, e, ainda, o módulo tangente inicial do ensaio anisotrópico (E_{t0}). Note-se que os módulos dos ensaios de compressão com alívio da tensão horizontal não são determinados apenas pelo declive do gráfico mas multiplicando esse declive por 2 V , como se explica no Anexo A4.

Quadro 4.3 – Módulos de deformabilidade obtidos pelo modelo hiperbólico em cada um dos ensaios

	Tipo de ensaio	σ'_{vc} kPa	σ'_{hc} kPa	E_{ti} kPa	E_{50} kPa	E_{t0} kPa
Bloco 2	ECC	185,9	107,3	26 692	14 603	15 752
França 1	ECC	276,2	138,5	16 486	9 491	8 731
França 2	ECC	83,3	41,3	21 355	11 572	11 714
França 4	ECATL	97,2	49,9	115 218	59 369	20 215
França 5	ECATL	133,9	67	161 784	81 802	26 036
França 6	ECC	40,9	19,8	18 531	5 657	5 278

ECC – ensaio de compressão convencional

ECATL – ensaio de compressão por alívio da tensão lateral

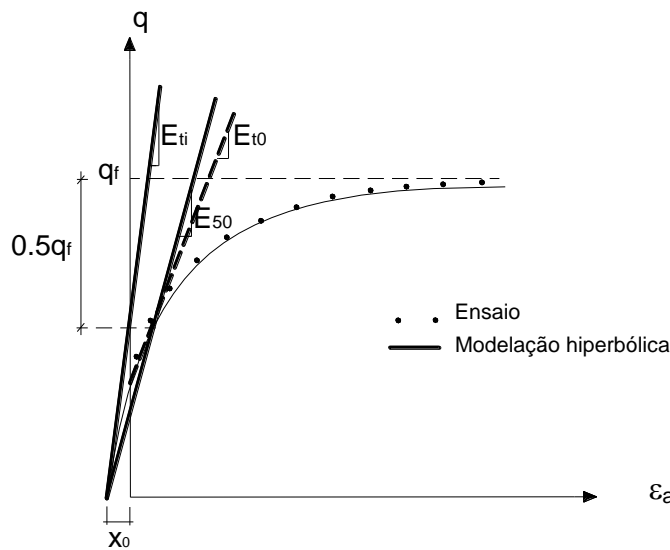


Figura 4.27 – Obtenção dos módulos E_{50} , E_i e E_{t0} a partir da modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais

No Quadro 4.3, como no esquema da Figura 4.27, é bem patente a diferença entre os três módulos, assim como entre os valores absolutos dos dois tipos de ensaios: a trajectória de compressão por alívio da tensão lateral conduz a módulos bem mais elevados do que os ensaios convencionais. Plotando todos os ensaios num gráfico σ'_1/σ'_3 versus deformação (Figura 4.28) essa tendência é claramente notória. Este gráfico permite ainda observar a diferença na forma do ensaio “França 2” e “Bloco 2”, pelo facto de terem sido consolidados para diferentes tensões. A deformação representada no eixo das abcissas foi adimensionalizada em relação à tensão de rotura uma vez que os ensaios foram realizados para diferentes tensões de consolidação. Conseqüentemente, não é possível verificar neste gráfico que os ensaios “França 4 e 5” atingiram a rotura com deformações bastante inferiores aos restantes ensaios, contudo, a Figura 4.29, representando o módulo secante obtido nos ensaios até 5% de deformação, já evidencia bem este facto. Os módulos evidenciados nesta figura foram obtidos directamente da curva tensão-deformação do ensaio, a qual foi ajustada por uma curva polinomial apenas para homogeneizar um pouco os dados.

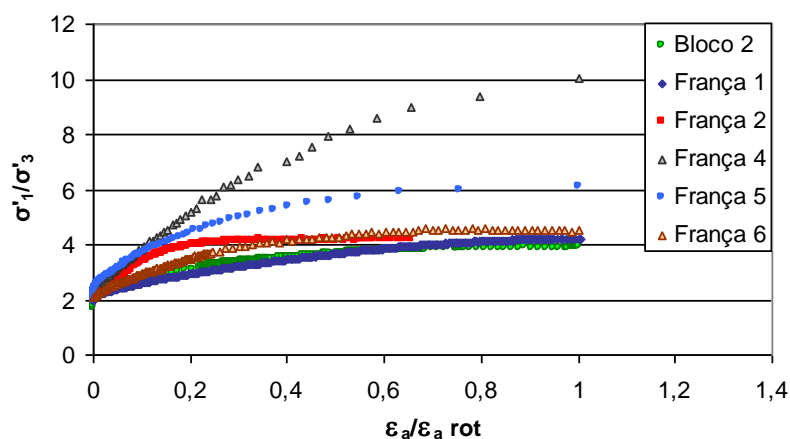


Figura 4.28 – Representação dos ensaios num gráfico σ'_1/σ'_3 versus deformação

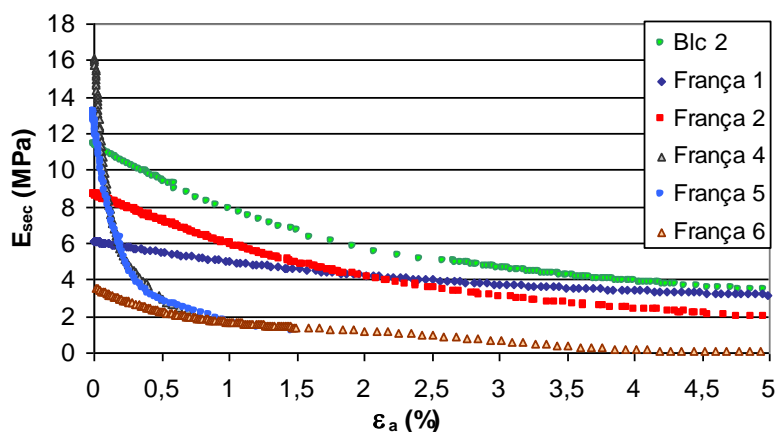


Figura 4.29 – Módulo secante obtido nos ensaios até 5% de deformação

Dos resultados apresentados verifica-se claramente que existem diferenças substanciais no comportamento do solo quando submetido a trajectórias de compressão com aumento ou diminuição da tensão média. As principais diferenças encontradas corroboram os resultados obtidos no passado por Silva Cardoso (1986) e Viana da Fonseca (1996) em solos residuais do Porto e resumem-se nos pontos seguintes:

- nos ensaios com diminuição da tensão média (“França 4 e 5”), a rotura é alcançada com deformações substancialmente inferiores àquelas que são necessárias nos ensaios cuja trajectória conduz a um aumento da tensão média;
- os módulos de deformabilidade são mais elevados nos ensaios com diminuição da tensão média, mas a sua taxa de degradação com o nível de deformação é também muito mais acentuada nestes ensaios;
- nos ensaios com diminuição da tensão média a resistência obtida é superior;
- os ensaios de compressão convencionais (com aumento da tensão média) conduzem a menores valores da coesão e a maiores valores do ângulo de atrito sendo a diferença mais substancial na coesão;

Estas diferenças devem-se, por um lado, ao maior comprimento da trajectória de tensões dos ensaios convencionais, o que explica o facto da rotura se dar para menores deformações nos ensaios de alívio da tensão lateral. Outra das razões, apontada por Lade e Duncan (1976), Viana da Fonseca (1996) e Almeida e Sousa (2005) resulta do desenvolvimento, nos ensaios convencionais, de deformações plásticas volumétricas e distorcionais enquanto nas trajectórias de tensão com diminuição da tensão média se verificam essencialmente deformações plásticas distorcionais.

De acordo com Fahey (1998), num solo com comportamento hiperbólico a representação de G/G_0 versus τ/τ_{max} é uma linha recta. No sentido de se perceber quais os ensaios em que a relação tensão-deformação do solo se aproximou mais da forma hiperbólica, traçaram-se os gráficos $E_{secante}/E_{secante\ inicial}$ versus $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$, e $E_t/E_{ti\ (mod.\ hip.)}$ versus q/q_{max} , expressos nas Figura 4.30 e 4.31. No primeiro, o módulo secante foi adimensionalizado em relação ao mesmo módulo obtido para $q=q_0$ e a ordenada foi normalizada em relação à tensão de desvio de consolidação, para que todos os ensaios comecem no mesmo ponto de forma a serem comparáveis. No segundo, representa-se a relação adimensionalizada do módulo tangente com o módulo tangente inicial retirado da modelação hiperbólica (da curva isotrópica correspondente), bem como a recta correspondente ao comportamento hiperbólico para se analisar mais facilmente as diferenças nas curvas.

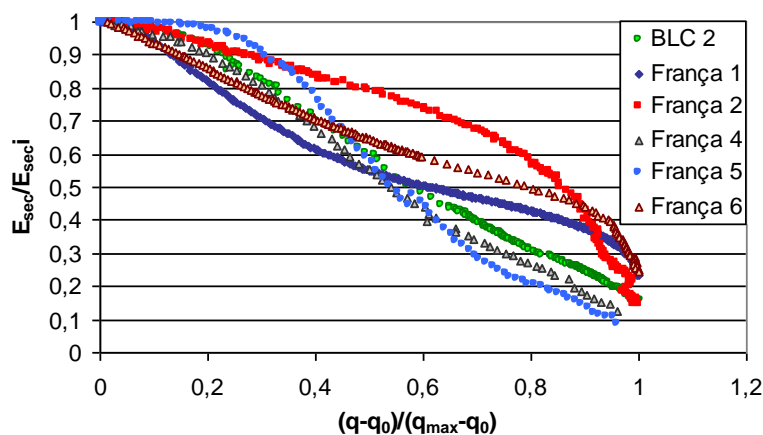


Figura 4.30 – Representação dos ensaios num gráfico $E_{sec}/E_{sec\ i}$ versus $(q-q_0)/(q_{max}-q_0)$

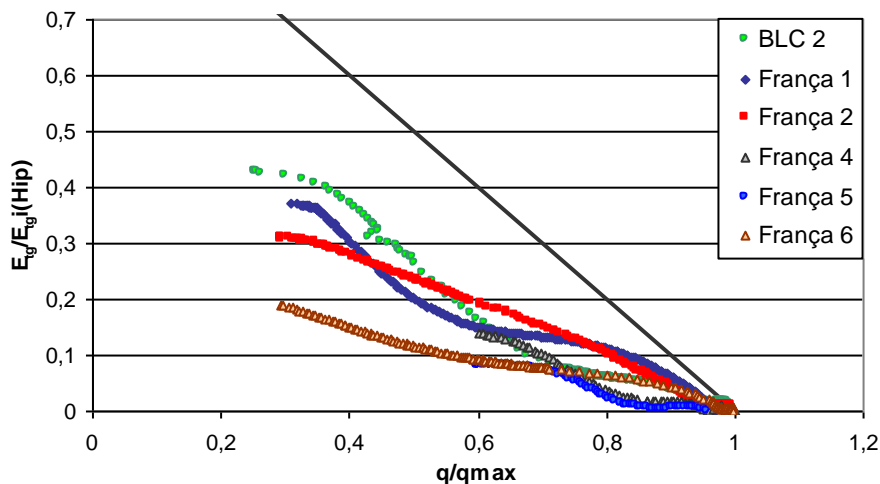


Figura 4.31 – Representação dos ensaios num gráfico $E_t/E_{ti}(hip)$ versus (q/q_{max})

Segundo Barros (1997) o módulo de distorção máximo aumenta com o grau de cimentação do solo, contudo o mesmo autor citando Wang (1986) afirma que o rácio G/G_0 de um solo cimentado ou estruturado decai muito mais rapidamente com o aumento da deformação do que solos remoldados ou areias limpas. De facto, em geral, os solos cimentados exibem um patamar elástico mais longo devido ao efeito da estrutura mas logo que esta é destruída à medida que o nível de deformação aumenta a degradação da rigidez ocorre de uma forma muito mais acentuada fruto da sua condição meta-estável (Viana da Fonseca, 1996 e Sharma e Fahey, 2004)

Destas considerações e, tendo em conta as curvas de degradação da rigidez apresentadas, em especial a Figura 4.30, verifica-se que no ensaio “França 1” praticamente não existe patamar elástico pelo facto de não existir na amostra uma estrutura que lhe confira maior resistência, e a degradação da rigidez é relativamente suave, o que corrobora a hipótese do provete ter sido, efectivamente, remoldado não sendo representativo da estrutura cimentada presente num solo residual. O mesmo acontece com o ensaio “França 6” cuja amostra não possuía grande qualidade. No “Bloco 2”, o patamar elástico apesar de curto existe e a diminuição da rigidez já é um pouco mais acentuada. Mas é nos ensaios “França 5” e “França 2” que a estrutura do solo mais se faz sentir, particularmente neste último. A curva tensão-deformação deste ensaio exhibe um extenso patamar elástico até grandes deformações, após o qual a quebra da estrutura é evidenciada pela brusca diminuição do módulo de deformabilidade.

De facto, estas representações dos módulos de deformabilidade tangente e secante permitem confirmar aquilo que já tinha sido referido anteriormente a propósito do confronto com as curvas da modelação hiperbólica dos ensaios. Perante esta análise, o ensaio “França 2” parece ser o ensaio onde a estrutura do solo terá sido melhor conservada.

Com o objectivo de obter uma forma para a lei de degradação da rigidez deste solo, apresenta-se na curva a azul da Figura 4.32, a variação do módulo secante com o nível de deformação do ensaio “França 2”, por ser este o ensaio que denota um maior grau de estruturação e, conseqüentemente, ser este o mais representativo do maciço de solo residual em questão.

Foi adoptado o módulo secante, em vez do módulo tangente, uma vez que é este o módulo que está implícito no modelo hiperbólico subjacente ao código Plaxis[®], *Hardening Soil Model* (módulo secante a 50%, entre outros) mas também pela sua obtenção ser mais fácil, como refere Atkinson et al. (1986). A deformação está representada em escala logarítmica para que a degradação da rigidez com o aumento da deformação seja mais visível, nomeadamente no que diz respeito à variação nas pequenas deformações.

Devido aos efeitos da amostragem os módulos obtidos em laboratório são sempre mais baixos do que os de campo. Viana da Fonseca et al. (1997) propuseram a seguinte relação: $G_0/G_{el} \approx 3,1$ em que G_0 é o módulo de distorção obtido pelos ensaios sísmicos *Cross-Hole* e o G_{el} é o módulo de distorção obtido dos ensaios triaxiais realizados com instrumentação interna. Por outro lado, esta relação é corroborada pelos resultados obtidos neste trabalho e apresentados no capítulo 3 (Quadro 3.3), sob a forma da relação G_0^{CH}/G_0^{BE} , em que G_0^{CH} representa o módulo de distorção máximo retirado dos

ensaios cross-hole e G_0^{BE} é o mesmo módulo resultante da medição da velocidade das ondas sísmicas nos ensaios triaxiais, com recurso a *bender elements*.

Tendo por base estes pressupostos, interessa agora saber se esse efeito da amostragem se faz sentir para todos os níveis de deformação. Ishihara (1993), por exemplo, defende que esta diferença do módulo de distorção medido *in situ* e em laboratório é mais notória para níveis de deformação mais elevados, esbatendo-se à medida que a deformação aumenta. Pelo contrário, outros autores (Anderson e Woods, 1976; Richart et al., 1977; Anderson e Stokoe, 1978 e Isenhowe e Stokoe, 1981) defendem que se deveria escalar a curva de degradação da rigidez pelo factor apresentado no parágrafo anterior de modo a minimizar os efeitos da amostragem, tal como se fez na Figura 4.32.

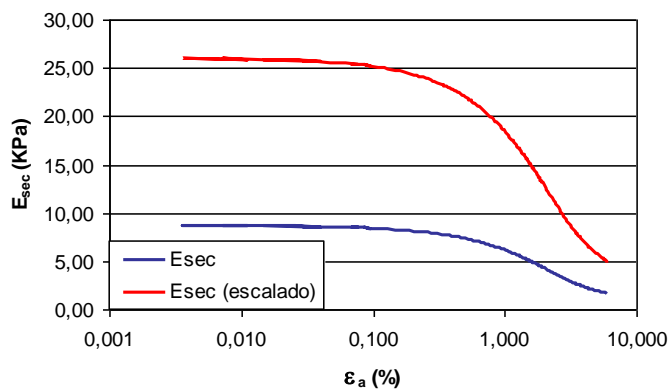


Figura 4.32 - Degradação do módulo secante com a deformação (“França 2”)

Para finalizar, apresenta-se um quadro resumo com os módulos de deformabilidade mais relevantes obtidos neste ensaio.

Quadro 4.4 - Quadro resumo dos módulos de deformabilidade calculados na modelação do ensaio “França 2”

	Módulo de deformabilidade (MPa)
E_{50}	11,6
E_{ti}	21,4
E_{t0}	11,7
E_{seci}	8,6
$E_{sec10\%}$ (não corrigido)	8,3
$E_{sec10\%}$ (escalado por $G_0/G_{el=3}$)	25,8

Legenda:

- E_{50} é o módulo de deformabilidade a 50% da tensão de rotura
- E_{ti} é o módulo tangente inicial do ensaio isotrópico correspondente
- E_{t0} é o módulo tangente inicial da curva hiperbólica modeladora do ensaio, ou seja, no início da curva anisotrópica.
- E_{seci} é o primeiro valor da coluna dos módulos secantes calculados a partir da modelação do ensaio por um polinómio do 6º grau.
- $E_{sec10\%}$ é módulo secante a 10% da carga de rotura calculado a partir da modelação do ensaio por um polinómio do 6º grau.

Nota: foi escolhido o E_{sec} a 10% porque foi esse o valor usado por Viana da Fonseca (1996) e com o qual estabeleceu correlações. Esse valor foi estabelecido por se tratar de um valor corrente para fundações, em serviço.

Nesta secção foram analisados e comparados os vários ensaios triaxiais no que diz respeito à deformabilidade do solo, quer através da modelação hiperbólica da sua curva tensão-deformação como também pelas curvas de degradação da rigidez. No final deste capítulo a questão da rigidez do solo será de novo abordada com mais detalhe analisando-se não apenas sobre os resultados dos ensaios triaxiais, mas também, em relação aos resultados dos ensaios *in situ* e, os da modelação numérica por retro-análise da estrutura em apreço.

4.4.3 Modelação geral do solo

Tendo sido realizada a modelação individual de cada um dos ensaios, interessa agora obter os parâmetros de deformabilidade do solo mais representativo do conjunto dos ensaios. Nesta secção irá ser avaliado o E_i pela fórmula de Janbu (1963) e o E_{50}^{ref} pela fórmula do *Hardening Soil Model* uma vez que este é o parâmetro necessário para a modelação em elementos finitos pelo Plaxis®.

Contudo, dado o comportamento distinto do solo nos dois tipos de ensaios apresentados, a sua modelação não pode ser feita conjuntamente, pelo que se optou pela modelação apenas dos ensaios de compressão convencional (“Bloco 2”, “França 2” e “França 6”). Esta opção resultou de se ter concluído que as trajectórias dos ensaios que estão na base dos parâmetros a introduzir no modelo devem ser aquelas preconizadas pelo modelo em questão e não as mais relevantes no comportamento do maciço que se está a estudar. Este ponto é importante uma vez que constitui uma limitação importante dos modelos actuais. O ensaio “França 1” não foi integrado nesta modelação já que, tendo o provete sido desestaturado, os seus módulos são visivelmente mais baixos que os restantes ensaios cujas tensões de confinamento são mais baixas (Quadro 4.3).

Assim, partindo da fórmula de Janbu (1963) que relaciona o módulo de deformabilidade com o nível de tensão (equação (4.8)), é possível obter um módulo para cada nível de tensão que incorpore a informação de todos os ensaios. No que diz respeito ao E_{i1} , os resultados obtidos são os que se evidenciam na Figura 4.33, sendo de salientar que os resultados seriam semelhantes se apenas se considerasse os ensaios “França 2” e “Bloco 2”.

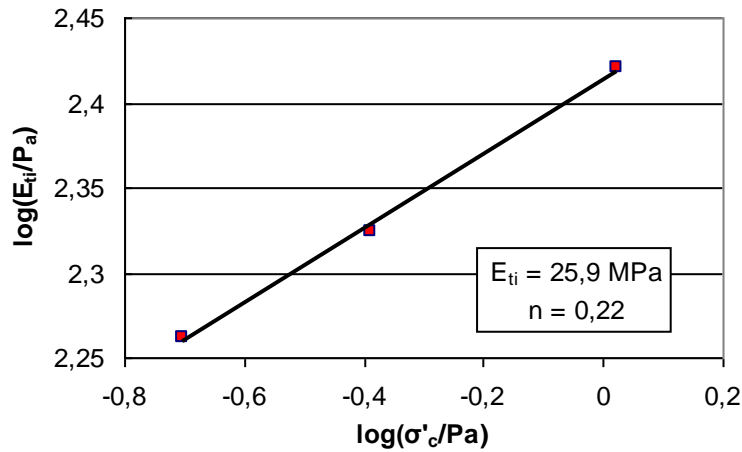


Figura 4.33 - Obtenção do E_{ti} e do n através da fórmula de Janbu (1963)

Relativamente ao E_{50} , foi usada a fórmula do *Hardening Soil Model*, já apresentada na equação (4.21), que se baseia no mesmo conceito da fórmula de Janbu (1963). Esta expressão, sofrendo a transformação apresentada na equação (4.45), permite a representação dos vários ensaios num gráfico como o da Figura 4.34. Se se admitir,

$$X = \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \operatorname{sen} \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \operatorname{sen} \phi'} \right) \quad (4.44)$$

então:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} X^m \quad \Leftrightarrow \quad \log(E_{50}) = \log(E_{50}^{ref}) + m \cdot \log(x) \quad (4.45)$$

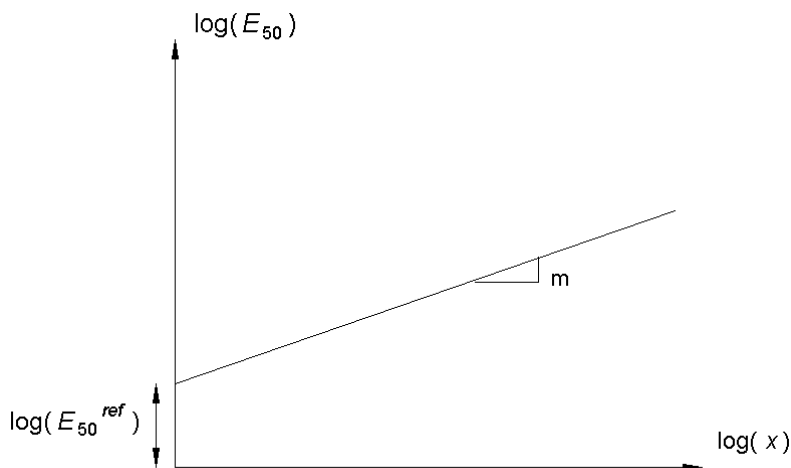


Figura 4.34 – Generalização dos ensaios através da fórmula do *Hardening Soil Model*

De facto, o ajuste de uma recta a esses ensaios representados no gráfico, permite determinar os parâmetros E_{50}^{ref} (módulo E_{50} para uma tensão de referência de 100 kPa) e m (equivalente ao n da formula de Janbu, relacionando o módulo de deformabilidade com a tensão efectiva), considerando os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais ($c' = 2,1 \text{ kPa}$ e $\phi' = 37,1^\circ$).

Os resultados assim obtidos apresentam-se na Figura 4.35, onde é notório que o ensaio França 6 se afasta um pouco da tendência evidenciada pelos outros dois ensaios. Dada a pouca fiabilidade que este ensaio oferece devido à deficiente qualidade da amostra, optou-se por refazer a modelação apenas com os dois melhores ensaios apesar da fraca representatividade que isso implica (Figura 4.37).

O módulo de referência obtido, por esta última via, foi 14,4 MPa e o $m = 0,25$, como demonstra a Figura 4.37. É de realçar que foi repetido o mesmo procedimento com a fórmula de Janbu tendo-se obtido valores muito semelhantes, o que prova a analogia entre as duas metodologias. O facto dos valores de m ou n serem bastante baixos significa que o E_{50} varia muito pouco em profundidade com o aumento da tensão efectiva, o que está de acordo com o que foi referido na análise dos ensaios *in situ* (capítulo 3) a propósito da sua pequena variação em profundidade (com excepção dos horizontes de rocha menos alterada).

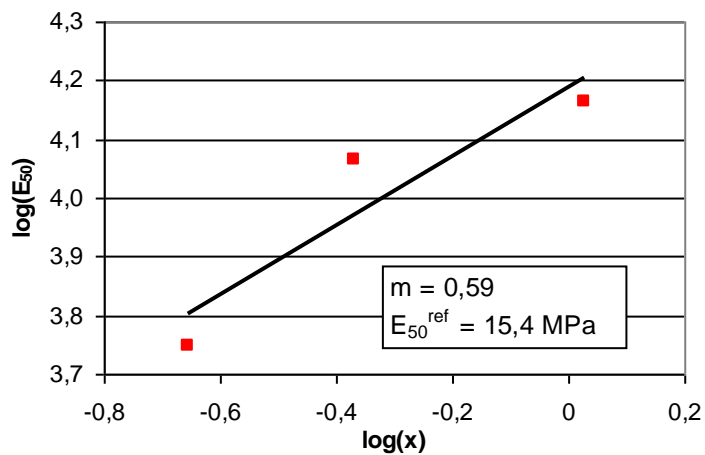


Figura 4.35 - Obtenção do E_{50}^{ref} e do m através da fórmula do *Hardening Soil Model* considerando os ensaios “Bloco 2”, “França 2” e “França 6”

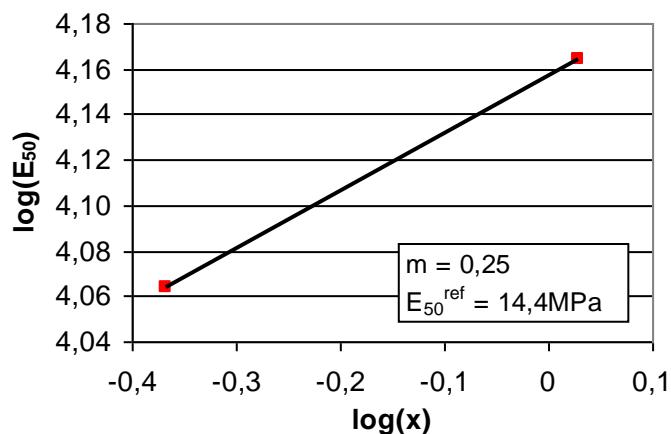


Figura 4.36 - Obtenção do E_{50}^{ref} e do m através da fórmula do *Hardening Soil Model* considerando apenas os ensaios “Bloco 2” e “França 2”

4.5 Simulação em PLAXIS dos ensaios edométricos e triaxiais

4.5.1 Introdução. Pressupostos de cálculo.

No sentido de calibrar melhor o modelo constitutivo do solo, os ensaios triaxiais e os ensaios edométricos foram simulados numericamente no programa de cálculo já referido - PLAXIS®.

A malha de elementos finitos que está na base da modelação destes ensaios tem um metro de lado, para que as deformações sejam iguais aos deslocamentos, e representa um quarto do provete. No caso dos ensaios triaxiais as fronteiras superior e lateral direita são deixadas livres, impedindo-se os deslocamentos perpendiculares às fronteiras inferior e lateral esquerda (Figura 4.37). No caso dos ensaios edométricos os deslocamentos estão impedidos em ambas as fronteiras laterais uma vez que se trata de um ensaio de compressão confinado. O peso volúmico do solo é considerado nulo para que o estado de tensão seja uniforme, e o nível freático permanece abaixo do provete para que as tensões totais aplicadas sejam logo as efectivas. O modelo é do tipo axissimétrico de forma a representar o que ocorre na realidade nos ensaios referidos.

Contudo, apesar do modelo simular o estado de tensão e deformação uniforme, na realidade isso não acontece nos ensaios triaxiais, pelo que estes resultados devem ser observados com atenção.

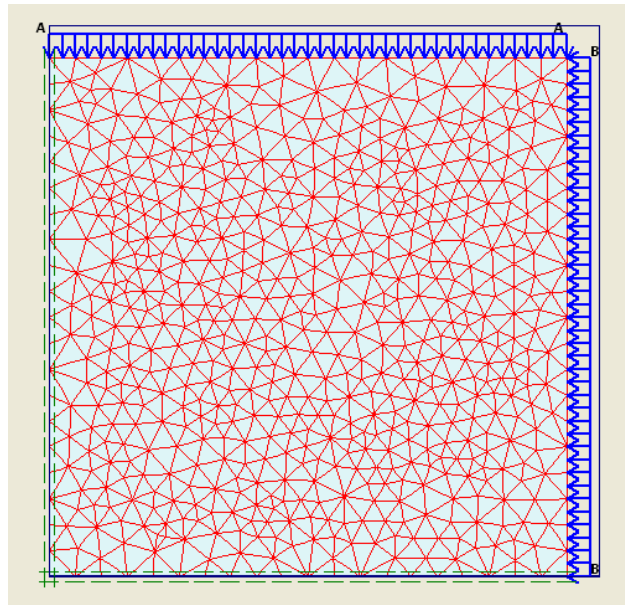


Figura 4.37 - Deformada da malha de elementos finitos no fim da primeira fase de carregamento na simulação de um ensaio triaxial de compressão convencional (1182 elementos)

O solo foi modelado pelo *Hardening Soil Model*, descrito na secção 4.1.1, adoptando os parâmetros de resistência em condições drenadas (ângulo de resistência ao corte e coesão efectiva) obtidos dos ensaios triaxiais de compressão convencional ($\phi' = 37^\circ$ e $c' = 2 \text{ kPa}$). No que diz respeito ao estado de tensão inicial, o coeficiente de impulso em repouso foi deixado por defeito igual a $1 - \text{sen}(\phi')$.

4.5.2 Ensaio edométricos

Na modelação dos dois ensaios edométricos apresentados na secção 3.2.3 do capítulo 3, ficou claro que o parâmetro mais relevante é, como seria de esperar, o módulo edométrico, seguido do parâmetro m (que representa a variação da deformabilidade com a tensão efectiva) não havendo qualquer interferência do módulo E_{50} , nem mesmo da dilatância ψ . O módulo E_{ur} tem apenas influência na curva de descarga do ensaio.

As curvas dos dois ensaios foram ajustadas para um módulo edométrico de 7,15 MPa, uma relação $E_{ur}/E_{50} = 5$ e parâmetro m variando entre 0,22 no ensaio 1 e 0,3 no ensaio 2, como se demonstra nas Figura 4.38 e 4.39.

É interessante recordar que a relação E_{ur}/E_{50} obtida no ensaio “Bloco 2” era aproximadamente 10, portanto o dobro da relação aqui encontrada. Esta grande discrepância pode ser devida ao facto do provete do “Bloco 2” se encontrar em pior estado do que as amostras dos ensaios edométricos e, conseqüentemente, o E_{50} do “Bloco 2” ser demasiado baixo. Não se pode excluir a hipótese de haver outros factores, como alguma inércia atrítica nas paredes dos edómetros, para justificação do contrário, mas admitiu-se neste trabalho que aquela argumentação prevalece. De facto, na Figura 4.30 ficou claro que neste ensaio a estrutura não estava tão bem conservada como no ensaio “França 2”, por exemplo. Por outro lado, Schanz e Vermeer (1998) também adoptaram esta relação na extrapolação do E_{ur} a partir do E_{50} em areias.

O E_{50} , embora não tenha influência nos resultados como foi referido, delimita a gama de valores do módulo edométrico que se pode introduzir. Ou seja, neste caso, se se introduzisse o valor do E_{50} correspondente à modelação geral do solo ($E_{50} = 14,4 \text{ MPa}$) já não seria permitido introduzir um módulo edométrico igual a 7,15 MPa, uma vez que o Plaxis® enviaria uma mensagem de erro dizendo que para aqueles parâmetros o módulo edométrico era muito baixo. Assim, foi adoptado o módulo E_{50} obtido na modelação hiperbólica do ensaio “França 2” ($E_{50} = 11,6 \text{ MPa}$), o que, como foi referido, não tem interferência directa com o ajuste.

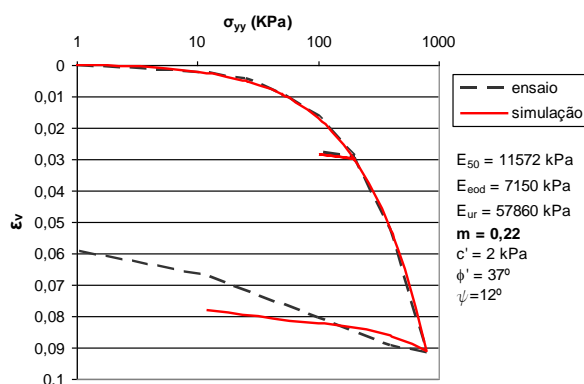


Figura 4.38 – Modelação do ensaio 1

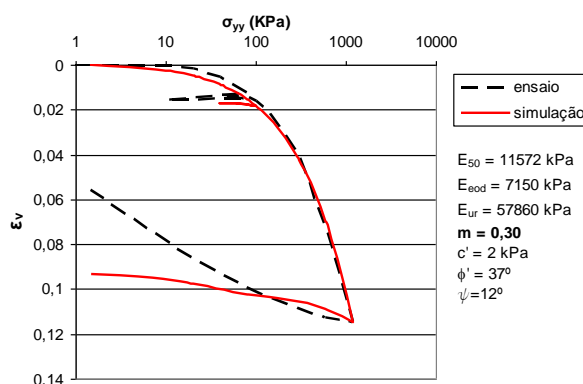


Figura 4.39 – Modelação do ensaio 2

Nota: as curvas da simulação numérica aqui apresentada referem-se a um ponto da malha escolhido ao acaso uma vez que o estado de tensão e deformação é homogéneo.

4.5.3 Ensaio triaxiais

Na simulação dos ensaios triaxiais começou-se pelos ensaios de compressão convencional “França 2”, “Bloco 2” e ainda “França 6”. O ensaio “França 1” não foi considerado pelo facto do provete ter sido remoldado e, conseqüentemente, exibir deformações volumétricas e módulos de deformabilidade distintos dos outros ensaios e do que na realidade se verifica num solo residual amostrado e ensaiado em condições estruturais relativamente indeformadas (ou seja, representativas da realidade).

Nestes cálculos foram usados os parâmetros já obtidos na modelação geral do solo e ainda a relação obtida nos ensaios edométricos entre o E_{ur} e o E_{50} , ou seja,

$$E_{50} = 14\,400 \text{ kPa}$$

$$m = 0,25$$

$$E_{ur}/E_{50} = 5 \text{ ou seja, } E_{ur} = 72\,000 \text{ kPa}$$

No que diz respeito ao módulo edométrico, este não pôde ser considerado igual ao valor obtido nos ensaios edométricos por ser demasiado baixo para o valor do E_{50} introduzido. O mínimo valor permitido para este conjunto de parâmetros foi um módulo de 9 MPa, para quais se obteve, no ensaio “França 2”, os resultados da modelação numérica que se apresentam na Figura 4.40. Este ensaio é o que melhor permite a aferição dos parâmetros volumétricos, E_{eod} e ψ , uma vez que exibe uma curva de deformação volumétrica com dilatância bem definida como é típico destes solos, o que não acontece no ensaio “Bloco 2” em que não foram medidas as deformações volumétricas com confiabilidade pelo facto do solo não estar saturado (à data da realização do ensaio não se dispunha no laboratório de geotecnia da FEUP, os meios de medição que o permitissem).

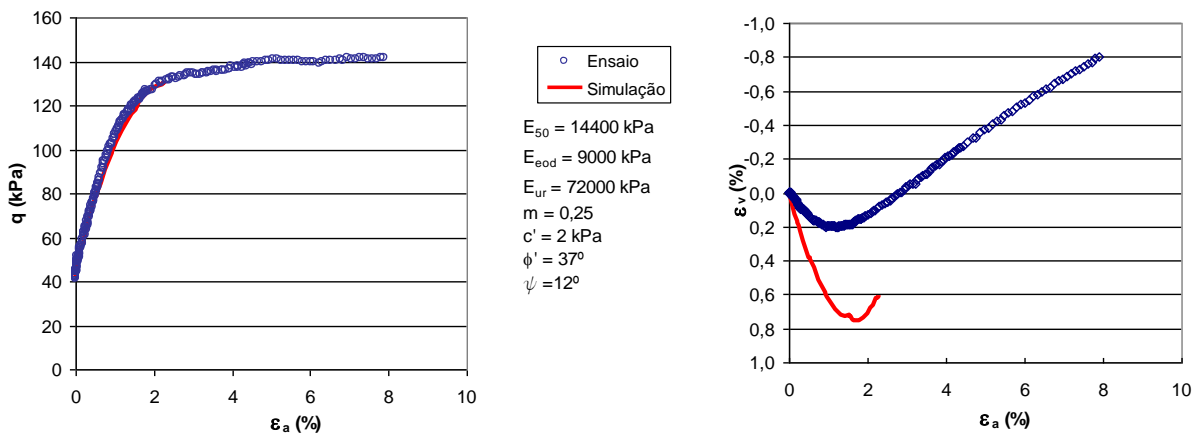


Figura 4.40 – Modelação do ensaio “França 2 “

Os gráficos da Figura 4.40 mostram um ajuste bastante bom na curva tensão-deformação mas, pelo contrário, muito maior compressibilidade volumétrica relativamente ao ensaio edométrico.

Na verdade, para tentativamente se ajustar ambas as curvas com os mesmos parâmetros, o módulo edométrico teria que ser igual a 20 MPa, como se observa nos gráficos da Figura 4.41. Por outro lado, como a dilatância não tinha qualquer influência nos ensaios edométricos não pode ser por estes ajustada, tendo-se utilizado este ensaio para se ajustar este valor em conformidade com uma resposta triaxial, no qual se obteve 7° , um pouco abaixo do que tinha sido concluído no capítulo 3 (12°). Esta diferença pode não estar relacionada com o modelo propriamente dito mas com uma deficiente interpretação do ensaio triaxial resultante de uma escolha errada da tangente à curva de variação volumétrica.

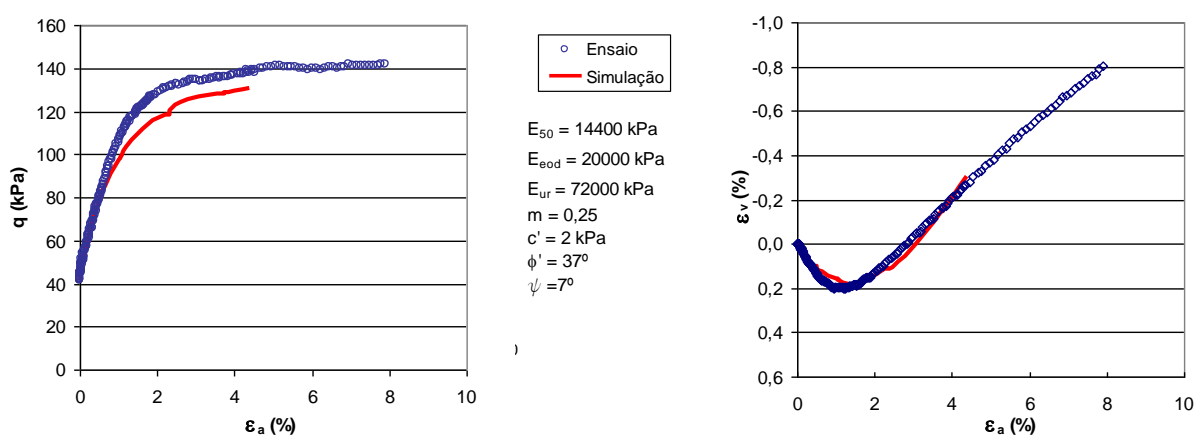


Figura 4.41 – Nova modelação do ensaio “França 2”

Como se vê nos gráficos da Figura 4.41 estes parâmetros ajustam muito melhor os resultados do ensaio, apesar da curva tensão-deformação ter ficado um pouco desajustada. Na realidade, aumentar o módulo edométrico permite reduzir a compressibilidade volumétrica aumentando a deformação axial; ou seja, como a deformação axial engloba deformações volumétricas e distorcionais, significa que as deformações distorcionais aumentam. Ou seja, o modelo revela-se limitado pois, para se ajustar a curva de deformação volumétrica, é necessário reduzir a diminuição de volume aumentando o módulo edométrico o que origina o desajuste da curva tensão-deformação pelo facto das deformações axiais terem aumentado.

Tendo o E_{eod} e a dilatância aferidos, passou-se à modelação do ensaio “Bloco 2”, embora neste ensaio a factorização pelos parâmetros de compressibilidade edométrico ou de dilatância distorcional não tenha grande influência dado que não se possui a sua curva de deformação volumétrica (Figura 4.42).

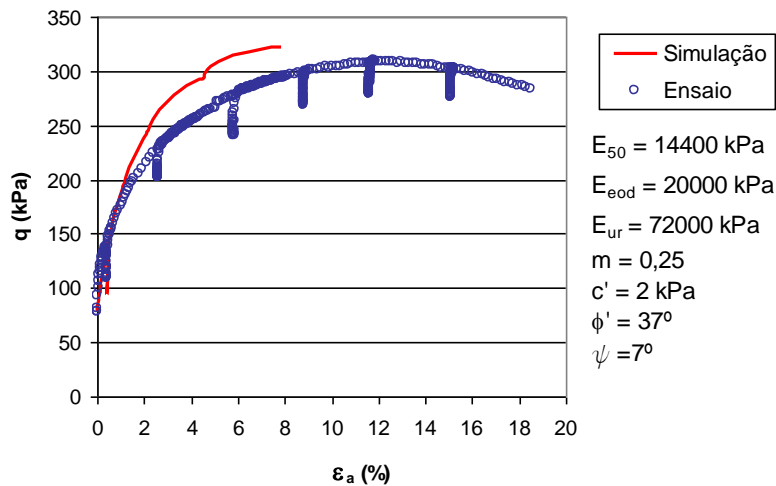


Figura 4.42 – Modelação do ensaio “Bloco 2”

Neste caso, como foi observado na Figura 4.21, este ensaio exibe maior rigidez inicial, notando-se que a curva do ensaio está acima da simulação, mas para maiores deformações a rigidez experimental é francamente mais baixa afastando-se da simulação, pelo que a modelação não o consegue ajustar de uma forma tão eficaz como no ensaio anterior. De qualquer forma, é possível verificar que estes parâmetros, nomeadamente o E_{50} e o E_{ur} , estão razoavelmente ajustados à curva do ensaio.

Para terminar a modelação dos ensaios triaxiais de compressão convencionais, apresenta-se a modelação do ensaio “França 6” com os parâmetros acima estabelecidos, a qual já não foi manifestamente bem sucedida, especialmente no que diz respeito ao comportamento volumétrico, como se pode ver na Figura 4.43.

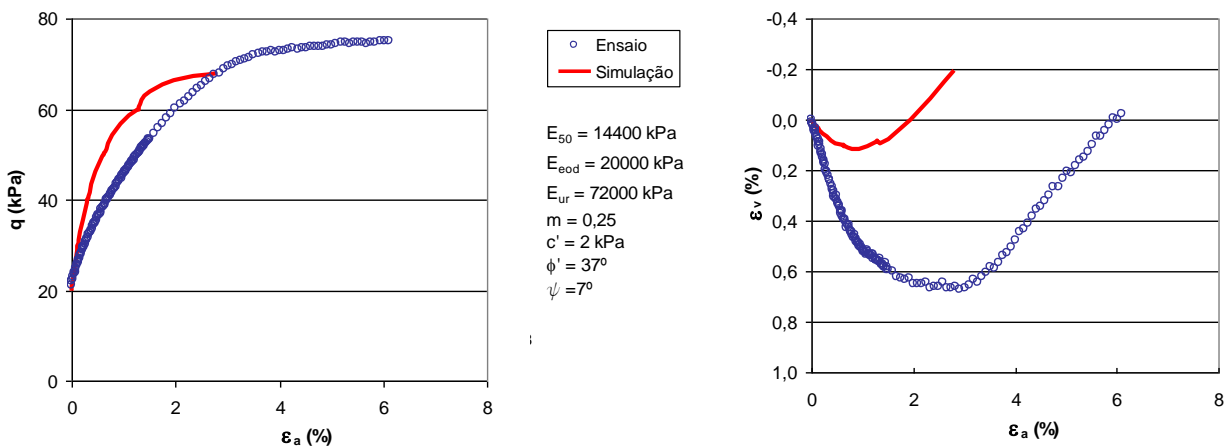


Figura 4.43 – Modelação do ensaio “França 6”

De facto, o módulo edométrico de 20 MPa é francamente desajustado para este ensaio, sendo necessário um módulo mais baixo. No sentido de encontrar o módulo edométrico que mais se adequasse à modelação deste ensaio foram realizados novos cálculos tendo-se concluído que era necessário alterar também os restantes parâmetros. Primeiro foram alterados os parâmetros de deformabilidade mantendo-se constantes os parâmetros de resistência obtendo-se o melhor ajuste

para os parâmetros indicados na Figura 4.44. De seguida, verificou-se que bastava aumentar 1 kPa à coesão para se obter um ajuste ainda melhor embora isso tenha implicado também um aumento do módulo edométrico para que a curva de deformação volumétrica continuasse ajustada (Figura 4.45)

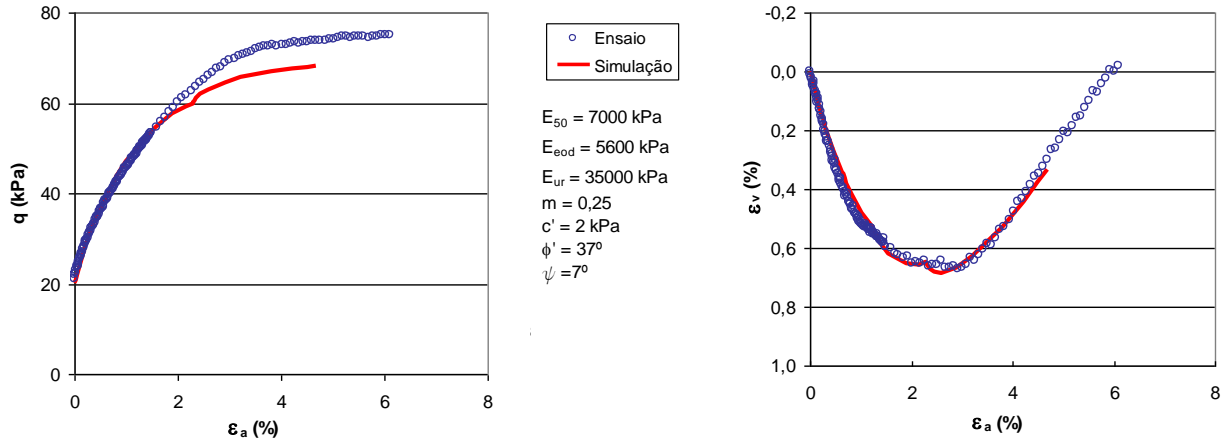


Figura 4.44 – Nova modelação do ensaio “França 6”

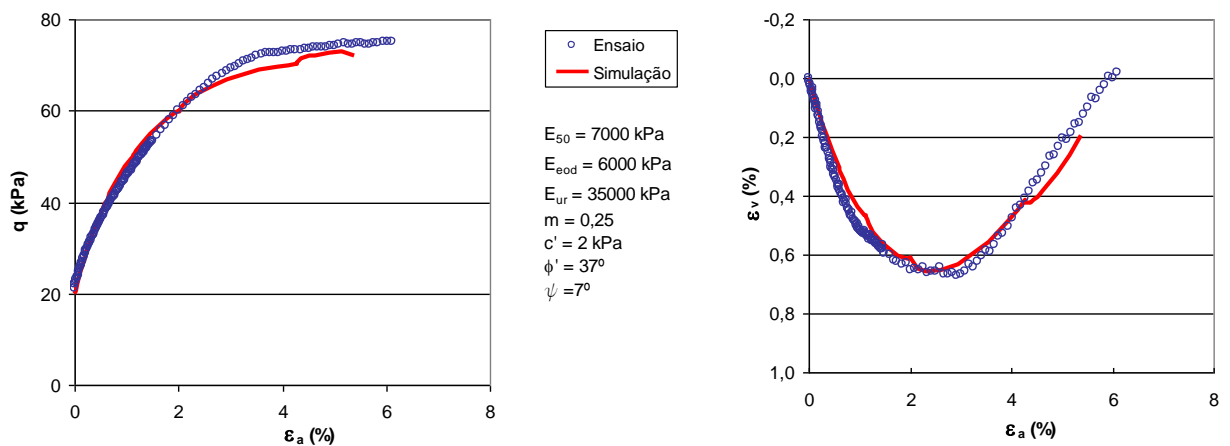


Figura 4.45 – Nova modelação do ensaio “França 6”

Deste ensaio pode concluir-se que, afinal, o módulo edométrico de 7150 kPa encontrado na simulação numérica dos ensaios edométricos não está tão inconsistentemente baixo como se tinha diferido anteriormente da modelação do ensaio “França 2”. Na modelação da cortina, que se apresentará mais adiante, o valor a adoptar para este módulo ficará mais claro. Contudo, no que se refere ao módulo E_{50} , o valor obtido já foi, de facto, muito inferior ao módulo que ajustou os restantes ensaios, o que deverá estar relacionado com a qualidade da amostra. Como se verificou na Figura 4.30, este ensaio apresenta uma elevada taxa de degradação da rigidez desde as mais baixas deformações, o que pode justificar a obtenção de um módulo distorcional desta natureza.

De seguida, procedeu-se à simulação dos ensaios de compressão com alívio da tensão lateral, “França 4” e “França 5”, cujos gráficos se representam nas Figura 4.46 e 4.47.

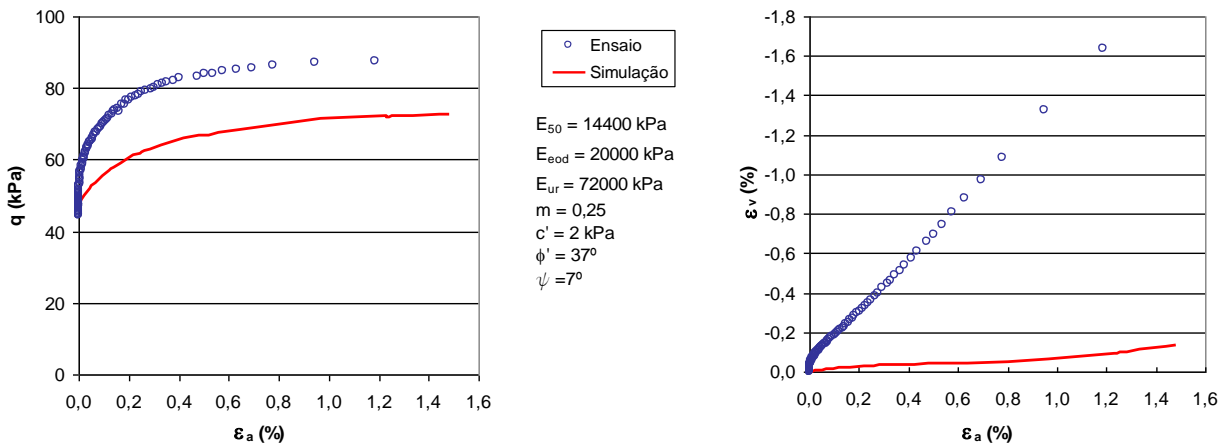


Figura 4.46 – Modelação do ensaio “França 4”

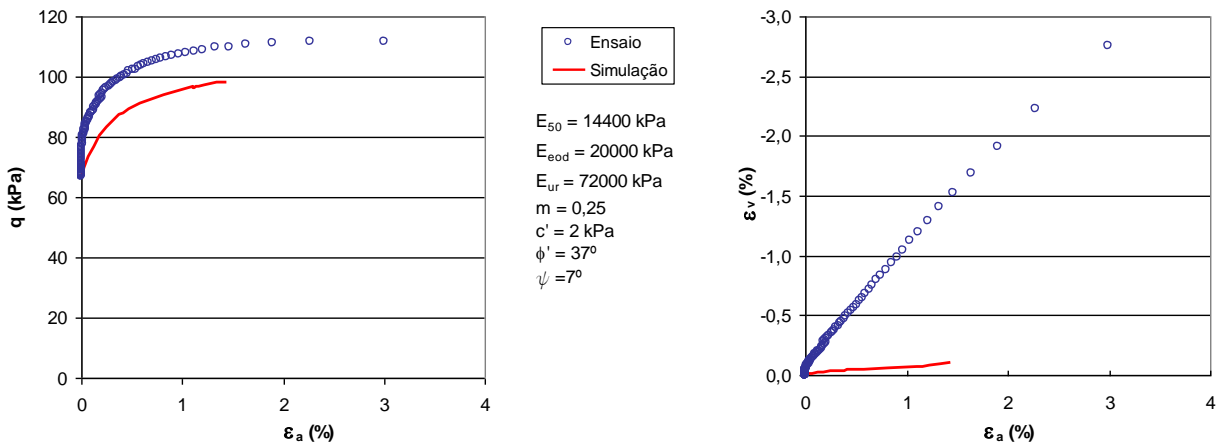


Figura 4.47 – Modelação do ensaio “França 5”

Como se pode ver, os parâmetros do modelo aferidos anteriormente para os ensaios de compressão convencional não conseguem reproduzir estes ensaios. Este tipo de trajectória induz no solo um comportamento bastante diferente do exibido nos ensaios convencionais que, como já foi referido, se caracteriza essencialmente por maior rigidez, resistência e dilatância, as quais não são passíveis de se reproduzir com um modelo isotrópico e relativamente simples baseado em leis hiperbólicas como é o *Hardening Soil Model*.

Por curiosidade, apresentam-se nas Figura 4.48 e 4.49 os parâmetros (e respectivos gráficos) que melhor ajustaram estes ensaios para que se possa ter uma ideia das diferenças nas suas ordens de grandeza, quando comparados com os parâmetros que ajustaram os ensaios de compressão convencional.

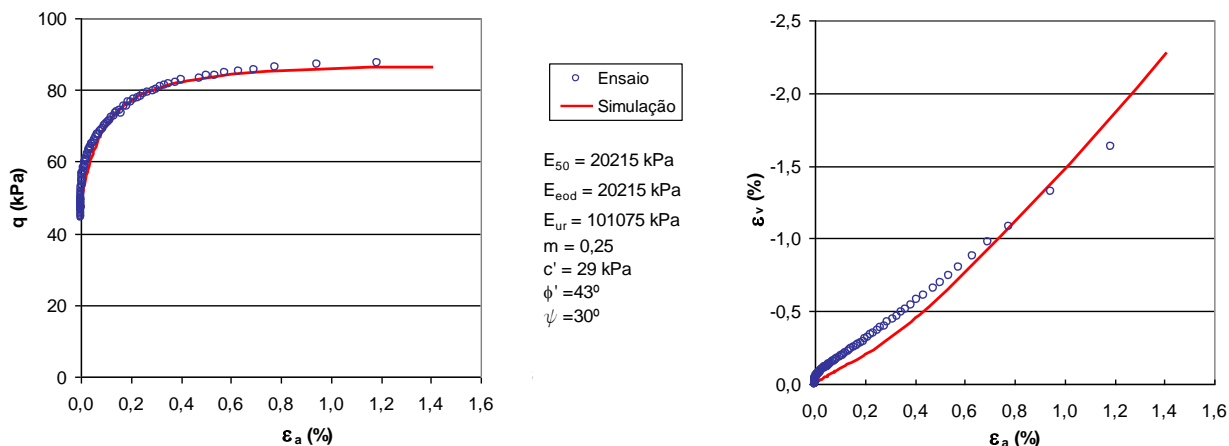


Figura 4.48 – Nova modelação para melhor ajuste do ensaio “França 4”

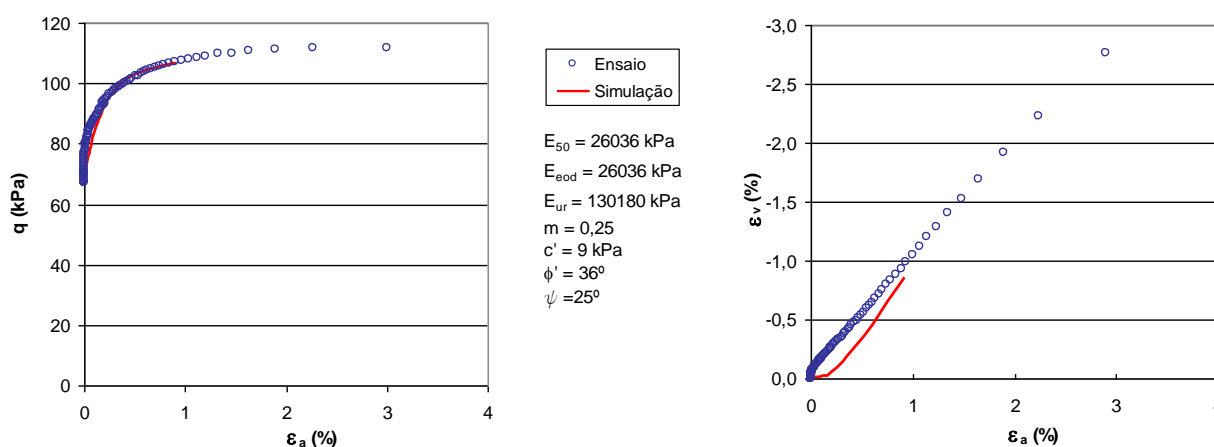


Figura 4.49 – Nova modelação para melhor ajuste do ensaio “França 5”

Como estas figuras evidenciam, dificilmente se encontram parâmetros que consigam ajustar o início da curva de variação volumétrica obtida no ensaio, cuja forma é muito diferente daquilo que se verificou nos restantes ensaios e modelações numéricas. Na impossibilidade de encontrar outros trabalhos onde estejam patentes as curvas de variação volumétrica obtidas neste tipo de ensaios, fica a dúvida de qual será a razão desta diferença.

Nota: tal como se referiu a propósito dos ensaios edométricos, as curvas da simulação numérica aqui apresentada referem-se a um ponto da malha escolhido ao acaso uma vez que o estado de tensão e deformação é homogéneo.

4.6 Comparação dos resultados obtidos pelo método dos elementos finitos com os resultados da instrumentação: retro-análise

4.6.1 Secção analisada

Da obra apresentada no capítulo 2, foi escolhida para esta análise a secção 1.5 correspondente à localização do inclinómetro IM3B, como se pode ver no perfil da escavação presente na Figura 4.50.

Esta opção deveu-se ao facto de ter sido este inclinómetro a registar os deslocamentos mais elevados (Figura 2.16 do capítulo 2), e por isso, considerados mais significativos admitindo que, pelos seus valores absolutos mais elevados, os erros da monitorização são menos relevantes.

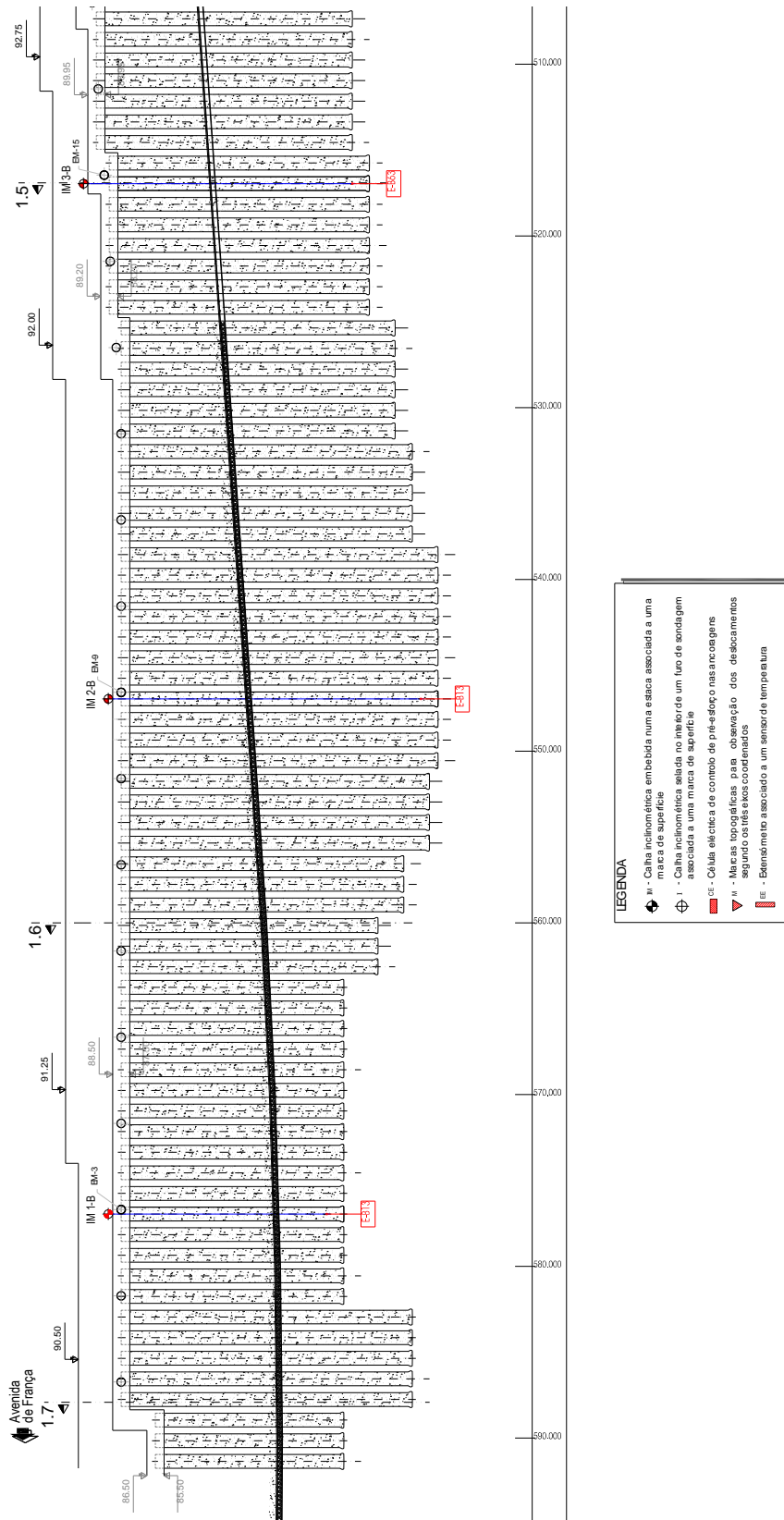


Figura 4.50 - Alçado Norte planificado do projecto da trincheira com indicação da instrumentação

A esta secção corresponde a geometria evidenciada na Figura 4.51, em que as cotas apresentadas se referem a distâncias ao eixo das lajes, das estacas e demais elementos estruturais. Na respectiva figura indica-se ainda a cota da primeira plataforma após a primeira fase de escavação, bem como as três posições do nível freático consideradas nesta análise.

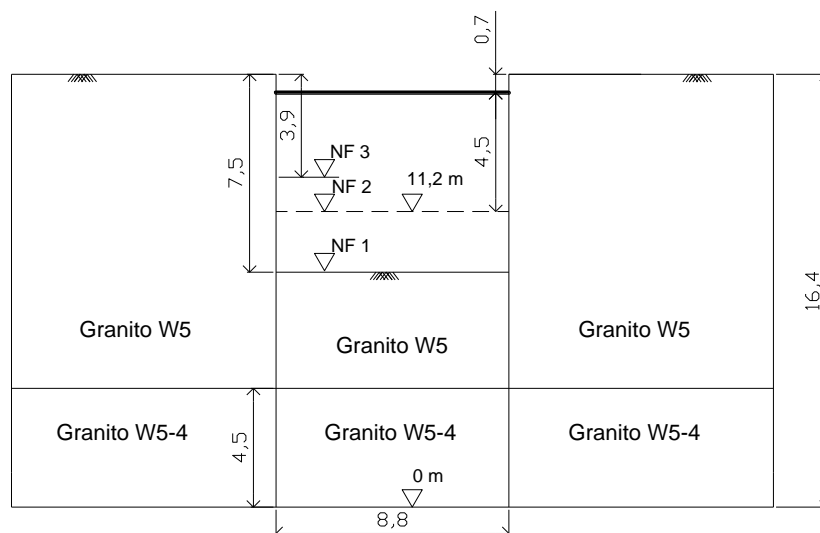


Figura 4.51 – Geometria da secção transversal da cortina correspondente à secção 1.5 (cotas em metros)

4.6.2 Comportamento da escavação

No sentido de perceber ainda melhor o comportamento de uma escavação deste tipo traçaram-se alguns gráficos relativos a momentos flectores, pressões de terras e trajectórias de tensões para um modelo base, cujos parâmetros são os que constam do Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Parâmetros do modelo base

Deformabilidade do Granito W5	E_{50}	20 000 kPa
	E_{eod}	15 000 kPa
	E_{ur}	60 000 kPa
Deformabilidade do Granito W5-4	E_{50}	50 000 kPa
	E_{eod}	40 000 kPa
	E_{ur}	150 000 kPa
Restantes parâmetros	m	0
	ψ	12°
	c'	2 kPa
	ϕ	37°
Posição do NF		NF1
Rigidez da cortina		1/1,5 R.T.
Modelo		HSM

Nota₁: R.T. é rigidez teórica como calculada na secção 4.3.4

O diagrama de momentos flectores obtido para este modelo é o apresentado na Figura 4.52a, o qual segue aproximadamente as considerações apresentadas no capítulo 1 acerca das cortinas monoapoiadas e autoportantes. Efectivamente, comparando o diagrama da Figura 4.52a para a fase final com a Figura 1.20 (do capítulo 1) para $K_0=0,5$ verifica-se que este tem uma forma semelhante ao

que Potts e Fourie (1985) obtiveram para cortina flexíveis. Para a fase autoportante, como seria de esperar, o diagrama de momentos na parte não enterrada da cortina evidencia muito aproximadamente a forma típica do diagrama de uma consola.

No que concerne às pressões intersticiais, verifica-se que estas são iguais às hidrostáticas correspondendo a uma situação de nível freático situado ao nível da laje de fundo (NF1, correspondente ao modelo base) e, conseqüentemente, sem desníveis entre a parte posterior e anterior da cortina (ver Figura 4.52b)

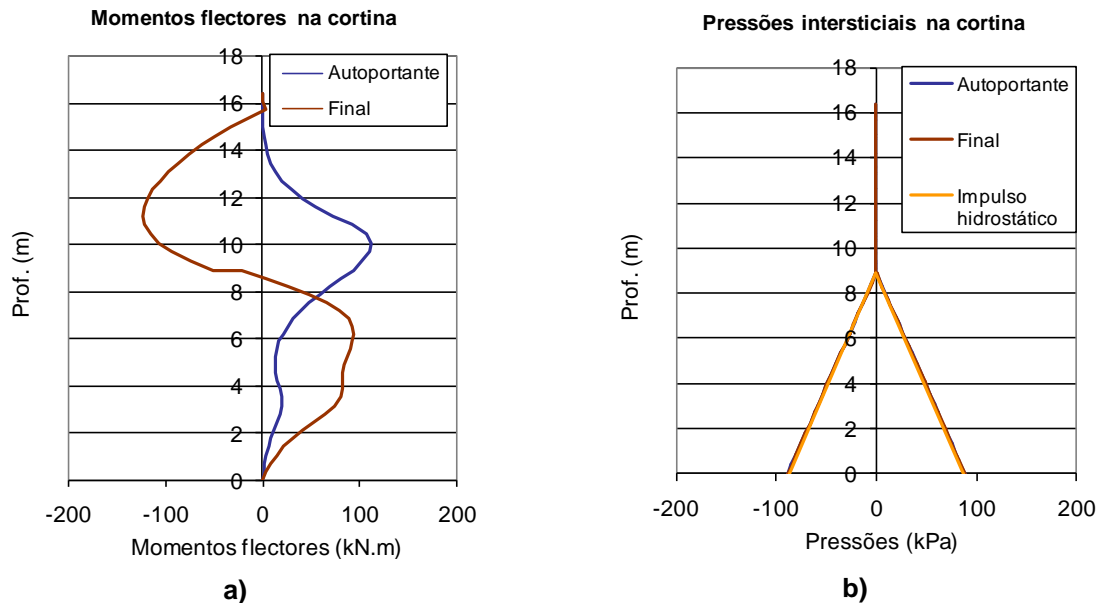


Figura 4.52- Momentos flectores (a) e pressões intersticiais na cortina (b) para a fase autoportante e definitiva

Observando agora na Figura 4.53 as tensões efectivas horizontais para a fase final, verifica-se que as pressões de terras no tardo da cortina aumentam um pouco junto da escora e na parte enterrada da cortina relativamente ao impulso activo devido à redistribuição das pressões por efeito de arco explicadas no capítulo 1 (secção 1.2). Por seu lado, as pressões do lado passivo na fase final da escavação começam por seguir exactamente a curva do impulso passivo na parte imediatamente abaixo do fundo da escavação, indicando que nessa parte o impulso passivo está completamente mobilizado, mantendo-se praticamente constantes ao longo do resto da parede. Esta concentração do impulso passivo na zona do fundo da escavação deve-se à existência da laje de fundo que tendo maior rigidez concentra nela grande parte da reacção passiva. É como se a laje de fundo “substituísse” em parte o efeito favorável da mobilização do impulso passivo do solo através do prolongamento da altura enterrada. Assim, nesta situação, a partir de certa profundidade a cortina deixa de “trabalhar” como se verifica pela diminuição das pressões do lado passivo e aumento do lado activo. De facto, um pouco abaixo da base da escavação, quando o impulso passivo à frente da parede deixa de ser completamente mobilizado, também as pressões no tardo se tornam bastante superiores às activas aproximando-se das tensões de repouso.

O ligeiro “pico” nas pressões que se verifica próximo do pé da cortina estará possivelmente relacionado com a diferença de rigidez associada ao encastramento da cortina no horizonte mais rígido.

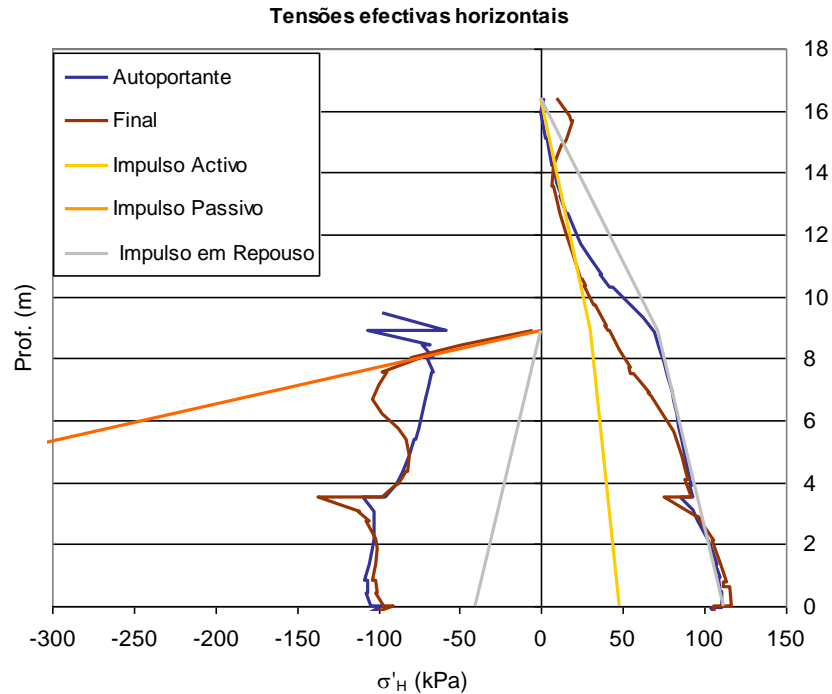


Figura 4.53- Tensões efectivas horizontais no tardez e na frente da cortina em fase autoportante e definitiva

A Figura 4.54 vem salientar a concentração de tensões por efeito de arco já referida, evidenciando que na zona em estado passivo abaixo do fundo da escavação e atrás da escora há rotação das tensões principais como resultado do aumento da tensão horizontal.

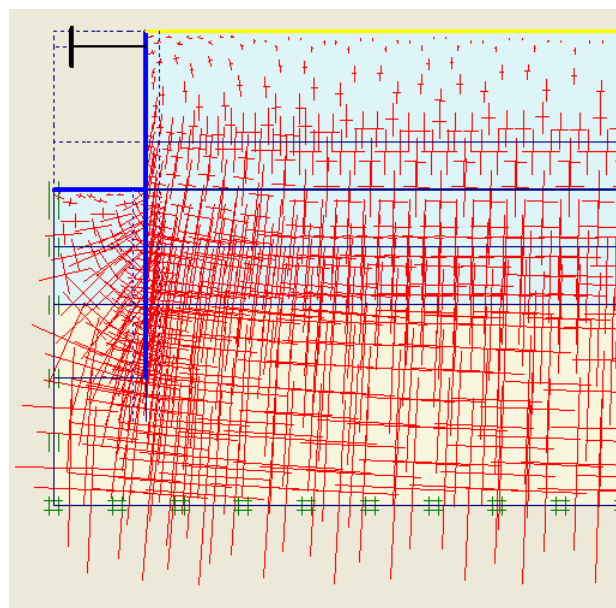


Figura 4.54 - Orientação das tensões totais na fase final do processo de escavação

As trajectórias de tensões foram avaliadas em 6 pontos do maciço: 4 pontos do tardo da cortina e 2 pontos abaixo da base de escavação, cuja localização na secção transversal se apresenta na Figura 4.55. Na Figura 4.56 mostram-se as trajectórias obtidas para esses pontos num gráfico que representa a tensão de desvio (q) versus a tensão média efectiva (p') e respectivas coordenadas referentes ao sistema de eixos representado na Figura 4.55.

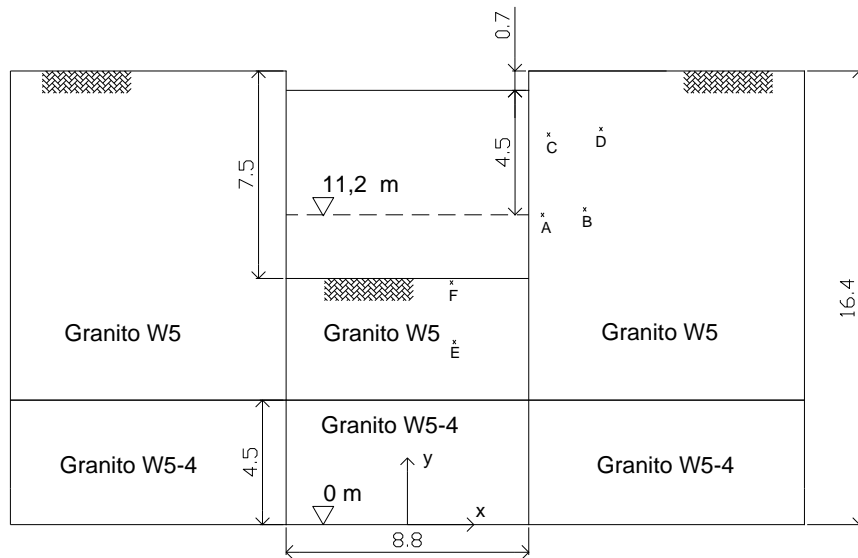


Figura 4.55 – Localização dos pontos relativamente à escavação e à cortina

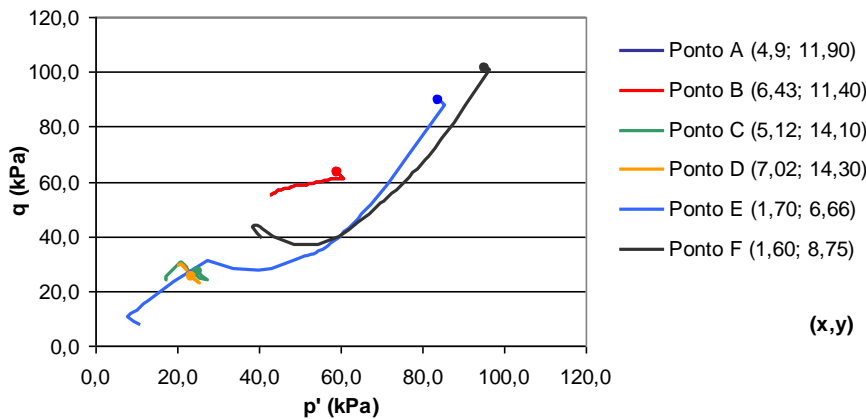


Figura 4.56 – Trajectórias de tensão em vários pontos do maciço (Nota: a trajectória do ponto A é coincidente com a do ponto B)

Das trajectórias apresentadas é possível observar que, relativamente aos pontos do tardo da cortina, os pontos A e B sofrem uma extensão com diminuição da tensão média; enquanto que nos pontos C e D, situados a uma cota mais elevada, existe primeiro uma compressão com alívio da tensão lateral e só depois extensão, sendo que no ponto D essa extensão é bastante reduzida. Nos pontos do fundo da escavação (E e F), como seria de esperar, verifica-se uma longa extensão com diminuição da tensão média, à primeira vista um pouco surpreendente. De facto, esta diminuição deve-se à pouca relevância do aumento da tensão horizontal na frente da cortina (ver Figura 4.53) fruto do encastramento no granito W5-4.

Por último foi ainda analisado o comportamento volumétrico do solo num ponto imediatamente atrás da escora, por ser este um dos locais onde a plastificação foi mais notória e, conseqüentemente, onde se verificam as maiores deformações (Figura 4.57).

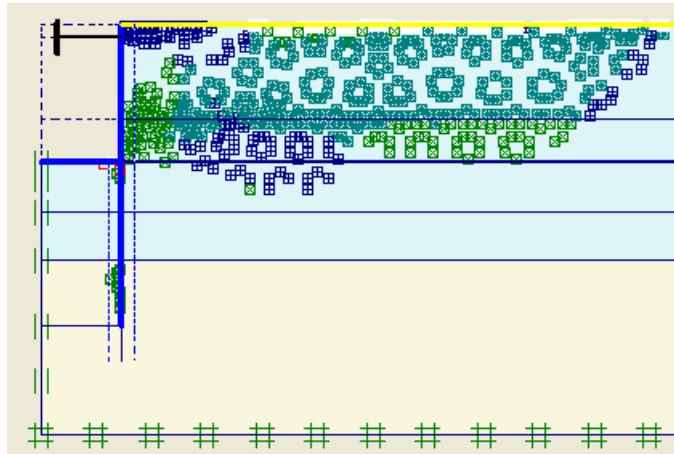


Figura 4.57 - Pontos em plastificação no fim da última fase de escavação e colocação da laje de fundo

A Figura 4.58 pretende mostrar a grande diferença existente entre as deformações ocorridas no ponto atrás da escora (Ponto I) com as que se verificaram nos ensaios triaxiais e respectiva simulação numérica aqui representados pelo “França 4”. Este ensaio foi escolhido não só pelo facto de se tratar de um ensaio com alívio da tensão lateral, trajetória predominante neste local, mas também por ser o ensaio onde se verificaram menores deformações, tornando assim a leitura do gráfico mais perceptível. De facto, o nível de deformação verificado no tardoz da cortina, numa zona em plastificação, é muito mais baixo do que o verificado num ensaio triaxial, devido ao efeito da redistribuição de esforços na plastificação progressiva dos elementos, que nem sempre é feita numericamente da melhor forma.

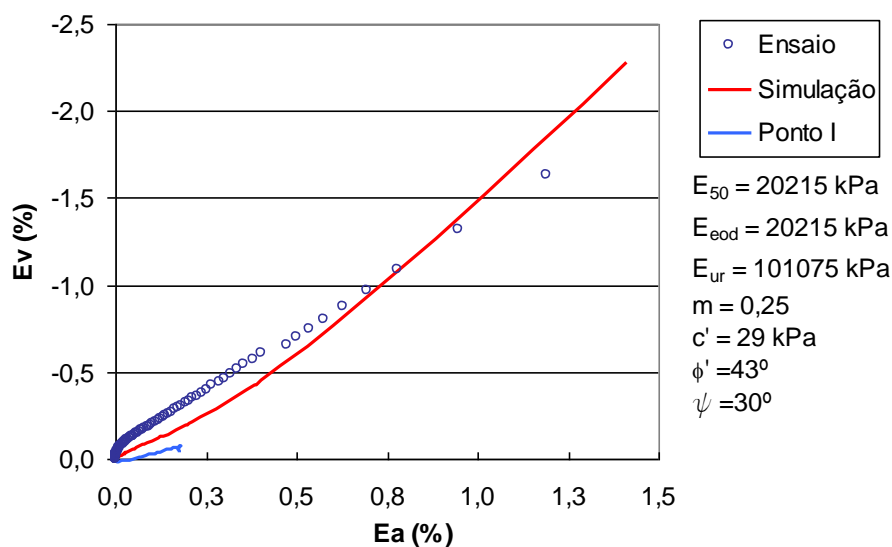


Figura 4.58 – Comportamento volumétrico de um ponto situado atrás da escora comparativamente com as curvas obtidas no ensaio triaxial “França 4” e respectiva simulação numérica

4.6.3 Estudos paramétricos preliminares

Descrição dos estudos efectuados

No sentido de perceber a influência dos factores mais pertinentes nos deslocamentos da cortina realizou-se um estudo paramétrico efectuado novamente com o Hardening Soil Model (HSM) do programa Plaxis®, que se resume no Quadro 4.7.

O parâmetro m , referido anteriormente, foi considerado nulo uma vez que este estudo foi realizado numa fase anterior em que as considerações efectuadas na secção anterior (4.4) ainda não estavam claras (nomeadamente no que se refere ao parâmetro $m = 0,25$). No entanto, dado o carácter paramétrico do estudo, as conclusões aqui apresentadas não deixam de ter validade.

No que se refere ao coeficiente de impulso em repouso, este foi admitido por defeito igual a $1 - \text{sen}(\phi)$.

No que concerne ao tipo de cálculo, optou-se por uma análise plana da secção transversal da trincheira uma vez que os movimentos são predominantemente no sentido perpendicular ao desenvolvimento da estrutura de contenção.

Para além dos parâmetros aqui analisados e que constam do Quadro 4.7, adoptaram os seguintes valores para as propriedades de resistência do granito W5 e granito W5-4.

Quadro 4.6 - Outros parâmetros de resistência

	Granito W5	Granito W5-4
Peso volúmico γ (kN/m ³)	19	22
Ângulo de resistência ao corte ϕ' (°)	37°	37°
Ângulo de atrito da interface solo-cortina δ (°)	$2/3 \phi'$	ϕ'

O valor do ângulo de resistência ao corte adoptado foi o derivado dos ensaios triaxiais tendo sido aplicado simultaneamente aos dois horizontes. Na realidade, o granito W5-4 terá um ângulo de atrito superior a 37°, contudo, como se pretende analisar a deformabilidade do granito W5 através dos deslocamentos da cortina, o ângulo de atrito do granito W5-4 não tem qualquer influência. Os valores do ângulo de atrito solo-cortina foram adoptados tendo em conta que o encastramento no granito W5-4 corresponde a uma situação mais rígida que a interface solo-betão para a qual se preconiza, em geral, $2/3\phi'$. Os valores do peso volúmico dos dois horizontes são os que constam da memória descritiva do projecto da estrutura de contenção.

Para simplificação da exposição dos vários cálculos efectuados apresenta-se uma solução base a partir da qual se fez variar um determinado parâmetro. Assim, no Quadro 4.7 apresenta-se na 1ª linha os parâmetros adoptados no modelo base enquanto nas linhas seguintes se mostram os restantes cálculos efectuados para avaliação dos parâmetros indicados na 2ª coluna. Para cada parâmetro são feitos dois ou três cálculos em que apenas o parâmetros em causa varia enquanto os restantes parâmetros são iguais ao respectivo valor do modelo base.

Note-se que a avaliação da influência da coesão e da dilatância é feita conjuntamente para dois horizontes alterando-se os dois concomitantemente. Posteriormente, para cada parâmetro analisado, são explicadas as razões que levaram ao estudo da influência de cada parâmetro.

Quadro 4.7 - Resumo dos estudos paramétricos apresentados

		Módulos do Granito W5			Módulos do Granito W5-4 (MPa)	c' (kPa)	ψ (°)	OCR	NF	Rigidez cortina	Modelo
		E ₅₀	E _{ur}	E _{eod}							
Modelo base		20	60	15	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
Influência de:	Granito W5	10	30	10	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
		15	45	15							
		30	90	30							
	E₅₀	12	60	15	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
		15									
		18									
	E_{ur}	20	50	15	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
			70								
			80								
	E_{eod}	20	60	18	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
				20							
				22							
	Granito W5-4	20	60	15	igual ao solo	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM
					80/240/70						
					100/300/90						
Coesão (kPa)	20	60	15	50/150/40	4	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM	
					6						
					8						
Dilatância ψ (°)	20	60	15	50/150/40	2	$\frac{7}{15}$	1	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM	
OCR	20	60	15	50/150/40	2	12	2	NF 1	1/1,5 R.T.	HSM	
Posição do NF	20	60	15	50/150/40	2	12	1	NF 2 NF 3	1/1,5 R.T.	HSM	
Rigidez cortina	20	60	15	50/150/40	2	12	1	NF 1	R.T. 1/3 R.T. 1/2 R.T.	HSM	
Modelo	20	60	15	50/150/40	2	12	1	NF 1	1/1,5 R.T.	MC	

Nota₁: valores dos módulos de elasticidade de referência (tensão de referência de 100 kPa) em MPa

Nota₂: R.T. é rigidez teórica tal como calculada na secção 4.3.4

Nota₃: As posições do nível freático (NF 1, NF 2 e NF 3) estão de acordo com a Figura 4.51.

O primeiro dos pontos focados no quadro diz respeito à deformabilidade do granito W5 como um todo. Como se referiu, o HSM permite a introdução de três parâmetros para definir a rigidez (E_{50} , E_{eod} e E_{ur}), cuja influência individual se analisará posteriormente. Porém, para começar, considerou-se importante a avaliação da influência da deformabilidade global do solo mantendo as relações entre o E_{50} e o E_{eod} e E_{ur} impostas por defeito pelo programa, respectivamente, $E_{eod} = E_{50}$ e $E_{ur} = 3 E_{50}$.

Como se sabe, os maciços de solos residuais são bastante heterogêneos coexistindo frequentemente no mesmo local rocha sã, rocha medianamente alterada e solo residual. Por conseguinte, foi estudada a hipótese do granito W5-4 estar completamente decomposto admitindo que nessa zona o módulo de deformabilidade é o mesmo que o do horizonte sobrejacente, e ainda, mais três graus de alteração. A sua qualidade é apenas definida com base nos módulos de deformabilidade, assumindo-se as mesmas características de resistência do granito W5, com excepção do ângulo de atrito

solo-paramento o qual foi considerado $\delta = \phi'$ (situação mais rígida) ao contrário do que se admitiu no horizonte de granito W5 em que esse ângulo se considerou ser de $2/3 \phi'$. Por outro lado, apesar da geometria evidenciar um encastramento de 4,5 m tal como está referido no projecto, na simulação esta altura foi reduzida para 3,5 m pelo facto de se considerar que o primeiro metro é bastante afectado pelas operações de furação das estacas.

De seguida, avaliou-se a influência da coesão dos dois horizontes. Os parâmetros de resistência adoptados nesta modelação foram os obtidos dos ensaios triaxiais antes de se terem realizado os ensaios de compressão por alívio da tensão horizontal os quais indicaram valores mais elevados da coesão. Na impossibilidade de repetir todos os cálculos, optou-se por integrar nesta parte um estudo paramétrico no sentido de perceber até que ponto a coesão tem efectivamente interferência nos deslocamentos da cortina. Assim, manteve-se o ângulo de resistência ao corte de 37° , fazendo variar a coesão da solução base (2 kPa até 8 kPa).

No que se refere à dilatância, dado que a sua obtenção só foi possível através do considerado “melhor” ensaio triaxial (“França 2”), optou-se por avaliar a sua influência, utilizando-se o valor obtido directamente dos resultados experimentais desse ensaio (12°), o valor resultante da simulação do mesmo ensaio triaxial (7°) e, ainda, um terceiro (15°).

Como se sabe nos solos residuais não existe uma sobreconsolidação propriamente dita, falando-se em grau de consolidação virtual ou aparente (Viana da Fonseca, 1996 e 2003 e, Mayne e Brown, 2003) para designar um comportamento semelhante provocado pela estrutura do solo. Nesse sentido procurou-se analisar a importância da introdução de um *OCR* diferente de 1 na modelação desta escavação.

Na secção 3.3, a cota provável do nível freático foi apresentada a cerca de 4,5 m de profundidade. Contudo, subsistem ainda algumas dúvidas acerca da sua posição pelo que se optou por avaliar também este parâmetro, colocando-o a três níveis distintos como se indica na Figura 4.51. Não foi possível fazer os cálculos para níveis freáticos a cotas superiores dado que o cálculo divergia apresentando deslocamentos demasiado elevados no fundo da escavação.

Foi ainda analisada a influência da rigidez da cortina uma vez que devido à fissuração do betão das estacas, bem como à própria qualidade ou fluência do mesmo, a rigidez da cortina pode ser um pouco diferente do valor teórico. A rigidez é assim apresentada como uma fracção da rigidez teórica cujos cálculos se apresentaram na secção 4.2.2.

Por fim, apresenta-se a comparação entre o modelo de *Mohr-Coulomb* e o *Hardening Soil Model*. Nesta situação, interessa não só confrontar os deslocamentos da cortina como também os deslocamentos do fundo da escavação e da superfície do terreno uma vez que é nestas zonas que se espera as maiores divergências. De facto, os alívios de tensões provocados pelas fases de escavação são mais acentuados no fundo de escavação, onde o solo sofre longas trajectórias de extensão com diminuição da tensão média (tal será discutido adiante e está expresso na Figura 4.56) que dão origem a uma sollicitação do solo praticamente elástica. Ora, enquanto que o *HSM* utiliza,

nesta situação, o módulo E_{ur} , o modelo de *Mohr-Coulomb* só possui o módulo E_{50} , simulando portanto estes casos com muito menor rigidez.

Apresentação dos resultados

Nesta secção apresentam-se os resultados do estudo paramétrico resumido no Quadro 4.7, através dos gráficos das Figura 4.59 a 4.70.

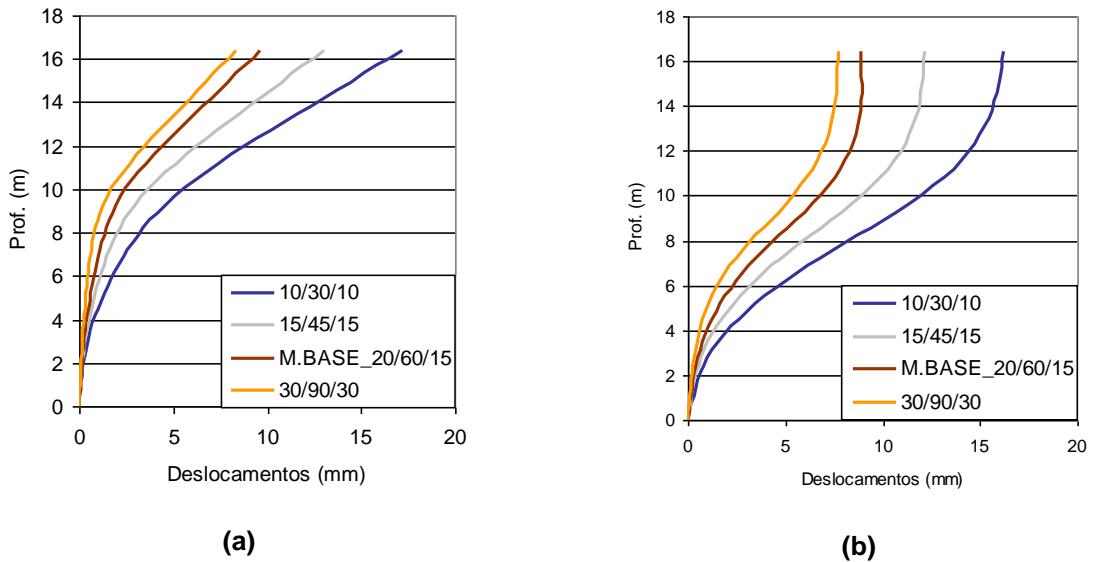


Figura 4.59 - Influência da deformabilidade do granito W5 nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

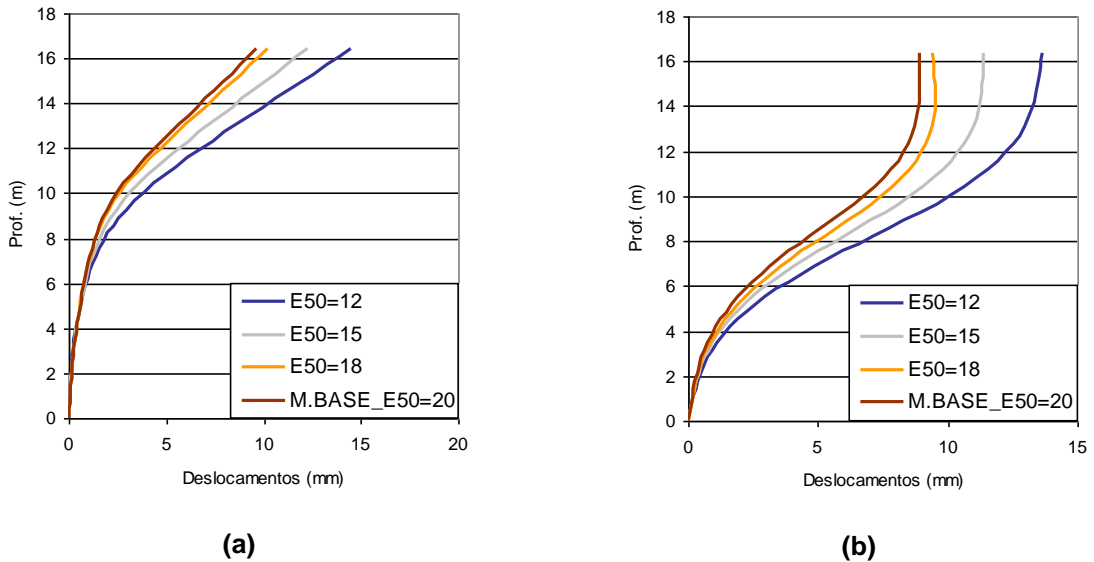


Figura 4.60- Influência do módulo E_{50} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

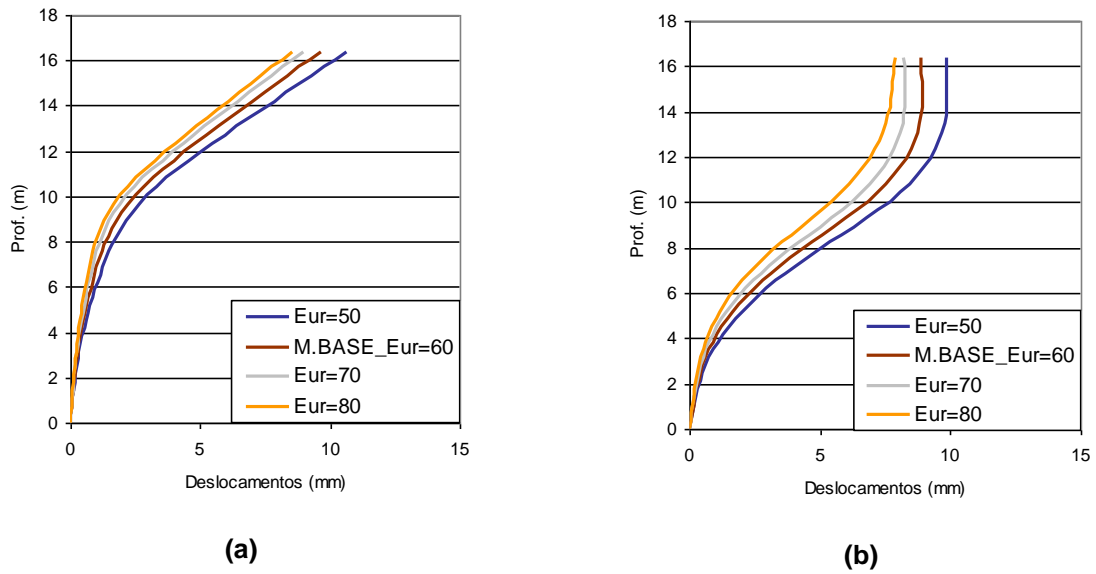


Figura 4.61- Influência do módulo E_{ur} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

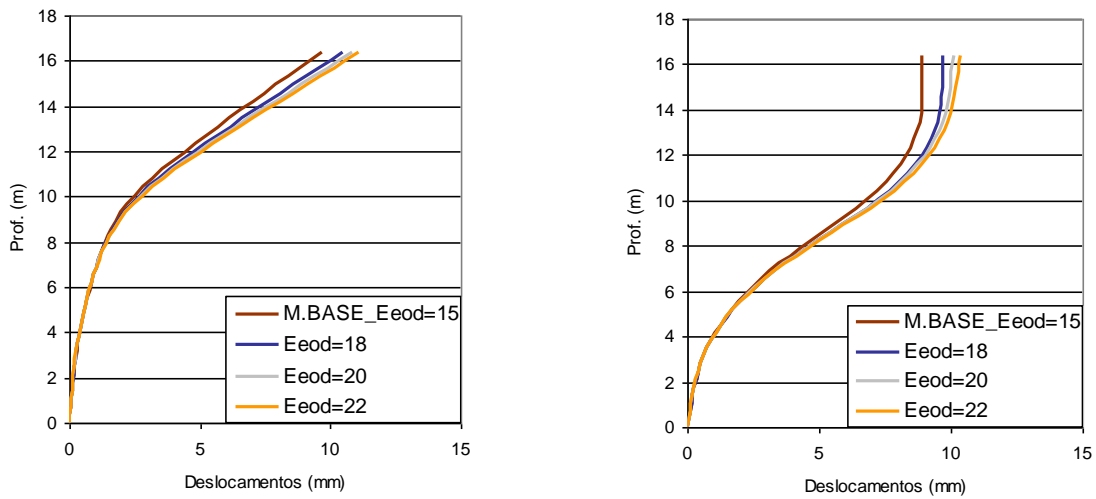


Figura 4.62- Influência do E_{eod} nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

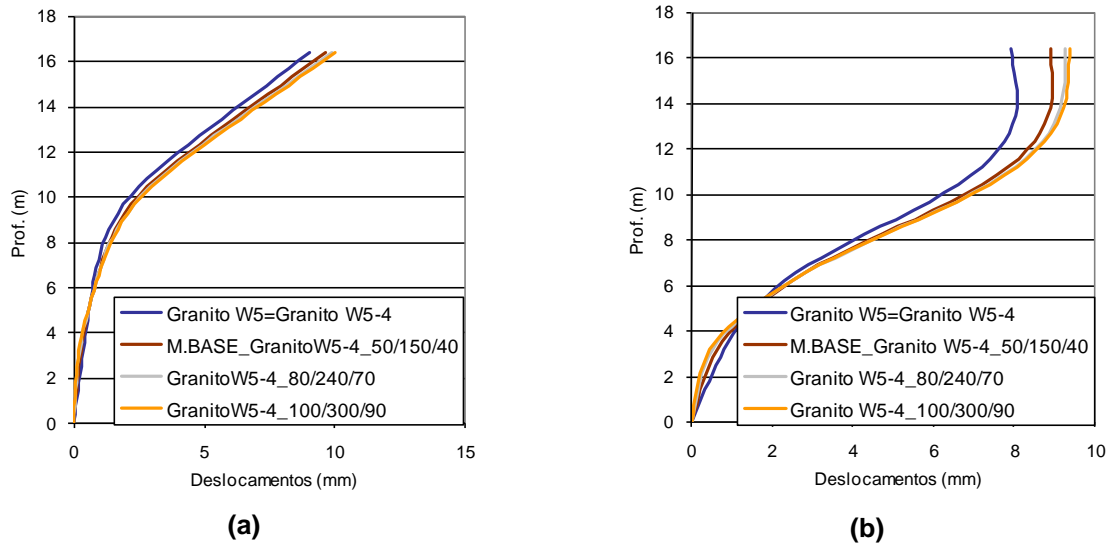


Figura 4.63 - Influência da deformabilidade do granito W5-4 nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

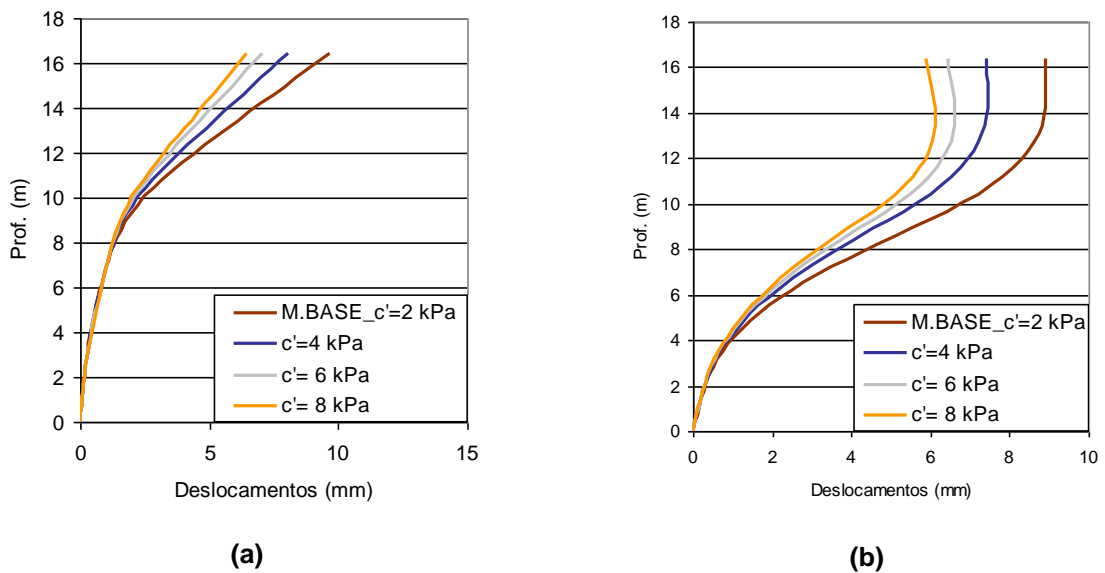
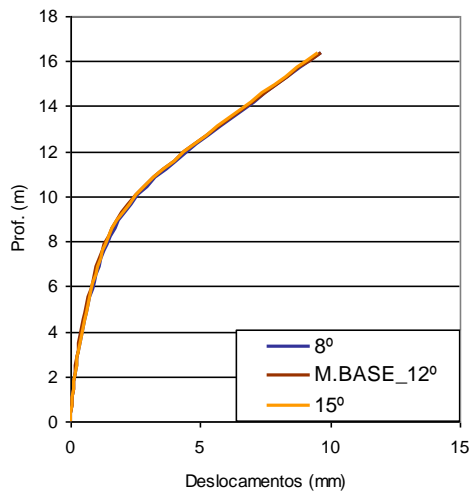
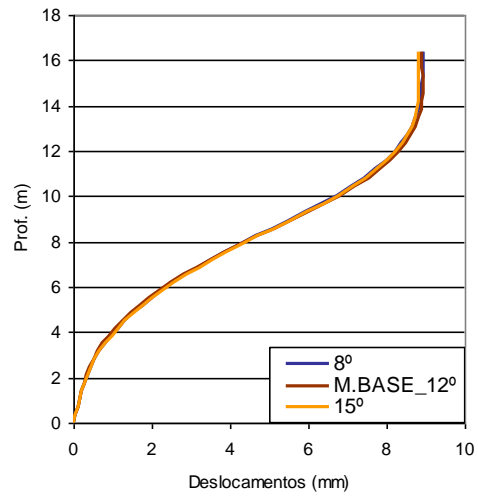


Figura 4.64 - Influência da coesão dos dois horizontes nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

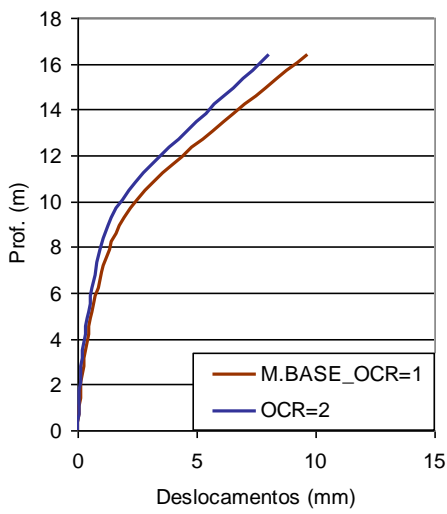


(a)

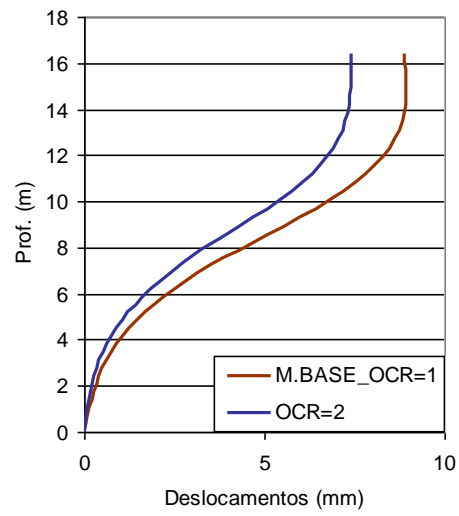


(b)

Figura 4.65- Influência da dilatância dos dois horizontes nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

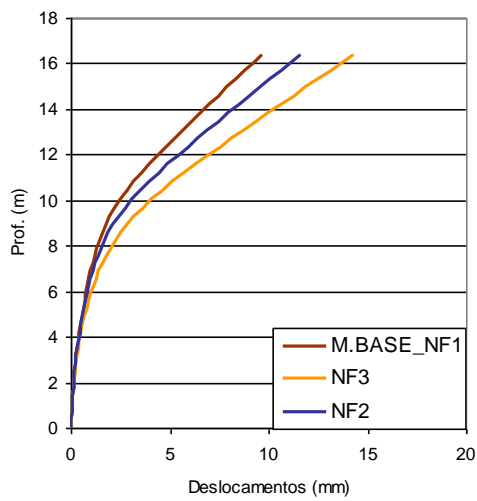


(a)

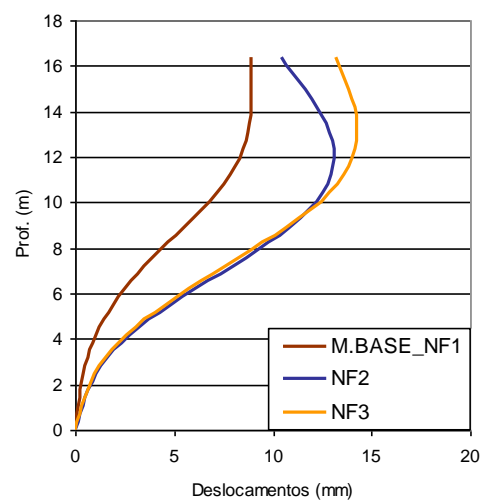


(b)

Figura 4.66- Influência do OCR nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva



(a)



(b)

Figura 4.67 - Influência da posição no nível freático nos deslocamentos da cortina: a) em fase autoportante; b) em fase definitiva

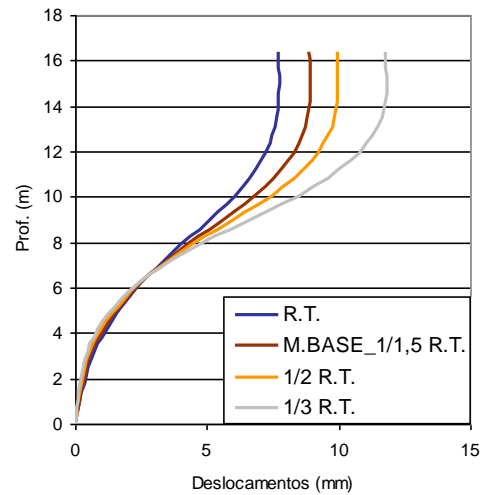
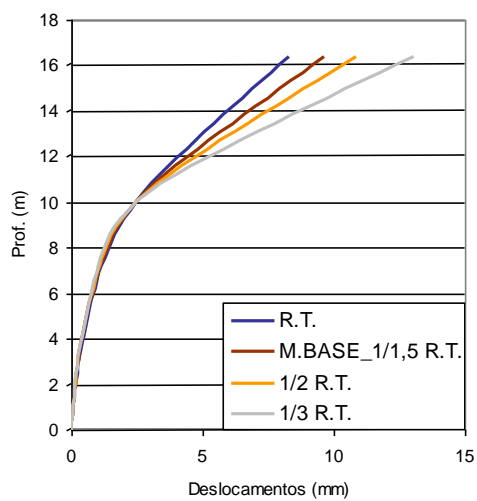


Figura 4.68- Influência da rigidez da cortina nos deslocamentos da cortina em fase autoportante e definitiva

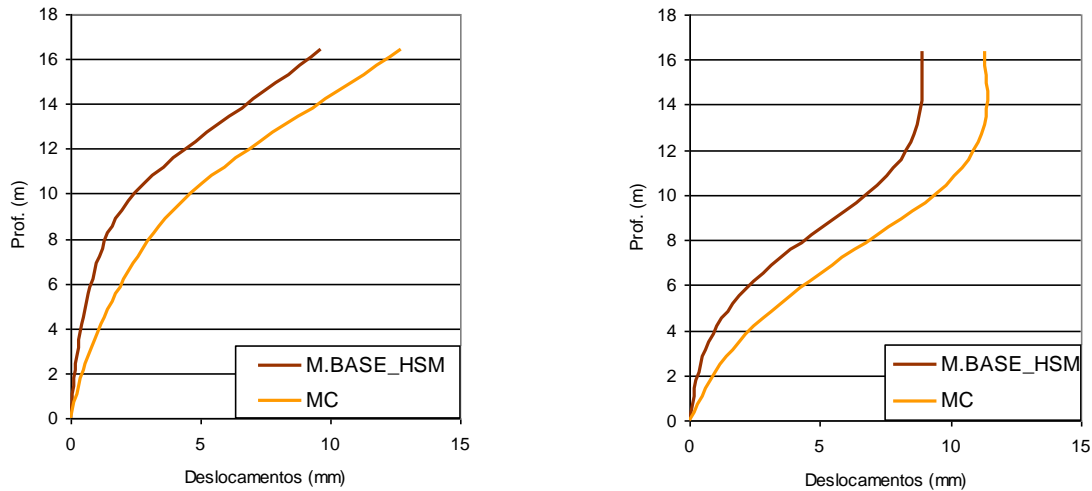


Figura 4.69- Influência do modelo nos deslocamentos da cortina em fase autoportante e definitiva

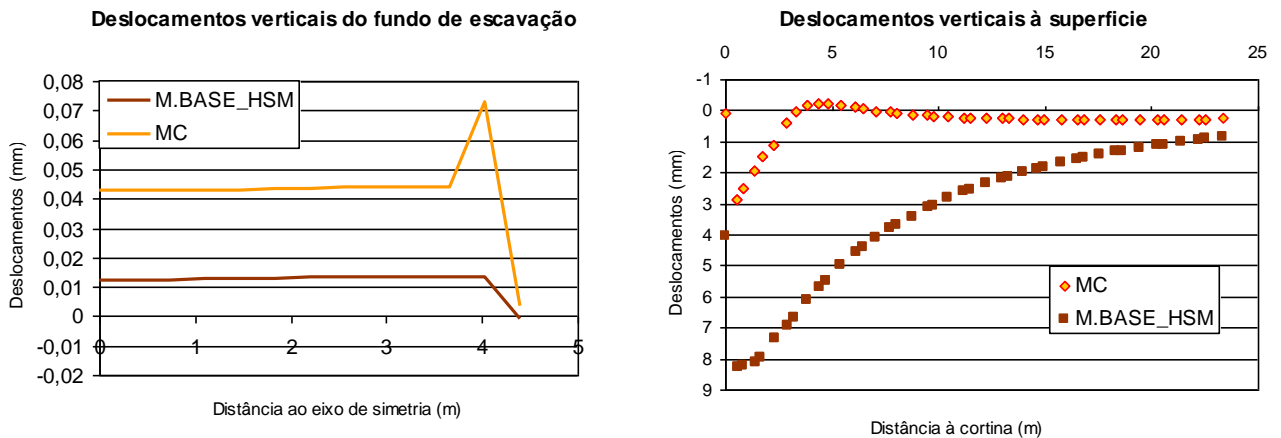


Figura 4.70- Influência do modelo nos deslocamentos do fundo de escavação e à superfície para a fase final

Discussão dos resultados

O módulo E_{50} é, tal como se esperava, aquele que, dos três módulos, mais interfere nos deslocamentos da cortina.

O módulo edométrico é especialmente relevante quando o solo é sujeito a trajectórias tensão-deformação com aumento da tensão média uma vez que está relacionado com a ocorrência de deformações volumétricas plásticas. Ora, numa escavação, as trajectórias mais significativas são as de compressão por diminuição da tensão horizontal e as de extensão por diminuição da tensão vertical, nas quais a tensão média diminui (já a propósito das Figura 4.54 e Figura 4.56 se tinha demonstrado que, efectivamente, a tensão média não aumenta). O solo do fundo da escavação em frente à cortina sofre também algum aumento da tensão horizontal o que podia provocar o aumento da tensão média, porém, como existe um alívio da tensão vertical, a tensão média dificilmente deverá aumentar significativamente. Apenas o solo no tardo da cortina já mais afastado desta pode sofrer uma pequena compressão devido à redistribuição de tensões por efeito de arco.

O módulo E_{ur} é um módulo de descarga-recarga, pelo que a sua influência será mais significativa no fundo da escavação e não nos deslocamentos laterais da cortina; este facto tem relação directa com a análise comparativa dos dois tipos de modelos, o que será comentado no final desta secção.

No que diz respeito à deformabilidade do granito W5-4 observa-se que esta tem uma pequena influência nos deslocamentos perto do pé da cortina que se repercute significativamente à superfície, devido à amplificação dessa pequena influência. Contudo, essa amplificação faz-se em sentido contrário, isto é, quanto maior é a rigidez do granito W5-4 menores são os deslocamentos do pé da cortina mas maiores são os deslocamentos do topo. Este efeito, aparentemente estranho, deve estar relacionado com a forma do perfil de deslocamentos mas também, e principalmente, devido à diferença de rigidez entre os dois horizontes. Parece que quanto maior é essa diferença maiores são os deslocamentos da cortina.

A coesão é outro dos factores mais significativos. A variação de 2 kPa chega a ter repercussões na ordem do 1,5 mm no topo da cortina. Este facto é mais relevante na parte superior da cortina na zona relativa à camada de granito W5, o que é natural, sabido como é importante a coesão no desenvolvimento dos estados de tensão em escavações.

A dilatância parece não ter qualquer interferência, uma vez que se está a analisar os deslocamentos da cortina. Apesar de não se apresentar neste trabalho os resultados dos assentamentos do terreno à superfície uma vez que não era esse o âmbito da retro-análise, foi notório que a dilatância tinha nestes alguma influência verificando-se cerca de 1 mm de diferença no assentamento máximo à superfície para a gama de ângulos de dilatância aqui em estudo. Parece portanto que os deslocamentos da cortina resultam mais de deformações plásticas distorcionais do que volumétricas, particularmente expansivas. Esta hipótese parece plausível tendo em conta que na face lateral da escavação se verificam trajectórias de compressão com alívio da tensão lateral, nas quais as deformações distorcionais são predominantes.

Relativamente ao *OCR* verificou-se, como seria de esperar, que um acréscimo do *OCR* provoca um aumento da rigidez que se repercute na diminuição dos deslocamentos da cortina. O assunto da introdução ou não deste factor tem alguma relevância e pertinência em solos, de facto, com história de tensão indiciada por este parâmetro. Não tem a mesma aplicabilidade em materiais resultantes da alteração da rocha, com cimentação, mas de plastificação progressiva (estrutura meta-estável). Assim, a modelação centra-se exclusivamente nos parâmetros de rigidez, o que é mais exigente em termos do modelo, de modo a reproduzir bem o comportamento de amostras de qualidade nomeadamente a não linearidade e a plasticidade não associada - expansiva e colapsível.

A posição do nível freático é outro factor que tem bastante influência na deformação da cortina. Como a cortina é impermeável e está encastrada no granito W5-4, admite-se que não há percolação, pelo que a existência de um desnível entre a posição do nível freático dentro e fora da escavação dá origem a pressões hidroestáticas bastante gravosas para a cortina. A diferença nos deslocamentos da cortina quando o nível freático está na posição NF 2 ou NF 3 apenas se faz sentir com relevância na parte superior da cortina.

Tal como seria espectável, a rigidez da cortina tem também algum significado, como já foi abordado no capítulo 1, em especial na metade superior da cortina.

Por fim, em abono do que foi dito anteriormente sobre a consideração da não linearidade (tida como expressa nomeadamente na utilização de módulos distintos em primeira carga e em descarga-recarga), a resposta dos dois modelos (MC e HSM) é distinta. Tal como se previa, é no fundo de escavação que são mais notórias as diferenças entre os modelos, obtendo-se deslocamentos mais elevados no modelo MC que simula a descarga com um módulo de deformabilidade mais baixo que o HSM.

4.6.4 Resultados da retro-análise

Depois destes estudos preliminares, que permitiram ganhar alguma sensibilidade relativamente ao comportamento da cortina nas várias situações, procurou-se um modelo cujos resultados dos deslocamentos da cortina melhor ajustassem os dados da monitorização. Como se imagina, nesse ajuste foram testadas muitas soluções resultantes da combinação dos vários factores em causa, em boa medida legitimada pela sensibilidade paramétrica estudada e apresentada anteriormente. Nas inúmeras tentativas efectuadas, mantiveram-se constantes os parâmetros de resistência, bem como os pesos volúmicos e grau de sobreconsolidação, para os quais se adoptou os valores do modelo base apresentado anteriormente. O parâmetro m , relativo à variação dos módulos de deformabilidade com a tensão efectiva, foi considerado igual a 0,25, tal como se havia concluído na discussão dos ensaios triaxiais (secções 4.4 e 4.5), dada a sua influência significativa. Assim, a calibração do modelo foi apenas realizada pela alteração dos módulos de deformabilidade do granito W5, da rigidez da cortina e do nível freático uma vez que era nestes parâmetros que se tinha mais dúvidas. Contudo, à medida que o ajuste ia melhorando, já depois de se ter ajustado o nível freático e a rigidez da cortina, foi notório que os módulos de deformabilidade se iam aproximando daqueles que tinham obtido nos ensaios de laboratório. Assim, foi inevitável a execução de um modelo com esses módulos de deformabilidade. Foi assim usado o módulo E_{50} resultante da modelação geral dos ensaios triaxiais ($E_{50}=14,4$ MPa), juntamente com um módulo E_{eod} o mais baixo possível e com um E_{ur} resultante da aplicação da relação $E_{ur}/E_{50}=5$, tal como se havia concluído nos ensaios edométricos (Quadro 4.8 e Figura 4.71). Nesse modelo foi obtida a melhor aproximação aos resultados da instrumentação, não se conseguindo obter melhor ajuste com outros parâmetros, mesmo após várias outras tentativas.

Quadro 4.8 - Modelo que melhor ajustou a monitorização

Deformabilidade do Granito W5	E_{50}	14 400 kPa
	E_{eod}	9 000 kPa
	E_{ur}	72 000 kPa
Deformabilidade do Granito W5-4	E_{50}	50 000 kPa
	E_{eod}	40 000 kPa
	E_{ur}	150 000 kPa
Restantes parâmetros	m	0.25
	ψ	7°
	c'	2 kPa
	ϕ	37°
Posição do NF		NF2
Rigidez da cortina		1/1,5 R.T.
Modelo		HSM

Nota₁: R.T. é rigidez teórica como calculada na secção 4.3.4

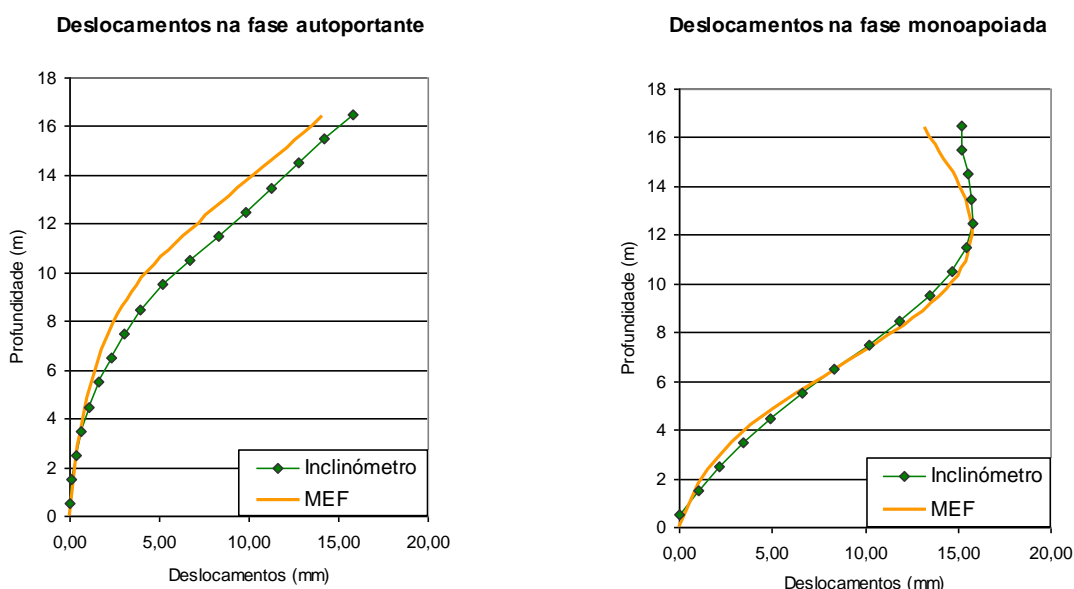


Figura 4.71 – Resultado da retro-análise da secção à luz dos resultados da parametrização dos ensaios de compressão triaxial

Estes resultados demonstram que foi possível um bom ajuste para um conjunto de parâmetros que é um muito bom compromisso dos diferidos na modelação dos resultados dos ensaios edométricos e triaxiais. No que se refere às deformações volumétricas, o ensaio edométrico tem efectivamente um papel preponderante, tendo fornecido um valor bastante realista para o módulo edométrico do solo. O ensaio triaxial “França 2”, pelo contrário, parece não ter conseguido reproduzir bem este tipo de deformações. Se assim for, isso significará que o sistema do ensaio triaxial não terá tido rigidez suficiente para proporcionar a saída de água correspondente ao aumento de volume do solo. Contudo, no ensaio “França 6” o comportamento volumétrico do solo já foi mais coerente com os resultados aqui obtidos.

Nesta análise optou-se por um OCR igual a 1 em vez de se admitir, como indicavam os ensaios edométricos, que a estrutura do solo era suficiente para provocar um comportamento ligeiramente sobreconsolidado. Este tipo de sobreconsolidação virtual ou aparente já foi relativizado como factor a

considerar em materiais do tipo residual (ver “Discussão dos Resultados”). Como foi concluído na secção anterior, ao aumentar o OCR para 2, os deslocamentos diminuem devido ao aumento da rigidez inicial do solo, por isso, para considerar o solo sobreconsolidado seria necessário diminuir ainda mais os módulos de deformabilidade de modo a obter o ajuste pretendido, o que seria um contra-senso.

É ainda interessante observar que a posição no NF obtida na retro-análise não é muito diferente daquela que foi admitida na secção 3.3 aquando dos ensaios *in situ*. O nível NF2 corresponde a 5,2 m de profundidade enquanto que nos ensaios *in situ* este nível foi considerado 4,5 m.

Relativamente à rigidez da cortina, analisando o Eurocódigo 2 na parte respeitante à fluência, verifica-se que, para um tempo de carregamento de 7 dias, o módulo de deformabilidade ao fim de 30 dias é cerca de 30% do módulo de elasticidade inicial. Tendo em conta que as estacas são carregadas imediatamente uma vez que o tubo metálico que lhes serve de cofragem é retirado logo a seguir à betonagem, a redução da rigidez da cortina não parece demasiado irreal.

4.7 Discussão dos módulos de rigidez e respectivos níveis de deformação

A deformabilidade do solo é um aspecto fulcral no comportamento das obras geotécnicas em geral e, em especial, nas escavações suportadas por cortinas flexíveis porque determina o seu comportamento para deformações anteriores à rotura. Por outro lado, a deformabilidade não é uma característica intrínseca do solo uma vez que a rigidez com que este responde a um dado carregamento depende do nível de deformação e da trajectória de tensões impostas por essa solitação, bem como do estado de tensão efectivo *in situ*.

Neste contexto, a análise conjunta de todos os dados que possam fornecer informação sobre a deformabilidade revela-se fundamental, até porque, a cada metodologia está associado um nível de deformação distinto o que origina módulos de deformabilidade diferentes. Daí a importância da definição da lei de degradação da rigidez do solo como base fundamental para o conhecimento da deformabilidade de um dado solo.

Nesta secção pretende-se fazer esse estudo conjunto, embora consciente das dificuldades, integrando os resultados obtidos no decurso deste trabalho.

No capítulo 3 foram tratados os ensaios *in situ*, tendo-se obtido, através de correlações existentes na bibliografia, o módulo de distorção máximo, bem como os módulos de deformabilidade que se deduziram do ensaio DMT que, como se sabe, é dos ensaios de campo realizados, o que melhor reflecte esta característica do solo. Nesse capítulo, mais precisamente na secção 3.4.5, foram obtidas as relações entre os módulos dilatométricos e elásticos (provenientes do ensaio *Cross-Hole*) e a tensão efectiva. Conhecendo essas relações e a variação do módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura (E_{50}) com a tensão efectiva através da fórmula de Janbu - equação (4.8), podem ser obtidas correlações entre o módulo referido (E_{50}) e o módulo dilatométrico (E_D) ou módulo de

deformabilidade inferido do ensaio DMT (E_{DMT}), como foi feito na secção 3.4.5 entre o módulo de distorção máximo deduzido do *Cross-Hole* (E_0^{CH}) e o E_D (Figura 4.72 e Figura 4.73).

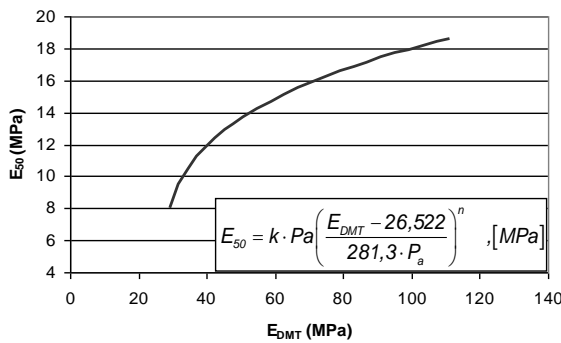


Figura 4.72- Relação entre o E_{50} e o E_D

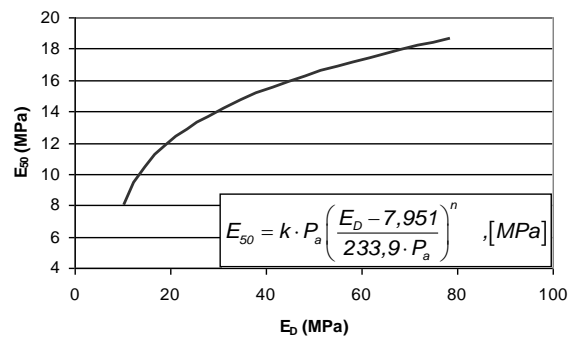


Figura 4.73 - Relação entre o E_{50} e o E_{DMT}

As expressões da Figura 4.72 e Figura 4.73 representam assim para cada valor da tensão efectiva entre 0 e 0,3 MPa (σ'_{vo} correspondente a 12 m de profundidade e um nível freático a 4,5 m de profundidade) a relação entre os dois parâmetros referidos (E_D e E_{DMT}). A análise foi limitada aos 12 m de profundidade, pois, como foi explicado na secção 3.4.5, a partir desta profundidade a rigidez aumenta significativamente deixando de ser representativa de um solo residual. Assim, admitindo um E_{50} igual a 14,4 MPa, correspondente ao valor que foi obtido na modelação geral do solo através dos ensaios triaxiais, podem ser determinados, dos gráficos anteriores, os valores dos módulos E_D e o E_{DMT} correspondentes. Neste caso resultaram os seguintes valores: $E_{DMT} = 56,1$ MPa e $E_D = 32,6$ MPa.

No capítulo 4 (secção 4.4.3), foram analisados e comparados os vários ensaios triaxiais, nomeadamente através da sua modelação hiperbólica na sua formulação clássica. Foram também analisados os perfis de variação do módulo secante em profundidade, tendo-se obtido um enquadramento dos módulos numa lei de degradação da rigidez para os vários ensaios. Na secção 4.6.4, o resultado da retro-análise dos deslocamentos da cortina permitiu ter uma ideia da ordem de grandeza do módulo de deformabilidade do solo a 50% da carga de rotura.

Por fim, comparou-se os perfis de degradação do módulo de distorção nos ensaios “Bloco 2” e “França 2”, com duas propostas existentes na bibliografia citadas por Sharma e Fahey (2004): uma deste mesmo autor encontrada para solos calcários cimentados e outra definida por Seed e Idriss (1970) para areias não cimentadas. A melhor maneira de representar a redução da rigidez é sob a forma de um gráfico G/G_0 em função da distorção, uma vez que permite comparar curvas de diversos solos ou do mesmo solo sob diversas solicitações. Por outro lado, esta representação é também vantajosa na análise dos factores que afectam o módulo de distorção já que factores que afectam de igual forma G e G_0 não terão nenhum efeito na relação G/G_0 (Barros, 1997; Santos, 1999).

Na Figura 4.74a e b as curvas referidas são apresentadas num gráfico G_{sec}/G_0 em função da deformação distorcional, sendo G_0 o módulo distorcional médio obtido dos *bender elements*. Uma prática comum consiste em combinar (por factorização) o módulo distorcional máximo determinado *in*

situ com a curva de redução do módulo obtida em laboratório. O módulo para um dado nível de distorção é calculado da curva G/G_0 vs γ mas usando o valor de G_0 obtido no campo. Contudo, neste caso, a fim de ser coerente com a representação dos autores referidos, ambos os módulos correspondem a resultados de laboratório.

As deformações atingidas nos ensaios, da ordem dos 10%, são muito superiores às verificadas nas curvas obtidas pelos autores referidos, da ordem de 1%; por isso, optou-se pela representação das curvas do ensaio numa escala das abcissas adimensional, para melhor comparação com as de Sharma e Fahey (2004) e Seed e Idriss (1970) (Figura 4.74c e d).

Em todas as figuras, as curvas relativas aos ensaios estão representadas num eixo vertical secundário colocado do lado direito do gráfico. As Figura 4.74b e d diferem das suas homólogas pelo facto do eixo secundário das ordenadas associado às curvas dos ensaios ter uma escala maior de modo a tornar mais perceptível a forma da lei de degradação da rigidez verificada nestes ensaios.

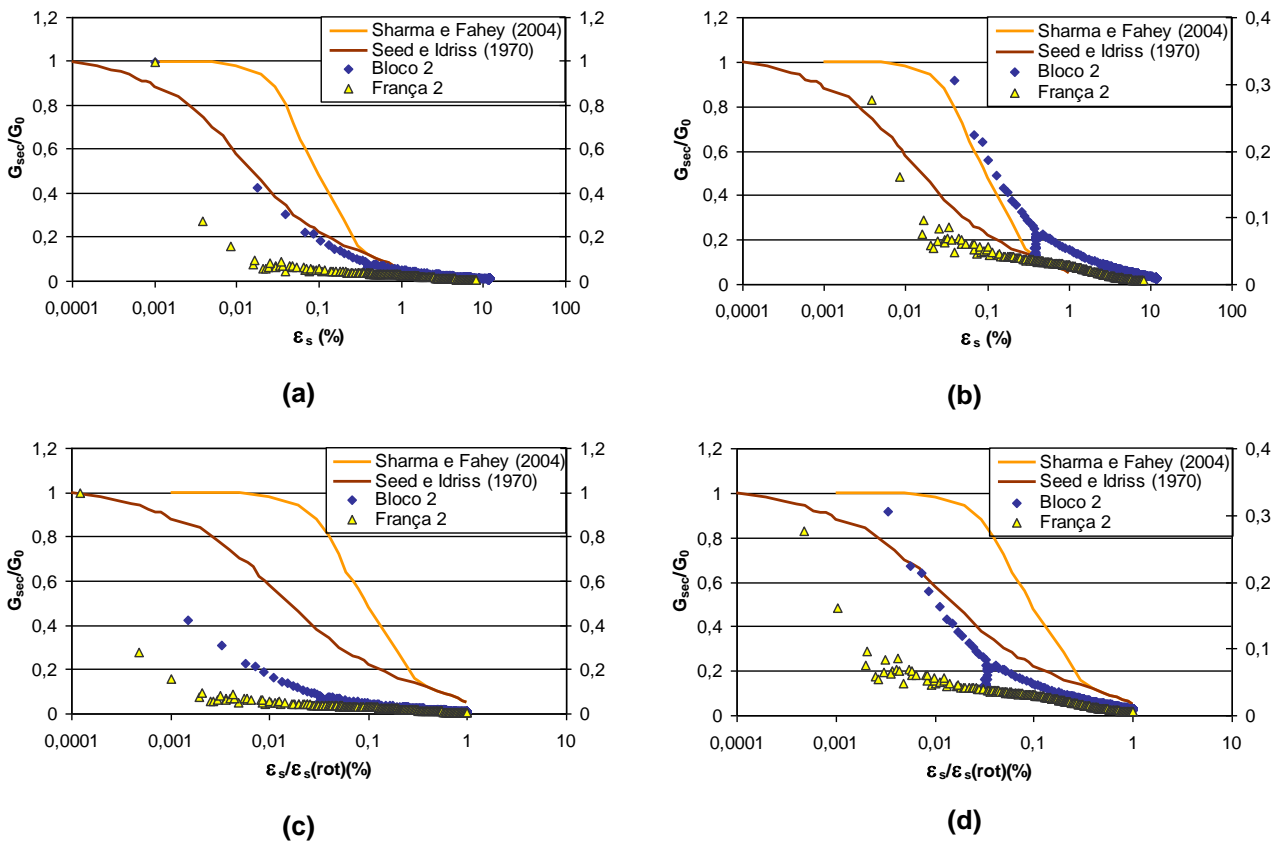


Figura 4.74 - Comparação das curvas de degradação da rigidez dos ensaios triaxiais com outras existentes na bibliografia

Estas curvas põem em evidência a falta de definição dos ensaios triaxiais nas muito pequenas deformações, fruto da pouca qualidade das amostras, obtendo apenas a lei de degradação da rigidez para maiores deformações. De qualquer forma, a grande diferença entre o módulo elástico obtido pelos *bender elements* (“França 2”) e os restantes pontos do ensaio parece evidenciar uma quebra de rigidez muito acentuada, próxima da que ocorre nos solos calcários cimentados estudados por Sharma e Fahey (2004), mostrando claramente a sua característica de solos estruturados.

Esta característica ficou claramente demonstrada nos ensaios *in situ*, onde se verificou-se que o módulo de deformabilidade máximo oriundo dos ensaios *Cross-Hole* era bastante elevado da ordem dos 500 MPa, enquanto que pelo ensaio DMT, o módulo obtido já era cerca de 56 MPa. Ou seja, este solo parece evidenciar uma elevada não linearidade, tendo a sua lei de degradação da rigidez uma acentuada inclinação. Na verdade, os solos residuais do granito exibem uma estrutura nítida mas muito sensível e evolutiva que rapidamente é destruída, ficando o solo a ser “governado” pela matriz fina de características geomecânicas inferiores.

Contudo, um bom ajuste aos deslocamentos monitorizados foi conseguido com um modelo elasto-plástico (*Hardening Soil Model*) que reproduz o comportamento do solo através de uma lei hiperbólica, ou seja, com uma não linearidade de primeira ordem, e consequentemente muito mais suave do que a que é efectivamente sentida nos solos. Isto só foi possível pelo facto de estarem em causa na cortina deslocamentos já consideráveis, correspondentes a níveis de deformação para os quais as leis de degradação da rigidez real e do modelo se aproximam (Figura 4.75). Se tivesse havido possibilidade de estudar os assentamentos à superfície, por exemplo num ponto relativamente afastado da cortina em que o nível de deformação já é mais reduzido, provavelmente o modelo já teria mais dificuldade em reproduzir o comportamento do maciço. Também a análise das fases mais incipientes da escavação, onde os níveis de deformação no maciço são mais baixos (mesmo muito mais baixos), a modelação implicaria valores de rigidezes bem maiores, correspondentes dos primeiros escalões de carga e muito pequenas deformações. A esse propósito é interessante analisar de novo a Figura 4.71 relativa à retro-análise, na qual é possível verificar que o modelo não se ajustou tão bem na fase autoportante como na fase monoapoiada.

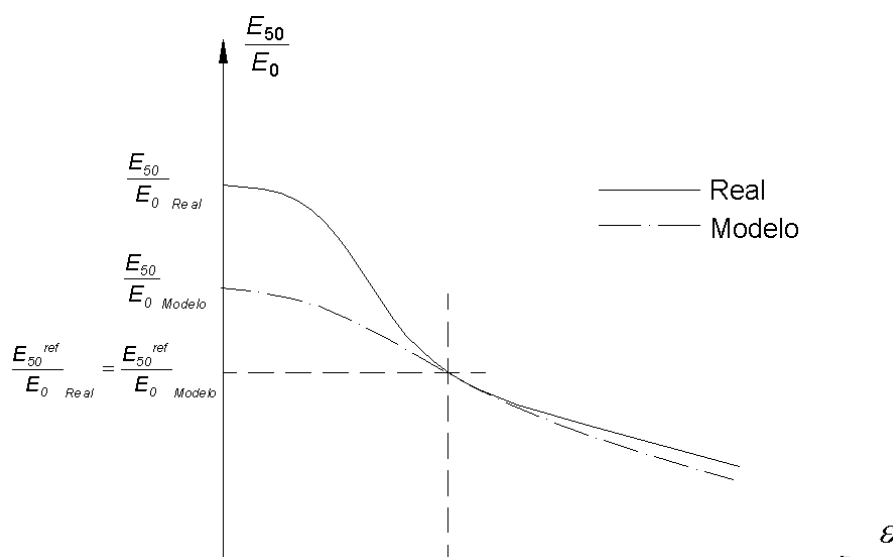


Figura 4.75 – Desenho esquemático das leis de degradação de rigidez do solo e do modelo

As mesmas razões explicam os bons resultados obtidos na modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais e na sua simulação com o *Hardening Soil Model*. Como os ensaios triaxiais não estavam bem definidos para as pequenas deformações, onde a acentuada não linearidade da curva de degradação da rigidez é mais significativa e onde a lei hiperbólica de 1ª ordem não se adequa, as diferenças de

comportamento do solo e do modelo não foram notórias. De facto, pela comparação entre os módulos resultantes dos ensaios *Cross-Hole* e os mesmos módulos obtidos pelos *bender elements*, verificou-se que existe uma relação de cerca de 1/3 resultante da degradação das amostras. No entanto, para as deformações envolvidas, em que a qualidade das amostras já não é tão significativa, os resultados dos ensaios triaxiais reproduzem bem o comportamento do maciço em questão. Nestes solos cimentados a perda da qualidade da amostra está relacionada com a perda da estrutura relicar que confere ao solo a acentuada não linearidade nas pequenas deformações pelo que a sua influência é mais significativa nesse nível de deformação.

Efectivamente, a secção em análise apresenta efectivamente deformações relativamente elevadas, caracterizadas por módulos de deformabilidade baixos, verificando-se deslocamentos horizontais da cortina da ordem dos 15 mm, o que se traduz num grau de deformação médio de 0,2% ($\delta/h = 0,015/7,5$). O próprio modelo numérico mostra um grande conjunto de pontos em plastificação, como se evidenciou na Figura 4.57, muitos dos quais com deformações desta ordem de grandeza, atingindo o ponto mais crítico um máximo de 2,25%. Por outro lado, os módulos E_{50}^{ref} retirados dos ensaios triaxiais foram obtidos para um nível de deformação já bastante elevado de cerca de 0,7%. Para os módulos E_{ur} verificaram-se deformações em torno de 0,009%. Na realidade o módulo de deformabilidade $E_{50}^{ref} = 14,4 \text{ MPa}$ obtido nos ensaios triaxiais e que ajustou bem os resultados dos deslocamentos da cortina, é um pouco baixo. Por exemplo, Schanz e Vermeer (1998) admitem que a gama do E_{50}^{ref} para areias se situa entre 15 e 75 MPa.

Tendo por base estes resultados, resumiram-se no Quadro 4.9 os módulos de deformabilidade mais relevantes obtidos dos ensaios *in situ*, ensaios triaxiais e retro-análise a fim de tentar inferir por esta via discreta qual será a lei de degradação da rigidez existente neste solo. Todos estes módulos foram determinados para uma tensão efectiva de 100 kPa de modo a poderem ser comparados.

Quadro 4.9 – Quadro resumo dos módulos de deformabilidade encontrados

Módulo deformabilidade	(MPa)
E_0^{CH}	500
E_0^{BE}	188
E_{ur} (ciclos Blc 2)	150
E_{ur} (ciclos Blc 2 corrigido)	353
E_{DMT}	56,1
E_{50} (triaxiais)	14,4
E_{50} (triaxiais corrigido)	38,2

Legenda:

E_0^{CH} – módulo de deformabilidade máximo obtido dos ensaios *Cross-Hole*

E_0^{BE} – módulo de deformabilidade máximo obtido através dos *bender elements*

E_{ur} (ciclos Blc 2) – módulo de deformabilidade médio dos ciclos de fluência do ensaio “Bloco 2”

E_{ur} (ciclos Blc 2 corrigido) – módulo de deformabilidade médio dos ciclos de fluência do ensaio “Bloco 2” corrigido pelo rácio $G_0^{CH}/G_0^{BE} = 2,65$ de forma a ter em conta os efeitos da amostragem

E_{DMT} – módulo de deformabilidade calculado a partir dos parâmetros básicos do DMT correspondente a um $E_{50} = 14,4 \text{ MPa}$, tal como explicado no parágrafo anterior

E_{50} (triaxiais) – módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura resultante da modelação global do solo através do modelo hiperbólico (igual ao módulo de retro-análise)

E_{50} (triaxiais corrigido) – módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura resultante da modelação global do solo através do modelo hiperbólico multiplicado pelo rácio $G_0^{CH}/G_0^{BE} = 2,65$ de forma a ter em conta os efeitos da amostragem

Para melhor compreensão dos módulos expostos no quadro referido, estes foram representados no gráfico da Figura 4.76 tendo em conta o nível de deformação relativo à forma como foram obtidos.

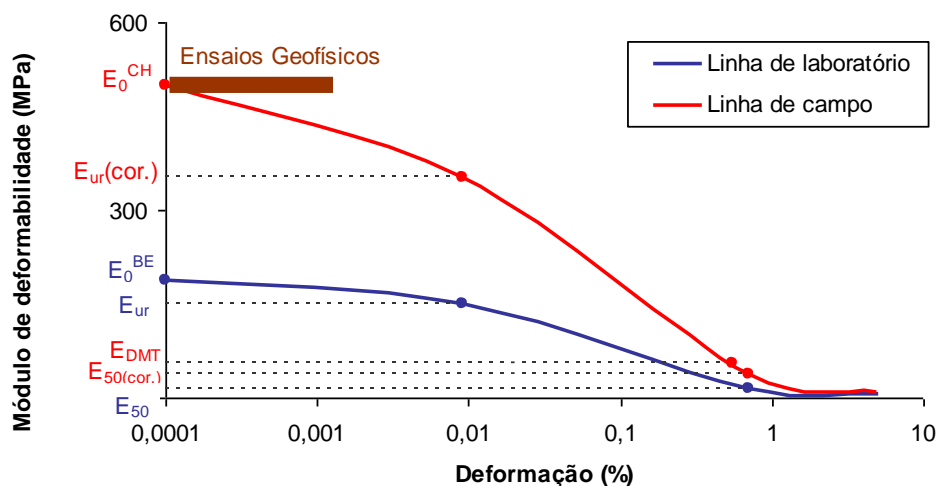


Figura 4.76 – Gráfico da variação do módulo de deformabilidade do solo com o nível de deformação

Um último comentário relativamente aos ensaios triaxiais diz respeito a uma certa heterogeneidade verificada nos resultados dos ensaios.

Como se explicou com algum detalhe no capítulo 3, os maciços de solos residuais possuem características muito próprias devido às condições em que se processa a sua génese. Sendo formados pela meteorização da rocha mãe, encontram-se frequentemente bolsadas de rocha mais ou menos intacta e solo mais ou menos alterado, para além de massas distintas fruto de descontinuidades, pelo que uma das particularidades destes maciços reside na elevada variabilidade das suas características geomecânicas. Assim, não será difícil de imaginar que amostras retiradas em locais não muito afastados possam apresentar características distintas. Por outro lado, as condições em que são recolhidas (por amostrador ou por bloco), o tempo que aguardam até serem ensaiadas, o seu grau de saturação no momento do ensaio de corte (mesmo repondo o grau de saturação as condições de sucção já não são as mesmas da amostra inicial) e, o tipo de trajetórias a que são submetidos, são factores que também contribuem para a diversidade de resultados, dificultando a interpretação dos ensaios e a análise do solo.

Capítulo 5 Estudos paramétricos em cortinas flexíveis autoportantes e monoapoiadas

5.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se alguns estudos paramétricos realizados para cortinas autoportantes e monoapoiadas no sentido de comparar os métodos clássicos de introdução da segurança com as metodologias propostas na nova versão do Eurocódigo 7 (EC7). Vieira e Matos Fernandes (2000, 2002), respectivamente para cortinas monoapoiadas e autoportantes, já tinham feito estudos semelhantes para a primeira versão do EC7.

Esta análise consiste em comparar os resultados da altura enterrada da cortina e dos valores máximos dos esforços obtidos através de métodos de equilíbrio limite, para as diferentes metodologias de introdução da segurança, tanto as preconizadas pelo Eurocódigo como pelas metodologias tradicionais.

Os regulamentos e os factores de segurança têm uma grande implicação na vida profissional dos engenheiros, uma vez que a estes cabe a função de os aplicar de modo a garantir a segurança da obra sabendo que, ao mesmo tempo, isso terá consequências comerciais significativas. Daí a grande dificuldade em criar esses códigos.

Em geral, os regulamentos enfatizam a necessidade de factores de segurança que tornem o colapso da estrutura extremamente improvável, assumindo que os deslocamentos são um problema secundário que pode ser estimado por cálculo directo. No entanto, no caso das estruturas de contenção os deslocamentos podem ser mais elevados do que os que normalmente se observam nas estruturas correntes de betão ou aço, para as quais os eurocódigos foram inicialmente pensados. Se o solo contido suportar outras estruturas ou serviços, os movimentos do solo podem ser suficientes para causar danos nessas estruturas, mesmo que a parede em si esteja bastante estável, os quais podem constituir um estado limite último para aquelas estruturas segundo as definições dos códigos. Consequentemente, os factores de segurança envolvidos no dimensionamento de estruturas de contenção têm como segunda importante função no controlo da proporção da resistência do solo que é efectivamente mobilizada em serviço.

5.2 Nova versão do Eurocódigo 7

Quando se começou a pensar no Eurocódigo 7 (EC7) já se tinha estabelecido que a filosofia comum a todos os eurocódigos se baseava em coeficientes parciais de segurança. Ora, esta filosofia apresentava-se como uma forma de pensar diferente, uma vez que o projecto de estruturas geotécnicas era tradicionalmente realizado por meio de coeficientes de segurança globais. Além disso, outros problemas se levantaram. Por um lado, como a geologia varia de local para local, os métodos de ensaio (tanto de campo como de laboratório) e de cálculo são muito diversificados. Por outro lado, já estava também definido que as acções permanentes desfavoráveis seriam afectadas de 1,35 na análise dos estados limites últimos. Ora, nas obras geotécnicas onde as acções permanentes são essencialmente devidas ao peso próprio do terreno, é extremamente complicado definir que parte do peso desse solo constitui uma acção favorável e que parte é desfavorável. Além disso, o peso de uma dada massa de solo pode ser desfavorável devido à sua localização mas simultaneamente favorável devido à resistência friccional que proporciona.

Assim, devido à dificuldade em controlar as consequências de um coeficiente de segurança aplicado a estas acções e, sabendo que o peso volúmico de um dado terreno é conhecido com muito mais rigor do que a respectiva resistência, considerou-se razoável admitir um coeficiente unitário para as acções permanentes.

Foram estas questões que conduziram à decisão, no âmbito da primeira versão como pré-Norma Europeia (Eurocódigo 7, 1994), de fazer dois cálculos: um majorando as acções permanentes e usando os valores característicos para as propriedades do terreno, e outro minorando as propriedades do terreno e usando os valores característicos das acções permanentes. Estes dois cálculos deram depois origem, respectivamente, aos casos B e C (Matos Fernandes, 2000).

Na sua versão como Norma Europeia, que agora é conhecida (Eurocode 7, 2004), o Eurocódigo apresenta três abordagens de projecto conhecidas por Abordagens de Cálculo 1, 2 e 3 para os estados limites últimos em situações provisórias e definitivas.

O Design Approach 1 (DA1) é idêntico à anterior versão do EC7 e consiste em dois cálculos cada um com um conjunto de coeficientes de segurança. Nesta abordagem, os coeficientes são, em geral, aplicados às acções e não aos efeitos das acções e aos parâmetros de resistência dos materiais e não às resistências ou forças resistentes. Existem apenas duas excepções e que correspondem ao cálculo de estacas e ancoragens onde os coeficientes parciais de segurança são aplicados às resistências.

O Design Approach 2 (DA2) envolve apenas um cálculo no qual os coeficientes parciais de segurança são aplicados tanto às acções como aos efeitos das acções e às resistências. Ao aplicar coeficientes de segurança aos efeitos das acções esta abordagem não se afasta muito do tradicional coeficiente de segurança global.

O Design Approach 3 (DA3) requer também um único cálculo em que os coeficientes parciais de segurança são aplicados às acções ou aos efeitos das acções provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno.

A escolha da abordagem a utilizar em cada país é definida pelo país em questão e especificada no seu Documento Nacional de Aplicação.

Estados limites últimos

No EC7 são definidos cinco tipos de estados limites últimos:

EQU – perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerado como um corpo rígido, no qual a resistência dos materiais estruturais e do solo é insignificante para a resistência da estrutura; é importante no dimensionamento estrutural;

STR – rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de um elemento estrutural (sapata, estaca, paredes enterradas, etc ...) no qual a resistência dos materiais estruturais é determinante para a segurança da estrutura;

GEO – rotura ou deformação excessiva do solo no qual a resistência do solo ou rocha é importante para a estabilidade da estrutura;

UPL – perda de equilíbrio da estrutura ou do solo por levantamento devido a subpressões ou outras acções verticais;

HYD – levantamento hidráulico, erosão interna e *piping* no solo causados por gradientes hidráulicos.

No que se refere aos estados limites últimos definidos por STR e GEO, a seguinte desigualdade deve ser satisfeita:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

sendo,

- E_d o valor de cálculo dos efeitos das acções;
- R_d o valor de cálculo da resistência do solo e(ou) da estrutura. Os valores de cálculo são obtidos multiplicando os valores característicos das acções ou efeitos das acções, dos parâmetros geotécnicos do terreno e dos dados geométricos, pelos respectivos coeficientes de segurança parciais.

Valores característicos

A selecção dos valores característicos relativos aos parâmetros geotécnicos está claramente especificada no EC7:

- “os parâmetros geotécnicos devem resultar de ensaios *in situ* ou de laboratório complementados pela experiência;
- o valor característico é seleccionado como uma estimativa cautelosa do valor que vai afectar um determinado estado limite.”

Esta última frase enfatiza a necessidade de uma criteriosa análise por parte do engenheiro o qual deve ser conservador e atentar ao estado limite em questão na escolha do valor característico.

Coeficientes parciais de segurança

Os diferentes modos de combinar os coeficientes de segurança levam às três abordagens referidas, e são representados simbolicamente no EC7 por:

$$A_n + M_n + R_n$$

em que,

A é o coeficiente parcial de segurança aplicado às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_E);

M é o coeficiente parcial de segurança aplicado aos parâmetros de resistência do solo (γ_M);

R é o coeficiente parcial de segurança aplicado às resistências (γ_R).

Os valores recomendados destes coeficientes, que se apresentam de seguida nos Quadro 5.1, 5.2 e 5.3, encontram-se no Anexo A do EC7, embora depois cada país especifique os seus próprios valores no Documento Nacional de Aplicação (DNA).

Quadro 5.1 - Coeficientes parciais de segurança relativos às acções (γ_F) ou aos efeitos das acções (γ_E)

Acção	Símbolo	Coeficientes	
		A ₁	A ₂
Permanente	Desfavorável	1,35	1,00
	Favorável	1,00	1,00
Variável	Desfavorável	1,50	1,30
	Favorável	0,00	0,00

Quadro 5.2 - Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo (γ_M)

Parâmetro do solo	Símbolo	Coeficientes	
		M ₁	M ₂
Ângulo de resistência ao corte*	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência não drenada	γ_{Cu}	1,00	1,40
Resistência não confinada	γ_{qu}	1,00	1,40
Peso volúmico	γ_{γ}	1,00	1,00

* este factor é aplicado a $\tan \phi'$

Quadro 5.3 - Coeficientes parciais de segurança relativos às resistências para estruturas de suporte

Resistência	Símbolo	Coeficientes		
		R ₁	R ₂	R ₃
Resistência de ponta	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Resistência ao deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00
Resistência do solo	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,40	1,00

Os coeficientes parciais de segurança para as resistências dependem do tipo de obra geotécnica em causa apresentando-se aqui apenas os relativos a estruturas de suporte de escavações.

Abordagens de cálculo

Para cada abordagem de cálculo são especificadas as combinações de coeficientes parciais a serem verificadas.

- ❖ No caso do DA1, existem duas combinações.

A primeira é representada por:

$$A_1 + M_1 + R_1$$

No fundo, esta combinação corresponde ao Caso B da versão inicial do EC7 e o seu objectivo é proporcionar segurança relativamente às possíveis variações dos valores das acções desfavoráveis e seus efeitos relativamente aos valores característicos correspondentes. Assim, os parâmetros geotécnicos mantêm-se iguais aos valores característicos.

A segunda combinação é expressa simbolicamente por:

$$A_2 + M_2 + R_1$$

Esta combinação corresponde ao antigo caso C e visa garantir a segurança quanto aos desvios dos parâmetros geotécnicos em relação aos seus valores característicos. Neste caso, os valores das acções permanentes são considerados iguais aos seus valores característicos.

- ❖ O DA2 envolve uma única combinação expressa por:

$$A_1 + M_1 + R_2$$

Nesta combinação são majoradas as acções ou efeitos das acções e minoradas as resistências, ficando os parâmetros geotécnicos iguais aos respectivos valores característicos.

- ❖ A combinação de coeficientes parciais incluída no DA3 é a seguinte:

$$(A_1 \text{ ou } A_2) + M_2 + R_3$$

em que A_1 é usado nos valores das acções provenientes da estrutura e A_2 nos valores das acções provenientes do solo ou transferidas a partir deste.

Note-se que no caso de estruturas de contenção em que não haja cargas provenientes de estruturas adjacentes como sobrecargas ou outras, a abordagem de cálculo 3 é equivalente à abordagem 1.2, uma vez que o nestas estruturas o coeficiente R_1 é igual ao R_3 .

Estados limites de utilização

A verificação dos estados limites de utilização no solo ou num elemento estrutural é efectuada com base na desigualdade:

$$E_d < C_d \tag{5.2}$$

O EC7 refere duas formas para proceder a essa verificação:

- através da comparação do valor dos efeitos das acções (deformações, assentamentos diferenciais, vibrações, etc ...) com os valores limites, C_d ; estes valores limites não devem ser majorados;

- usando um método simplificado baseado na experiência.

Especificações relativas a estruturas de contenção

O EC7 apresenta determinadas especificações relativas apenas a estruturas de contenção no qual se incluem três tipos de estruturas principais:

- muros de gravidade de pedra ou betão (simples ou armado) cuja resistência depende do seu peso;
- cortinas em aço, betão ou madeira suportadas por escoras, ancoragens ou mesmo em consola por mobilização do impulso passivo, funcionando fundamentalmente à flexão;
- estruturas de suporte compósitas; nesta categoria incluem-se estruturas compostas por elementos dos dois tipos acima mencionados.

Para estas estruturas o EC7 preconiza a verificação dos seguintes estados limites últimos:

- 1) rotura global;
- 2) rotura da fundação de muros gravidade ou de estruturas mistas por escorregamento, perda de capacidade de carga ou levantamento do fundo devido a subpressões;
- 3) rotura da fundação de muros gravidade ou estruturas mistas por derrube; normalmente, este estado limite é relevante em muros fundados em rocha ou escorados na base;
- 4) rotura de cortinas enterradas por rotação, translação horizontal, ou perda de equilíbrio vertical;
- 5) rotura de um dado elemento estrutural como parede, ancoragem, escora, ou mesmo elementos de ligação entre estes;
- 6) rotura por levantamento hidráulico, erosão interna ou *piping*; é especialmente importante em obras em que a diferença de cotas entre o nível freático nos dois lados da escavação é considerável.

A maioria destes estados limites é verificada seguindo as recomendações previstas no estado limite GEO apresentado anteriormente, com excepção do ponto 3 em que deve ser seguido o estado limite EQU, do ponto 5 onde a verificação é a STR e do ponto 6 onde se segue a HYD. Note-se que no caso de ancoragens, a rotura do cabo propriamente dito constitui um estado limite STR enquanto que a rotura do bolbo de selagem já é um GEO.

Observações acerca da nova versão do EC7

De acordo com o livro *Designer's Guide to EN 1997* de Frank et al. (2004), embora o Eurocódigo 7 (Eurocode, 2004) especifique que os impulsos devem ser considerados como incluídos nas "Acções", sem distinção entre impulsos activos e passivos, no dimensionamento aos estados limites últimos GEO e STR os impulsos passivos podem ser tratados como:

- acções geotécnicas favoráveis ou resistências no DA1 e DA3, com resultados idênticos uma vez que os coeficientes parciais de segurança para acções favoráveis ou para resistências são iguais à unidade dos dois casos;

- resistências no DA2, uma vez que esta abordagem inclui um coeficiente parcial de segurança diferente de 1 para as resistências.

Deste modo, no DA 1.1 o impulso activo é majorado por 1,35 (acção desfavorável) e o impulso passivo por 1,0 (acção favorável). Ou seja, o DA 1.1 distingue-se neste ponto do antigo caso B no qual ambos os impulsos eram majorados.

De igual forma, no DA 2 o impulso activo (acção desfavorável) é majorado por 1,35 enquanto que o impulso passivo (resistência) é minorado por 1,4. Esta abordagem pode ser comparada com a metodologia clássica que será apresentada nas secções 5.3.2 e 5.4.2, em que o impulso passivo é reduzido, enquanto que o impulso activo não é afectado de nenhum coeficiente.

Pelo contrário, o DA 1.2 apresenta-se semelhante ao antigo Caso C, com excepção do coeficiente de segurança parcial da coesão efectiva agora considerado 1,25.

Além das diferenças apresentadas entre os antigos casos B e C e a nova versão do Eurocódigo, respectivamente no DA 1.1 e DA 1.2, as principais novidades desta versão relativamente à anterior referem-se à introdução de duas novas abordagens de cálculo que não existiam anteriormente: DA 2 e DA 3 (Matos Fernandes, 2000).

5.3 Cortinas autoportantes

5.3.1 Hipóteses de cálculo

A maioria das condições admitidas neste estudo é semelhante ao que já havia sido considerado por Vieira e Matos Fernandes (2000, 2002), Matos Fernandes et al. (2002) resumindo-se ao seguinte:

- maciço homogéneo em condições drenadas;
- ângulo de resistência ao corte (ϕ') variando entre 25° e 40° e coesão efectiva (c') nula;
- peso volúmico (γ) variando em concomitância com o ângulo de atrito como se ilustra no Quadro 5.4. O peso volúmico foi admitido constante acima e abaixo do nível freático partindo da hipótese que o solo acima do nível freático estaria saturado;
- ângulo de atrito da interface admitido igual a 0, $1/3 \phi'$, $1/2 \phi'$ e $2/3 \phi'$;
- três posições de nível freático:

M1 – nível freático abaixo da base da cortina;

M2 – nível freático coincidente com a base da escavação;

M3 – nível freático à superfície no exterior da escavação e coincidente com a base da escavação no interior, admitindo-se bombagem permanente.

Apresentam-se na Figura 5.1 as pressões de água correspondentes a esta situação, que se baseia na hipótese de a perda de carga ser proporcional à distância percorrida. A dedução das expressões exibida nesta Figura 5.1 encontra-se no Anexo A 5.1.

Quadro 5.4 – Peso volúmico e ângulo de atrito usados nos estudos paramétricos efectuados

γ (kN/m ³)	19	20	21	22
ϕ' (°)	25	30	35	40

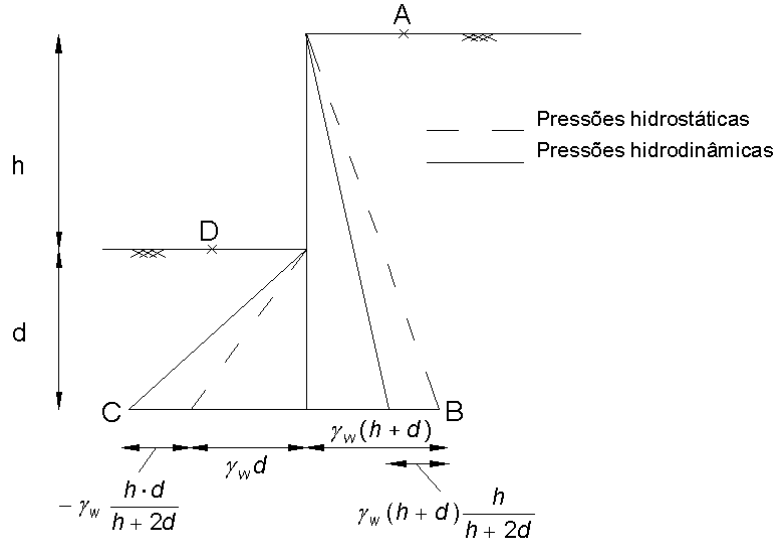


Figura 5.1- Distribuição de pressões admitida na situação M3 (adaptado de Vieira e Matos Fernandes, 2002)

Considerando o maciço homogéneo e o nível freático numa das três posições acima referidas, Vieira e Matos Fernandes (2000, 2002) concluíram que as relações d/h e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$ são independentes da profundidade de escavação, h , dependendo apenas do ângulo de atrito do solo, ϕ' , do ângulo de atrito na interface solo-parede, δ , e da posição do nível freático. Por isso, todos os resultados foram apresentados em função destas relações, o que favorece a generalização do problema. Se o nível freático se encontrar numa posição distinta das referidas, já não se verifica essa independência.

Os coeficientes de impulso passivo foram baseados nas tabelas de *Caquot-Kérisel*, para as quais se fez um ajuste polinomial, generalizando-as para qualquer ângulo de atrito. No que se refere ao impulso activo o coeficiente foi calculado pela expressão de *Coulomb*.

Neste estudo não foi considerado o equilíbrio vertical de forças dado que se verifica ser possível conseguir este equilíbrio com a resistência efectivamente mobilizada nas interfaces contabilizando o peso próprio da cortina.

O método de equilíbrio limite aplicado neste estudo sobre cortinas autoportantes foi o *Fixed Earth Support Method* ou Método Britânico, cuja descrição se encontra no primeiro capítulo.

5.3.2 Metodologias de introdução da segurança

Métodos clássicos

Os métodos de introdução da segurança tradicionalmente associados ao método de equilíbrio limite aqui aplicado, aqui designados como métodos clássicos, são os seguintes:

- $d_{sd} = 1,3$ d: multiplicação da altura enterrada da cortina por um factor de segurança, em geral igual a 1,3;
- I_p/F_p , em que $1,5 < F_p < 2$, aqui tomado $F_p = 2$: minoração do impulso passivo do solo;
- I_{np}/F_{np} , em que $F_{np} = 2$: minoração da soma algébrica dos impulsos activos e passivos existentes abaixo da base da escavação de um lado e de outro da cortina (Burland et al., 1981).

Note-se que o método de equilíbrio limite referido já considera a multiplicação da altura enterrada da cortina por 1,2 para mobilização do impulso passivo, o que não constitui uma metodologia de introdução da segurança. Assim, no caso, por exemplo, da primeira metodologia aqui proposta a altura enterrada será multiplicada por 1,2 e por 1,3 simultaneamente.

Estas metodologias de minoração dos impulsos referem-se apenas aos impulsos provocados pelo solo e não a impulsos da água.

Os valores dos momentos flectores obtidos por estes métodos foram multiplicados por 1,35, tal como era habitual no dimensionamento das estruturas de suporte por esta via.

Considerações acerca do EC7

No que diz respeito às abordagens propostas pelo Eurocódigo, foram utilizadas as abordagens DA 1.1, DA 1.2 e DA 2, uma vez que a DA 3, como já foi referido na secção 5.3, é idêntica à DA 1.2 quando não existem, como no caso presente, aquilo que o EC 7 designa por acções estruturais. Os coeficientes associados a cada uma destas abordagens, já apresentados na secção referida, resumem-se para estes cálculos no seguinte:

- DA1.1: majoração do impulso activo por 1,35;
- DA1.2: minoração da tangente do ângulo de atrito por 1,25;
- DA 2: majoração do impulso activo por 1,35 e minoração do impulso passivo por 1,4.

Se a introdução da segurança nas acções provenientes dos impulsos de terras está já esclarecida, a questão dos coeficientes de segurança a aplicar aos impulsos da água não está claramente explícita no EC7. É preciso definir se a acção da água é favorável ou desfavorável uma vez que não parece muito razoável aplicar à água coeficientes diferentes dos dois lados da cortina. Tendo por base esta ideia parece razoável proceder como já se fazia na versão anterior do EC7:

- no DA 1.1: a majoração dos impulsos da água nos dois lados da cortina por 1,35;
- no DA 1.2: não majorar o impulso da água

Relativamente ao DA 2, resolveu-se aplicar à água o mesmo coeficiente que está atribuído para as acções permanentes desfavoráveis, majorando o impulso da água dos dois lados por 1,35.

5.3.3 Discussão dos resultados

No Anexo 5.2 encontram-se os resultados dos estudos paramétricos realizados para as cortinas autoportantes, obtidos através das ferramentas de resolução de equações por via numérica do Microsoft EXCEL[®]. Os valores discretos relativos a cada ângulo de atrito considerado apresentam-se sob a forma das relações adimensionais d/h e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$ para as três condições de nível freático referidas (M1, M2 e M3) e para os quatro casos de atrito na interface (0 , $1/3 \phi'$, $1/2 \phi'$ e $2/3 \phi'$), exibindo-se em cada gráfico ou tabela as diferenças entre as várias metodologias de introdução da segurança (clássicas e do EC 7). Contudo, as expressões analíticas destes resultados podem ser facilmente deduzidas tal como se descreve no Anexo 5.3.

A título exemplificativo, expõem-se seguidamente os gráficos resultantes da consideração do ângulo de atrito na interface (δ) igual a $2/3 \phi'$.

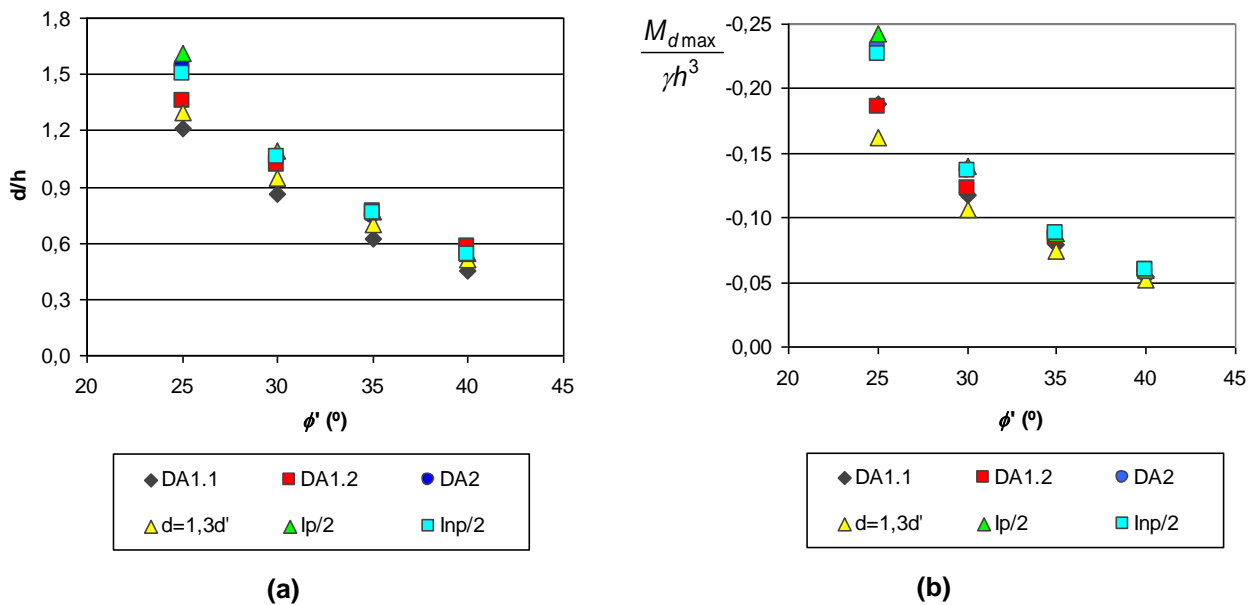


Figura 5.2- Cortinas autoportantes sem nível freático e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

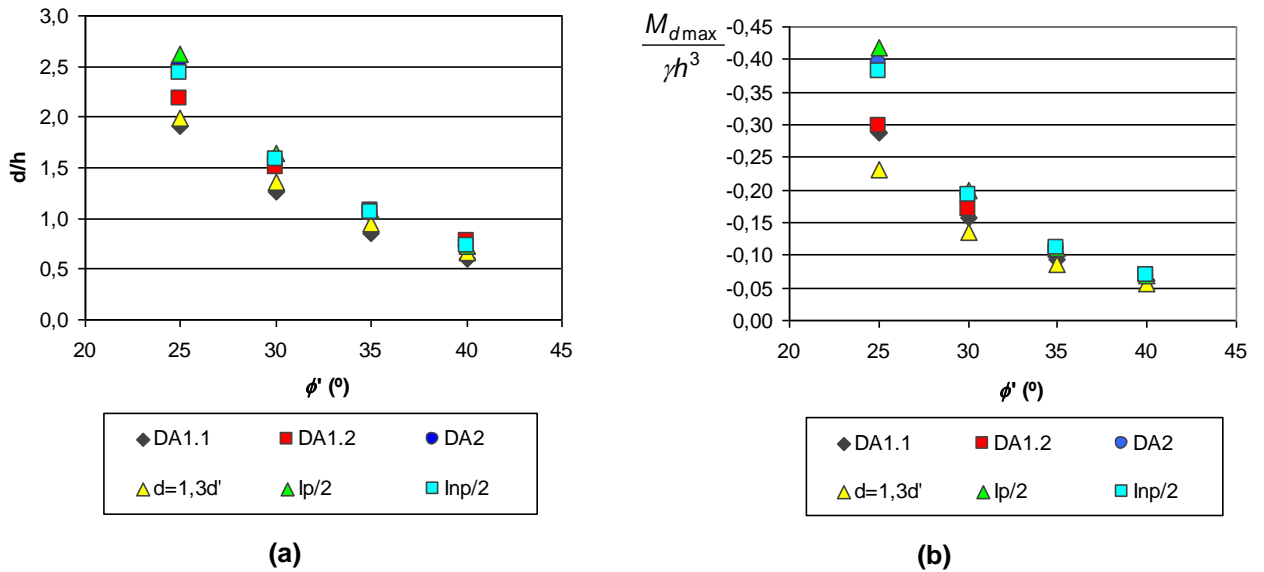


Figura 5.3- Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{dmax}/\gamma h^3$

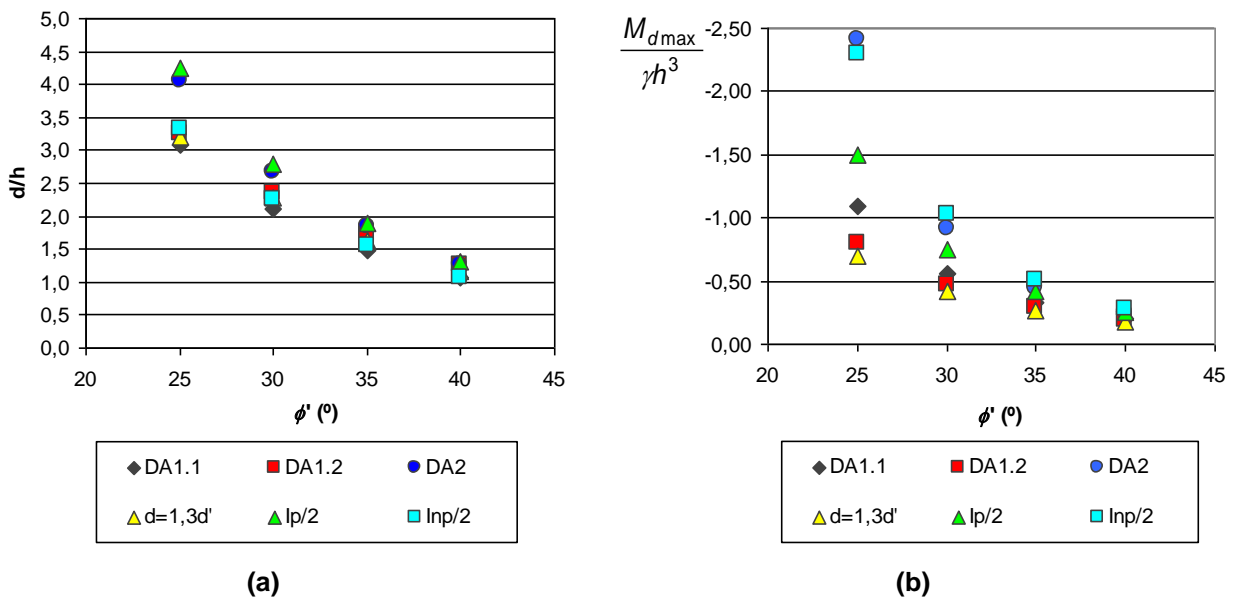


Figura 5.4- Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{dmax}/\gamma h^3$

Como se pode observar claramente nos gráficos as diferenças entre os vários métodos de introdução da segurança são mais visíveis para valores mais baixos do ângulo de atrito, e para níveis freáticos mais elevados. Esta tendência foi verificada em todos os cálculos efectuados para os restantes ângulos de atrito da interface parede-solo. Por outro lado, como seria de esperar, à medida que o ângulo de atrito na interface aumenta e o nível freático desce, os valores do momento flector máximo e da altura enterrada da cortina diminuem.

No que se refere à comparação das metodologias de cálculo para a altura enterrada da cortina, verifica-se uma grande proximidade entre os resultados obtidos com a metodologia clássica $d=1,3d'$ e a abordagem de cálculo 1 do EC7. A abordagem DA2 e a tradicional $l_p/2$ são as mais conservativas

afastando-se das restantes (Figura 5.2a, 5.3a e 5.4a). Estas conclusões mantêm-se qualquer que seja a posição do nível freático.

Relativamente aos momentos, as diferenças entre os métodos são mais notórias, verificando-se que a metodologia clássica $d=1,3d'$ é neste caso a menos conservativa. A mais conservativa continua a ser a $I_p/2$ para os casos M1 e M2 (nível freático na base da cortina ou no fundo da escavação, respectivamente), embora no caso M3 (nível freático à superfície) as mais conservativas sejam a metodologia clássica $I_{np}/2$ e a DA 2 para ângulos de atrito mais baixos (Figura 5.2b, 5.3b e 5.4b).

Outra interessante conclusão refere-se à abordagem DA 1 do EC7. Para a altura enterrada da cortina, a combinação DA 1.2 é sempre a mais condicionante excepto para os casos M1 e M2 com $\delta=0$ e $\phi'=25^\circ$. Para os momentos flectores, a combinação DA 1.2 é apenas condicionante para os ângulos de atrito mais elevados (quaisquer que sejam os ângulos de atrito na interface) e nível freático na situação M1 ou M2. Para o caso M3 a combinação DA 1.1 é sempre condicionante.

5.4 Cortinas Monoapoiadas

5.4.1 Hipóteses de cálculo

Nesta secção serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para uma cortina monoapoiada, considerando-se que o apoio se localiza no topo da mesma.

As hipóteses de cálculo subjacentes a estes cálculos são as mesmas que as apresentadas para as cortinas autoportantes na secção 5.4.1.

Há, contudo, a acrescentar mais uma relação adimensional às já referidas d/h e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$, neste caso, relativa à força na escora: $F_e/(\gamma h^2)$.

No que se refere ao método de equilíbrio limite usado nos cálculos, este foi o *Free Earth Support Method* tal como descrito no primeiro capítulo desta dissertação.

5.4.2 Metodologias de introdução da segurança

No caso das cortinas monoapoiadas, as metodologias de introdução da segurança tradicionalmente empregues com o método de equilíbrio limite referido (aqui designadas por clássicas), são as seguintes:

- $d_{sd}=1,7 d'$: multiplicação da altura enterrada da cortina por um factor de segurança igual a 1,7 (Tschebotariouff, 1973)
- I_p/F_p , em que $F_p=2$: minoração do impulso passivo do solo existente em frente à cortina;
- I_{np}/F_{np} , em que $F_{np}=2$: minoração da soma algébrica dos impulsos activos e passivos existentes abaixo da base da escavação (Burland et al., 1981).

Tal como referido a propósito das cortinas autoportantes, as metodologias de minoração dos impulsos, referem-se apenas aos impulsos provocado pelo solo e não a impulsos da água que eventualmente possam existir como resultado de um nível freático superior à base da cortina.

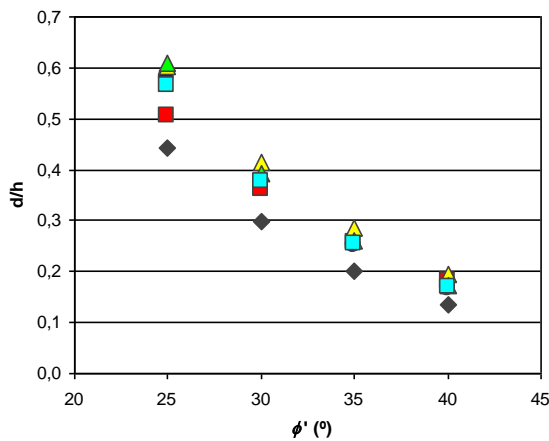
Os valores dos esforços estruturais (forças no apoio e momentos flectores) obtidos por estes métodos foram também multiplicados por 1,35, tal como era habitual no dimensionamento das estruturas de suporte por esta via.

As considerações acerca do EC7 apresentadas na secção 5.4.2 mantêm-se válidas no caso das cortinas monoapoiadas.

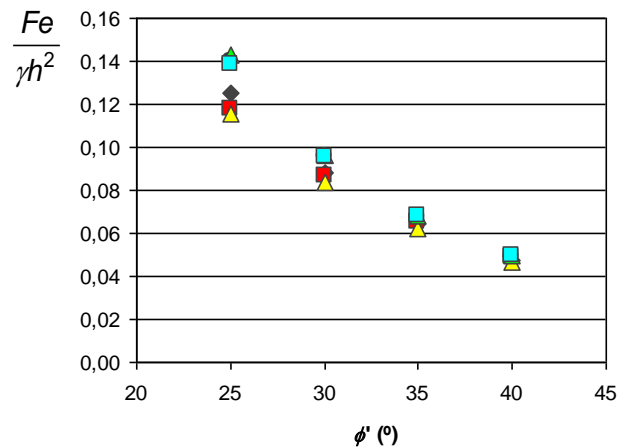
5.4.3 Discussão dos resultados

Os gráficos e tabelas expostos no Anexo 5.4 que permitem comparar os resultados obtidos nas várias metodologias de introdução da segurança para as cortinas monoapoiadas serão apresentados e discutidos nesta secção. Os valores apresentam-se sob a forma das três relações adimensionais referidas d/h , $F_e/(\gamma h^2)$ e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$, obtidos numericamente para os vários casos de nível freático e atrito tal como efectuado para as cortinas autoportantes.

Para simplificar a exposição, apresentam-se nesta secção apenas os gráficos relativos às três situações de nível freático para o caso de um ângulo de atrito na interface de $\delta=2/3 \phi'$ (Figura 5.5, 5.6 e 5.7).



(a)



(b)

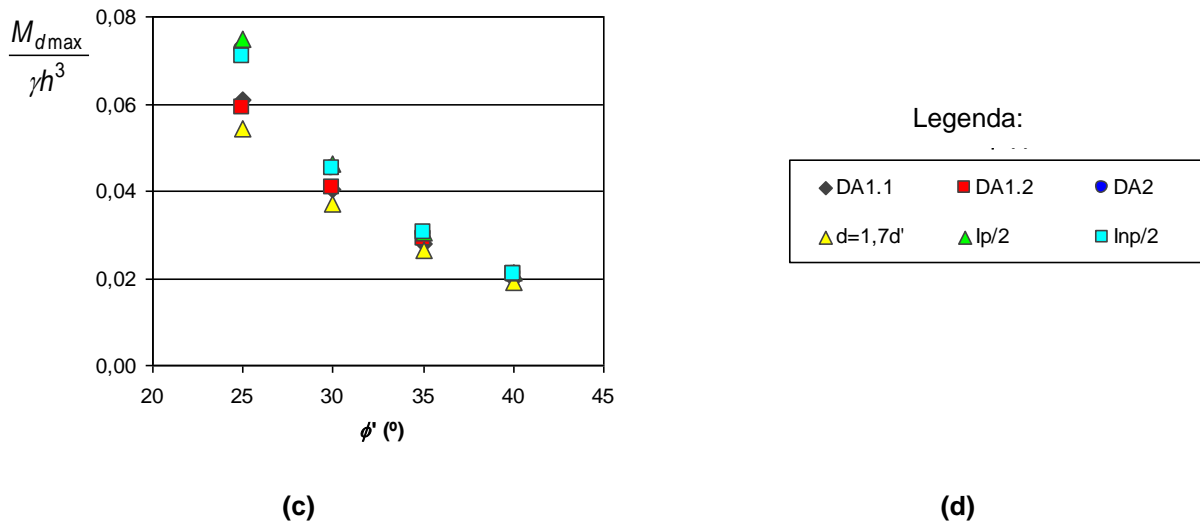


Figura 5.5 - Cortinas monoapoiadas sem nível freático e $\delta=2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

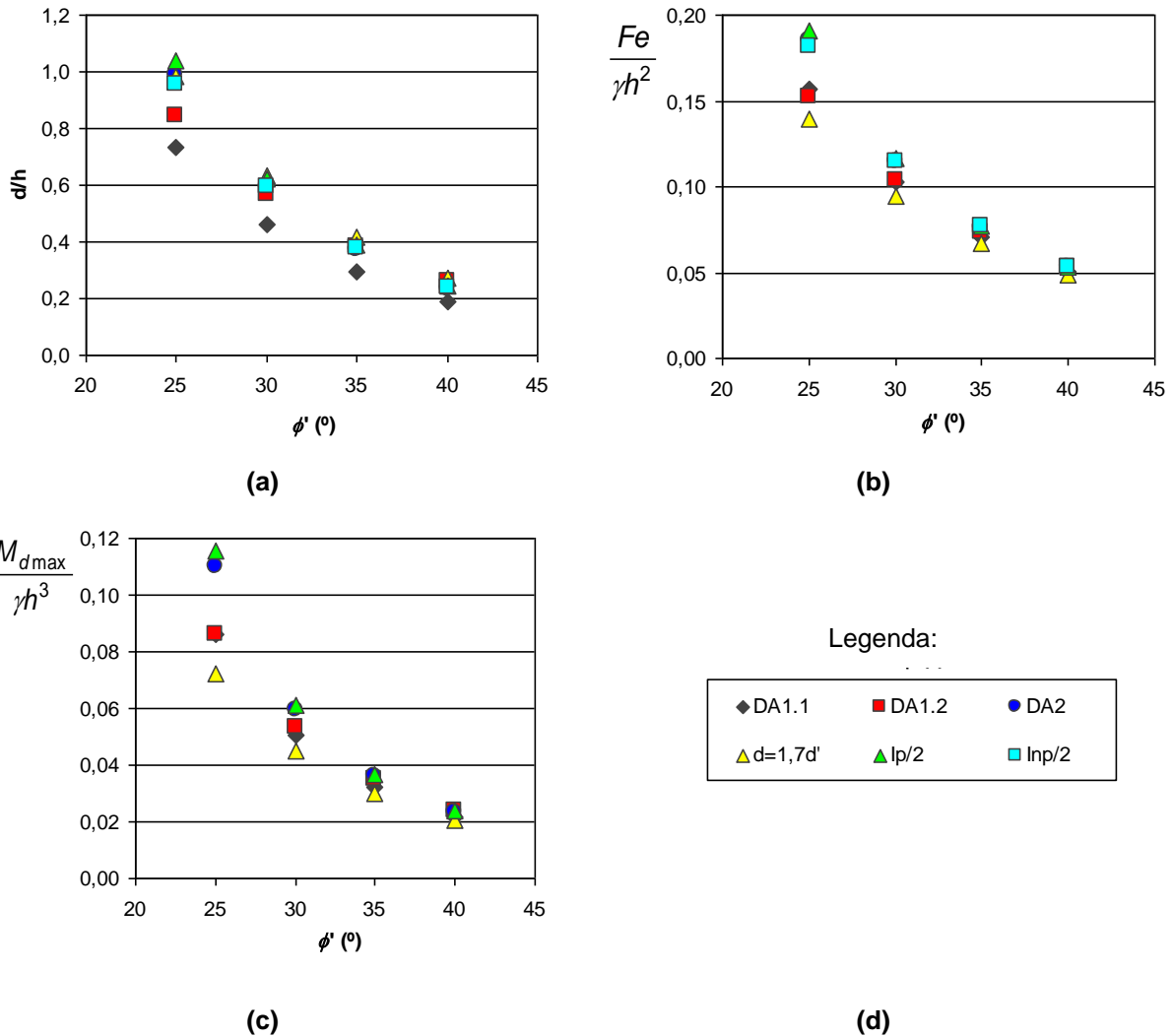


Figura 5.6- Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

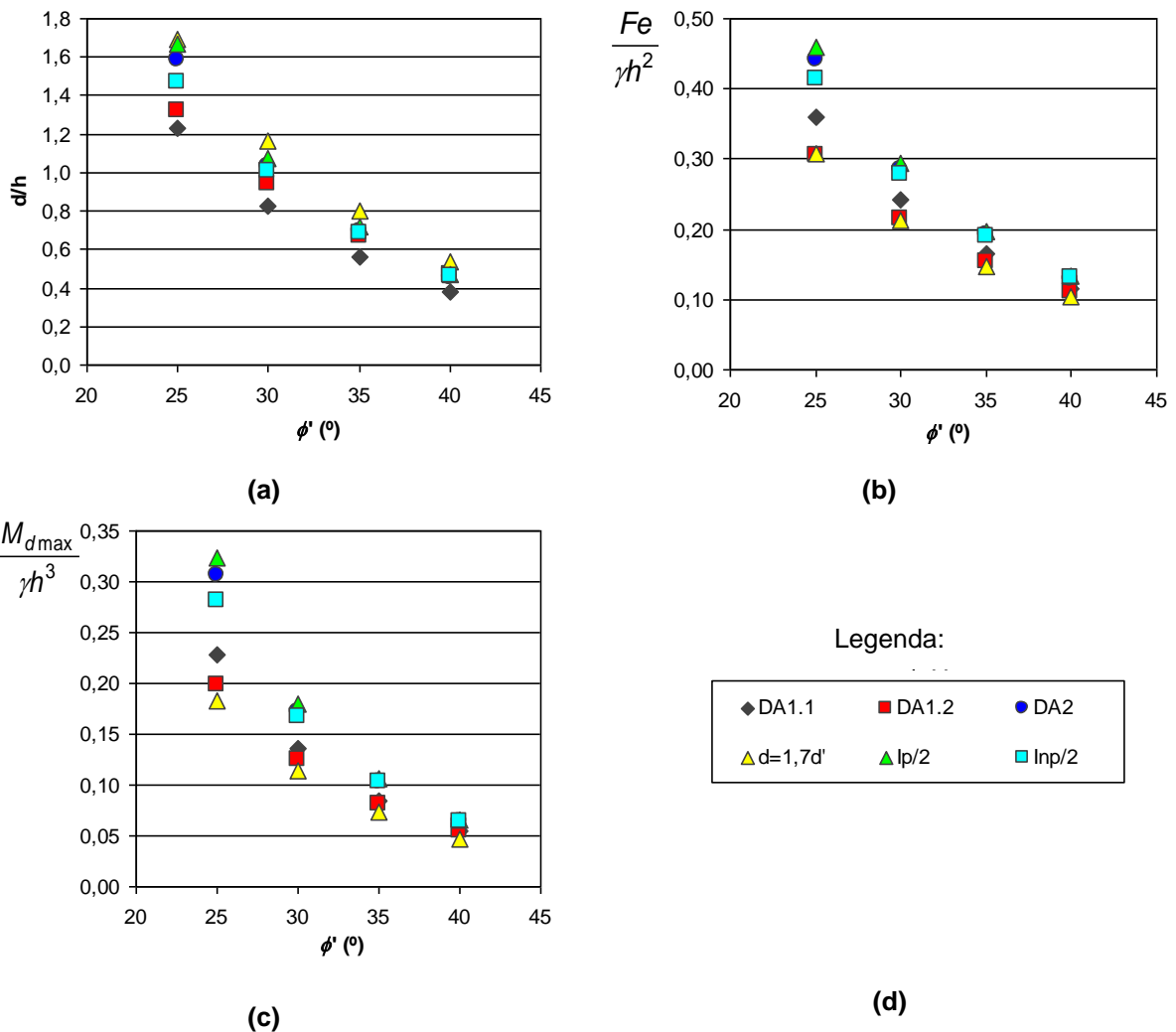


Figura 5.7- Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

No caso da altura enterrada da cortina, as duas combinações da abordagem DA 1 do EC7, são as menos conservativas, apresentando valores bastante próximos quando o atrito da interface é nulo. Das combinações clássicas a $d=1,7d'$ e $l_{np}/2$ apresentam valores muito semelhantes entre si, especialmente nos casos M1 e M2 do nível freático (Figura 5.5a e 5.6a).

Relativamente à força na escora, os gráficos apresentados são representativos das tendências observadas nos restantes casos de atrito na interface, mostrando que a DA 1.2 conduz a resultados muito próximo da abordagem clássica $d=1,7d'$, em especial nos casos M1 e M3, e menos conservativos que a abordagem DA1.1 (Figura 5.5b, 5.6b e 5.7b).

No que concerne os momentos flectores, as diferenças entre os métodos são mais nítidas, como já se tinha concluído a propósito das cortinas autoportantes, em especial para o nível freático na posição M3. Verifica-se que as metodologias clássicas apresentam os valores mais extremos ($d=1,3 d'$ é a mais conservativa, enquanto que a $l_p/2$ é a menos conservativa), enquanto que as abordagens preconizadas pelo EC7 exibem valores intermédios. É ainda interessante analisar que nos casos M1

e M2 com atrito terras-muro não nulo, existe uma grande aproximação entre os resultados obtidos pelas duas combinações da primeira abordagem, como as Figura 5.4c e 5.5c demonstram.

Concluindo, enquanto que para a altura enterrada da cortina, a DA 1.2 é condicionante relativamente à DA 1.1, nos momentos flectores verifica-se o contrário, um pouco como foi referido para as cortinas autoportantes. Verifica-se assim que para o dimensionamento estrutural, a primeira combinação (DA 1.1) é, em geral, mais condicionante enquanto que para o dimensionamento geotécnico a abordagem DA 1.2 com minoração das propriedades do solo é mais relevante.

Capítulo 6 Estruturas autoportantes com escora no topo em fase de construção. Dimensionamento otimizado

6.1 Introdução

As estruturas autoportantes são pela sua simplicidade, leveza, facilidade de construção e funcionalidade muito convenientes no projecto de uma obra de contenção. Na realidade, a não existência de elementos estruturais adicionais como escoras e ancoragens tem inúmeras vantagens. Para além de evitarem a colocação por vezes custosa desses elementos de apoio, permitem tornar a área da escavação, no caso das escoras, ou o maciço suportado, no caso das ancoragens, totalmente desimpedidos. De facto, as escoras constituem uma barreira importante à circulação de máquinas, equipamentos e veículos, tanto em fase de construção como em fase definitiva. Por seu lado, a existência de edifícios com caves profundas, túneis ou outras estruturas subterrâneas pode dificultar a colocação de ancoragens no maciço suportado, para além da eventual dificuldade legal no uso de ancoragens definitivas fora do limite da propriedade.

Contudo, estas estruturas autoportantes mobilizando apenas a resistência do solo, têm certas limitações. Para além de certos valores da profundidade da escavação os deslocamentos do maciço podem tornar-se in comportáveis e a altura enterrada e os momentos flectores resultantes podem torná-las economicamente muito onerosas.

Em certas obras, este compromisso entre a profundidade de escavação e o dimensionamento da cortina é levado até ao limite numa tentativa de estender o mais possível a solução autoportante. As passagens desniveladas são um exemplo onde esta dicotomia é bastante frequente uma vez que a profundidade de escavação é crescente à medida que o cruzamento se aproxima (Figura 6.1). Na zona mais profunda, expressa pelo perfil da Figura 6.1d, a existência da via superior obriga à construção de uma laje que assegura a contenção da cortina. Nas zonas de aproximação mais afastadas (Figura 6.1b) a profundidade de escavação é reduzida permitindo facilmente a execução de cortinas autoportantes. Nas zonas intermédias a profundidade já é maior sendo necessário optar pela colocação de um apoio superior, em geral materializado por uma escora (Figura 6.1c). Contudo, o *gabarit* necessário para a passagem de camiões, autocarros de dois andares ou outros veículos de

altura elevada limita a utilização da solução monoapoiada, salientando a necessidade já referida da cortina autoportante em profundidades superiores àquelas para as quais tal solução é mais vantajosa. Em certos casos, a colocação da escora é otimizada de forma a proporcionar o *gabarit* necessário sem ter de recorrer à solução autoportante, como mostra a Figura 6.2.

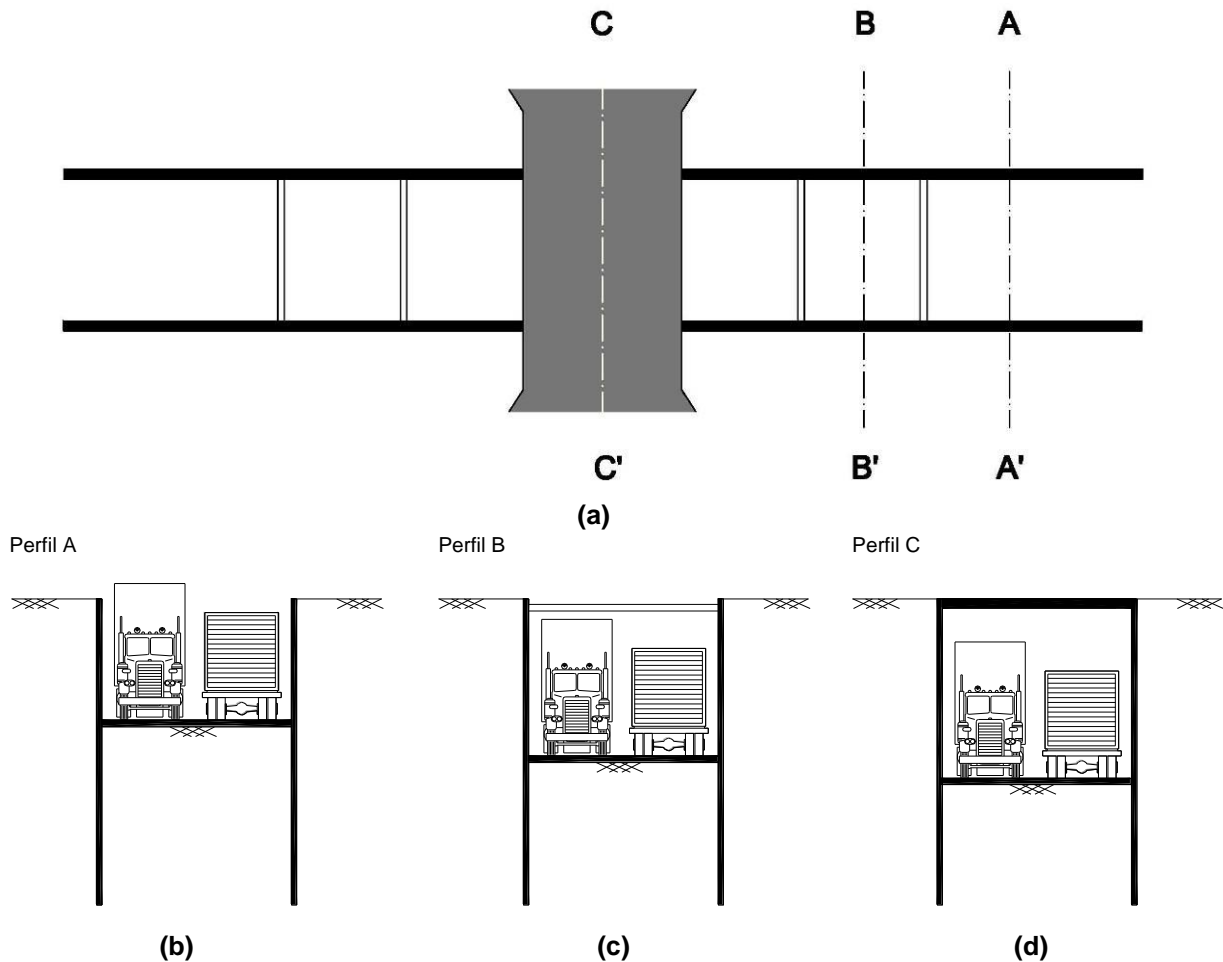


Figura 6.1 – Esquema de uma passagem desnivelada: a) planta; b) corte na zona da cortina autoportante; c) corte na zona da cortina escorada; d) corte na zona mais profunda.

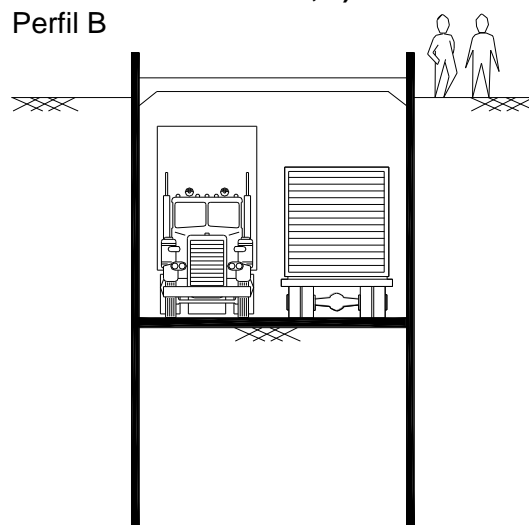


Figura 6.2 – Esquema do perfil B da figura anterior com a colocação otimizada da escora.

De modo simplificado, e admitindo que as cortinas autoportantes funcionam como vigas em consola sob carregamento triangular (crescente em profundidade), pode compreender-se que o prolongamento da profundidade de escavação h faz aumentar muito rapidamente os momentos (que crescem função de h^3) e ainda mais os deslocamentos, nomeadamente o deslocamento máximo verificado à superfície (aproximadamente função de h^5 , caso que aconteceria se se tratasse efectivamente de uma consola).

Por outro lado, neste tipo de obras viárias, a diferença entre a profundidade máxima de escavação, h , verificada em fase de construção, e a profundidade da obra acabada, em geral cerca de 1 m, representa um valor significativo que não se deve desprezar. Essa diferença de cotas entre as duas fases deve-se à colocação das várias camadas que constituem o pavimento (flexível ou rígido).

Por estes motivos, tendo em conta a grande sensibilidade dos esforços e deslocamentos à profundidade de escavação, aquela diferença de cotas entre a fase definitiva e provisória torna em muitos casos conveniente, em termos técnicos e económicos, dimensionar a estrutura como autoportante para a fase definitiva e dotá-la de um apoio perto do topo em fase provisória.

Este capítulo centra-se sobre o estudo deste tipo de estruturas, cujo faseamento construtivo está representado na Figura 6.3, apresentando uma proposta de optimização do seu dimensionamento.

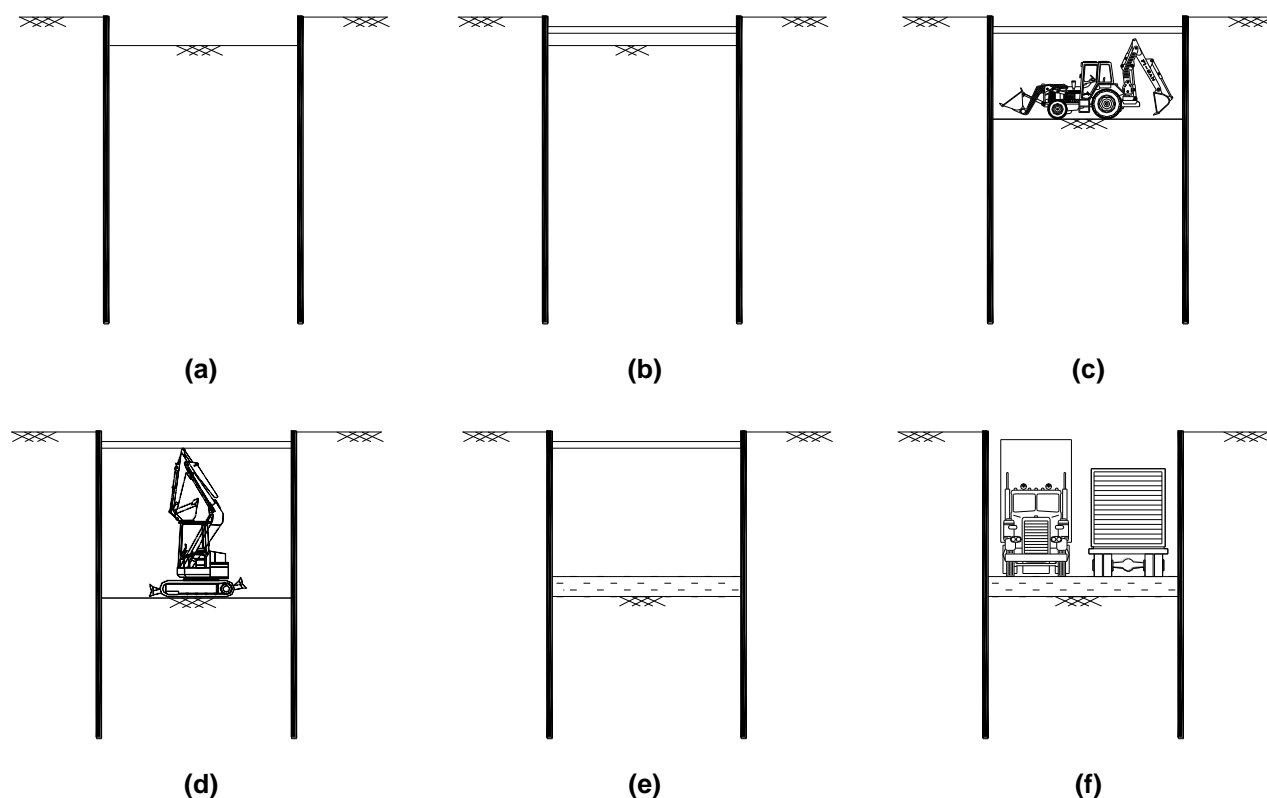


Figura 6.3 – Faseamento construtivo de uma cortina autoportante com apoio superior em fase provisória: a) escavação até um pouco abaixo do nível da escora; b) colocação da escora; c) fase intermédia da escavação; d) escavação até à cota mais profunda; e) colocação do pavimento rígido; f) retirada da escora.

6.2 Análise dos diagramas de esforços – a fase provisória como um pré-esforço em relação à fase definitiva

Neste tipo de estruturas, é necessário fazer o dimensionamento para as várias situações de projecto verificando a sua estabilidade durante toda a vida da obra. Contudo, no caso dos esforços, é preciso ter em consideração o carácter sequencial da obra. Este aspecto é muito importante na medida em que esforços e deslocamentos devem ser somados algebricamente.

Na Figura 6.4 apresenta-se de forma esquemática, os diagramas de momentos flectores associados a uma cortina autoportante com um apoio no topo em fase provisória. Os momentos resultantes da fase monoapoiada são somados algebricamente aos momentos resultantes da retirada da escora após a construção da laje-pavimento obtendo-se o diagrama final.

Na Figura 6.5 compara-se a envolventes dos diagramas de momentos que estão na base do dimensionamento desta solução com a envolvente homóloga de uma cortina autoportante convencional. Na primeira solução, a estrutura será dimensionada para o momento máximo verificado na fase provisória monoapoiada ou na fase final, consoante o mais condicionante, uma vez que, em geral, como adiante se verá, estes são bastante próximos. Na segunda solução a cortina teria que ser dimensionada para a situação mais desfavorável, correspondente à maior altura de escavação.

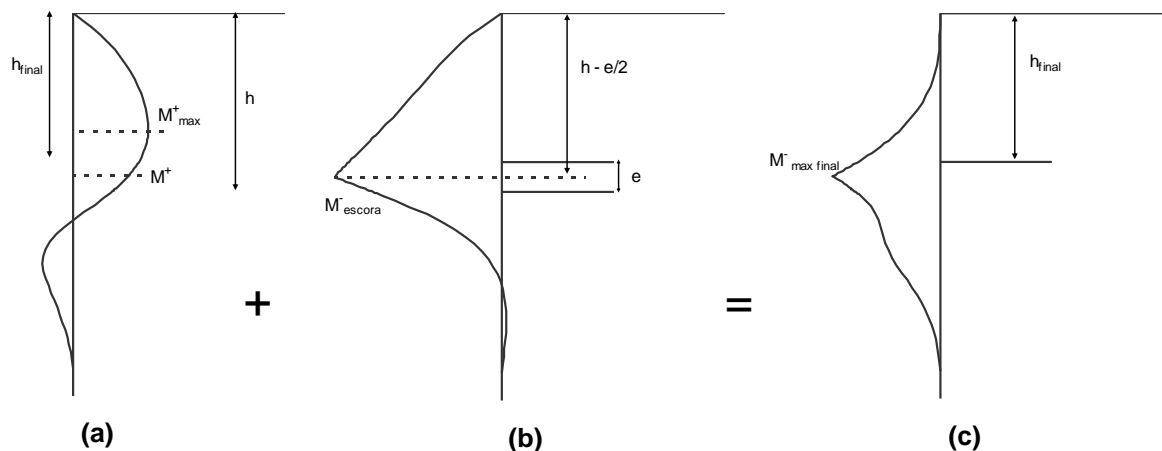


Figura 6.4 – Diagrama de momentos da cortina autoportante com fase provisória monoapoiada: a) cortina monoapoiada; b) momentos resultantes da retirada da escora; c) momentos finais (soma algébrica).

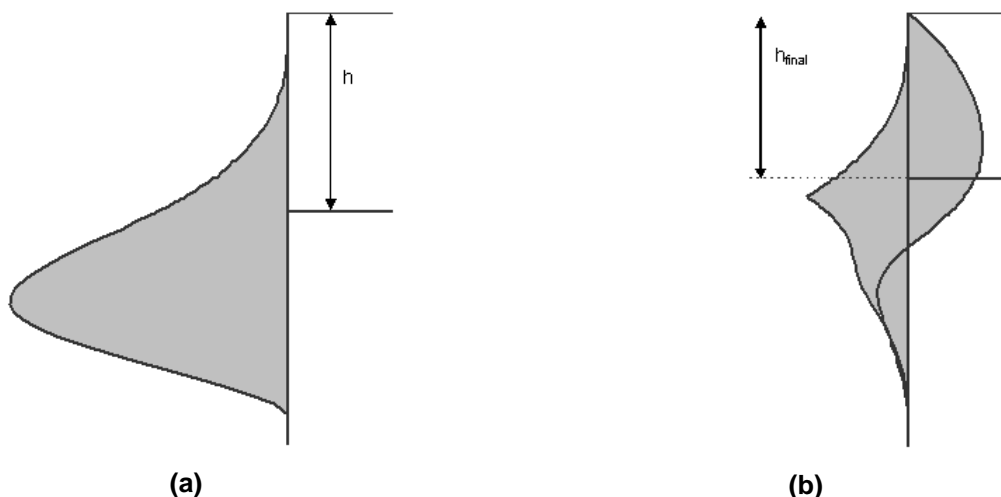


Figura 6.5 – Envolvente dos diagramas de momentos para cada uma das cortinas: a) cortina autoportante; b) cortina provisoriamente monoapoiada.

Como se pode verificar pela Figura 6.4, os momentos em fase monoapoiada e em fase autoportante (mas já com o pavimento construído) são de sinal contrário, o que se traduz numa redução significativa dos momentos flectores na primeira solução relativamente à segunda, em que a cortina funciona simplesmente como autoportante. Ou seja, na primeira solução (tipo Figura 6.4) a fase provisória pode ser considerada como que um pré-esforço para a fase definitiva. De facto, se nas estruturas pré-esforçadas se aplica um esforço de sinal contrário àquele a que a estrutura vai ser sujeita de forma a otimizar o seu dimensionamento, é possível adaptar este conceito a estas estruturas flexíveis usando o faseamento construtivo como uma forma de pré-esforço.

Por outro lado, também em termos de deformações esta solução é bastante vantajosa. Na Figura 6.6 apresentam-se os deslocamentos para a solução preconizada obtidos, tal como os esforços, da soma algébrica dos deslocamentos da fase monoapoiada com os deslocamentos resultantes da retirada da escora. Na Figura 6.7 é evidente a significativa redução dos deslocamentos máximos obtidos com essa solução quando comparados com os que se verificam na cortina autoportante.

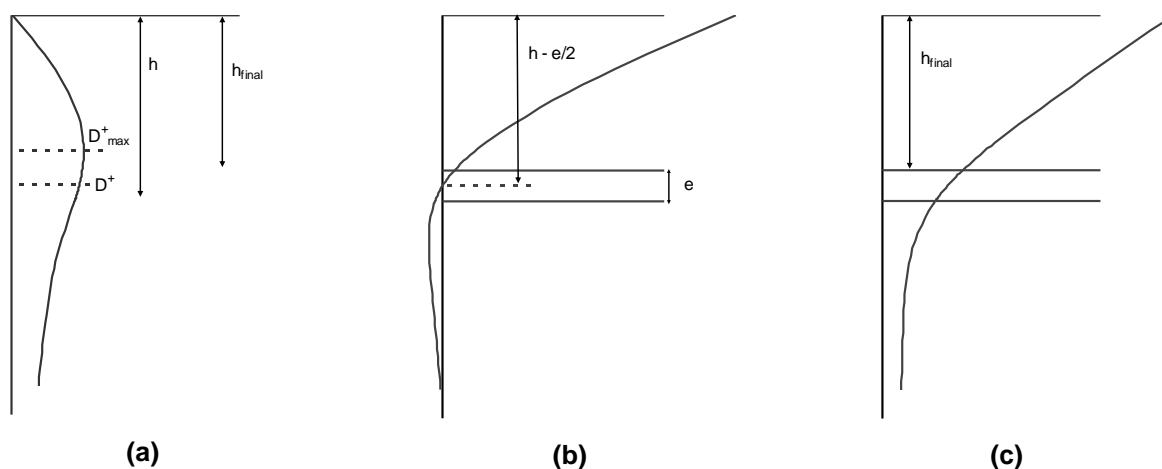


Figura 6.6 – Deslocamentos horizontais da cortina autoportante com fase provisória monoapoiada. a) cortina monoapoiada; b) deslocamentos resultantes da retirada da escora; c) deslocamentos finais (soma algébrica).

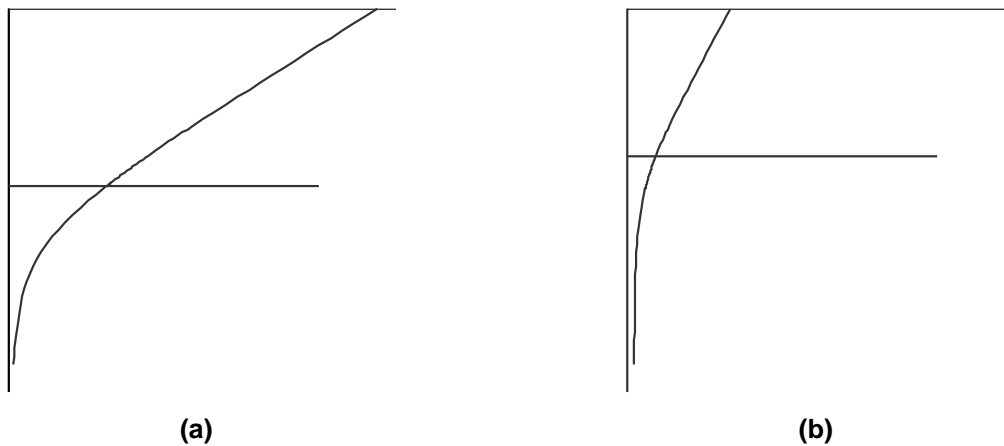


Figura 6.7 – Deslocamentos horizontais máximos verificados em cada uma das cortinas: a) cortina autoportante; b) cortina provisoriamente monoapoiada.

Assim, conclui-se que a adopção de uma escora provisória junto do topo, retirada após a conclusão da laje-pavimento, passando a partir de então a cortina a funcionar como autoportante, permite não só uma redução significativa dos momentos e, conseqüentemente, da armadura necessária, mas também uma redução dos deslocamentos da cortina e assentamentos à superfície.

6.3 Caso de obra

Watson e Carder (1994) apresentam uma escavação deste tipo nas argilas de Londres. Embora este caso seja relativo a um solo em que o coeficiente de impulso em repouso é bastante elevado, permite exemplificar com uma situação real a solução que aqui se tem vindo a apresentar. A estrutura em causa consiste numa cortina de estacas secantes que durante a fase de escavação é escorada no topo por escoras provisórias, sendo a estrutura definitiva apenas suportada ao nível da base da escavação por uma laje de betão armado, como mostra a Figura 6.8.

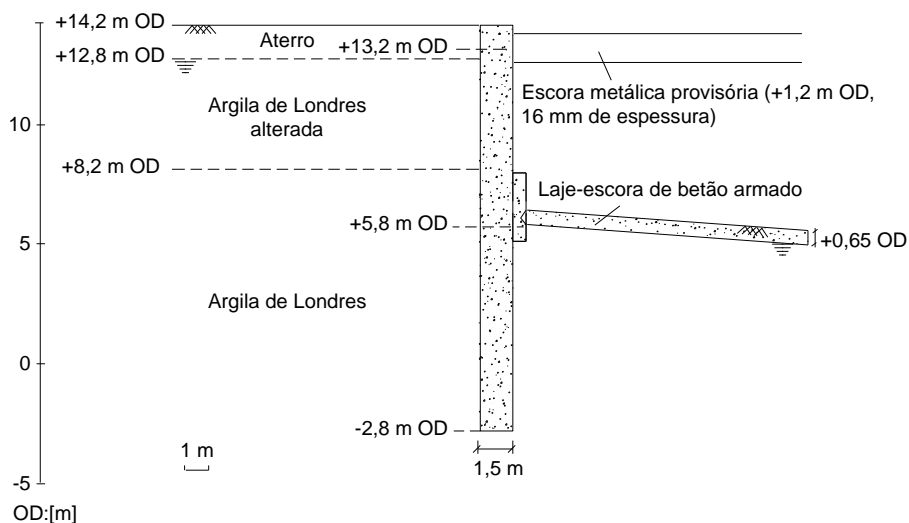


Figura 6.8 - Secção transversal da escavação (adaptado de Watson e Carder, 1994).

Esta obra foi objecto de uma análise numérica por elementos finitos. O solo foi modelado com o modelo de *Mohr-Coulomb* com os seguintes parâmetros de resistência, $c' = 20$ kPa e $\phi' = 22^\circ$, e com um módulo de deformabilidade variável em profundidade. O faseamento construtivo adoptado nessa modelação foi o seguinte:

- escavação de 1,4 m de forma a permitir o acesso para a colocação das escoras provisórias;
- instalação das escoras provisórias;
- escavação faseada (de modo a possibilitar a dissipação dos excessos de pressão neutra) até 8,4 m de profundidade;
- construção da laje de betão armado definitiva;
- remoção das escoras provisórias.

Os resultados da análise numérica foram comparados com as medições de campo reportadas pela monitorização da obra, mostrando-se nas Figura 6.9 e 6.10, respectivamente, os deslocamentos e os momentos flectores calculados e medidos nas várias fases do processo construtivo.

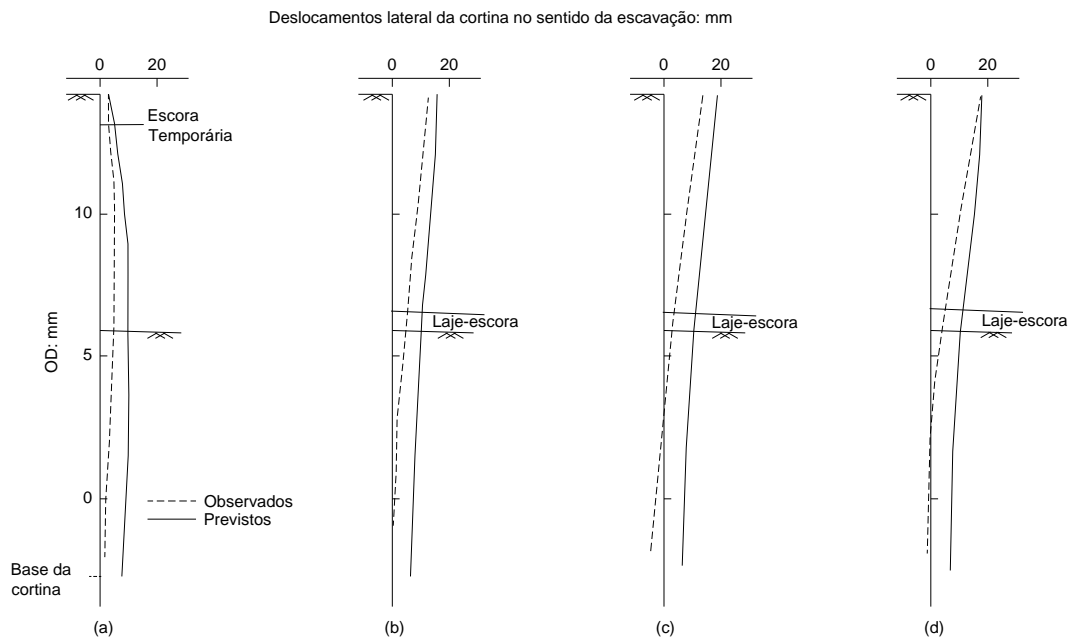


Figura 6.9 – Evolução dos deslocamentos laterais da parede durante a construção: a) depois da escavação; b) depois da retirada da escora; c) depois da abertura ao tráfego; d) seis meses depois da abertura ao tráfego (adaptado de Watson e Carder, 1994).

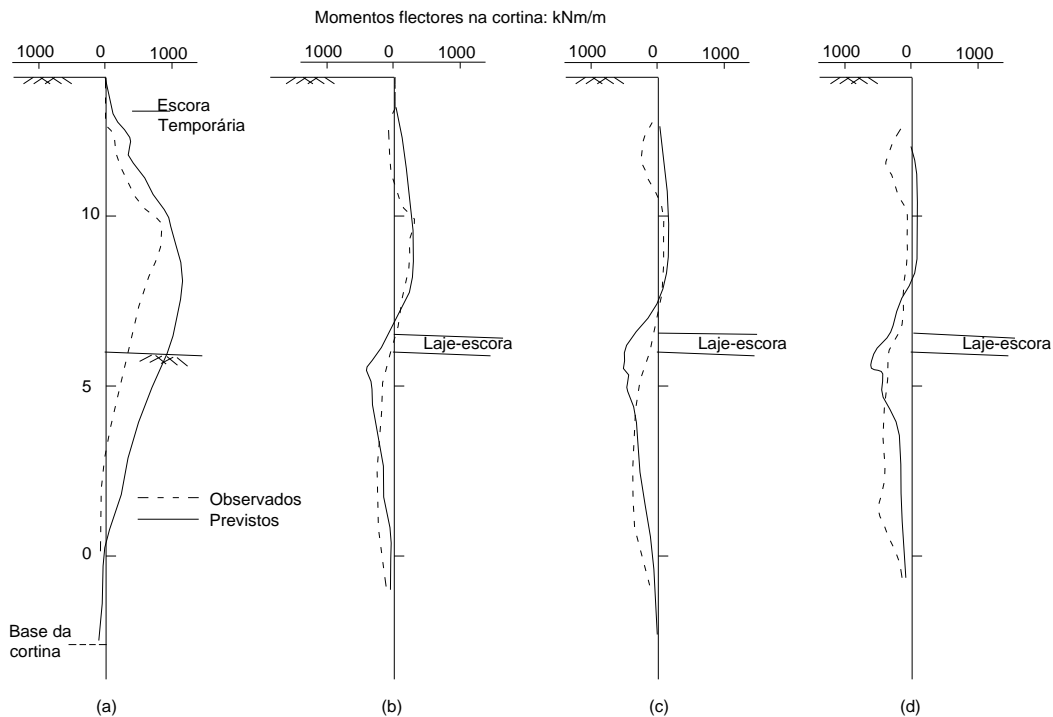


Figura 6.10 – Evolução dos momentos flectores da parede durante a construção: a) depois da escavação; b) depois da retirada da escora; c) depois da abertura ao tráfego; d) seis meses depois da abertura ao tráfego (adaptado de Watson e Carder, 1994).

Da análise da Figura 6.10, pode-se confirmar o que já tinha sido referido a propósito da inversão do sinal dos momentos flectores com a retirada do apoio, em especial na parte enterrada da cortina.

6.4 Estudo paramétrico usando métodos de equilíbrio limite

6.4.1 Hipóteses

O princípio subjacente ao estudo aqui em causa admite que numa cortina autoportante (em fase definitiva) que em fase provisória é monoapoiada, o diagrama de momentos final da cortina seja o resultado da soma algébrica do diagrama de momentos da cortina em fase monoapoiada com um diagrama resultante da retirada da escora. Considerando a parede encastrada na laje, o ponto de momento máximo associado à retirada da escora estará localizado ao nível do eixo daquela. Note-se que o momento assim calculado está do lado da segurança, uma vez que esta situação só se verificaria se não existisse nenhuma rotação da cortina ao nível da laje de fundo.

O dimensionamento estrutural desta solução será assim realizado com base no maior dos momentos máximos provisório ou definitivo, respectivamente, o M_{max}^t da cortina monoapoiada ou o $M_{max\ final}$ estimado como foi referido no parágrafo anterior (ver Figura 6.4). Note-se que o momento máximo da cortina monoapoiada (M_{max}^t) não se verifica para a mesma profundidade que o momento final ($M_{max\ final}$), o qual ocorre no mesmo ponto que o momento máximo resultante da retirada da escora (M_{escora}), correspondente ao eixo da laje de fundo. Assim, o $M_{max\ final}$ resulta da soma do momento da

cortina monoapoiada no ponto médio da laje de fundo (M^+) com o momento negativo associado à retirada da escora, M_{escora} .

A escavação necessária para a realização da laje de fundo, e , considerou-se ser cerca de 20% da altura de escavação final, h_{final} , ou seja, a profundidade máxima da cortina verificada na fase monoapoiada, h , é igual a 1,2 vezes a profundidade final, h_{final} ($h=1,2 h_{final}$). Assim sendo, a profundidade do eixo da laje de fundo corresponde a 1,1 vezes a profundidade final da escavação ($1,1 h_{final}$).

Em termos de metodologias de introdução da segurança, foi usada a abordagem DA 1 do EC7 por ser esta a que se prevê que venha a ser adoptada em Portugal. Por simplificação, optou-se pela consideração apenas da segunda combinação (DA 1.2) dado que, como se verificou no capítulo anterior, os resultados das duas combinações desta abordagem (DA 1.1 e DA 1.2) são bastante próximos.

Foram também analisadas as situações correspondentes às três posições do nível freático referidas no capítulo anterior – ver secção 5.3.1 (M1, M2 e M3) e quatro ângulos de atrito na interface solo-parede ($\delta=0$, $\delta=1/3\phi'$, $\delta=1/2\phi'$, $\delta=2/3\phi'$). Os restantes pressupostos de cálculo, incluindo as relações entre os ângulos de atrito e os pesos volúmicos, são os mesmos do estudo anterior, apresentados em 5.3.1 e 5.4.1.

Numa primeira fase, utilizaram-se os métodos de equilíbrio limite com o objectivo avaliar e comparar a grandeza dos seguintes momentos flectores:

- o momento flector máximo positivo da cortina monoapoiada, M_{max}^+ , obtido pelo método *Free-Earth Support* para uma cortina monoapoiada com profundidade de escavação h ;
- o momento flector final, $M_{max\ final}$, calculado pela expressão seguinte:

$$M_{max\ final} = (M^+) \text{ “+” } (F_e * 1,1 h_{final}) \quad (6.1)$$

em que, M^+ , é o momento na secção da cortina à profundidade $1,1 h$ e F_e é a força na escora ambos calculados também pelo método *Free-Earth Support* para uma cortina monoapoiada com profundidade de escavação h ; e “+” significa soma algébrica;

- o momento flector máximo negativo obtido no dimensionamento de uma cortina autoportante de profundidade de escavação h , M_{auto}^{max} .

Para a cortina autoportante os métodos de equilíbrio limite fornecem os valores da altura enterrada e do momento flector máximo, cujos resultados foram já apresentados no capítulo anterior para as várias metodologias de introdução da segurança sob a forma das relações adimensionais d_a/h e $M_{auto}/\gamma h^3$.

6.4.2 Resultados

Os resultados dos momentos flectores apresentam-se na forma adimensionalizada, tal como realizado no capítulo anterior.

Como se pode verificar na Figura 6.11, o momento de dimensionamento tanto pode ser o momento da fase provisória (monoapoiada) ou da fase definitiva, mas qualquer um deles é substancialmente inferior ao momento de uma cortina autoportante, o que confirma a referida redução do momento e, conseqüentemente, a vantagem em construir estas cortinas com uma fase monoapoiada intermédia!

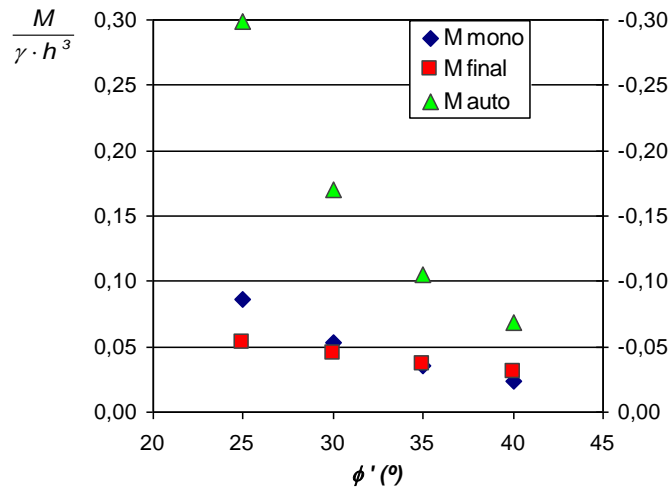


Figura 6.11 – Gráfico das relações adimensionalizadas dos momentos para a situação e nível freático na base da escavação ($\delta=2/3\phi'$).

Para as restantes situações consideradas apresentam-se no Anexo 6, gráficos idênticos à Figura 6.11, bem como tabelas com os respectivos valores numéricos, momento de dimensionamento mais condicionante em cada caso e ainda a percentagem do momento de dimensionamento relativamente ao momento máximo da cortina autoportante.

No sentido de analisar de uma forma global esses resultados, resumem-se no Quadro 6.1 o momento de dimensionamento a adoptar em cada situação e no Quadro 6.2 a percentagem do momento de dimensionamento relativamente ao momento da cortina autoportante.

Quadro 6.1 – Momento de condicionante para cada caso

		ϕ'			
		25°	30°	35°	40°
$\delta = 0$	M1	M mono	M mono	M final	M final
	M2	M mono	M mono	M mono	M mono
	M3	M mono	M mono	M mono	M mono
$\delta = 1/3 \phi'$	M1	M mono	M mono	M final	M final
	M2	M mono	M mono	M mono	M final
	M3	M mono	M mono	M mono	M mono
$\delta = 1/2 \phi'$	M1	M mono	M final	M final	M final
	M2	M mono	M mono	M mono	M final
	M3	M mono	M mono	M mono	M mono
$\delta = 2/3 \phi'$	M1	M mono	M final	M final	M final
	M2	M mono	M mono	M final	M final
	M3	M mono	M mono	M mono	M mono

Quadro 6.2– Percentagem do momento de dimensionamento relativamente ao momento máximo da cortina autoportante para cada caso analisado

M_{dim}/M_{auto}		ϕ'			
		25°	30°	35°	40°
$\delta = 0$	M1	30%	31%	33%	39%
	M2	26%	29%	31%	32%
	M3	23%	24%	25%	26%
$\delta = 1/3 \phi'$	M1	31%	33%	39%	46%
	M2	28%	30%	32%	38%
	M3	24%	26%	27%	27%
$\delta = 1/2 \phi'$	M1	31%	34%	42%	48%
	M2	28%	31%	33%	41%
	M3	24%	26%	27%	28%
$\delta = 2/3 \phi'$	M1	32%	37%	44%	51%
	M2	29%	31%	35%	44%
	M3	25%	27%	27%	28%

Da observação do Quadro 6.1 verifica-se que, em geral, o momento da fase provisória monoapoiada é mais condicionante sendo o momento final mais gravoso apenas para as situações mais favoráveis de cálculo, isto é, ângulos de atrito mais elevados (seja ao nível do ângulo de resistência ao corte ou no ângulo de atrito na interface solo-paramento) e(ou) níveis freáticos mais reduzidos. Este facto deve-se a uma maior sensibilidade dos momentos flectores à variação do nível freático ou ao ângulo de atrito, relativamente à força no apoio. Ou seja, com o aumento do ângulo de atrito, por exemplo, o momento máximo da cortina monoapoiada reduz mais do que a força na escora correspondente.

Do mesmo quadro conclui-se que a utilização da solução preconizada neste trabalho se traduz numa redução substancial do momento flector condicionante, sendo este 20% a 40% do momento máximo da cortina autoportante. Por outro lado, é interessante verificar que quando o momento de dimensionamento é o momento final, isto é, para as condições mais favoráveis de cálculo, se verifica uma redução mais significativa do momento de dimensionamento relativamente ao momento da cortina autoportante.

Note-se que, embora se tenha optado por simplificação pela segunda combinação da primeira abordagem de cálculo do EC7 (DA 1.2), se prevê que as mesmas conclusões possam ser retiradas para a restante abordagem DA 1.1.

6.5 Análise numérica

6.5.1 Introdução

Por fim, é interessante verificar se os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite são corroborados por uma análise em elementos finitos.

Nesse sentido, procedeu-se à simulação no programa *Plaxis*® de uma cortina autoportante de 5 m de profundidade de escavação final e 6,08 m de altura enterrada (dimensão obtida pelo método de

equilíbrio limite para uma cortina autoportante de para suporte de uma escavação de profundidade $h=6\text{ m}$ considerando a abordagem DA1.2), com 6 m de altura de escavação em fase provisória (monoapoiada), como se exemplifica na Figura 6.12.

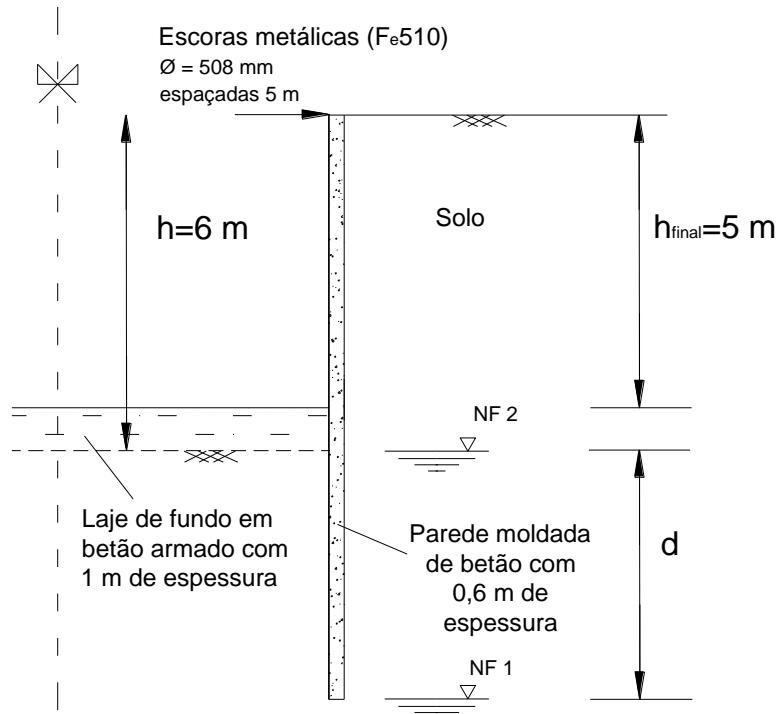


Figura 6.12 - Desenho esquemático da escavação considerada no cálculo de elementos finitos.

No Quadro 6.3 apresentam-se os parâmetros dos vários elementos. O solo foi simulado por um modelo elástico perfeitamente plástico com uma superfície de cedência de *Mohr-Coulomb*, em condições drenadas; a cortina foi modelada por elementos viga e a escora e a laje de fundo foram simuladas como molas. Na simulação da laje-pavimento optou-se pela colocação de forma pontual da mola meio metro abaixo da profundidade final da escavação, preenchendo posteriormente o espaço restante com solo, o que constitui uma medida conservativa, já que, na realidade, o pavimento rígido se situa a cota superior. Foram consideradas duas posições para o nível freático: na base da cortina (NF 1) e na base da escavação (NF 2), como se evidencia na Figura 6.12.

Quadro 6.3 - Características dos vários elementos introduzidos no cálculo.

Solo		Cortina		Escora		Laje de fundo	
γ (kN/m^3)	20	$E_{betão}$ (MPa)	29	$E_{aço}$ (MPa)	206	$E_{betão}$ (MPa)	29
k (m/s)	10^{-4}	$\nu_{betão}$	0,2	A ($cm^2/escora$)	247	A (m^2/m)	1
ϕ' ($^\circ$)	30°	A (m^2)	0,6				
c' (kPa)	0	I (m^4)	0,018				
δ	$2/3 \phi'$	W (kN/m/m)	15				
ψ ($^\circ$)	2						
E (MPa)	20						
ν	0,3						
K_0	$1-\text{sen}(\phi')$						

Na Figura 6.13 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada, relativa a metade da estrutura tirando partido da simetria. Relativamente às condições de fronteira foram colocados apoios horizontais nas fronteiras laterais e apoios duplos na fronteira inferior. Para evitar a interferência dos efeitos de fronteira, estas foram colocadas bastante afastadas da escavação: a fronteira inferior dista 10 m da base da cortina e a fronteira lateral dista 80 m da cortina. A largura de escavação foi considerada igual a 10 m. Por fim, o cálculo foi realizado em estado plano de deformação com elementos de seis pontos nodais.

No que se refere à introdução da segurança, para a determinação da geometria da cortina, usou-se o cálculo de equilíbrio limite efectuado, como já foi referido, com a minoração das propriedades do terreno, tal como preconizado pela abordagem de cálculo DA 1.2 do EC7. Contudo, na análise numérica dessa cortina apresentam-se nesta secção dois cálculos distintos. O primeiro, visando a determinação dos esforços, é efectuado com os valores de cálculo das propriedades do terreno, aproximando-se do equilíbrio limite de modo a simular o estado limite último, em causa num dimensionamento. Seguidamente, no sentido de analisar a deformação da estrutura, o cálculo já foi realizado com os valores característicos do terreno, uma vez que se pretendia determinar os deslocamentos da cortina para as condições de serviço.

Assim, estando em causa, pelo menos num dos casos, uma situação de equilíbrio limite, isto é, muito próximo da rotura, o refinamento da malha assim como a discretização do faseamento da escavação têm uma influência significativa que não se pode desprezar pelo que se optou pela definição de um grande número de camadas de solo, como se verifica na Figura 6.13.

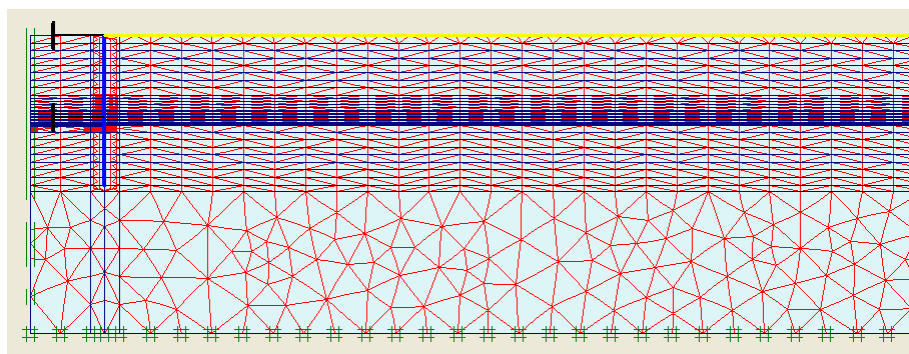


Figura 6.13 - Malha de elementos finitos utilizada no cálculo com o programa *Plaxis*® correspondente à última fase de cálculo (3422 elementos).

O faseamento construtivo utilizado no programa de elementos finitos de modo a simular da melhor forma possível aquilo que acontece na realidade foi o seguinte:

- introdução da cortina e da escora;
- escavação até à atingir a profundidade h (esta etapa foi subdividida em várias fases de forma a discretizar melhor o processo da escavação);
- simulação da laje-pavimento;
- retirada da escora.

Uma das grandes diferenças deste cálculo para o cálculo de equilíbrio limite está relacionada com a altura enterrada da cortina. Enquanto que no método de equilíbrio limite, os momentos são calculados com base numa cortina monoapoiada cuja altura enterrada é a resultante desse mesmo cálculo (d_m), no método de elementos finitos é simulada a situação real introduzindo-se a altura enterrada correspondente ao cálculo de equilíbrio limite realizado para uma cortina autoportante ($d_a > d_m$).

6.5.2 Resultados dos momentos flectores – análise em estado limite último

Nos gráficos seguinte apresentam-se os diagramas de momentos obtidos pelos dois métodos (FEM – método de elementos finitos; MEL – método de equilíbrio limite) para as várias fases da cortina autoportante com uma fase intermédia monoapoiada (Figura 6.14 a Figura 6.16) assim como os momentos da mesma cortina autoportante mas sem a fase intermédia apoiada (Figura 6.17).

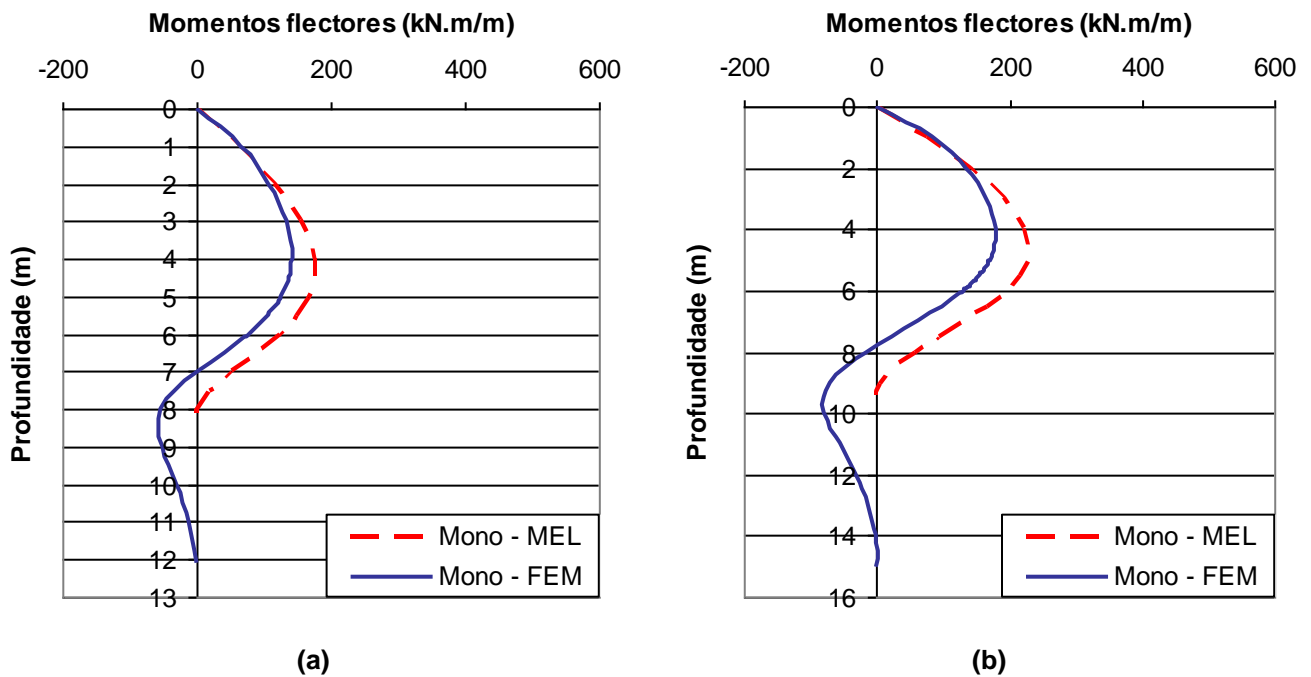


Figura 6.14 - Diagrama de momentos da fase monoapoiada obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.

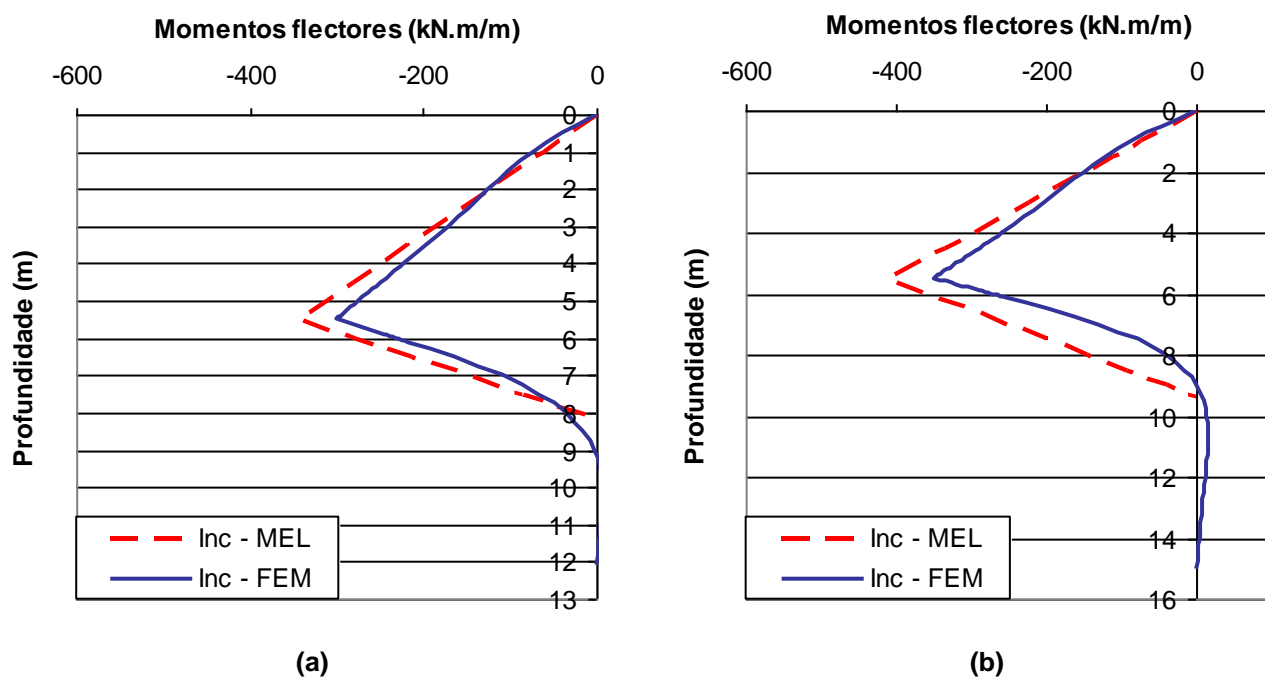


Figura 6.15 - Diagrama de momentos resultante da retirada da escora obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.

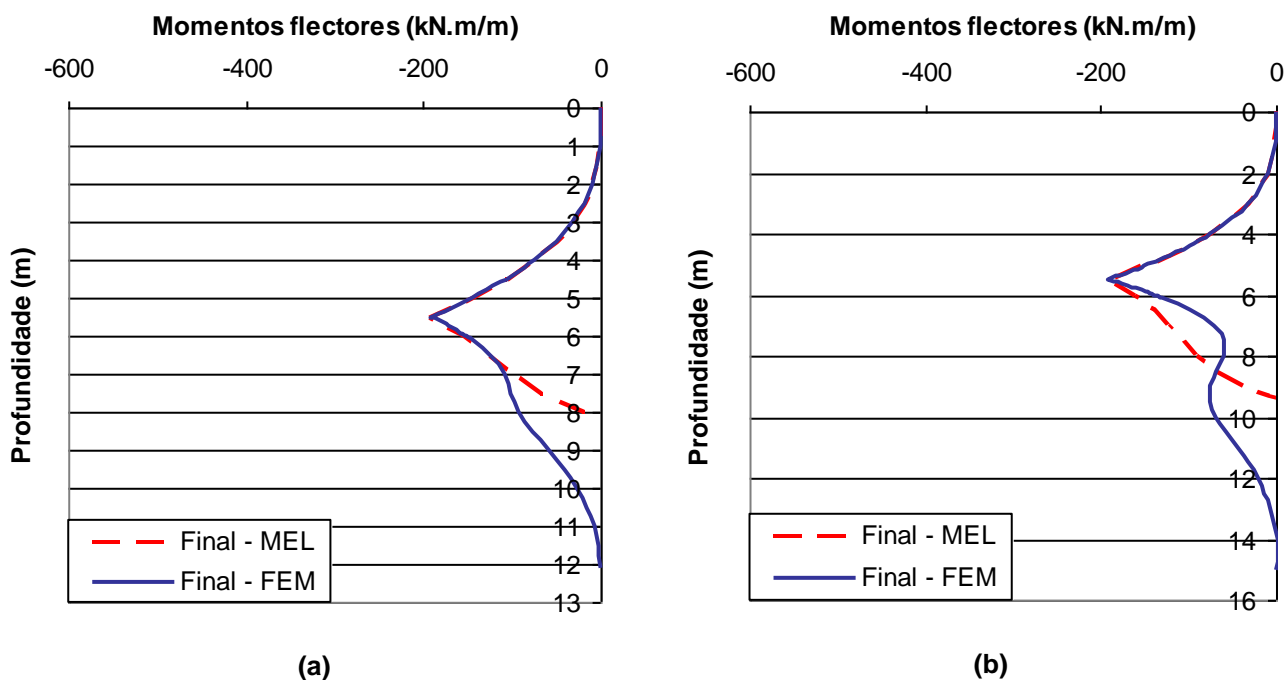


Figura 6.16 - Diagrama de momentos da fase final obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.

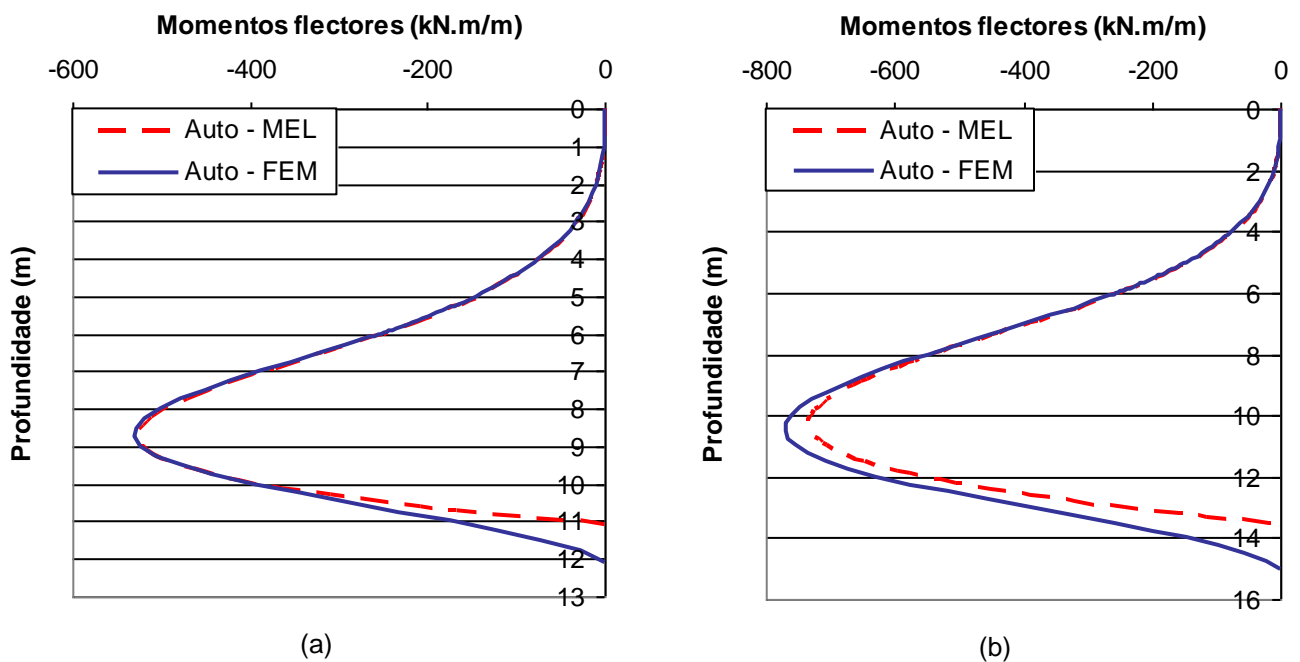


Figura 6.17 - Diagrama de momentos de uma cortina contínua autoportante obtido no programa de elementos finitos e pelo método de equilíbrio limite: (a) NF na base da cortina; (b) NF na base da escavação.

Como se pode observar, os diagramas de momentos obtidos pelos dois métodos são bastante próximos, corroborando os resultados alcançados com o método de equilíbrio limite. A diferença entre os dois métodos no comprimento da cortina autoportante deve-se ao facto de no *Plaxis*® se entrar com o valor da altura enterrada multiplicado por 1,2 enquanto que no Método de Equilíbrio Limite os momentos se anulam para d e não para $1,2 d$.

Em ambos os métodos se verifica que o momento de dimensionamento da cortina autoportante com fase monoapoiada é muito inferior ao momento de dimensionamento da cortina simplesmente autoportante, tal como se pode ver no Quadro 6.4, onde se apresentam os valores máximos dos momentos exibidos nos gráficos das Figura 6.14, 6.16 e 6.17

Quadro 6.4 - Valores dos momentos máximos (kN.m/m).

	NF base cortina			NF base escavação		
	$M^{\text{Mono}}_{\text{max}}$	$M^{\text{Final}}_{\text{max}}$	$M^{\text{Auto}}_{\text{max}}$	$M^{\text{Mono}}_{\text{max}}$	$M^{\text{Final}}_{\text{max}}$	$M^{\text{Auto}}_{\text{max}}$
FEM	142.05	-191.15	-530.36	179.92	-191.11	-769.19
MEL	176.21	-193.38	-527.29	228.91	-192.89	-731.73

6.5.3 Resultados dos deslocamentos – análise em estado limite de utilização

Nesta secção apresentam-se os resultados dos deslocamentos da cortina, determinados com valores característicos das propriedades do terreno no sentido de simular uma situação de serviço.

Assim, apresentam-se nas figuras seguintes os perfis de deslocamentos obtidos em cada uma das fases de cálculo da cortina provisoriamente monoapoiada, comparando com os deslocamentos

verificados na cortina autoportante. Os resultados foram efectuados para as duas situações do nível freático, tal como para os esforços.

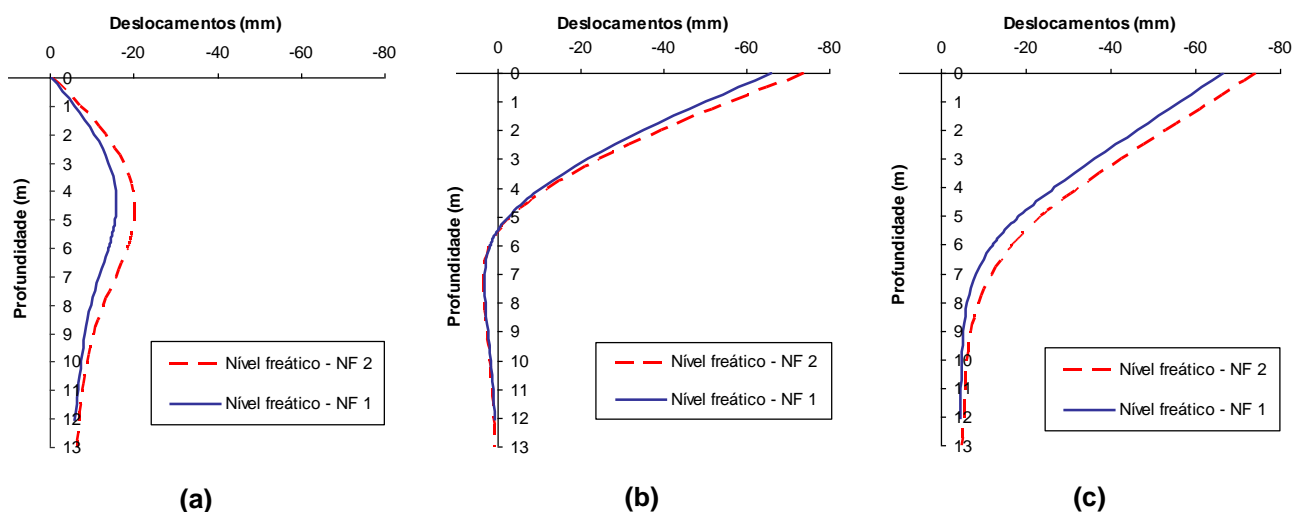


Figura 6.18 – Perfil de deslocamentos verificados na cortina autoportante com fase intermédia monoapoiada nas suas várias fases: a) cortina monoapoiada; b) retirada da escora; c) deslocamentos finais.

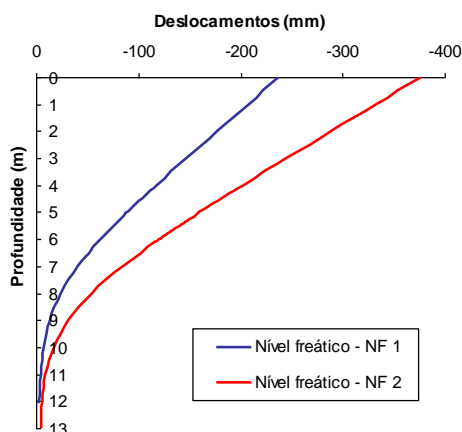


Figura 6.19 – Perfil de deslocamentos verificados na cortina autoportante.

Como se observa, a grandeza dos deslocamentos verificados na cortina monoapoiada exibidos na Figura 6.18 é cerca de cinco vezes inferior ao valor dos deslocamentos relativos à cortina autoportante, patentes na Figura 6.19, demonstrando outra enorme vantagem da solução que se tem vindo a defender.

Pode assim concluir-se acerca da validade do trabalho apresentado na secção 6.4 pelo método de equilíbrio limite, confirmando-se a hipótese de que a colocação de um apoio superior numa fase provisória de uma cortina autoportante em fase definitiva é de grande interesse não apenas para a optimização do seu próprio dimensionamento estrutural como também para a redução das deformações.

6.6 Considerações finais

Neste capítulo a necessidade da utilização das cortinas autoportantes, mais simples e funcionais, em profundidades de escavação relativamente grandes foi enfatizado, mostrando-se que nestas circunstâncias a colocação de um apoio no topo cortina em fase de construção pode ser bastante conveniente. De facto, as cortinas autoportantes apresentam uma grande sensibilidade dos esforços e deslocamentos à profundidade de escavação pelo que um aumento da profundidade de escavação, por exemplo para colocação do pavimento, pode ser bastante significativo.

No sentido de quantificar as vantagens desta solução em termos de momentos flectores efectuou-se um estudo paramétrico baseado em métodos de equilíbrio limite. Neste estudo ficou bem patente a significativa redução do momento flector de dimensionamento desta solução comparativamente com o respectivo momento de uma cortina autoportante convencional. Esta diferença deve-se ao facto de a solução aqui preconizada apresentar uma fase provisória monoapoiada cujos momentos flectores são de sinal contrário aos momentos verificados na fase final autoportante, permitindo que a fase intermédia constitua como que um pré-esforço relativamente à fase final.

Por fim, foi efectuada uma análise por elementos finitos que permitiu validar o estudo paramétrico anterior através de um cálculo em estado limite último para determinação dos esforços. Paralelamente, uma análise também por elementos finitos comprovou a clara vantagem desta solução ao fornecer os deslocamentos da cortina em serviço, os quais são visivelmente mais reduzidos do que os verificados na cortina autoportante.

Capítulo 7 Conclusões e Desenvolvimentos futuros

7.1 Conclusões

A implementação de soluções inovadoras, a optimização das opções de projecto e das técnicas construtivas, como resposta às exigências requeridas por escavações cada vez mais profundas e com um controle cada vez mais cuidado dos deslocamentos, é dificultada pelo desconhecimento das leis de tensão-deformação dos maciços a escavar. Os solos residuais, em particular, estão ainda pouco estudados subsistindo ainda muitas dúvidas sobre a aplicabilidade das leis constitutivas existentes na bibliografia em geral definidas para areias limpas e argilas.

Neste quadro, pretendia-se que os dados recolhidos num caso de obra pudessem dar um contributo importante para a melhoria do conhecimento dos solos residuais do granito do Porto e, conseqüentemente, para o dimensionamento de estruturas de contenção envolvendo estes maciços. O caso de obra estudado neste trabalho refere-se à trincheira entre as Estações Avenida de França (posteriormente designada “Casa da Música”) e Carolina Michaelis da linha C do Metro do Porto onde foram recolhidos dados do projecto da estrutura de contenção e da observação do seu comportamento no decurso da escavação.

No que se refere à interpretação dos ensaios de campo, foram usadas algumas correlações existentes na bibliografia com vista à obtenção dos vários parâmetros geotécnicos do solo, nomeadamente ângulo de resistência ao corte e coesão, grau de sobreconsolidação (“aparente”) e coeficiente de impulso em repouso, módulos de deformabilidade e módulos de distorção do solo.

De um modo geral, verificaram-se maiores valores absolutos em alguns parâmetros de resistência atrítica e maiores rigidezes para muito baixas deformações (parâmetros dinâmicos), relativamente àqueles que foram obtidos, por exemplo, no Campo Experimental da FEUP (ISC'2) que foi objecto de inúmeros trabalhos de caracterização e modelação de fundações (Viana da Fonseca et al., 2006 e 2007). A determinação do ângulo de resistência ao corte através de uma metodologia que considera exclusivamente a resistência atrítica do solo, como é o gráfico de Robertson e Campanella (1983), forneceu valores entre os 42 e os 48°, enquanto que no Campo Experimental da FEUP esses valores situavam-se maioritariamente entre os 36 e os 38°, embora com uma não desprezável parcela coesiva. Por outro lado, valores mais elevados da relação “rigidez dinâmica versus resistência” foram também encontrados em parâmetros de rigidez, como por exemplo, nas relações entre o módulo de distorção máximo (G_0) e o N_{60} do ensaio SPT. Conhecida a evolução do módulo dilatométrico em

profundidade através do perfil do DMT e da evolução do módulo de deformabilidade máximo obtido do perfil do Cross-Hole foi possível estabelecer uma relação entre estes dois módulos. Mais uma vez se verificou que a relação obtida conduzia a valores mais elevados do que a relação obtida por Viana da Fonseca (1996), isto é, para um dado valor do módulo dilatométrico corresponde um maior módulo de deformabilidade máximo. Este facto pode estar relacionado com a granulometria e a mineralogia de um e outro solo, resultantes dos minerais das rochas que lhes deram origem.

Paralelamente, a avaliação do grau de cimentação do solo com base no módulo de distorção, nomeadamente através das propostas de Schnaid et al. (2004), mostrou que este não apresenta elevada cimentação. Contudo, possui claramente uma estrutura relicar que se viria a confirmar instável, tendo esta degradação estrutural repercussões muito significativas no seu comportamento geomecânico, o que corrobora outros resultados regionais (Viana da Fonseca, 1996 e 2003). Este ponto é bastante nítido, por exemplo, quando se representa no mesmo gráfico os resultados dos ensaios da Av. França com as curvas de Baldi et al. (1989) e Jamiolkowski & Robertson (1988) definidas para areias, verificando-se que este solo possui uma reserva adicional de rigidez a baixas deformações muito significativa, e mais moderada em termos de resistência, que lhe é conferida pela estrutura, o que não acontece nas areias.

Dos resultados dos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas foi possível distinguir claramente o comportamento do solo quando sujeito a trajectórias de compressão com aumento ou diminuição da tensão média. Nos ensaios com diminuição da tensão média, a rotura é alcançada com deformação significativamente inferior à necessária nos ensaios cuja trajectória conduz a um aumento da tensão média. No que concerne aos módulos de deformabilidade, estes são mais elevados nos ensaios com diminuição da tensão média, embora a taxa de degradação das características mecânicas (ou seja, da rigidez) seja também mais acentuada nestes ensaios. Analisando a resistência, verifica-se que os ensaios com aumento da tensão média conduzem a menores valores da coesão e a maiores valores do ângulo de atrito, sendo a diferença mais substancial naquele intercepto coesivo. Essas diferenças suscitaram dúvidas acerca dos parâmetros a introduzir no modelo numérico de cálculo, tendo-se admitido que estes deverão ser os resultantes de ensaios de compressão convencionais para os quais o modelo está vocacionado, mesmo que as trajectórias mais relevantes na obra em causa sejam outras.

Subsequentemente, centrando a análise nos ensaios de compressão convencionais, foi necessário interpretar o comportamento do solo tendo em conta, particularmente, as tensões de consolidação envolvidas em cada ensaio e a qualidade das amostras ensaiadas. Este estudo, visou não só a obtenção de parâmetros de resistência do solo ($\phi'=37^\circ$, $c'=2\text{kPa}$) e da dilatância ($\psi'=12^\circ$) como também avaliar a sua deformabilidade. Os módulos de deformabilidade obtidos através da implementação de uma modelação do tipo hiperbólica foram o módulo tangente inicial ($E_{ti}=26\text{ MPa}$) e o módulo secante a 50% da carga de rotura ($E_{50}=14\text{ MPa}$), ambos definidos para uma tensão de referência de 100 kPa. Este último parâmetro tinha como objectivo preparar as bases do modelo utilizado para simulação numérica da escavação.

A utilização das ondas sísmicas no campo, através do ensaio *Cross-Hole*, e no laboratório, com a utilização dos *Bender Elements* para avaliação da velocidade das ondas de corte nos dois ambientes, permitiu também uma comparação destas duas metodologias voltando a verificar-se a relação ($G_0^{CH}/G_0^{BE} \approx 3$) próxima da proposta por Viana da Fonseca et al. (1997), esta última com outros meios de instrumentação.

A monitorização das obras geotécnicas assume ainda mais importância do que nas restantes obras de engenharia civil devido à complexidade que as caracteriza e às incertezas que ainda subsistem relativamente às propriedades geomecânicas dos maciços. Neste caso de estudo, a observação teve um papel fundamental para optimização da solução, pois permitiu, não apenas a alteração do processo construtivo da obra, como também suscitou um estudo mais cuidado do comportamento da cortina e do solo numa escavação deste tipo. As análises destes resultados foram objecto deste trabalho.

O desenvolvimento das ferramentas de cálculo trouxe uma terceira via, para além da interpretação dos ensaios *in situ* e de laboratório, para a aferição dos parâmetros do solo desde que se disponha de monitorização adequada. De facto, dispondo de um bom modelo de cálculo, que simule razoavelmente bem o maciço em estudo, e de monitorização válida e fiável de uma estrutura construída nesse maciço, pode-se por retro-análise encontrar os parâmetros do solo que levam às deformações registadas na estrutura instrumentada.

Neste estudo, o método de elementos finitos foi implementado mediante a aplicação do programa comercial Plaxis® e do modelo constitutivo *Hardening Soil Model* existente no programa. Os deslocamentos da cortina de contenção medidos durante a obra foram assim comparados com os valores obtidos pelo cálculo numérico, o que permitiu calibrar os parâmetros geomecânicos que tinham sido derivados da interpretação dos ensaios de campo e de laboratório. Desse confronto, concluiu-se que o módulo E_{50} que tinha sido obtido da modelação hiperbólica dos ensaios triaxiais de compressão clássica ajustava bem os resultados da instrumentação.

Aproveitando as potencialidades do modelo numérico, procedeu-se também à simulação conjunta dos ensaios edométricos e triaxiais realizados em laboratório de forma a confrontar com os valores obtidos e assim aferir, mais uma vez, os parâmetros a introduzir no modelo. A simulação dos ensaios triaxiais mostra que o valor do módulo E_{50} retirado da modelação hiperbólica destes ensaios ajusta globalmente bem as curvas dos ensaios, contudo, para valores do módulo edométrico muito superiores ao calculado a partir de ensaios edométricos. No que concerne o parâmetro m relativo à variação da rigidez com a tensão efectiva o valor de 0,25 deduzido da modelação hiperbólica dos ensaios verificou-se aceitável corroborando a hipótese, já evidenciada nos perfis dos ensaios *Cross-Hole* e na análise conjunta de todos os ensaios triaxiais, de que a variação do módulo de deformabilidade em profundidade é reduzida.

Das características geomecânicas do solo responsáveis pelo comportamento de uma dada estrutura geotécnica, as leis de degradação da rigidez são as que oferecem maiores dúvidas e as de mais difícil formulação e quantificação. A isso não é estranho a dificuldade em se disporem de resultados

de ensaios de laboratório, suficientemente simples para serem considerados representativos do elemento de solo preservado, e/ou de ensaios *in situ*, representativos da condição real do maciço mas, de interpretação teórica não discutível, como é exemplo, o Pressiómetro Auto-Perfurador (SBPT).

Tendo por base os módulos de deformabilidade resultantes dos ensaios *in situ*, de laboratório e da retro-análise dos deslocamentos da cortina, tentou-se neste trabalho inferir de forma aproximada o tipo de degradação da rigidez existente neste solo. A análise dos ensaios *in situ*, onde não se dispunha de ensaios tão completos e complexos como os SBPT, pareceu indicar uma acentuada não linearidade dado que o valor do módulo de distorção máximo deduzido dos ensaios *Cross-Hole* era bastante elevado comparativamente com o mesmo módulo resultante do ensaio DMT, particularmente tendo em conta as indicações da bibliografia. Por outro lado, as curvas de degradação da rigidez obtidas nos ensaios triaxiais mostraram-se claramente distintas da linha hiperbólica característica de certos solos transportados, apresentando, pelo contrário, uma elevada degradação da rigidez após um limiar elástico sustentado pela estrutura.

Esta constatação é coerente com as propriedades que se conhecem dos solos estruturados (Viana da Fonseca e Coutinho, 2008). Os solos residuais são constituídos por partículas ligadas por uma estrutura relíquia muito frágil que lhes confere uma resistência (ou rigidez) inicial considerável mas, que é destruída muito precocemente ficando o comportamento do solo a ser dominado pela matriz granulométrica (e eventualmente fina) de características geomecânicas bastante inferiores. Porém, esta não linearidade põe em causa a própria validade do modelo utilizado. O *Hardening Soil Model* segue uma lei tensão-deformação do tipo hiperbólico, mas tem uma lei de degradação de rigidez mais suave do que a que ocorre na realidade num solo cimentado, como são os residuais. Neste caso, o modelo reproduziu bastante bem o comportamento do maciço uma vez que o nível de deformação envolvido era já considerável.

O dimensionamento de uma estrutura não está apenas dependente dos parâmetros de cálculo mas também dos factores de segurança considerados. No caso de uma estrutura geotécnica a majoração ou minoração dos parâmetros intervenientes não é tão evidente como nas restantes estruturas dado que a distinção entre as acções favoráveis e desfavoráveis não é tão clara. Assim, incluiu-se neste trabalho uma análise da nova versão do Eurocódigo (EC7), na parte relativa às estruturas de suporte flexíveis autoportantes e monoapoiadas, comparando as suas propostas com as antigas metodologias associadas aos métodos clássicos de cálculo baseados nas teorias de equilíbrio limite. Esta análise consistiu num estudo paramétrico realizado para várias situações de nível freático, de ângulo de atrito solo-paramento, e de ângulo de resistência ao corte do solo, apresentando-se os valores da altura enterrada e dos esforços sob a forma de relações adimensionais. Estes resultados mostraram que, nos dois tipos de cortinas, as maiores diferenças entre os métodos foram verificadas nos valores do ângulo de resistência ao corte do solo mais baixos. Concluiu-se também que, nas cortinas autoportantes, a segunda combinação da primeira abordagem proposta pelo EC7 (Design Approach – “DA 1.2”) é sempre a mais condicionante para a altura enterrada da cortina, excepto para as situações de nível freático a grande profundidade e na base da escavação com $\delta=0$ e $\phi'=25^\circ$. Para

os momentos flectores, esta combinação (“DA 1.2”) é apenas condicionante para os ângulos de atrito mais elevados (quaisquer que sejam os ângulos de atrito na interface) e para os níveis freáticos mais favoráveis. Para o caso do nível freático à superfície a primeira combinação da primeira abordagem (“DA 1.1”) é sempre condicionante. Nas cortinas monoapoiadas as tendências são mais nítidas verificando-se que para o dimensionamento estrutural, a primeira combinação (“DA 1.1”) é, em geral, mais importante enquanto que para o dimensionamento geotécnico a abordagem “DA 1.2” com minoração das propriedades do solo é mais relevante.

A alteração do processo construtivo do caso de estudo aqui analisado sugeriu a possibilidade de otimizar o dimensionamento de estruturas flexíveis modificando o faseamento da obra, pelo que o último desafio deste trabalho consistiu na procura de uma situação em que isso ocorresse. No caso da Avenida de França, a colocação tardia da escora transformou um caso típico de dimensionamento de uma cortina monoapoiada, numa solução que requer a análise de estabilidade para as situações provisória e definitiva. Contudo, era necessário investigar se nestes casos, as duas situações devem ser analisadas separadamente ou se, pelo contrário, a fase provisória tem interferência no comportamento da estrutura em fase definitiva. O caso apresentado, relativo a uma cortina autoportante que em fase provisória possui um apoio superior, evidenciou claramente que a situação provisória pode funcionar como um pré-esforço da situação definitiva, conduzindo não só a uma redução significativa dos momentos flectores como também dos deslocamentos máximos da cortina.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Os maciços de solos residuais possuem características de uma complexidade muito própria que estão ainda longe de estar completamente reconhecidas. Trabalhos como este são meros contributos para que pouco a pouco as suas especificidades possam ser tão bem conhecidas como acontece presentemente com outros solos amplamente estudados a nível mundial (a argila de Londres, a areia Toyoura do Japão, entre outros são exemplos típicos).

Estes solos incluem-se na categoria de solos claramente estruturados apresentando uma elevada não linearidade devido à acentuada perda de rigidez e resistência aquando da quebra da estrutura. Porém, acresce ainda o facto de, não sendo solos transportados, preservarem in situ a estrutura da rocha mãe o que lhes confere uma heterogeneidade local que deriva da variabilidade da própria rocha que lhes dá origem. Por outro lado, as condições em que se processa a sua génese originam uma heterogeneidade global do próprio maciço onde frequentemente coexistem bolsadas de rocha mais ou menos intacta no seio de solo residual muito alterado.

Estas características reduzem a confiança nas campanhas de prospecção correntemente executadas nestes maciços e conduzem a sérios problemas durante a realização das obras, o que se traduz em encargos avultados nos custos finais das empreitadas. Desta forma, justifica-se a realização de extensas campanhas de reconhecimento geotécnico seguidas de uma análise cuidada dos

resultados, em especial, de estruturas bem monitoradas em fase de construção e em serviço que permitam retro-análises fiáveis.

Neste trabalho, a monitorização da obra ficou bastante aquém do que seria desejável já que apenas foi possível analisar os deslocamentos da cortina. O valor dos esforços das escoras, por exemplo, teria sido um parâmetro importante para aferição dos modelos numéricos. Por outro lado, é muito importante que a instrumentação seja indexada com rigor ao faseamento construtivo - o que nem sempre é cumprido atempadamente - para que se possa comparar com algum rigor os resultados obtidos com a simulação numérica. A instalação de piezómetros em volta e dentro da escavação é também fundamental para se poder conhecer a evolução da linha freática à medida que a escavação prossegue. Sem estes dados básicos a modelação numérica fica muito aquém das suas potencialidades. É importante seguir de perto algumas destas obras com potencial para retro-análise para que possam melhor servir este fim.

A campanha de ensaios *in situ* deve ser a mais completa possível de forma a permitir a comparação dos resultados provenientes das diversas metodologias, e as amostras retiradas para realização dos ensaios de laboratório devem ser de boa qualidade, preferencialmente a partir de blocos. Muitas vezes, essas amostras inicialmente de boa qualidade vão-se degradando devido à perda de teor em água quando são ensaiadas muito depois de recolhidas, pelo que esses ensaios deverão ser executados o mais cedo possível.

No que diz respeito aos modelos constitutivos inseridos nos programas de cálculo, ficou claro que o *Hardening Soil Model* utilizado tem ainda algumas limitações nomeadamente na simulação das leis reais da degradação da rigidez do solo, pelo que outros mais sofisticados deveriam ser considerados em análises futuras. Seria interessante verificar se o *Soft Soil Creep Model* presente no *Plaxis*[®], por exemplo, consegue simular bem o comportamento em fluência do solo residual, ainda não completamente estudado mas muito provavelmente de efeito não desprezável.

O tratamento deste tipo de dados permitirá assim compreender cada vez melhor o comportamento destes maciços, aumentar a confiança nos resultados de projecto e diminuir as surpresas durante a execução dos trabalhos.

Coimbra, 30 de Novembro de 2007

Sara Rios da Rocha e Silva

Bibliografia

- Almeida e Sousa, J. (1998). Túneis em maciços terrosos – comportamento e modelação numérica. Tese de doutoramento em Ciências de Engenharia, Especialidade em Fundações e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
- Almeida e Sousa, J. (2005). Projecto de Túneis. Mestrado em Engenharia Geotécnica e Mecânica dos Solos, FCTUC
- Al-Shayea, N., Abduljawad, S., Bashir, R., Al-Ghamedy, H., Asi, I.(2003). Determination of parameters for a hyperbolic model of soils. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering, 156, pp.105-117
- Anderson, D.G., Woods, R.D. (1976). Time-dependent increase in shear modulus of clay. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, GT5, pp. 525-537
- Anderson, D.G. e Stokoe, K.H. (1978). Shear Modulus: a time-dependent soil property. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM – STP 654
- Atkinson, J.H., Richardson, D. & Woods, R.I. (1986). Technical note on the determination of tangent stiffness parameters from soil test data. Computers and Geotechnics 2, pp.131-140
- Atkinson, John (1993). An Introduction to The Mechanics of Soils and Foundations Through Critical State Soil Mechanics. McGraw – Hill, London
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E. (1986). Interpretation of CPT's and CPTU's. II Part: Drained penetration on sands. Proc. IV International Geotechnical Seminar on Field Instrumentation of Soil and In Situ Measurements, pp. 143-156. Nayang Technical Institute, Singapore.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, (1988). Settlement of shallow foundations on granular soils. G. A. Leonards and J.D.Frost, vol.114, No 7
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. (1989). Modulus of sands from CPT's and DMT's. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol.1
- Barksdale, R.D. e Blight, G.E. (1997). Compressibility and settlement of residual soils. In Mechanics of Residual Soils, Ch. 8, pp.95-154. Ed. G.E. Blight, Balkema/Rotterdam/Brookfield
- Barros, J.M.C. (1996). Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais. Tese de Doutorado em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.
- Bauer, G.E. (1984). Movements associated with the construction of a deep excavation. Proc. 3rd Int. Conf. Ground Movements and Structures, Cardiff, pp.694-706 (discussion, pp. 870-871 e 876) (citado de Puller, 2001)

Bibliografia

Begonha, A. J. S. (1989). Alteração das rochas graníticas do Norte e Centro de Portugal – Uma contribuição. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Begonha, A. (2001). Meteorização do Granito e Deterioração da Pedra em Monumentos e Edifícios da Cidade do Porto, FEUP edições

Bezerra, M.F. (2002) Transdutores de deformações locais: estrutura e funcionamento – Manual de utilização. FEUP

Bica, A.V.D. e Clayton, C.R.I. (1989). Limit equilibrium design methods for free embedded cantilever walls in granular materials. Proc. Inst. Civil Eng. Part 1, 86 – pp. 879-989

Bishop, A.W. e Wesley, L.D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, Vol 25, N°4, pp. 657-670

Bjerrum, L., Clausen, C. e Duncan, J.. (1972) Stability of flexible structures. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, General Report (citado de Fortunato et al., 1996)

Blum, H. (1931). Einspannungsverhaeltnisse bei Bohlwerken. W. Ernst und Sohn, Berlin (citado de Matos Fernandes, 1990)

Bowles J.E. (1988). Foundation analysis and design, 4th Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., pp. 613-618

Brinkgreve, R. B. J., Broere, W. e Waterman, D. (2004) - PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8), Plaxis bv, Delft, Netherlands.

Burland, J.B., Potts, D.M., e Walsh, N.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls. Ground engineering 14, N°5, pp. 28-38.

Campanella, R.G., Robertson, P.K. (1991). Use and interpretation of a research dilatometer. Canadian Geot. J., N° 28, pp. 113-126.

Caquot, A. e Kerisel, J. (1948). Tables for the calculation of passive pressure. active pressure, active and bearing capacity foundations. Gauthier - Villars, Paris

Carrington da Costa J. e Teixeira C. (1957). Nota Explicativa da folha 9-C da Carta Geológica de Portugal – Porto. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa

Caspe, M.S. (1966). Surface settlement adjacent to braced open cuts, ASCE J.S.M.F.E, 92, pp.51-59 (discussion, 92, pp. 255-256) (citado por Puller, 2001)

Chambeze, S. (2006). Estudo Experimental das Características Mecânicas de Solos Evolutivos em Aterros de Estradas de Baixo Custo e Sujeitas a Ciclos de Molhagem-Secagem. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Clayton, C.R.I., Milititsky, J. & Woods, R.I. (1993). Earth pressure and earth-retaining structures. 2nd edn. Blackie Academic & Professional, London (citado por Poulos et al., 2001)

- Clough, G.W., Duncan, J.M. (1969). Incremental Finite Element Techniques. Finite Element Analyses of Port Allen and Old River Locks Conducted for U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station Vicksburg, Mississippi. Contract Report 5-69-6
- Clough, G.W. et al. (1979). Prediction of support excavation movements under marginal stability conditions in clay. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, pp.1485-1502
- COBA (1996). Carta Geotécnica do Porto. Trabalho liderado pela COBA com a colaboração da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. Câmara Municipal do Porto.
- Conceição, M., Cardoso, A., Baião, C., Brito, J. (2006). Estação 24 de Agosto do Metro do Porto. Influência de aspectos executivos no comportamento da escavação. 10^o Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa
- Couto Marques, J. (2004). Apontamentos da disciplina de Métodos Numéricos do curso de mestrado MMSEG, FCTUC e FEUP
- Cruz, N. e Viana da Fonseca, A. (2006). Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests. Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington
- Cruz, N., Devincenzi, M., Viana da Fonseca, A. (2006). DMT experience in Iberian transported soils. Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington, 198-204
- Day, R.A. (1999). Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls. Géotechnique 49, N^o2, pp.231-245
- Duncan, J.M., Chang, C.Y., (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653
- Dunlop, P. Duncan, J.M. e Seed, H. (1968). Finite Element Analyses of Slopes in Soil. Final Report. California Univ. Berkely, Coll. Engineering (Citado por Clough et al., 1969)
- Eurocode 2 (2003). Design of concrete structures. Final Draft, prEN 1992-1-1:1991. European Committee For Standardization, Brussels
- Eurocode 7 (2004). Geotechnical design – Part 1. General rules. Final Draft, prEN 1997-1. European Committee For Standardization, Brussels
- Eurocódigo 7 (1994). Projecto Geotécnico – Parte 1. Regras Gerais. Pré-norma europeia, ENV 1997-1:1999 PT. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas
- Fahey, M. (1998). Deformation and in situ measurement. Geotechnical Site Characterization, Robertson & Mayne (eds) Balkema, Rotterdam
- Ferreira, C. (2003). Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP

Bibliografia

Fortunato, E., Matos Fernandes, M., Silva Cardoso, A. (1996). Uma perspectiva sobre o efeito de arco em escavações em maciços de solos argilosos moles. Geotecnia nº78. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa

Fortunato, E., Pimenta, L., Rosa, I., Vilar, A., Rei, P., Brito, J.M., Rodrigues, N. (2004). Mosteiro de Santa Clara-a-Velha de Coimbra. Cortina de contenção hidráulica. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. (2004). Designer' Guide to EN 1997 - 1 Eurocode 7: Geotechnical design – General rules. Thomas Telford, London

Goldish, S. S. (1938). A study in rock weathering. Journal of Geology, vol. 46, pp.17-58. Chicago

Goto, S, Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S., e Sato, T. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. Soils and Foundations, 31(1), pp. 169-180.

Guerra, N. (2005). Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim definitivas por perda de equilíbrio vertical. Revista Geotecnia, nº103, pp.51-94, SPG, Lisboa

Hardin, B.O. e Blandford, G.E. (1989). Elasticity of particulate materials. J. Geot. Eng. Div., Vol. 115, GT6, pp. 788-805. ASCE, New York.

Head, K.H. (1985). Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 3 (effective stress tests). ELE Int. Lda

Hight, D.W. & Higgins, K.G. (1995). An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: background and application. Pré-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds). Balkema, Rotterdam

Hight, D.W. (2000). Keynote Lecture: Sampling methods: Evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils, Actas do Congresso Nacional de Geotecnia, Porto

Hryciw, R.D. (1990). Small-strain-shear modulus of soil by dilatometer. Journal of Geotechnical Eng. ASCE, Vol 116, Nº11, pp.1700-1716

Imai, T., Tonouchi, K. (1982). Correlation of N value with S-wave velocity. Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, pp. 67-72. Amsterdam.

Isenhower, W.M. e Stokoe, K.H. (1981). Strain-rate dependent shear modulus of San Francisco bay mud. In Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO. Proceedings, vol. 2, pp. 597-602

Ishihara, K. (1993). Dynamic properties of soils and gravels from laboratory tests. Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, P. S. e. Pinto, ed.

Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y. e Kamada, K. (2001). Recent studies on liquefaction resistance of sand-effect of saturation. Keynote Lecture. In 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California

- Jamiolkowski, B.M., Ladd, C.C., Jermaine, J.T., Lancelota, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. Theme lecture, Session II, XI ISCMFE., Vol 1, S. Francisco, CA 1985, pp. 57-153
- Jamiolkowski, M., Robertson, P.K. (1988). Future trends for penetration testing. Closing Address. 'Penetration Testing in United Kingdom' Geotechnical Conference pp.321-342 British Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London.
- Janbu, J., (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. Proc. ECSMFE Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- King, G.J.W. (1995). Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. J. Geotech. Eng. Div., ASCE 121, N°9, pp.629-635
- Kondner, R.L. e Zelasko, J.S. (1963). A Hyperbolic Stress Strain Formulation for Sands. 2nd Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, pp. 289-324.
- Lacasse, S., Lunne, T. (1988). Calibration of dilatometer correlations. 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 537-548. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Ladd, C.C. e Lambe, T. W. (1963). The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. Symposium on laboratory shear testing of soils, ASTM, STP 361, pp. 342-371
- Lade, P.V. e Duncan, M. (1976). Stress-path dependent behaviour of cohesionless soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 102, GT 1, pp. 51-68
- Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1979). Soil Mechanics, SI version, MIT
- Leroueil, S., Vaughan, P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. Géotechnique 40, n°3, pp. 467-438.
- Lutenegger, A. (1988). Current status of the Marchetti dilatometer test. Penetration testing, ISOPT-1, Orlando
- Mana, A.I. & Clough, G.W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. J.Geotech. Eng., ASCE, 107, pp. 759-777
- Marchetti, S. (1975). A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability. In-Situ Measurement of Soils Properties, Speciality Conference, Raleigh, Vol. II, pp. 255-259. ASCE, New York. (citado de Viana da Fonseca, 1996)
- Marchetti, S. (1980). In-situ tests by flat dilatometer. J. Geot. Eng. Div., Vol. 106, GT3, pp. 299-321. ASCE, New York.
- Marchetti, S. e Crapps, D.K. (1981). Flat Dilatometer Manual. Internal Report of G.P.E. Inc.
- Marchetti, S. (1985). On the field determination of the K_0 in sand. Proc. IX ICSMFE, San Francisco, Vol 5, pp.2667-2672

Bibliografia

Marchetti S., Monaco P., Totani G. e Calabrese M. (2001). The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations. Report of the ISSMGE Technical Committee 16. Int Conf. On In situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia. Documento também disponível in Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington (2006)

Marques, E., Fernandes, M., Malato, P. (2001). Modelo Geotécnico da Estação da Avenida de França. Curso sobre túneis em meios urbanos. SPG, FCTUC, Coimbra

Matos Fernandes, M. (1983). Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil - Estruturas.

Matos Fernandes, M. (1990). Estruturas de Suporte de Terras, Textos de apoio, FEUP

Matos Fernandes, M. (2000). Eurocódigo 7: Questões essenciais e ponto da situação. Proc. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, pp.1451-1465, SPG, FEUP, Porto

Matos Fernandes, M., Vieira, C.F.S.; Almeida e Sousa, J. (2002), Flexible cantilever retaining walls: design according to Eurocode 7 and classical methods, Proceedings of the International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design, IWS Kamakura 2002, Tokyo, Japan, 10-12 April 2002, Balkema, pp. 117-125

Matos Fernandes, M, Maranha das Neves, E., Salgado, F, Caldeira, L., Pina, R., Flor, A., Brito, J.M., Tavares, A. (2007). Jet Grouting solutions for cut-and-cover subway metro stations in Lisbon downtown. XIV ECSMGE, Madrid

Mayne, P.W., Christopher, B.R., DeJong, J. (2001). Manual on Subsurface Investigations. National Highway Institute. Publication No. FHWA NHI-01-031. Federal Highway Administration, Washington, DC. Geotechnical Site Characterization

Mayne, P.W. e Brown, D.A. (2003). Site characterization of Piedmont residuum of North America. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Vol 2, pp.1323-1339, Edited by Leroueil, S., Phoon, K.K., Tan, T.S., Hight, D. W.

Muir Wood, D. (2004). Geotechnical Modelling. Spon Press, London and New York

Normetro (2001). Estação da Avenida de França. Trincheira de Acesso, Lado Carolina Michaelis. Contenção, Escavação e Betões. Projecto: Civi4, Lda, para o Metro do Porto.

O'Rourke, T.D. (1981). Ground movements caused by braced excavations. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT9, pp. 1159-1178 (citado de Matos Fernandes, 1983)

O'Rourke, T.D. et al. (1976). The ground movements related to braced excavations and their influence on adjacent buildings. US Department of Transport, DOT – TST76, T-23

Ohsaki, Y., Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson ratios of soil deposits. Soils and Foundations, 13 (4), pp. 61-73.

Padfield, C.J. e Mair, R.J. (1984). Design of retaining walls embedded in stiff clays, Report 104. London: Construction Industry Research and Information Association (CIRIA)

- Peck, R.B. (1969). 7th ICSMFE, México – Deep excavations and tunnelling in soft ground. State-of-the-art volume, 225-290 (citado por Puller, 2001)
- Peck, R.B. (1972). Soil-structure interaction. Proc. Conf. on Performance of earth and earth retaining structures, ASCE, Perdue Univ., Lafayette, Indiana, vol. 2, pp. 145-154 e vol. 3, pp. 249-250
- Potts, D.M., Fourie, A.B. (1984). The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment. *Géotechnique* 34, N^o3, pp.383-404
- Potts, D.M., Fourie, A.B. (1985). The effect of wall stiffness on the behaviour of a propped retaining wall. *Géotechnique* 35, N^o3, pp.347-352
- Poulos, H.G., Carter, J.P., Small, J.C. (2001). Foundations and retaining structures - Research and practice, 15 th ICSMGE, Istambul, Vol. 4, pp.2527-2606
- Powrie, W. (1996). Limit equilibrium analysis of embedded retaining walls. *Géotechnique* 46, No. 4, 709–723
- Powrie, W. e Li, E. (1991). Finite element analyses of an *in situ* wall propped at formation level. *Géotechnique* 41, No. 4, pp.499-514
- Puller, M. (2001). Deep excavations - a practical manual. Thomas Telford, London
- Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Roy. Soc. London*, 147:9-27
- Raposo, N. (2007). Pré-dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP
- Richart, F.E., Jr. (1977). Dynamic Stress-Strain Relationships for Soils. Chap.1 of Soil Dynamics and its Application to Foundation Engineering by Y. Koshimi, F.E. Richart Jr., S. Prakash, D.D. Barkan and A. Ilychev, 9th ICSMFE, Tokyo, Vol.2, pp. 605-612.
- Richart, F.E. Jr., Anderson, D.G., Stokoe, K.H. (1977). Prediction in-situ strain-dependent shear moduli of soil. In World Conference on Earthquake Engineering, 6. Proceedings, vol.3, pp. 2310-2315
- Robertson, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geot. J.*, Vol. 27, pp. 151-158.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. Part II: Clay. *Canadian Geot. J.*, Vol. 20, N^o 4, pp. 718-745.
- Santos, J. (1999). Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. IST, Universidade Técnica de Lisboa
- Santos, L. (1995). Estudo de um perfil de alteração do granito do Porto. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Geologia de Engenharia na Universidade Nova de Lisboa sob a orientação do Professor Doutor António Silva Cardoso

Bibliografia

Schanz, T. e Vermeer, P.A. (1998). On the Stiffness of Sands. Proc. Symp. Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, ICE, London: 383-387.

Schnaid, F., Fahey, M. e Lehane, B. (2004) In situ test characterisation of unusual geomaterial. Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Keynote Lecture, Viana da Fonseca, A. and Mayne, P.W.(eds.) Millpress, Rotterdam, pp. 49–74.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report UCB/EERC – 70/10, University of California, Berkeley, Calif. (citado por Sharma e Fahey, 2004)

Sharma, S. e Fahey, M. (2004). Deformation characteristics of two cemented calcareous soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, pp. 1139-1151

Silva Cardoso, A. (1986) – Ensaios triaxiais dos solos residuais da cidade do Porto – Geotecnia, nº 47, pp. 103-124

Skempton, A.W. (1986). Standard penetration testing procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Géotechnique, Vol. 36, Nº 3, pp. 425-443. (citado por Viana da Fonseca, 1996)

Skempton, A.W. e Sowa, V.A. (1963). The behaviour of saturated clays during sampling and testing. Géotechnique, Vol.13, pp. 269-290

Sully, J.P. e Campanella, R.G. (1989). Correlation of maximum shear modulus with DMT test results in sand. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 339-343

Tanaka, H. e Tanaka, M. (1998). Characterization of sandy soils using CPT and DMT. Soils and Foundations, Vol. 38, nº3, pp.55-65

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi e Peck (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd.Ed., John Wiley, New York

Vaughan, P.R. (1988). Characterising the mechanical properties of in-situ residual soils. 'Geomechanics in Tropical Soil'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Keynote paper, Vol.2, pp. 469-486. A.A. Balkema, Róterdam.

Vaughan, P.R., Kwan, C.W. (1984). Weathering, structure and in situ stress in residual soils. Geotechnique, Vol. 34, Nº1, pp. 43-59.

Vaughan, P.R., Maccarini, M., Mokhtar, S.M. (1988). Indexing the engineering properties of residual soils. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol.21, pp. 69-84.

Viana da Fonseca, A. (1996). Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas – Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Viana da Fonseca, A. (2001). Inclínómetro biaxial – Fundamentos e equipamento utilizado. Textos de apoio da cadeira de mestrado Projecto Assistido por Ensaios 1, FEUP

- Viana da Fonseca, A. (2003). Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Vol 2, pp.1341-1378 Edited by Leroueil, S., Phoon, K.K., Tan, T.S., Hight, D. W.
- Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. (2001). Gestão da qualidade de amostragem em solos residuais e em solos argilosos moles. Análise comparativa de velocidades de ondas sísmicas in situ e em laboratório. Actas do workshop Técnicas de amostragem em solos e rochas brandas e controlo de qualidade, FEUP
- Viana da Fonseca, A. e Coutinho R. Q. (2008). Characterization of Residual Soils. Keynote Lecture of ISC'3, 3rd Int. Conference on Site Characterization. Taiwan. Balkema. Nth (In Press).
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A.S., Barreiros Martins, J. (1994). Portuguese experience on geotechnical characterization on residual soils from granite. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, India, Janeiro, Vol. 1, pp. 377-380. A.A. Balkema, Rotterdam
- Viana da Fonseca A., Matos Fernandes, M., Silva Cardoso, A. (1997). Interpretation of a footing load test on saprolitic soil from granite. Géotechnique 47, nº 3, 633-651
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, C., Ferreira, C., Santos, J.A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J., Oliveira, A. (2006). Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques. Geotechnical and Geological Engineering, 24, pp. 1307-1348
- Viana da Fonseca, A., Santos, J., Esteves, E., Massad, F. (2007). Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads. Soils and Rocks, 30(1), 63-80.
- Vieira de Sousa, J.F. (2002). Modelação de ensaios de carga considerando a variação da rigidez dos solos em profundidade. Parametização recorrente de ensaios complementares in situ e em laboratório. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Vieira, C.F.S., Matos Fernandes, M. (2000). Cortinas com um apoio estrutural na parte superior: dimensionamento pelos métodos tradicionais e pelo Eurocódigo 7. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 10 –13 Abril 2000, pp. 1247-1256.
- Vieira, C.F.S., Matos Fernandes, M. (2002). Estudo paramétrico sobre o dimensionamento de cortinas autoportantes utilizando métodos de equilíbrio limite. VIII Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, 15 –18 Abril 2002, Vol. 2, pp. 979-990.
- Von Soos, P. (1990). Properties of Soil and Rock (in German). In: Grundbautaschenbuch Part 4, Edition 4, Ernst & Sohn, Berlin.
- Wang, Y.D. (1986). Investigation of constitutive relations for weakly cemented sands. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, pp.293 (citada por Camargo Barros)

Bibliografia

Watson, G.V.R.e Carder, D.R. (1994). Comparison of the measured and computed performance of a propped bored pile retaining wall at Walthamstow. Proc. Inst. Civil Eng., Geotechnical Engineering, 107, pp.127-133

Wong, K. S. e Duncan, J.M. (1974). Hyperbolic Stress-strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses, report TE-74-3, College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley (citado por Almeida e Sousa, 1998)

Woods, R.D. (1977). Parameters Affecting Elastic Properties. Dynamic methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, Germany, Vol. 1, pp. 37-60

Yang, J. (2002) Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity. Technical Note. Géotechnique nº 52, pp. 295-298

Anexos

A 3 Anexo ao Capítulo 3

A 3.1 Dedução da relação de compressão (A 3.1) que permite relacionar os parâmetros de resistência c' e ϕ' com os parâmetros a e b da envolvente de rotura no espaço p' vs q .

$$q = \frac{6}{3 - \text{sen}(\phi')} [c' \cos(\phi') + p' \text{sen}(\phi')] \quad (\text{A 3.1})$$

Do critério de *Mohr-Coulomb* retira-se a conhecida expressão (A 3.2) que relaciona as tensões tangencial e normal na rotura com os parâmetros de resistência c' e ϕ' .

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \text{tg}(\phi') \quad (\text{A 3.2})$$

Estas tensões τ_f e σ'_f podem ser relacionadas com as tensões principais σ'_1 e σ'_3 através do círculo de *Mohr* (Fig A 3.1) donde se deduzem as equações (A 3.3) e (A 3.4).

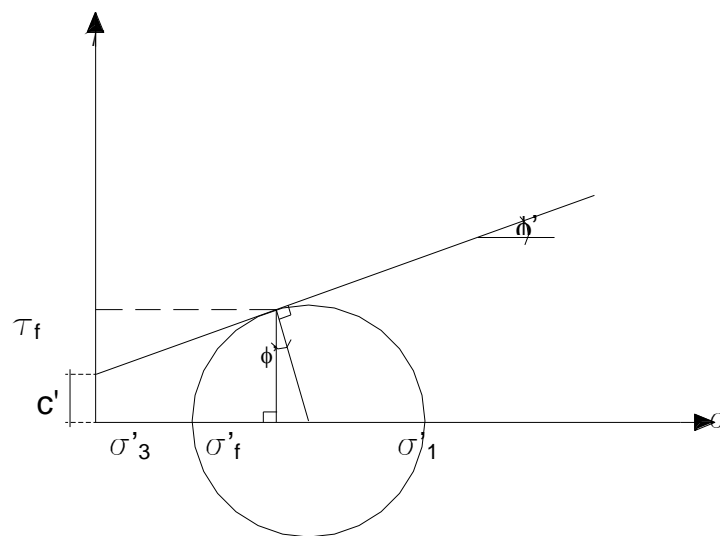


Fig. A 3.1 – Círculo de *Mohr* e envolvente de *Mohr-Coulomb*

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos(\phi') \quad (\text{A 3.3})$$

$$\sigma'_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) \text{sen}(\phi') \quad (\text{A 3.4})$$

Substituindo as expressões (A 3.3) e (A 3.4) na expressão clássica do critério de *Mohr-Coulomb* (A 3.2), resulta a equação (A 3.5).

$$\tau_f = c' + \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) \text{sen}(\phi') \right] \text{tg}(\phi') \quad (\text{A 3.5})$$

Por outro lado, é preciso expressar p' e q (A 3.6) em função de σ'_1 e σ'_3 (A 3.7).

$$\begin{cases} p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} \\ q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \end{cases} \quad (\text{A 3.6})$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \sigma'_3 = \frac{3p' - q}{3} \\ \sigma'_1 = \frac{2}{3}q + p' \end{cases} \quad (\text{A 3.7})$$

Conhecendo as relações (A 3.7) basta substituí-las na expressão (A 3.5) para obter a expressão (A 3.2).

A 4 Anexo ao Capítulo 4

A 4.1 Determinação dos módulos de deformabilidade a partir de ensaios de compressão com alívio da tensão de confinamento.

Os módulos de deformabilidade dos ensaios com trajectórias de compressão com alívio da tensão lateral não são obtidos directamente do declive do gráfico tensão-deformação, como nos ensaios convencionais. De acordo com a teoria da elasticidade (Lambe e Whitman, 1979) definindo-se (A 4.1)) as expressões do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson para um carregamento axissimétrico ($\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y$) são as evidenciadas em (A 4.2) e (A 4.3).

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] \\ \varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{cases} \quad (\text{A 4.1})$$

$$E = \frac{(\Delta\sigma_z + 2\Delta\sigma_x)(\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_x)}{\Delta\sigma_x(\Delta\varepsilon_z - 2\Delta\varepsilon_x) + \Delta\sigma_z\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{A 4.2})$$

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_x\Delta\varepsilon_z - \Delta\varepsilon_x\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x(\Delta\varepsilon_z - 2\Delta\varepsilon_x) + \Delta\sigma_z\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{A 4.3})$$

Assim, verifica-se facilmente que num ensaio triaxial (carregamento axissimétrico) de compressão convencional em que a tensão vertical aumenta enquanto se mantém constante a radial, isto é, $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 0$, as expressões (A 4.2) e (A 4.3) podem ser simplificadas resultando (A 4.4) e (A 4.5). Ou seja, o módulo de *Young* é igual ao declive de um gráfico tensão-deformação.

$$E = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{A 4.4})$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{A 4.5})$$

No entanto, num ensaio triaxial de compressão com alívio da tensão radial mas mantendo constante a vertical, isto é, $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y$, mas $\Delta\sigma_z = 0$, as expressões (A 4.2) e (A 4.3) são agora simplificadas de forma diferente donde se obtém (A 4.6) e (A 4.7).

$$E = \frac{-2\Delta\sigma_x}{\Delta\varepsilon_z - 2\Delta\varepsilon_x} \quad (\text{A 4.6})$$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_z}{\Delta\varepsilon_z - 2\Delta\varepsilon_x} \quad (\text{A 4.7})$$

Juntando as duas últimas equações resulta (A 4.8), pelo que neste caso o módulo de *Young* corresponde ao declive do gráfico multiplicado por 2ν .

$$E = \frac{-2\nu \cdot \Delta\sigma_x}{\Delta\varepsilon_z} \quad (\text{A 4.8})$$

A 5 Anexo ao Capítulo 5

A 5.1 Dedução das pressões para a situação de nível freático à superfície com regime de percolação permanente (Nível freático M3)

O nível freático indicado no texto como M3 corresponde a uma situação em que no exterior da escavação o nível da água se encontra à superfície enquanto que no interior a água é rebaixada até ao nível da base da escavação através de bombagem permanente. Nesta situação, e admitindo que a cortina de estacas secantes pode ser considerada impermeável, estabelece-se um regime de percolação permanente que contorna o pé da cortina. Dada a dificuldade em conhecer com rigor as perdas de carga correspondentes a essa situação, supôs-se uma perda de carga proporcional à distância percorrida, ou seja, um gradiente hidráulico g constante tal como se expressa na expressão (A 5.1).

$$g = \frac{h}{h+2d} \quad (\text{A 5.1})$$

em que h é a altura de escavação e d a altura enterrada da cortina

Considerando a Figura A 5.1 onde se indicam os pontos A, B, C e D e expressando a carga em cada ponto como $H = z + P / \gamma$ (admitindo a base da cortina como nível de referência) temos que:

$$H_A = h + d \quad (\text{A 5.2})$$

$$H_B = H_A - \Delta H = h + d - \frac{h}{h+2d}(h+d) = \frac{2d}{h+2d}(h+d) \quad (\text{A 5.3})$$

$$H_D = d \quad (\text{A 5.4})$$

$$H_C = H_D + \Delta H = d + \frac{h}{h+2d}d = \frac{2d}{h+2d}(h+d) \quad (\text{A 5.5})$$

Ou seja, em termos de pressões fica,

$$P_A = P_D = 0 \quad (\text{A 5.6})$$

$$P_B = P_C = \gamma_w \frac{2d(h+d)}{h+2d} \quad (\text{A 5.7})$$

Comparando com a situação hidrostática, verifica-se uma redução do lado de montante e um acréscimo do lado de jusante tal como foi evidenciado na Figura A 5.1,

$$P_{\text{hidrost}(A)} - P_A = \gamma_w(h+d) - \gamma_w \frac{2d(h+d)}{h+2d} = \gamma_w \frac{h+d}{h+2d}(h+2d-2d) = \gamma_w \frac{h(h+d)}{h+2d} \quad (\text{A 5.8})$$

$$P_{\text{hidrost}(B)} - P_B = \gamma_w d - \gamma_w \frac{2d(h+d)}{h+2d} = \frac{\gamma_w d}{h+2d}[h+2d-2(h+d)] = -\gamma_w \frac{h \cdot d}{h+2d} \quad (\text{A 5.9})$$

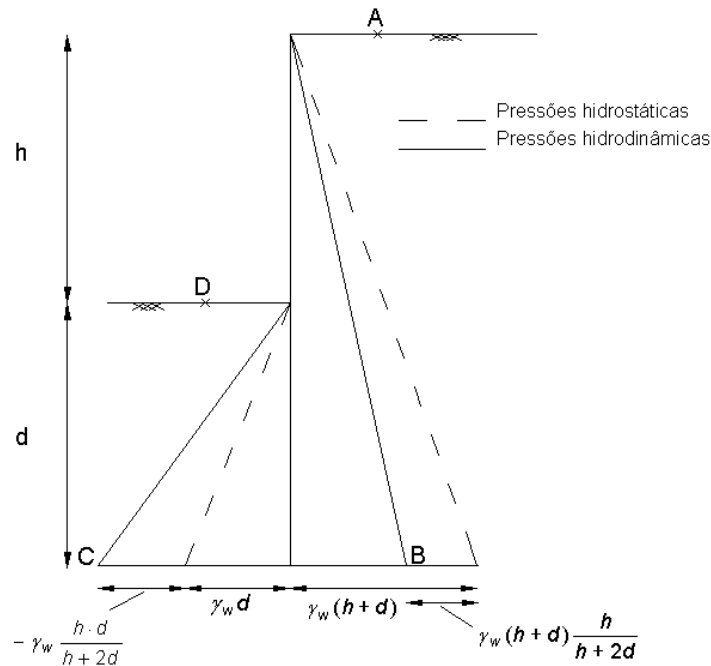


Figura A 5.1 - Distribuição de pressões admitida na situação M3 (adaptado de Vieira e Matos Fernandes, 2002)

Sendo,

$$i = \gamma_w * g = \frac{h}{h+2d} \gamma_w \quad (\text{A 5.10})$$

e voltando novamente às expressões (A 5.8) e (A 5.9) as pressões podem-se reescrever da seguinte forma,

$$P_A = P_D = 0 \quad (\text{A 5.11})$$

$$P_B = P_C = \gamma_w(h+d) - \gamma_w \frac{h}{h+2d}(h+d) = (h+d) \cdot (\gamma_w - i) \quad (\text{A 5.12})$$

ou

$$P_B = P_C = \gamma_w d + \gamma_w \frac{h}{h+2d} d = d \cdot (\gamma_w + i) \quad (\text{A 5.13})$$

Sendo o impulso correspondente a uma dada pressão P dado por $1/2 * P * L$, os impulsos correspondentes a estas pressões são:

$$I_{wa} = \frac{1}{2}(h+d) \cdot (\gamma_w - i) \cdot (h+d) = \frac{1}{2}(\gamma_w - i) \cdot (h+d)^2 \quad (\text{A 5.14})$$

$$I_{wp} = \frac{1}{2}d \cdot (\gamma_w + i) \cdot d = \frac{1}{2}(\gamma_w + i) \cdot d^2 \quad (\text{A 5.15})$$

Nestas condições, o peso volúmico do solo também é diferente do lado de montante e jusante, sendo calculado da forma seguinte:

$$\gamma_{montante} = (\gamma - \gamma_w) + i \quad (\text{A 5.16})$$

$$\gamma_{jusante} = (\gamma - \gamma_w) - i \quad (\text{A 5.17})$$

Pode-se pois concluir que, comparativamente com a situação hidrostática, o regime de percolação provoca uma diminuição dos impulsos da água do lado de montante ao mesmo tempo que aumenta o

impulso activo, agrava o impulso da água do lado de jusante e reduz o impulso passivo, sendo, em geral, menos gravoso que a situação hidrostática.

A 5.2 Resultados do estudo paramétrico realizado para as Cortinas Autoportantes

Os resultados do estudo paramétrico descrito na secção 5.4 com o objectivo de comparar as várias metodologias de introdução da segurança para as cortinas autoportantes são aqui apresentados sob a forma de três relações adimensionais: d/h , $F_e/(\gamma h^2)$ e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$, para os vários casos de nível freático e atrito.

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 0$

- ❖ Nível freático a grande profundidade – M1

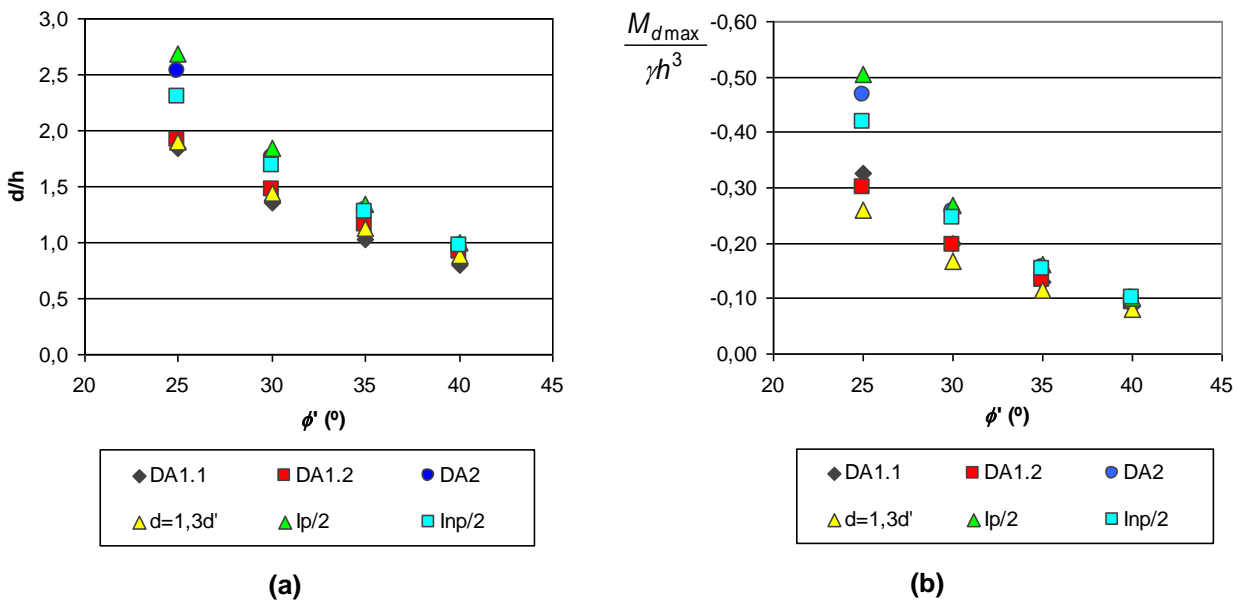


Figura A 5.2 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.1 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,846	1,914	2,526	1,894	2,682	2,295
30	20	1,359	1,474	1,757	1,443	1,842	1,689
35	21	1,033	1,154	1,287	1,123	1,339	1,274
40	22	0,800	0,913	0,971	0,884	1,005	0,977

Quadro A 5.2 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,327	-0,299	-0,468	-0,259	-0,504	-0,417
30	20	-0,200	-0,195	-0,255	-0,169	-0,268	-0,245
35	21	-0,130	-0,133	-0,155	-0,115	-0,160	-0,153
40	22	-0,088	-0,092	-0,100	-0,080	-0,102	-0,100

❖ Nível freático na base da escavação – M2

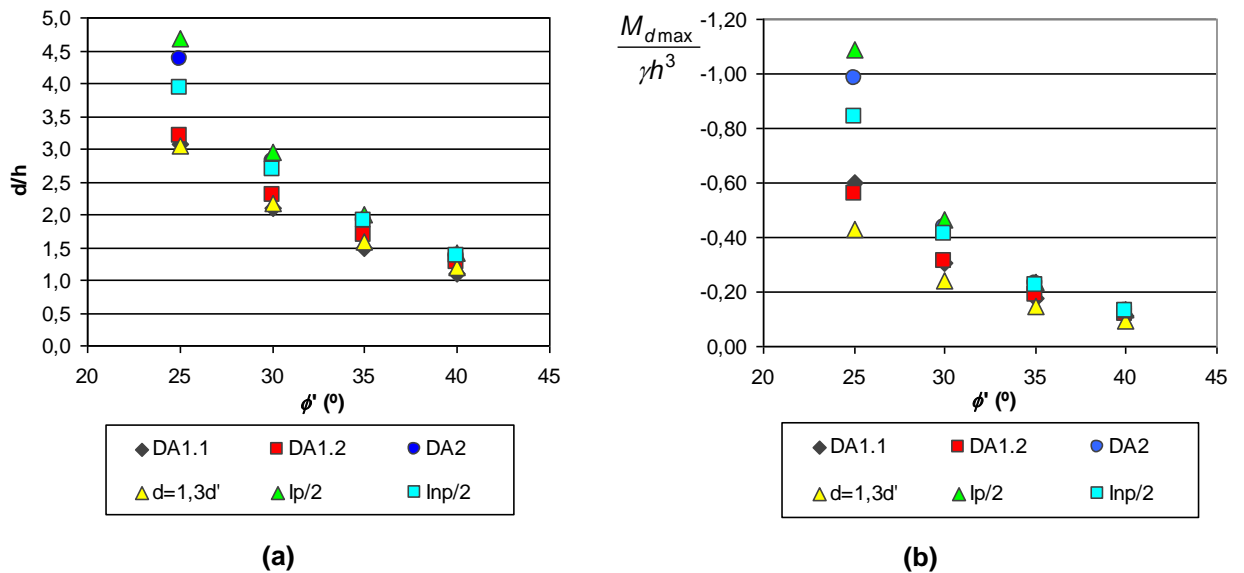


Figura A 5.3 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.3 – Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	3,072	3,201	4,378	3,053	4,681	3,928
30	20	2,095	2,295	2,796	2,169	2,948	2,674
35	21	1,496	1,694	1,912	1,596	1,998	1,891
40	22	1,102	1,275	1,365	1,201	1,418	1,374

Quadro A 5.4 – Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,600	-0,557	-0,984	-0,429	-1,087	-0,841
30	20	-0,309	-0,312	-0,436	-0,242	-0,467	-0,412
35	21	-0,177	-0,188	-0,227	-0,149	-0,238	-0,224
40	22	-0,109	-0,119	-0,131	-0,096	-0,135	-0,132

❖ Nível freático à superfície – M3

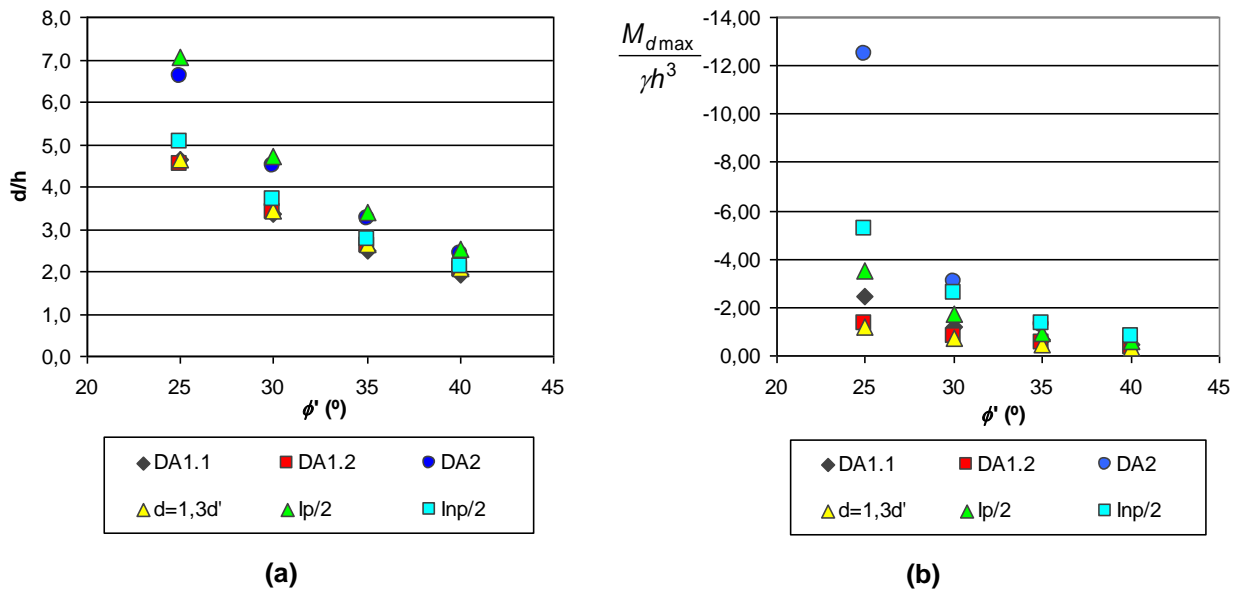


Figura A 5.4 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.5 – Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 0$ - relação d/h

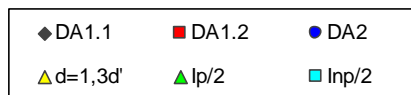
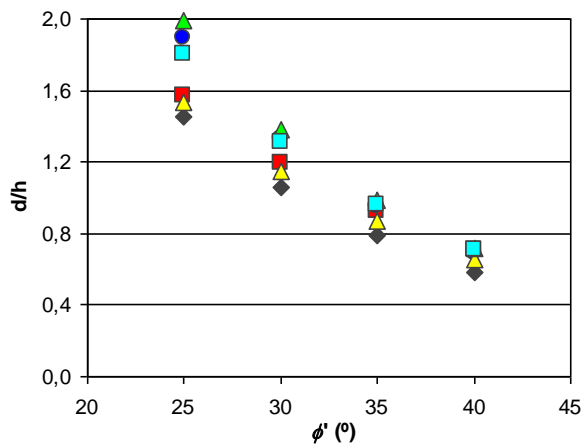
ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	4,647	4,522	6,611	4,627	7,068	5,069
30	20	3,343	3,386	4,486	3,446	4,735	3,683
35	21	2,500	2,597	3,232	2,640	3,385	2,752
40	22	1,919	2,026	2,418	2,062	2,519	2,098

Quadro A 5.6 – Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 0$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

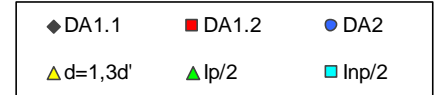
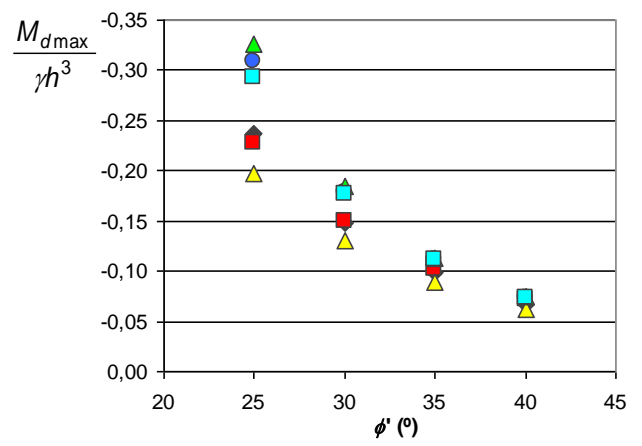
ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-2,464	-1,353	-12,490	-1,205	-3,527	-5,235
30	20	-1,215	-0,817	-3,040	-0,734	-1,699	-2,563
35	21	-0,695	-0,524	-1,277	-0,477	-0,943	-1,358
40	22	-0,435	-0,350	-0,675	-0,325	-0,574	-0,769

Ângulo de atrito na interface solo-parede $\delta = 1/3 \phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1



(a)



(b)

Figura A 5.5 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3 \phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.7 – Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,451	1,573	1,896	1,531	1,991	1,805
30	20	1,059	1,192	1,323	1,149	1,377	1,308
35	21	0,785	0,922	0,952	0,869	0,985	0,959
40	22	0,584	0,712	0,693	0,656	0,714	0,704

Quadro A 5.8 – Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,237	-0,227	-0,309	-0,198	-0,326	-0,294
30	20	-0,148	-0,149	-0,178	-0,130	-0,184	-0,176
35	21	-0,098	-0,103	-0,111	-0,089	-0,114	-0,112
40	22	-0,067	-0,072	-0,073	-0,063	-0,074	-0,074

❖ Nível freático na base da escavação – M2

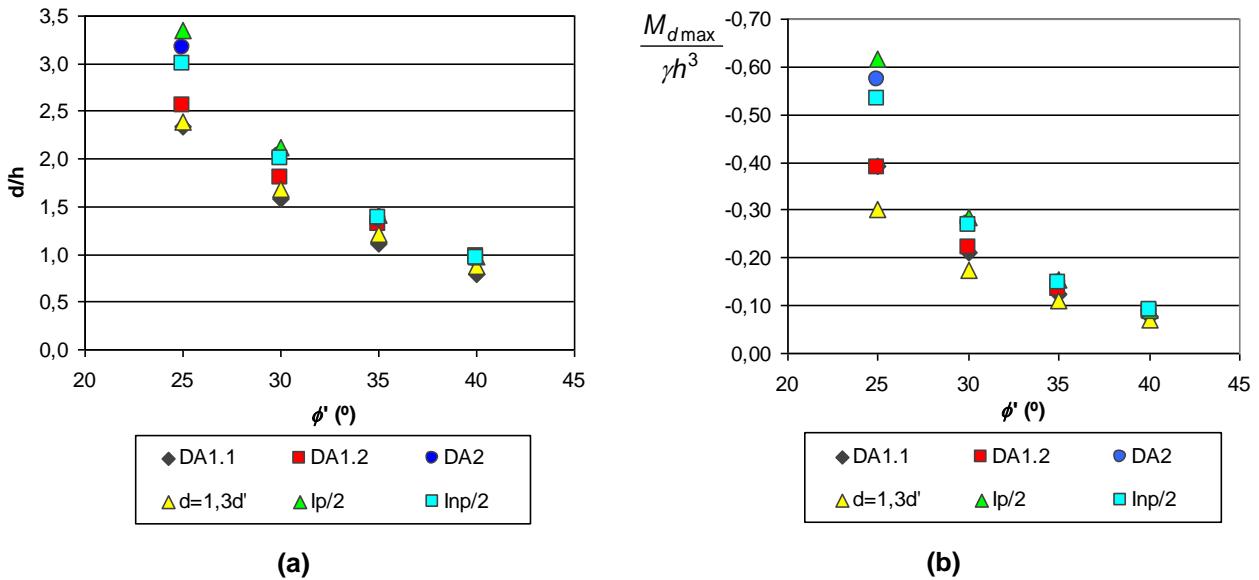


Figura A 5.6 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.9 – Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	2,338	2,562	3,165	2,397	3,347	2,994
30	20	1,583	1,808	2,033	1,681	2,126	2,006
35	21	1,105	1,319	1,367	1,204	1,420	1,378
40	22	0,783	0,971	0,943	0,870	0,974	0,960

Quadro A 5.10 – Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,392	-0,388	-0,573	-0,300	-0,618	-0,533
30	20	-0,210	-0,220	-0,272	-0,174	-0,286	-0,268
35	21	-0,124	-0,135	-0,029	-0,109	-0,153	-0,149
40	22	-0,078	-0,088	-0,088	-0,072	-0,090	-0,089

❖ Nível freático à superfície – M3

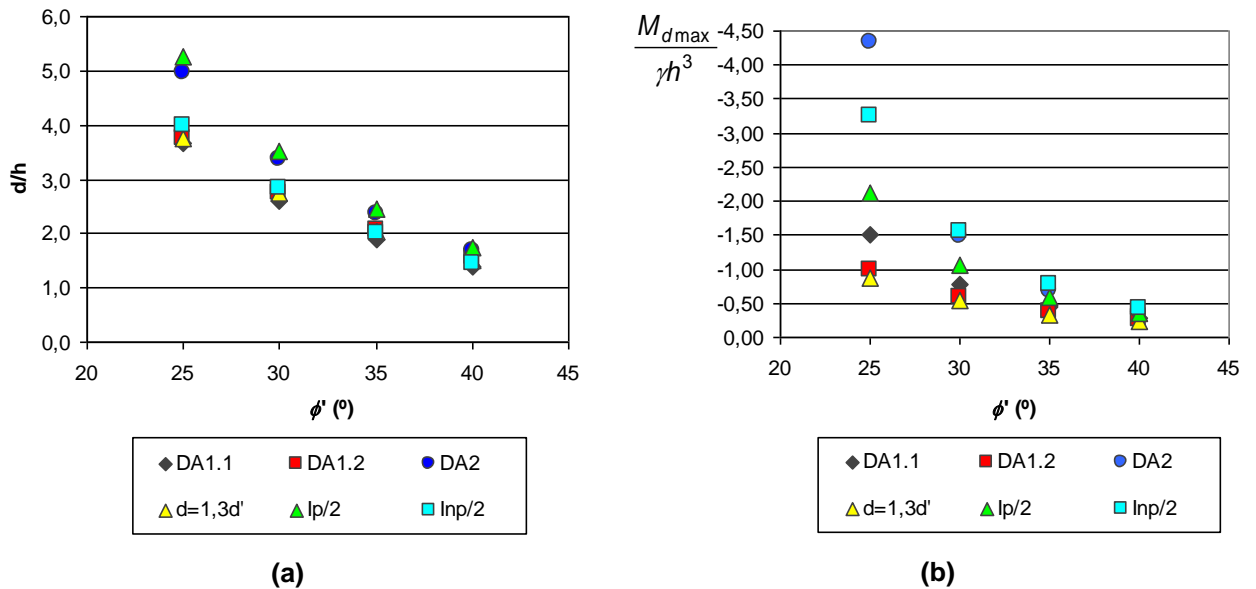


Figura A 5.7 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.11 – Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	3,664	3,740	4,965	3,757	5,251	3,984
30	20	2,602	2,750	3,367	2,748	3,527	2,824
35	21	1,885	2,077	2,364	2,035	2,460	2,021
40	22	1,375	1,575	1,684	1,508	1,745	1,446

Quadro A 5.12 – Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-1,517	-0,992	-4,325	-0,875	-2,116	-3,263
30	20	-0,783	-0,595	-1,473	-0,533	-1,061	-1,551
35	21	-0,452	-0,382	-0,687	-0,342	-0,591	-0,786
40	22	-0,279	-0,253	-0,375	-0,227	-0,352	-0,423

Ângulo de atrito na interface solo-parede $\delta = 1/2 \phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

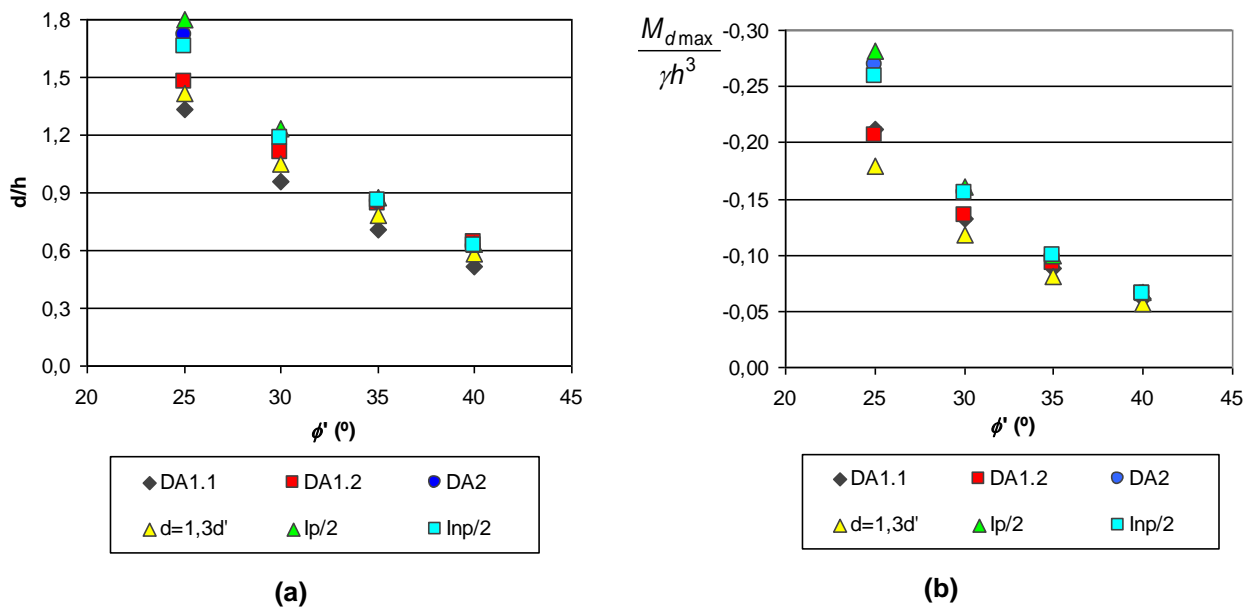


Figura A 5.8 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.13 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,3d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,334	1,473	1,720	1,419	1,801	1,657
30	20	0,960	1,106	1,187	1,049	1,232	1,182
35	21	0,705	0,843	0,848	0,785	0,876	0,857
40	22	0,520	0,645	0,613	0,587	0,631	0,625

Quadro A 5.14 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$ - relação $M_{dmax}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,3d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,211	-0,206	-0,269	-0,179	-0,282	-0,259
30	20	-0,132	-0,135	-0,155	-0,118	-0,160	-0,155
35	21	-0,088	-0,093	-0,098	-0,081	-0,100	-0,099
40	22	-0,061	-0,065	-0,065	-0,057	-0,066	-0,066

❖ Nível freático na base da escavação – M2

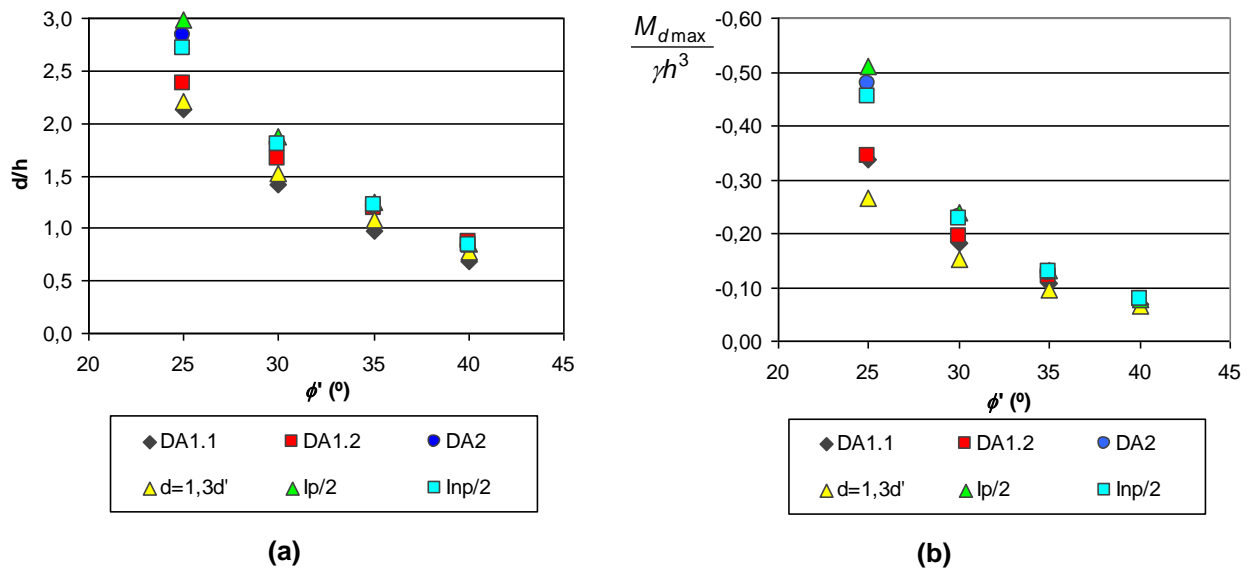


Figura A 5.9 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{dmax}/\gamma h^3$

Quadro A 5.15 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	l _p /2	l _{np} /2
25	19	2,125	2,377	2,834	2,201	2,988	2,718
30	20	1,418	1,662	1,798	1,519	1,876	1,789
35	21	0,981	1,195	1,202	1,078	1,246	1,217
40	22	0,691	0,871	0,826	0,773	0,852	0,842

Quadro A 5.16 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	M/(γh^3)					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	l _p /2	l _{np} /2
25	19	-0,337	-0,343	-0,477	-0,264	-0,511	-0,453
30	20	-0,181	-0,194	-0,228	-0,153	-0,239	-0,227
35	21	-0,108	-0,119	-0,127	-0,097	-0,130	-0,128
40	22	-0,069	-0,078	-0,077	-0,064	-0,079	-0,078

❖ Nível freático à superfície – M3

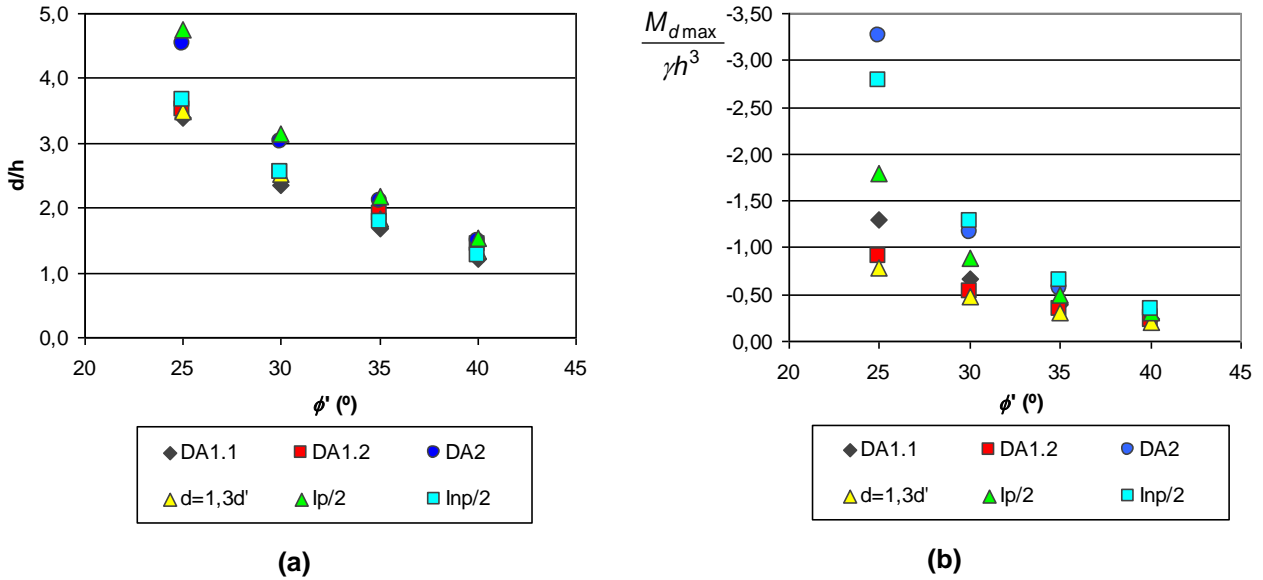


Figura A 5.10 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.17 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	3,381	3,518	4,518	3,498	4,764	3,666
30	20	2,361	2,561	3,019	2,514	3,155	2,542
35	21	1,691	1,904	2,099	1,838	2,181	1,791
40	22	1,221	1,426	1,484	1,348	1,535	1,265

Quadro A 5.18 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-1,300	-0,897	-3,263	-0,785	-1,795	-2,776
30	20	-0,668	-0,535	-1,161	-0,472	-0,893	-1,279
35	21	-0,387	-0,339	-0,559	-0,301	-0,499	-0,642
40	22	-0,241	-0,224	-0,313	-0,200	-0,300	-0,347

Ângulo de atrito na interface solo-parede $\delta = 2/3\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

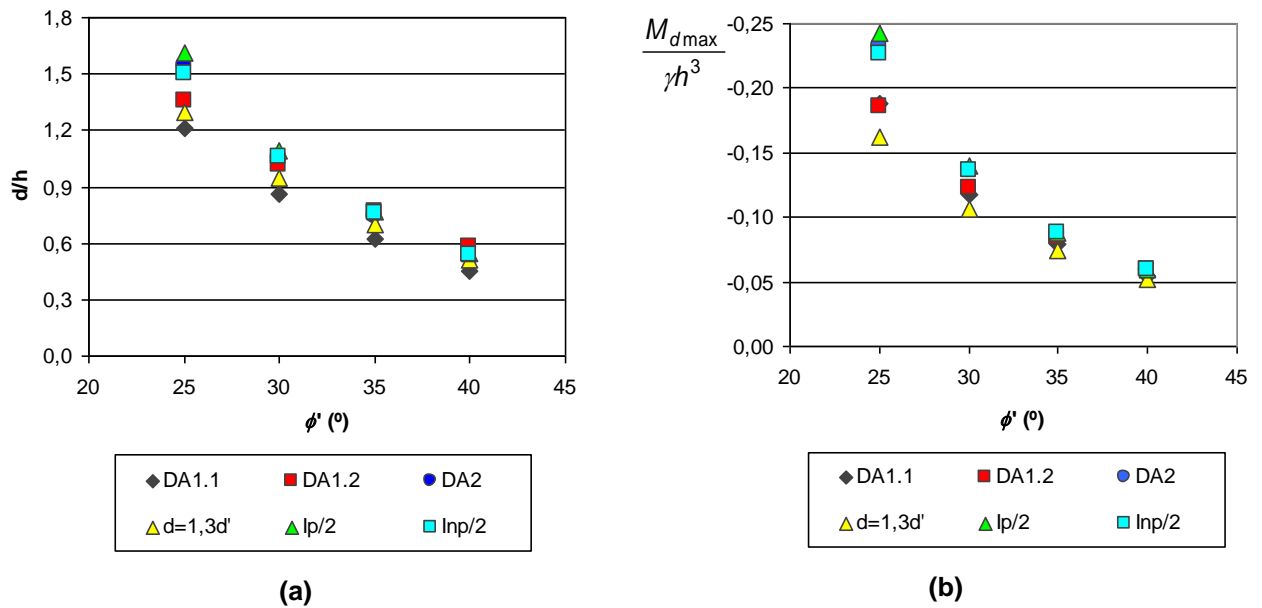


Figura A 5.11 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.19 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,212	1,360	1,541	1,301	1,609	1,502
30	20	0,862	1,014	1,054	0,949	1,092	1,056
35	21	0,624	0,764	0,744	0,699	0,767	0,755
40	22	0,453	0,576	0,531	0,515	0,545	0,541

Quadro A 5.20 - Cortinas autoportantes com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,188	-0,186	-0,232	-0,162	-0,242	-0,227
30	20	-0,118	-0,122	-0,136	-0,107	-0,140	-0,136
35	21	-0,079	-0,084	-0,087	-0,074	-0,088	-0,087
40	22	-0,055	-0,059	-0,058	-0,052	-0,059	-0,059

❖ Nível freático na base da escavação – M2

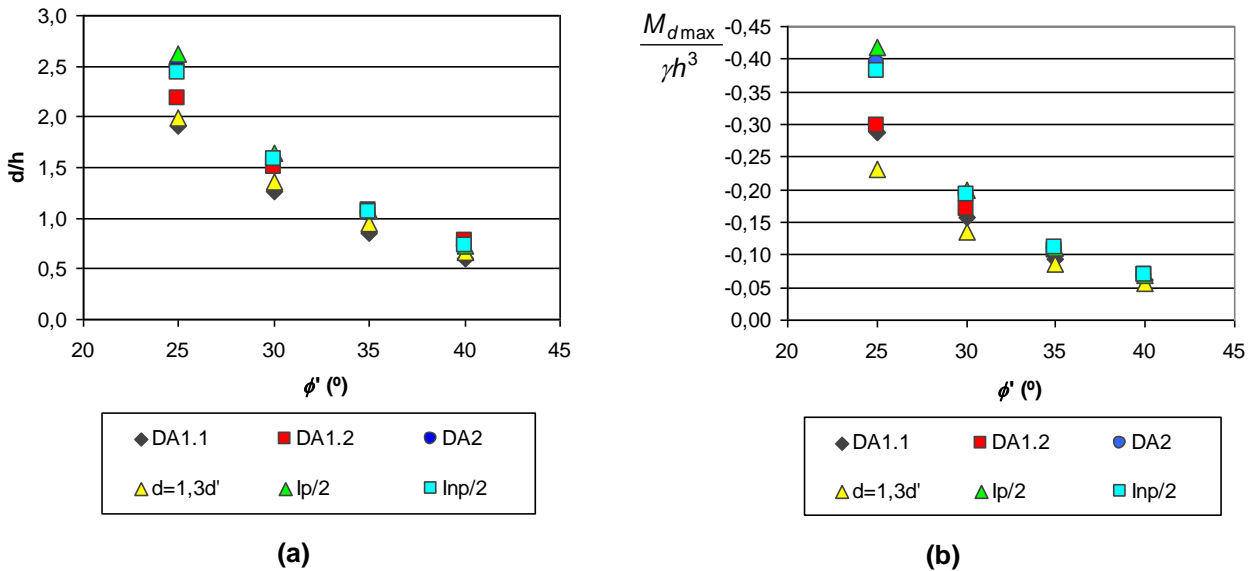


Figura A 5.12 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.21 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,906	2,172	2,502	1,994	2,629	2,432
30	20	1,257	1,508	1,574	1,359	1,638	1,578
35	21	0,859	1,072	1,041	0,950	1,077	1,059
40	22	0,596	0,772	0,706	0,671	0,727	0,722

Quadro A 5.22 - Cortinas autoportantes com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,3d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-0,288	-0,299	-0,394	-0,231	-0,419	-0,380
30	20	-0,156	-0,170	-0,192	-0,135	-0,199	-0,192
35	21	-0,095	-0,105	-0,108	-0,086	-0,111	-0,109
40	22	-0,061	-0,069	-0,067	-0,058	-0,068	-0,068

❖ Nível freático à superfície – M3

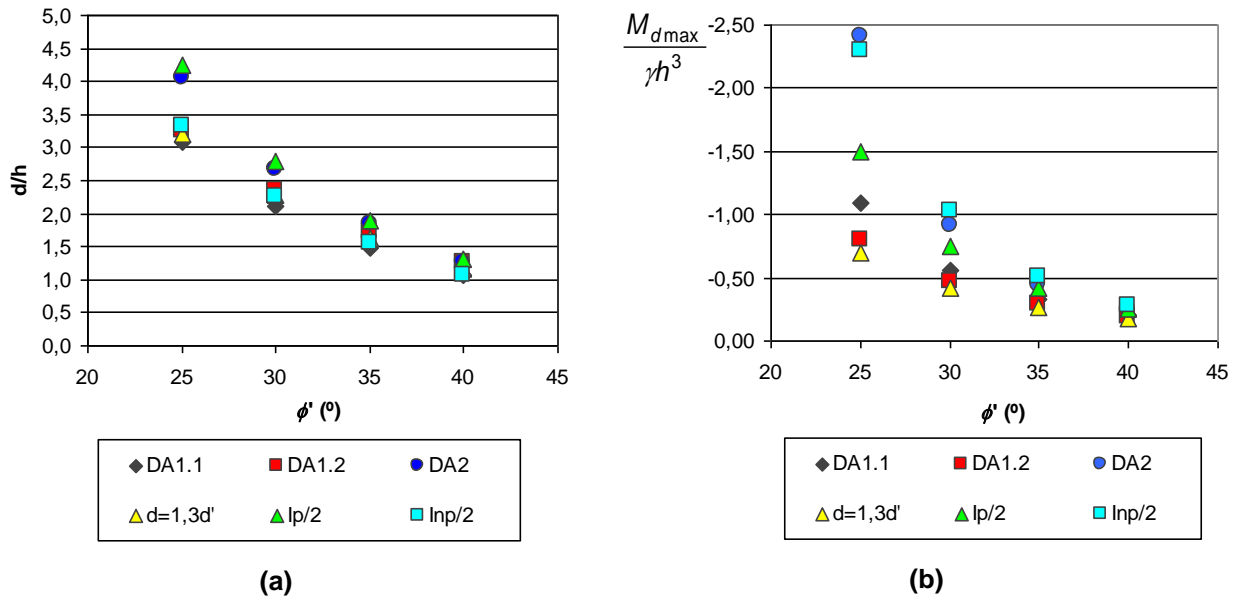


Figura A 5.13 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.23 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta=2/3\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,3d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	3,074	3,257	4,047	3,212	4,255	3,316
30	20	2,117	2,352	2,674	2,274	2,788	2,254
35	21	1,492	1,726	1,833	1,634	1,900	1,555
40	22	1,057	1,272	1,273	1,175	1,314	1,074

Quadro A 5.24 - Cortinas autoportantes com nível freático à superfície e $\delta=2/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,3d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	-1,092	-0,795	-2,416	-0,693	-1,492	-2,292
30	20	-0,564	-0,473	-0,909	-0,414	-0,743	-1,034
35	21	-0,328	-0,298	-0,450	-0,263	-0,416	-0,514
40	22	-0,205	-0,196	-0,256	-0,174	-0,250	-0,277

A 5.3 Expressões analíticas dos resultados obtidos para as Cortinas Autoportantes

Os resultados apresentados na secção anterior obtidos por via numérica podem ser também apresentados analiticamente deduzindo-se as expressões das relações adimensionais: d/h e $M_{max}/(\gamma h^3)$, para os vários casos de nível freático e atrito.

A título ilustrativo, apresentam-se aqui essas expressões para o caso do nível freático estar abaixo da base da cortina (M1) para as três propostas de introdução da segurança preconizadas no EC7. No entanto, a dedução destas expressões pode ser alargada às restantes condições do nível freático bem, como para às cortinas monoapoiadas.

Estas expressões resultam da aplicação dos métodos de equilíbrio limite já descritos e que no caso das cortinas autoportantes se trata do *Fixed Earth Support*.

Nas equações seguintes mostram-se os passos principais da dedução da equação cúbica que permite a obtenção da relação d/h aqui substituída pela letra α . Como se pode verificar pela equação (A 5.25) este parâmetro é independente de h , confirmando o carácter adimensional desta relação. Assim, a relação d/h é apenas função do parâmetro A , que expressa a relação entre os coeficientes de impulso, os quais por sua vez dependem apenas, como se sabe, do ângulo de atrito (ϕ') e do ângulo de atrito solo-paramento (δ), também este função de ϕ' .

$$\sum M = 0 \quad (\text{A 5.18})$$

$$-\frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma (h+d)^3 + \frac{1}{6} Kp \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot d^3 = 0 \quad (\text{A 5.19})$$

$$-Ka(h+d)^3 + Kp \cdot d^3 = 0 \quad (\text{A 5.20})$$

$$\text{se } Kp = A \cdot Ka \text{ e } d = \alpha \cdot h \quad (\text{A 5.21})$$

$$-Ka(h+\alpha \cdot h)^3 + AKa(\alpha \cdot h)^3 = 0 \quad (\text{A 5.22})$$

$$Ka \cdot h^3 [-(1+\alpha)^3 + A \cdot \alpha^3] = 0 \quad (\text{A 5.23})$$

$$-(1+\alpha)^3 + A \cdot \alpha^3 = 0 \quad (\text{A 5.24})$$

$$(A-1)\alpha^3 - 3\alpha^2 - 3\alpha - 1 = 0 \quad (\text{A 5.25})$$

A expressão obtida não inclui qualquer introdução da segurança, embora possa ser considerada válida para a segunda combinação da primeira abordagem do EC7 (DA 1.2), uma vez que esta consiste apenas na minoração das propriedades do solo, ou seja, não interfere nos cálculos efectuados.

Relativamente as restantes abordagens do EC7 foi efectuada uma dedução semelhante tendo-se obtido os seguintes resultados da equação cúbica:

Para a primeira combinação da primeira abordagem (DA 1.1),

$$(A - 1,35)\alpha^3 - 4,05\alpha^2 - 4,05\alpha - 1,35 = 0 \quad (\text{A 5.26})$$

Para a segunda abordagem (DA 2),

$$\left(\frac{A}{1,4} - 1,35\right)\alpha^3 - 4,05\alpha^2 - 4,05\alpha - 1,35 = 0 \quad (\text{A 5.27})$$

Em qualquer dos casos, é preciso salientar que a altura enterrada assim obtida teria posteriormente que ser multiplicada por 1,2 de acordo com os procedimentos do método utilizado (*Fixed-Earth Support*).

No que se refere ao momento flector máximo, começa-se pela definição do ponto onde ocorre esse momento (x) calculado pela anulação da expressão do esforço transversal. Após a resolução da fórmula resolvente chegou-se à conclusão que apenas a soma positiva, tal como se apresenta na equação (A 5.30), tinha significado físico.

$$V(x) = 0 \quad (\text{A 5.28})$$

$$-\frac{1}{2}Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^2 - Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h \cdot x - \frac{1}{2}Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^2 + \frac{1}{2}Kp \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^2 = 0 \quad (\text{A 5.29})$$

$$-\frac{1}{2}Ka \cdot h^2 - Ka \cdot h \cdot x - \frac{1}{2}Ka \cdot x^2 + \frac{1}{2}Kp \cdot x^2 = 0 \quad (\text{A 5.30})$$

$$\text{se } Kp = A \cdot Ka \quad (\text{A 5.31})$$

$$-\frac{1}{2}h^2 - h \cdot x - \frac{1}{2}x^2 + \frac{1}{2}A \cdot x^2 = 0 \quad (\text{A 5.32})$$

$$\left(\frac{A-1}{2}\right)x^2 - h \cdot x - \frac{1}{2}h^2 = 0 \quad (\text{A 5.33})$$

$$x = \frac{h \pm \sqrt{h^2 - (A-1)(-h^2)}}{A-1} \quad (\text{A 5.34})$$

$$x = \frac{h \pm h\sqrt{A}}{A-1} \quad (\text{A 5.35})$$

$$x = \frac{h \pm h\sqrt{A}}{A-1} \quad (\text{A 5.36})$$

$$x = h \left(\frac{1 \pm \sqrt{A}}{A-1} \right) \quad (\text{A 5.37})$$

$$x = h \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right) \quad (\text{A 5.38})$$

Seguidamente calculou-se o momento flector para este ponto.

$$M = -\frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^3 - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot x - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h \cdot x^2 - \frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^3 + \frac{1}{6} Kp \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^3 \quad (\text{A 5.39})$$

$$\text{se } Kp = A \cdot Ka \quad (\text{A 5.40})$$

$$M = -\frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^3 - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot x - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h \cdot x^2 - \frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^3 + \frac{1}{6} A \cdot Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot x^3 \quad (\text{A 5.41})$$

$$M(x) = -\frac{1}{6} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^3 - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right) - \frac{1}{2} Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^3 \cdot \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right) + \frac{1}{6} A \cdot Ka \cdot \cos \delta \cdot \gamma \cdot h^3 \cdot \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right) \quad (\text{A 5.42})$$

$$\frac{M}{\gamma h^3} = \frac{Ka \cdot \cos \delta}{2} \left[-\frac{1}{3} - \frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} - \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right)^2 + \frac{A-1}{3} \left(\frac{1 + \sqrt{A}}{A-1} \right)^3 \right] \quad (\text{A 5.43})$$

Como se verifica, também esta relação é independente de h , dependendo apenas dos coeficientes de impulso, isto é, do ângulo de atrito ϕ' .

Mais uma vez, esta expressão foi deduzida para as restantes abordagens do EC7, o que se traduz no seguinte:

Para a primeira combinação da primeira abordagem (DA 1.1),

$$\frac{M}{\gamma h^3} = \frac{Ka \cdot \cos \delta}{2} \left[-\frac{1,35}{3} - 1,35 \left(\frac{1,35 + \sqrt{1,35A}}{A-1,35} \right) - 1,35 \left(\frac{1,35 + \sqrt{1,35A}}{A-1,35} \right)^2 + \left(\frac{A-1,35}{3} \right) \left(\frac{1,35 + \sqrt{1,35A}}{A-1,35} \right)^3 \right] \quad (\text{A 5.44})$$

Para a segunda abordagem (DA 2),

$$\frac{M}{\gamma h^3} = \frac{Ka \cdot \cos \delta}{2} \left[-\frac{1,35}{3} - 1,35 \left(\frac{1,35 + \sqrt{\frac{1,35A}{1,4}}}{\frac{A}{1,4} - 1,35} \right) - 1,35 \left(\frac{1,35 + \sqrt{\frac{1,35A}{1,4}}}{\frac{A}{1,4} - 1,35} \right)^2 + \left(\frac{\frac{A}{1,4} - 1,35}{3} \right) \left(\frac{1,35 + \sqrt{\frac{1,35A}{1,4}}}{\frac{A}{1,4} - 1,35} \right)^3 \right] \quad (\text{A 5.45})$$

A 5.4 Resultados do estudo paramétrico realizado para as Cortinas Monoapoiadas

Neste anexo expõem-se os gráficos e as tabelas que permitem comparar as várias metodologias de introdução da segurança para as cortinas monoapoiadas. Os resultados apresentam-se sob a forma das três relações adimensionais referidas d/h , $F_e/(\gamma h^2)$ e $M_{dmax}/(\gamma h^3)$, para os vários casos de nível freático e atrito tal como mostrado para as cortinas autoportantes no anexo anterior.

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 0$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

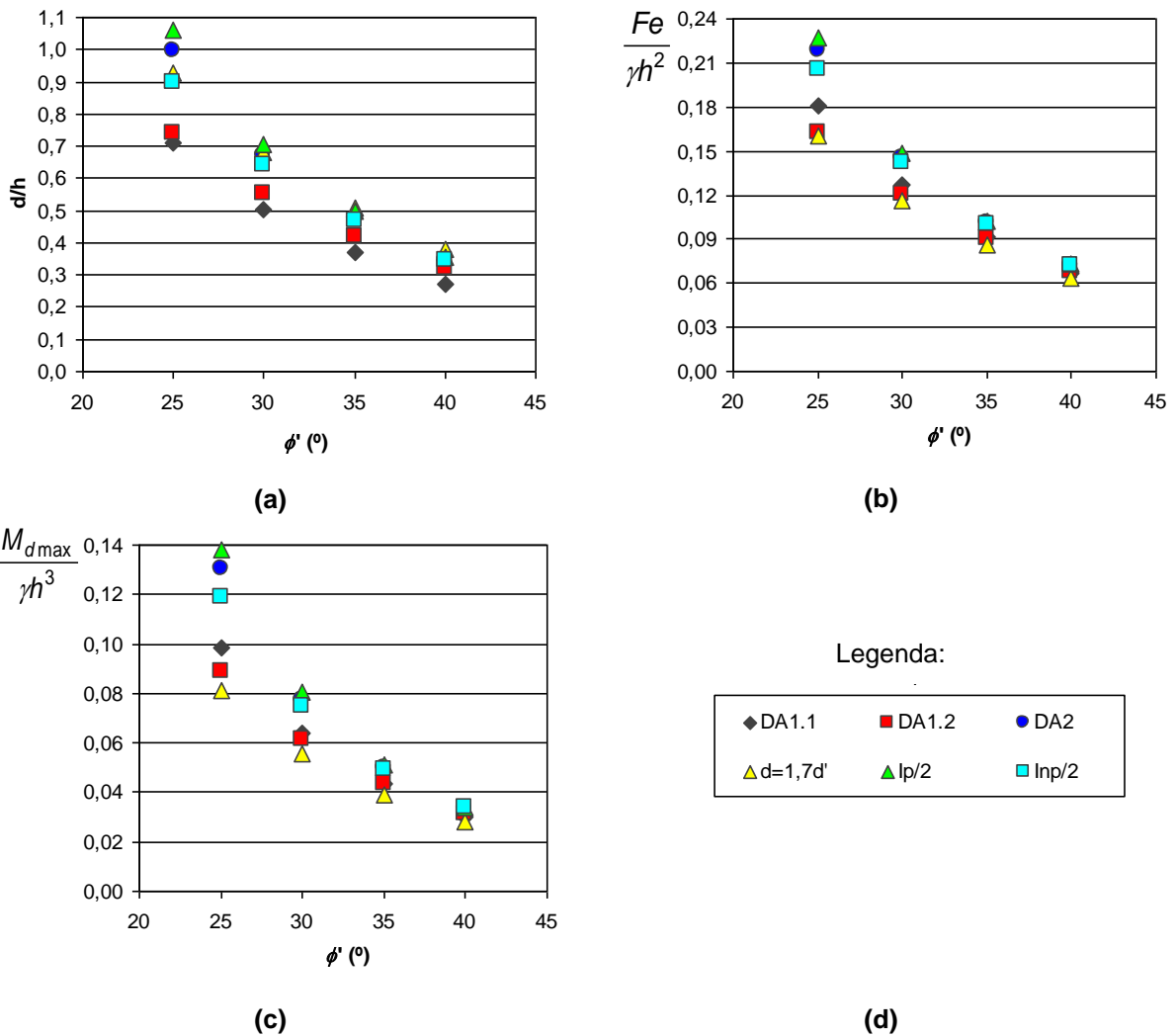


Figura A 5.14- Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.25 – Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$ – relação d/h

		d/h					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,709	0,738	0,997	0,927	1,063	0,899
30	20	0,505	0,553	0,672	0,681	0,708	0,643
35	21	0,368	0,419	0,474	0,508	0,496	0,469
40	22	0,273	0,319	0,343	0,382	0,357	0,346

Quadro A 5.26 – Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$ – relação $F_d/\gamma h^2$

		$F_d/(\gamma h^2)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,181	0,163	0,219	0,160	0,227	0,206
30	20	0,127	0,120	0,145	0,116	0,149	0,142
35	21	0,092	0,090	0,101	0,086	0,103	0,100
40	22	0,067	0,068	0,072	0,064	0,073	0,072

Quadro A 5.27 – Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 0$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

		$M/(\gamma h^3)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,098	0,089	0,130	0,081	0,138	0,119
30	20	0,064	0,061	0,077	0,056	0,081	0,075
35	21	0,043	0,043	0,050	0,039	0,051	0,049
40	22	0,030	0,031	0,033	0,028	0,034	0,034

❖ Nível freático na base da escavação – M2

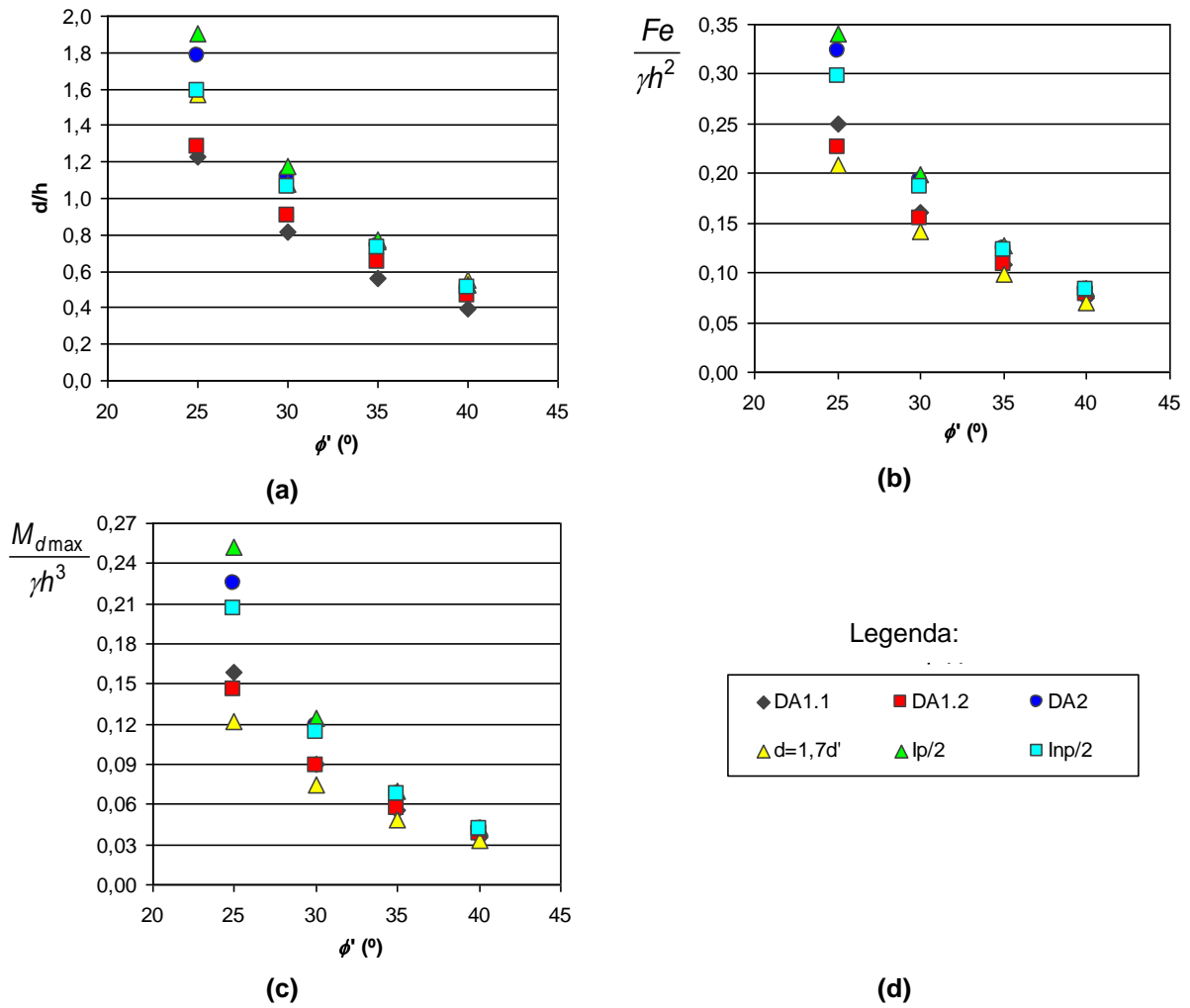


Figura A 5.15 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.28 – Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$l_p/2$	$l_{np}/2$
25	19	1,228	1,282	1,779	1,567	1,906	1,589
30	20	0,814	0,899	1,111	1,079	1,175	1,059
35	21	0,562	0,645	0,737	0,764	0,773	0,728
40	22	0,397	0,469	0,507	0,550	0,529	0,511

Quadro A 5.29 – Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$ - relação $F_d/\gamma h^2$

ϕ	γ	$F_d/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,249	0,226	0,323	0,209	0,340	0,297
30	20	0,160	0,154	0,192	0,141	0,199	0,186
35	21	0,108	0,108	0,123	0,099	0,127	0,123
40	22	0,076	0,078	0,083	0,071	0,085	0,083

Quadro A 5.30 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 0$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,158	0,145	0,225	0,122	0,252	0,206
30	20	0,090	0,089	0,118	0,074	0,125	0,113
35	21	0,055	0,057	0,068	0,048	0,070	0,067
40	22	0,036	0,038	0,042	0,033	0,043	0,042

❖ Nível freático à superfície – M3

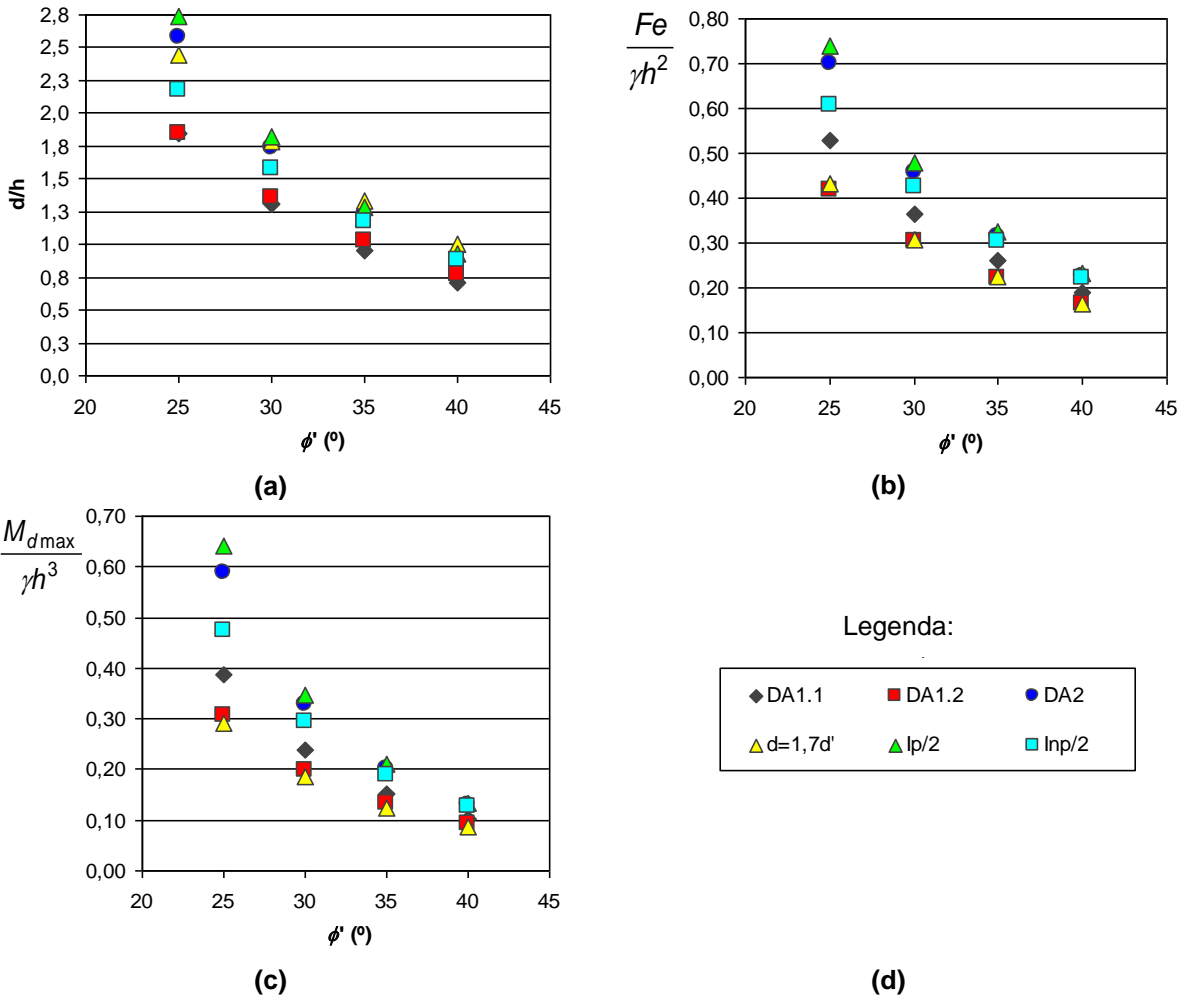


Figura A 5.16 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 0$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.31 – Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta=0$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,848	1,842	2,574	2,442	2,741	2,172
30	20	1,309	1,358	1,730	1,781	1,821	1,577
35	21	0,957	1,021	1,227	1,327	1,282	1,170
40	22	0,713	0,775	0,896	0,999	0,933	0,880

Quadro A 5.32 – Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta=0$ – relação $F_e/\gamma h^2$

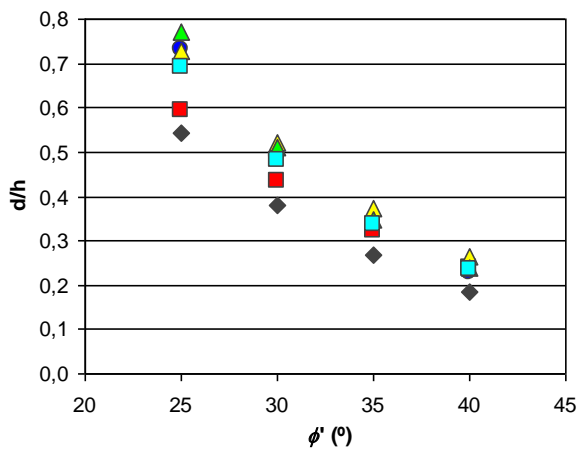
ϕ	γ	$F_e/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,529	0,418	0,701	0,432	0,741	0,606
30	20	0,365	0,302	0,457	0,308	0,477	0,424
35	21	0,260	0,222	0,315	0,224	0,326	0,303
40	22	0,189	0,166	0,224	0,165	0,230	0,221

Quadro A 5.33 – Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta=0$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

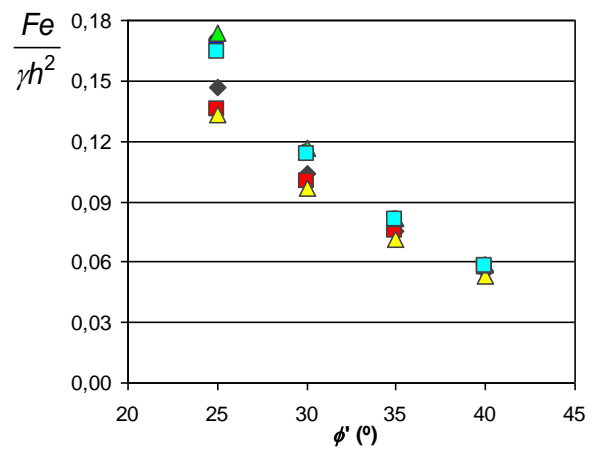
ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,389	0,307	0,589	0,290	0,643	0,475
30	20	0,237	0,199	0,328	0,186	0,348	0,293
35	21	0,153	0,133	0,200	0,125	0,210	0,190
40	22	0,103	0,092	0,129	0,086	0,135	0,127

Ângulo de atrito na interface solo-parede $\delta = 1/3 \phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade - M1



(a)



(b)

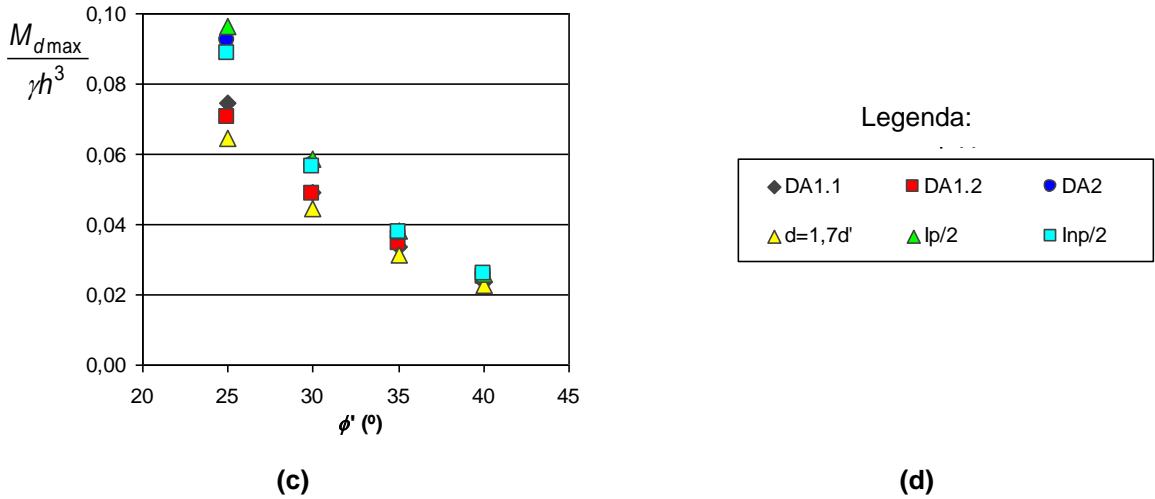


Figura A 5.17 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.34 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$ - relação d/h

		d/h					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,543	0,594	0,730	0,728	0,771	0,692
30	20	0,379	0,435	0,489	0,522	0,512	0,483
35	21	0,267	0,323	0,335	0,374	0,349	0,338
40	22	0,186	0,237	0,230	0,264	0,238	0,234

Quadro A 5.35 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$ - relação $F_e/\gamma h^2$

		$F_e/(\gamma h^2)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,147	0,136	0,169	0,133	0,174	0,164
30	20	0,104	0,100	0,114	0,097	0,117	0,114
35	21	0,075	0,075	0,081	0,072	0,082	0,081
40	22	0,055	0,057	0,058	0,054	0,059	0,058

Quadro A 5.36 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/3\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

		$M/(\gamma h^3)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,075	0,070	0,092	0,065	0,096	0,089
30	20	0,049	0,049	0,057	0,044	0,059	0,056
35	21	0,034	0,035	0,037	0,031	0,038	0,038
40	22	0,024	0,025	0,026	0,023	0,026	0,026

❖ Nível freático na base da escavação – M2

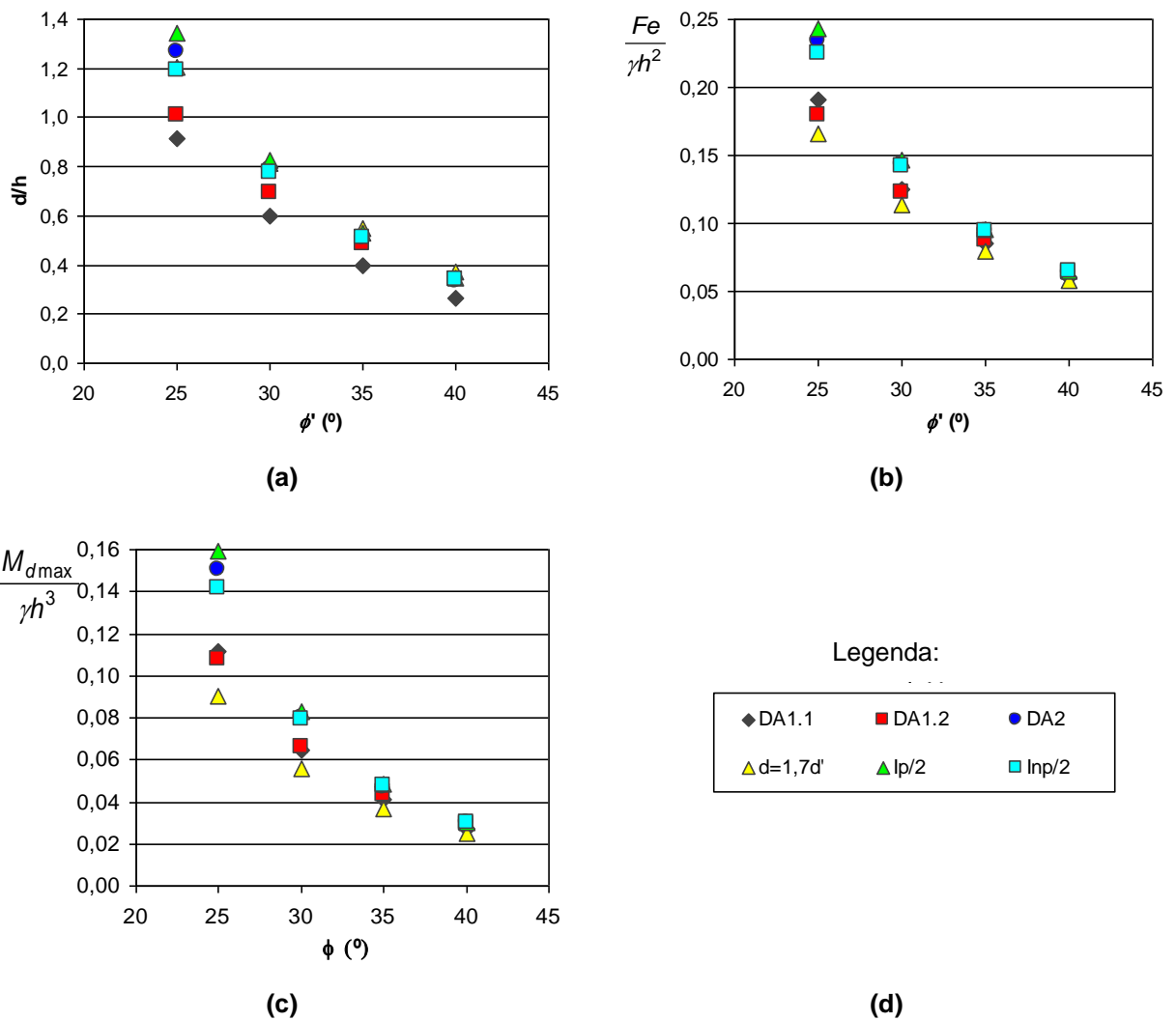


Figura A 5.18 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.37 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	lp/2	lnp/2
25	19	0,917	1,012	1,267	1,205	1,344	1,194
30	20	0,598	0,693	0,788	0,811	0,828	0,777
35	21	0,398	0,488	0,508	0,552	0,530	0,512
40	22	0,266	0,343	0,331	0,374	0,344	0,338

Quadro A 5.38 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$ – relação $F_d/\gamma h^2$

		$F_d/(\gamma h^2)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,191	0,180	0,234	0,166	0,243	0,225
30	20	0,125	0,123	0,143	0,113	0,147	0,142
35	21	0,085	0,087	0,094	0,080	0,096	0,094
40	22	0,060	0,063	0,064	0,057	0,065	0,065

Quadro A 5.39 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/3\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

		$M/(\gamma h^3)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,111	0,108	0,150	0,090	0,159	0,142
30	20	0,065	0,066	0,080	0,056	0,083	0,079
35	21	0,041	0,043	0,047	0,037	0,048	0,047
40	22	0,027	0,029	0,030	0,025	0,030	0,030

❖ Nível freático à superfície – M3

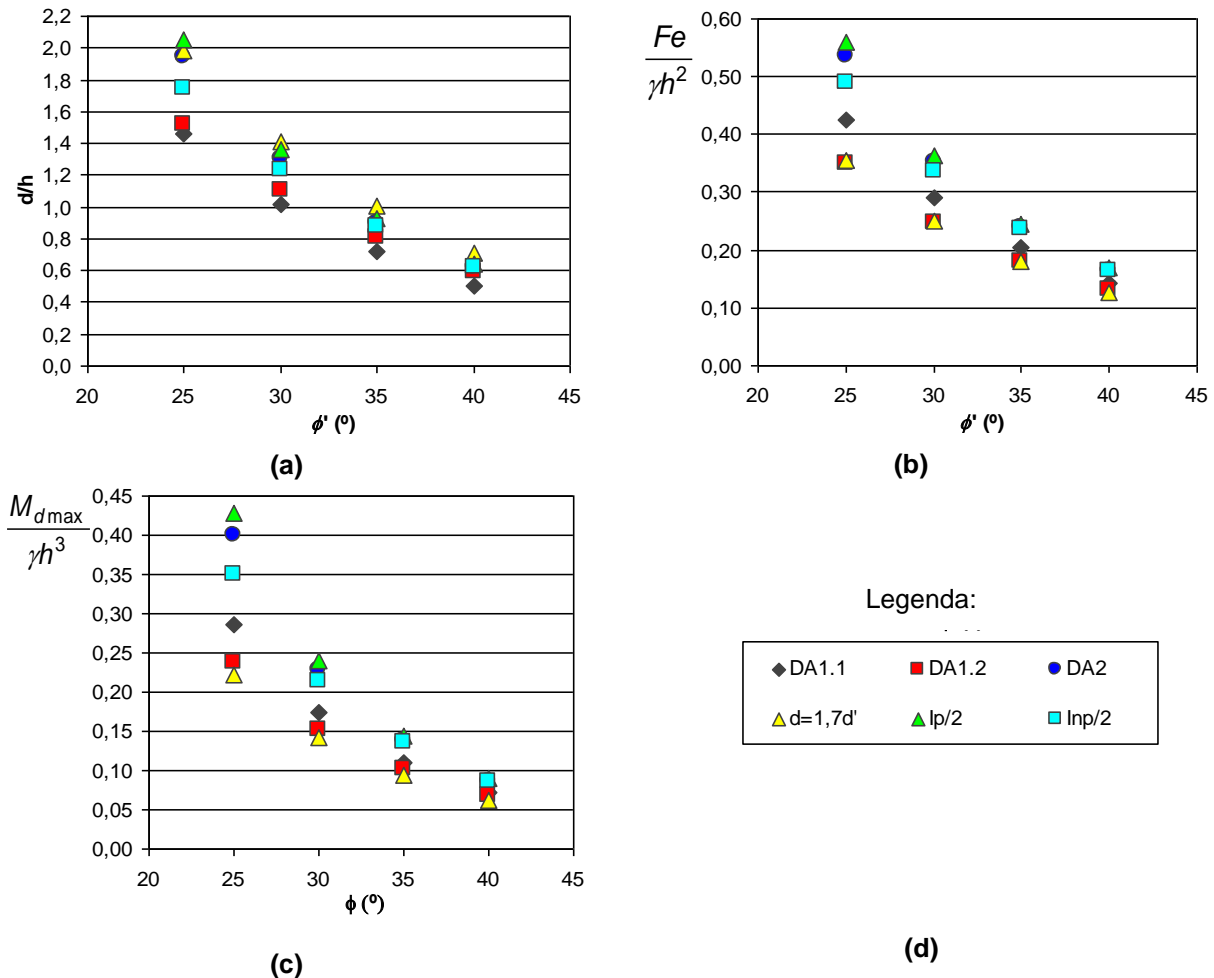


Figura A 5.19 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.40 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,461	1,524	1,944	1,983	2,049	1,742
30	20	1,018	1,101	1,303	1,414	1,362	1,235
35	21	0,717	0,810	0,896	1,011	0,932	0,879
40	22	0,502	0,594	0,618	0,713	0,641	0,619

Quadro A 5.41 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$ – relação $F_e/\gamma h^2$

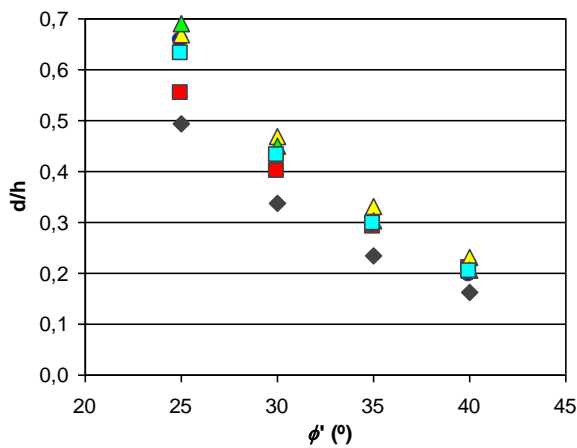
ϕ	γ	$F_e/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,424	0,349	0,535	0,356	0,560	0,489
30	20	0,291	0,249	0,352	0,251	0,364	0,337
35	21	0,203	0,181	0,239	0,179	0,246	0,236
40	22	0,143	0,133	0,165	0,128	0,169	0,165

Quadro A 5.42 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/3\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

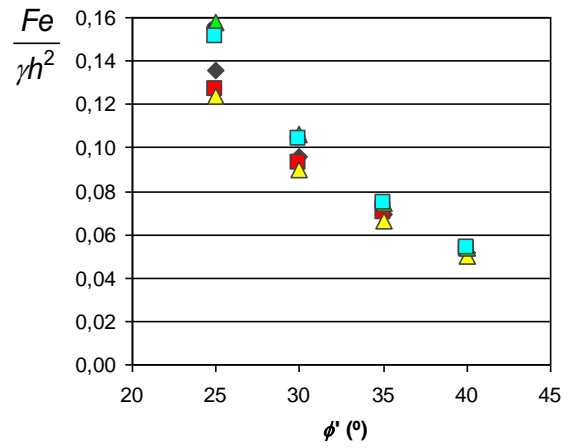
ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,286	0,238	0,401	0,223	0,428	0,351
30	20	0,174	0,153	0,228	0,142	0,240	0,215
35	21	0,111	0,102	0,138	0,093	0,144	0,135
40	22	0,072	0,069	0,086	0,062	0,089	0,086

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 1/2\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1



(a)



(b)

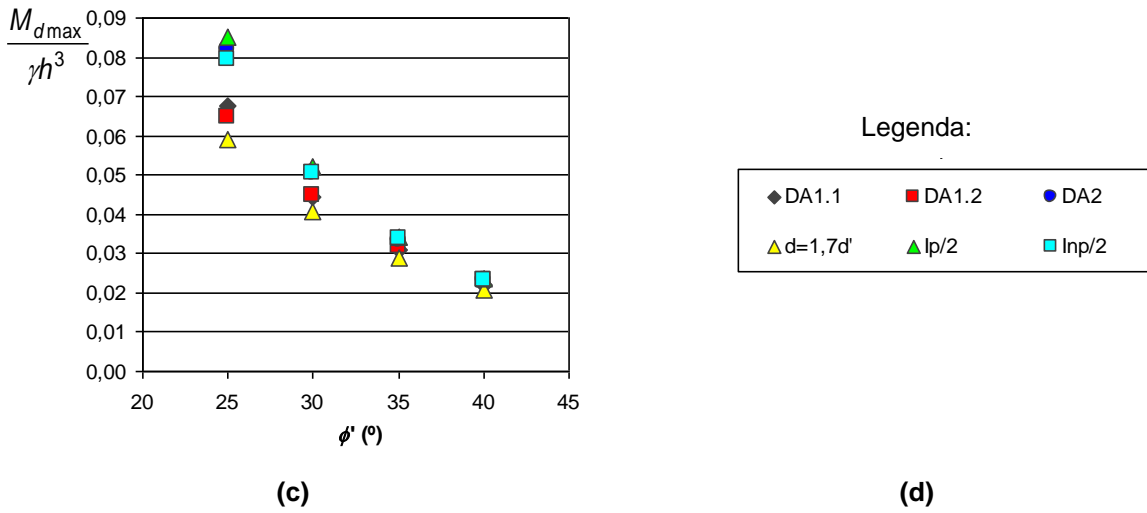


Figura A 5.20 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.43- Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$l_p/2$	$l_{np}/2$
25	19	0,494	0,552	0,656	0,668	0,691	0,630
30	20	0,338	0,399	0,432	0,469	0,451	0,430
35	21	0,234	0,290	0,292	0,330	0,304	0,296
40	22	0,161	0,210	0,198	0,230	0,205	0,202

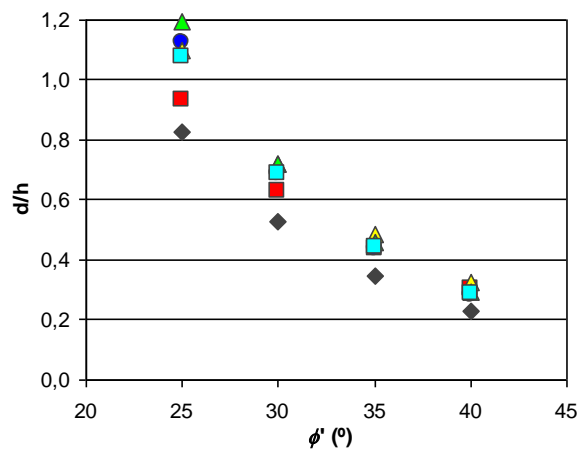
Quadro A 5.44 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$ – relação $F_d/\gamma h^2$

ϕ	γ	$F_d/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$l_p/2$	$l_{np}/2$
25	19	0,135	0,127	0,154	0,124	0,158	0,151
30	20	0,096	0,093	0,104	0,090	0,106	0,104
35	21	0,070	0,070	0,074	0,067	0,075	0,074
40	22	0,051	0,053	0,053	0,050	0,054	0,054

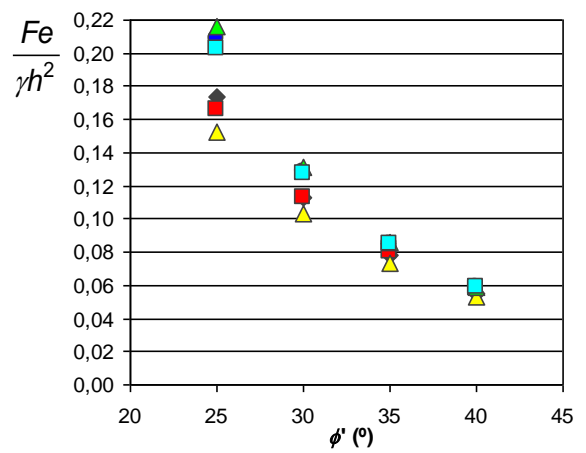
Quadro A 5.45 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 1/2\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$l_p/2$	$l_{np}/2$
25	19	0,068	0,065	0,082	0,059	0,085	0,079
30	20	0,045	0,045	0,051	0,041	0,052	0,051
35	21	0,031	0,032	0,034	0,029	0,034	0,034
40	22	0,022	0,023	0,023	0,021	0,023	0,023

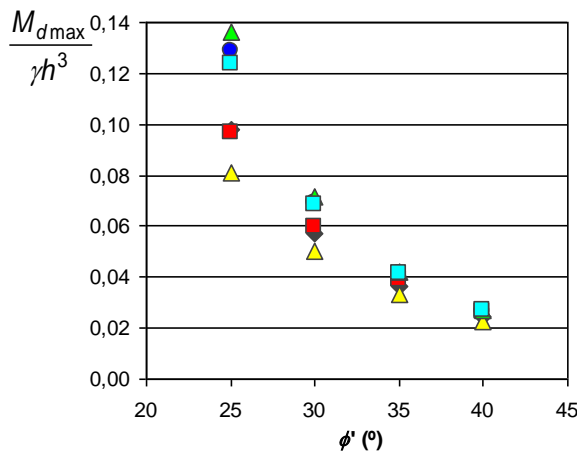
❖ Nível freático na base da escavação – M2



(a)

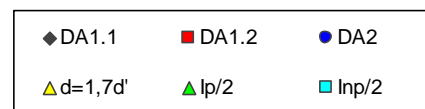


(b)



(c)

Legenda:



(d)

Figura A 5.21 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.46 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$ - relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$l_p/2$	$l_{np}/2$
25	19	0,827	0,934	1,127	1,096	1,192	0,955
30	20	0,529	0,632	0,689	0,722	0,722	0,600
35	21	0,347	0,436	0,439	0,484	0,457	0,385
40	22	0,229	0,302	0,283	0,324	0,294	0,241

Quadro A 5.47 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$ - relação $F_d/\gamma h^2$

		$F_d/(\gamma h^2)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,174	0,166	0,208	0,153	0,216	0,181
30	20	0,113	0,113	0,128	0,104	0,131	0,116
35	21	0,078	0,080	0,085	0,073	0,086	0,079
40	22	0,055	0,058	0,058	0,053	0,059	0,053

Quadro A 5.48 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 1/2\phi'$ - relação $M_{max}/\gamma h^3$

		$M/(\gamma h^3)$					
ϕ	γ	DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,098	0,097	0,129	0,081	0,136	0,107
30	20	0,057	0,060	0,069	0,050	0,071	0,060
35	21	0,036	0,039	0,041	0,033	0,042	0,037
40	22	0,024	0,027	0,026	0,023	0,027	0,024

❖ Nível freático à superfície – M3

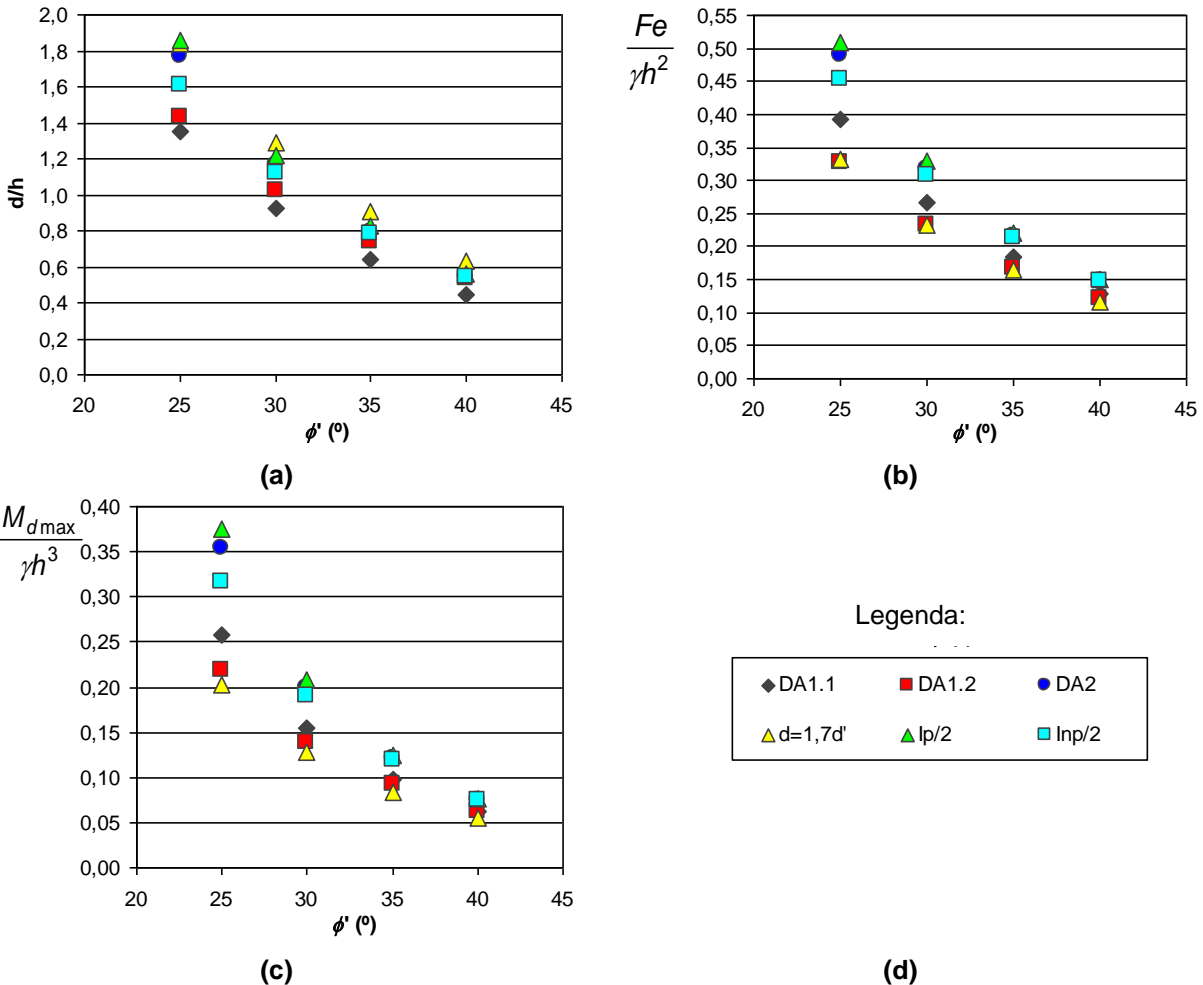


Figura A 5.22 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.49 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,348	1,432	1,771	1,844	1,861	1,613
30	20	0,922	1,023	1,169	1,290	1,219	1,121
35	21	0,640	0,740	0,794	0,907	0,824	0,785
40	22	0,441	0,534	0,540	0,629	0,559	0,544

Quadro A 5.50 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$ – relação $F_e/\gamma h^2$

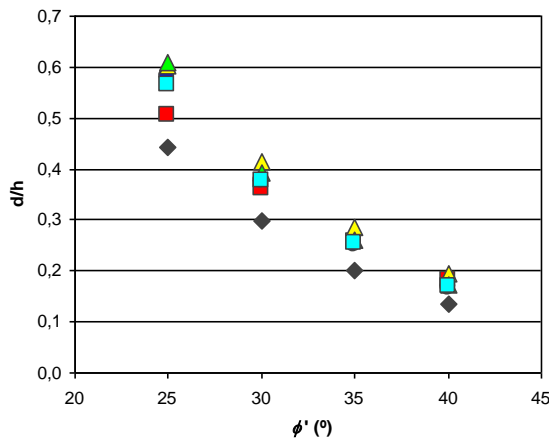
ϕ	γ	$F_e/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,392	0,327	0,489	0,332	0,509	0,453
30	20	0,266	0,232	0,318	0,231	0,329	0,308
35	21	0,185	0,167	0,215	0,164	0,221	0,213
40	22	0,129	0,121	0,147	0,116	0,151	0,148

Quadro A 5.51 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 1/2\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

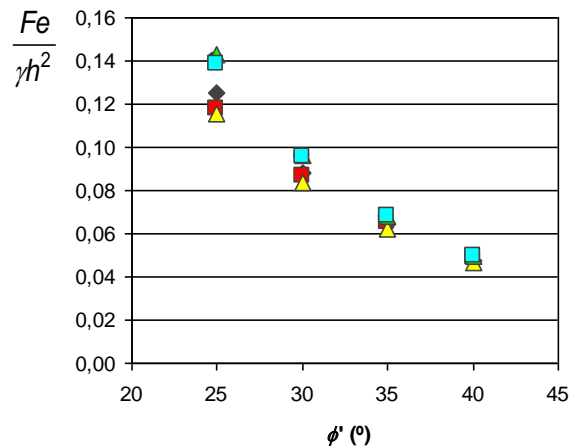
ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,257	0,219	0,353	0,203	0,375	0,316
30	20	0,155	0,139	0,199	0,128	0,208	0,190
35	21	0,098	0,092	0,120	0,083	0,125	0,119
40	22	0,063	0,062	0,075	0,055	0,077	0,075

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 2/3\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1



(a)



(b)

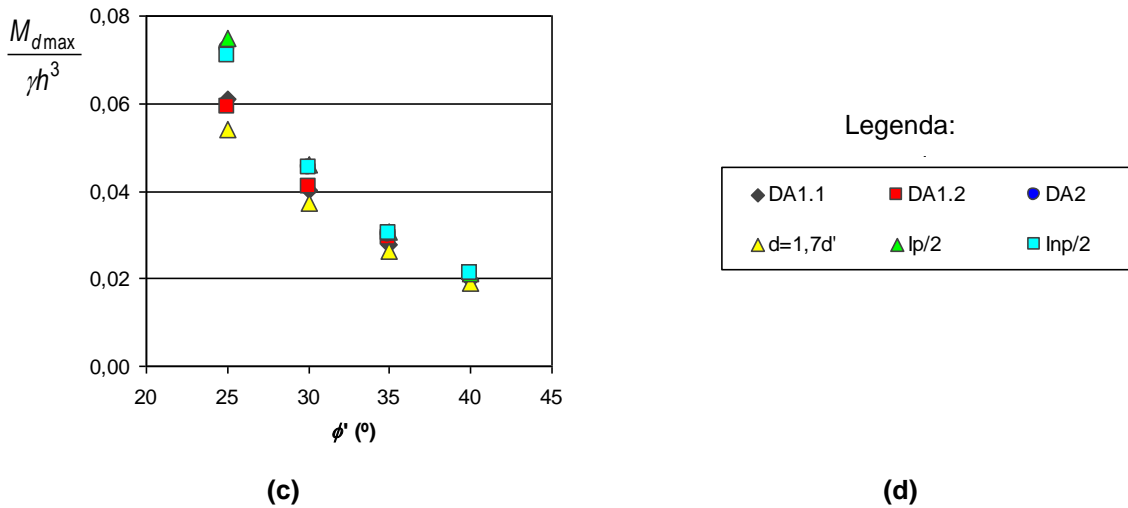


Figura A 5.23 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{dmax}/\gamma h^3$

Quadro A 5.52 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	I _p /2	I _{np} /2
25	19	0,443	0,505	0,581	0,604	0,610	0,565
30	20	0,298	0,361	0,377	0,415	0,393	0,378
35	21	0,202	0,258	0,250	0,286	0,260	0,255
40	22	0,136	0,183	0,166	0,194	0,171	0,170

Quadro A 5.53 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $F_d/\gamma h^2$

ϕ	γ	$F_d/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	I _p /2	I _{np} /2
25	19	0,125	0,118	0,140	0,115	0,143	0,138
30	20	0,088	0,087	0,095	0,084	0,097	0,095
35	21	0,064	0,065	0,068	0,062	0,068	0,068
40	22	0,048	0,049	0,049	0,046	0,049	0,049

Quadro A 5.54 - Cortinas monoapoiadas com nível freático a grande profundidade e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $M_{dmax}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	I _p /2	I _{np} /2
25	19	0,061	0,059	0,072	0,054	0,075	0,071
30	20	0,040	0,041	0,045	0,037	0,046	0,045
35	21	0,028	0,029	0,030	0,026	0,031	0,030
40	22	0,020	0,021	0,021	0,019	0,021	0,021

❖ Nível freático na base da escavação – M2

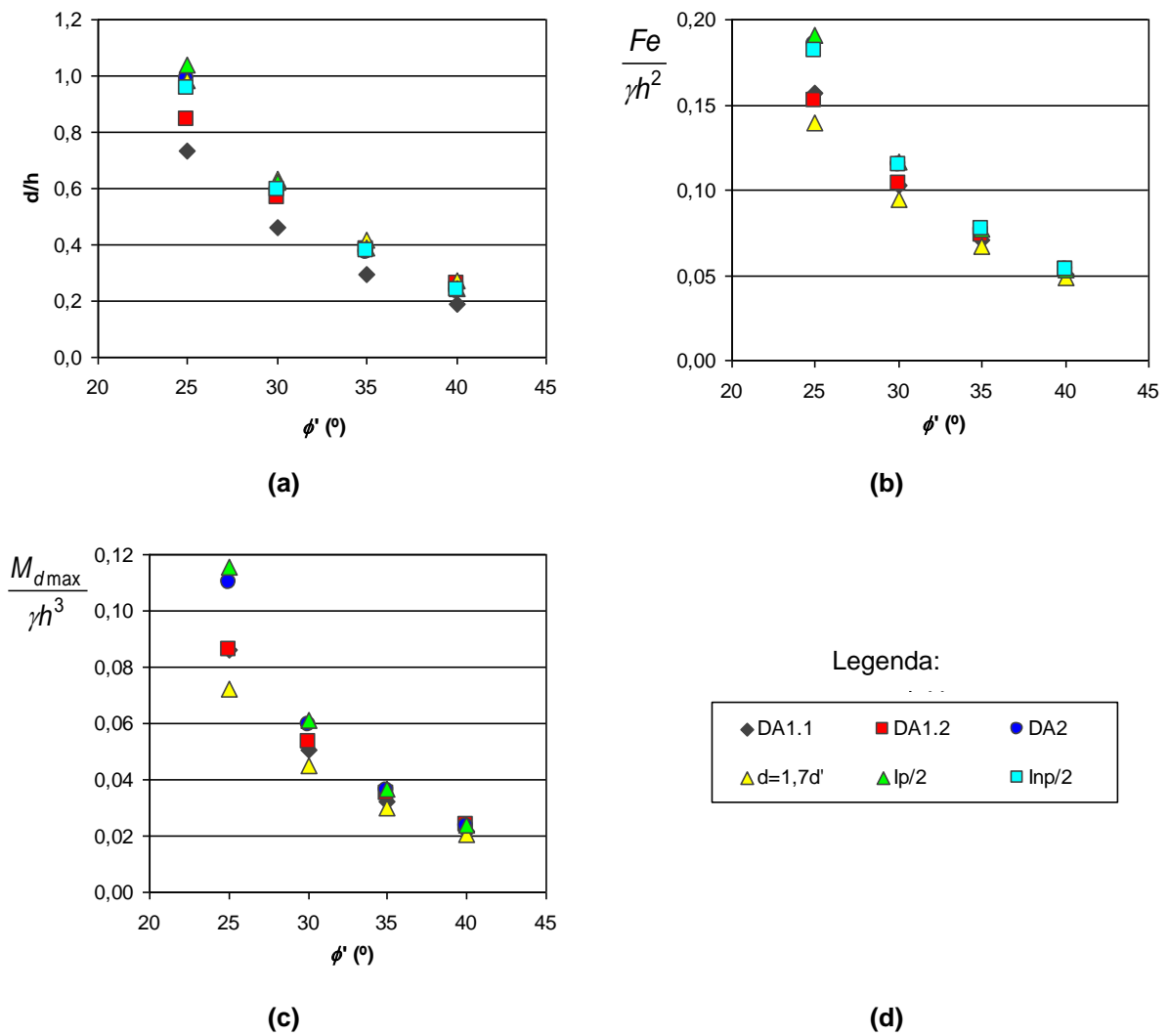


Figura A 5.24 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_e/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.55 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	l _p /2	l _{np} /2
25	19	0,735	0,847	0,987	0,982	1,040	0,957
30	20	0,462	0,567	0,595	0,635	0,622	0,596
35	21	0,297	0,385	0,372	0,416	0,387	0,379
40	22	0,191	0,261	0,235	0,272	0,243	0,241

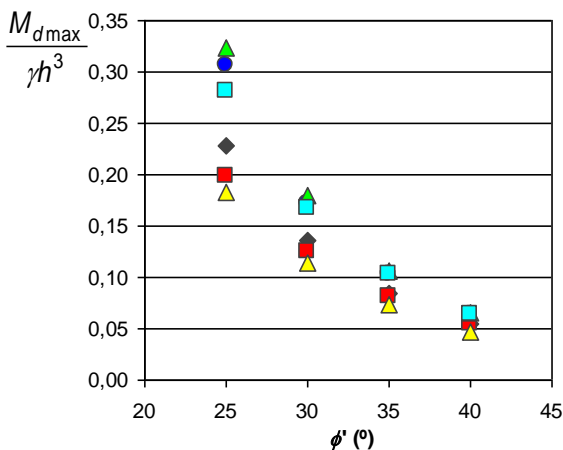
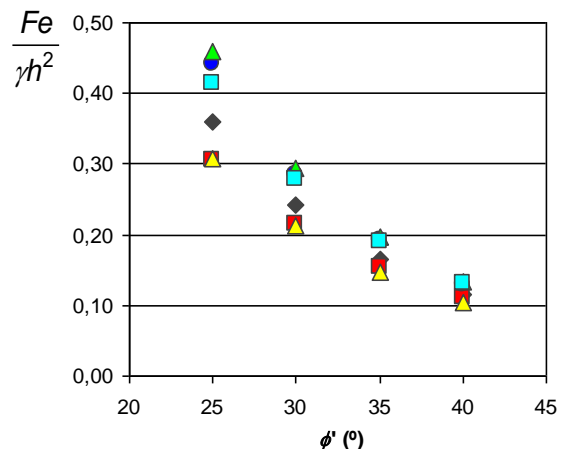
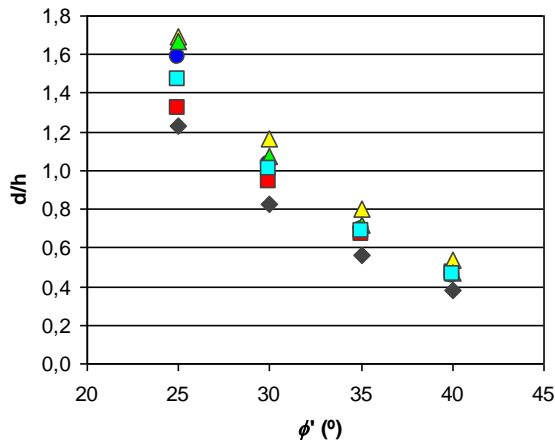
Quadro A 5.56 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $F_d/\gamma h^2$

ϕ	γ	$F_d/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,157	0,152	0,185	0,140	0,191	0,182
30	20	0,103	0,104	0,114	0,095	0,117	0,115
35	21	0,071	0,073	0,076	0,067	0,077	0,077
40	22	0,051	0,053	0,053	0,049	0,053	0,053

Quadro A 5.57 - Cortinas monoapoiadas com nível freático na base da escavação e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	d=1,7d'	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,086	0,086	0,110	0,072	0,115	0,107
30	20	0,051	0,053	0,059	0,045	0,061	0,060
35	21	0,032	0,035	0,036	0,030	0,037	0,036
40	22	0,022	0,024	0,023	0,021	0,024	0,024

❖ Nível freático à superfície – M3



Legenda:

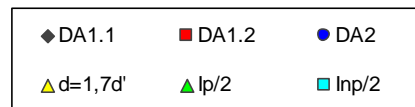


Figura A 5.25 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 2/3\phi'$: a) relação d/h ; b) relação $F_d/\gamma h^2$; c) $M_{max}/\gamma h^3$

Quadro A 5.58 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 2/3\phi'$ – relação d/h

ϕ	γ	d/h					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	1,226	1,325	1,589	1,693	1,666	1,472
30	20	0,826	0,938	1,035	1,163	1,077	1,005
35	21	0,561	0,667	0,690	0,800	0,716	0,688
40	22	0,376	0,471	0,458	0,539	0,474	0,464

Quadro A 5.59 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $F_e/\gamma h^2$

ϕ	γ	$F_e/(\gamma h^2)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,359	0,304	0,441	0,307	0,459	0,415
30	20	0,242	0,214	0,285	0,212	0,294	0,279
35	21	0,166	0,153	0,191	0,148	0,196	0,191
40	22	0,114	0,110	0,130	0,103	0,133	0,131

Quadro A 5.60 - Cortinas monoapoiadas com nível freático à superfície e $\delta = 2/3\phi'$ – relação $M_{max}/\gamma h^3$

ϕ	γ	$M/(\gamma h^3)$					
		DA 1.1	DA 1.2	DA 2	$d=1,7d'$	$I_p/2$	$I_{np}/2$
25	19	0,228	0,198	0,307	0,183	0,324	0,281
30	20	0,136	0,125	0,172	0,114	0,180	0,167
35	21	0,085	0,082	0,103	0,073	0,107	0,103
40	22	0,054	0,054	0,064	0,048	0,066	0,064

A 6 Anexo ao Capítulo 6

A 6.1 Análise dos momentos flectores numa cortina autoportante com uma fase intermédia monopoiada

Neste anexo serão apresentados os gráficos e as tabelas que resumem os cálculos dos momentos efectuados por equilíbrio limite como referido na secção 5.6.3. Os resultados apresentam-se na forma adimensionalizada - dividindo os momentos pelo produto do peso volúmico pelo cubo da altura de escavação final (h_a) – de forma a generalizar os resultados para qualquer altura de escavação.

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 0$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

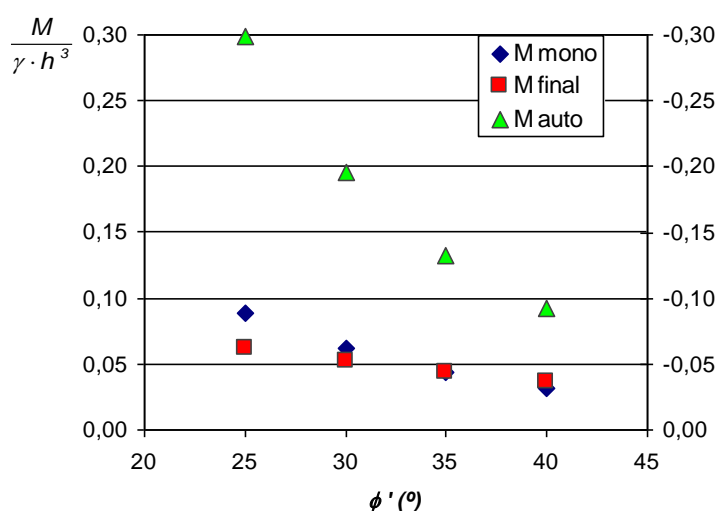


Figura A 6.1 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=0$)

Quadro A 6.1 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=0$)

ϕ	γ	M1			M dim	M_{dim}/M_{auto}
		$M_{mono}^+ / (\gamma h^3)$	$M_{final}^- / (\gamma h^3)$	$M_{auto}^- / (\gamma h^3)$		
25	19	0,089	-0,062	-0,299	M mono	30%
30	20	0,061	-0,053	-0,195	M mono	31%
35	21	0,043	-0,044	-0,133	M final	33%
40	22	0,031	-0,036	-0,092	M final	39%

❖ Nível freático na base da escavação – M2

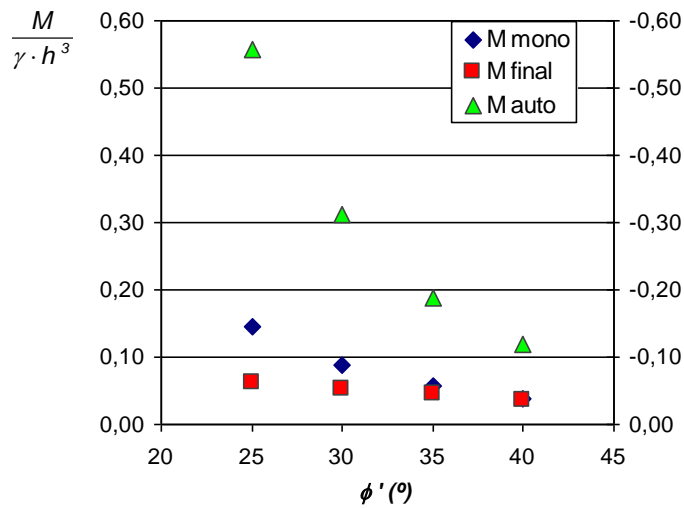


Figura A 6.2 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=0$)

Quadro A 6.2 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=0$)

		M2			M dim	M_{dim}/M_{auto}
ϕ	γ	$M_{mono}^+ / (\gamma h^3)$	$M_{final}^- / (\gamma h^3)$	$M_{auto}^- / (\gamma h^3)$		
25	19	0,145	-0,062	-0,557	M mono	26%
30	20	0,089	-0,053	-0,312	M mono	29%
35	21	0,057	-0,044	-0,188	M mono	31%
40	22	0,038	-0,036	-0,119	M mono	32%

❖ Nível freático à superfície – M3

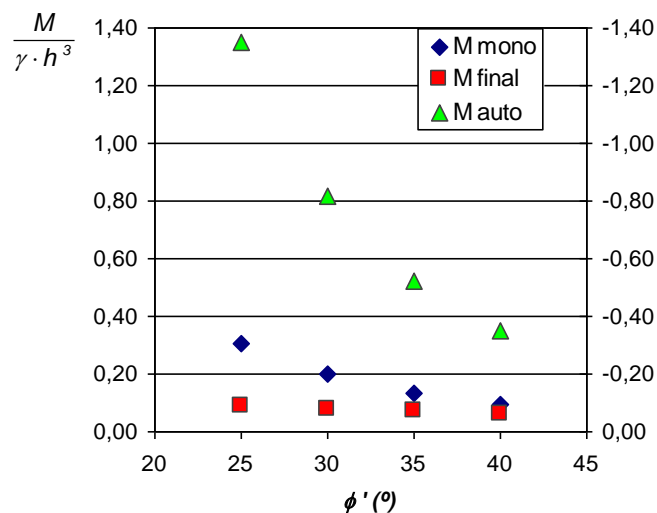


Figura A 6.3 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=0$)

Quadro A 6.3 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=0$)

		M3				
ϕ	γ	$M_{mono}^+ / (\gamma h^3)$	$M_{final}^- / (\gamma h^3)$	$M_{auto}^- / (\gamma h^3)$	M dim	M_{dim} / M_{auto}
25	19	0,307	-0,089	-1,353	M mono	23%
30	20	0,199	-0,080	-0,817	M mono	24%
35	21	0,133	-0,071	-0,524	M mono	25%
40	22	0,092	-0,061	-0,350	M mono	26%

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 1/3\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

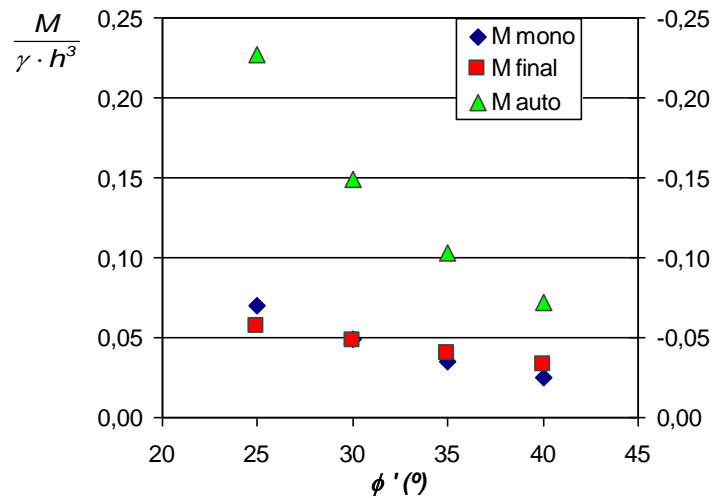


Figura A 6.4 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=1/3\phi'$)

Quadro A 6.4 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=1/3\phi'$)

ϕ	γ	M1			M dim	M_{dim}/M_{auto}
		$M_{mono}^+ / (\gamma h^3)$	$M_{final}^- / (\gamma h^3)$	$M_{auto}^- / (\gamma h^3)$		
25	19	0,070	-0,057	-0,227	M mono	31%
30	20	0,049	-0,048	-0,149	M mono	33%
35	21	0,035	-0,040	-0,103	M final	39%
40	22	0,025	-0,033	-0,072	M final	46%

❖ Nível freático na base da escavação – M2

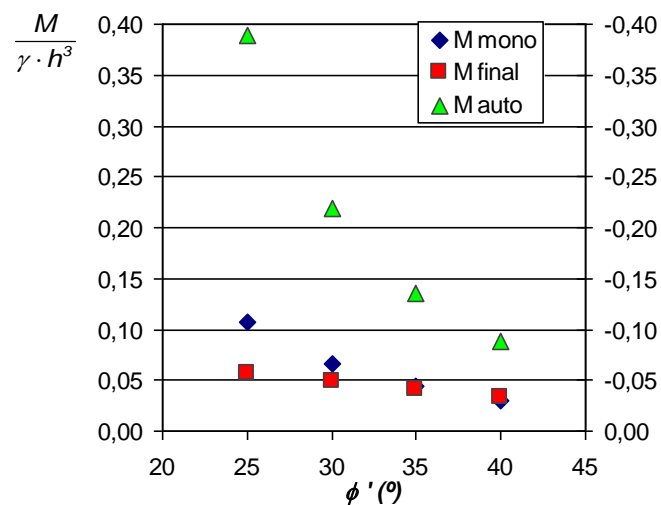


Figura A 6.5 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=1/3\phi'$)

Quadro A 6.5 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=1/3\phi'$)

		M2				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,108	-0,057	-0,388	M mono	28%
30	20	0,066	-0,048	-0,220	M mono	30%
35	21	0,043	-0,040	-0,135	M mono	32%
40	22	0,029	-0,033	-0,088	M final	38%

❖ Nível freático à superfície – M3

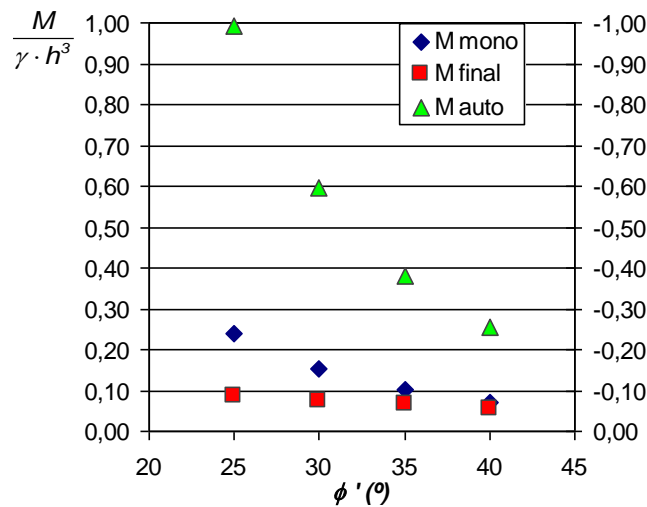


Figura A 6.6 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=1/3\phi'$)

Quadro A 6.6 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=1/3\phi'$)

		M3				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,238	-0,085	-0,992	M mono	24%
30	20	0,153	-0,075	-0,595	M mono	26%
35	21	0,102	-0,066	-0,382	M mono	27%
40	22	0,069	-0,056	-0,253	M mono	27%

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 1/2\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

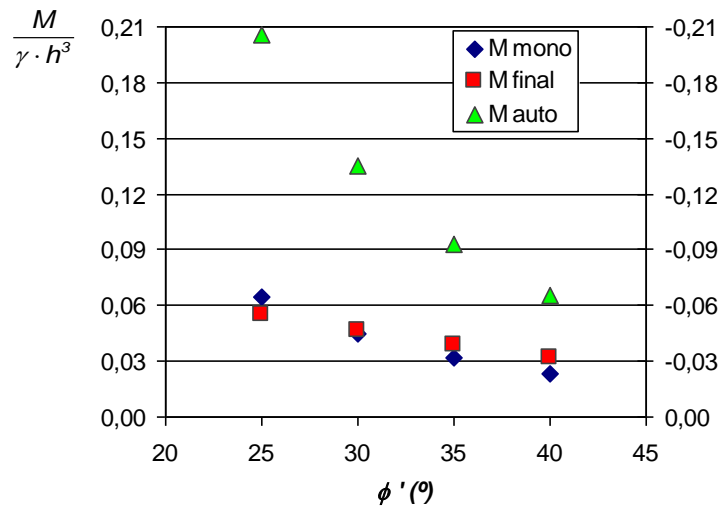


Figura A 6.7 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=1/2\phi'$)

Quadro A 6.7 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático a grande profundidade ($\delta=1/2\phi'$)

ϕ	γ	M1			M dim	M_{dim}/M_{auto}
		$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$		
25	19	0,065	-0,055	-0,206	M mono	31%
30	20	0,045	-0,046	-0,135	M final	34%
35	21	0,032	-0,039	-0,093	M final	42%
40	22	0,023	-0,032	-0,065	M final	48%

❖ Nível freático na base da escavação – M2

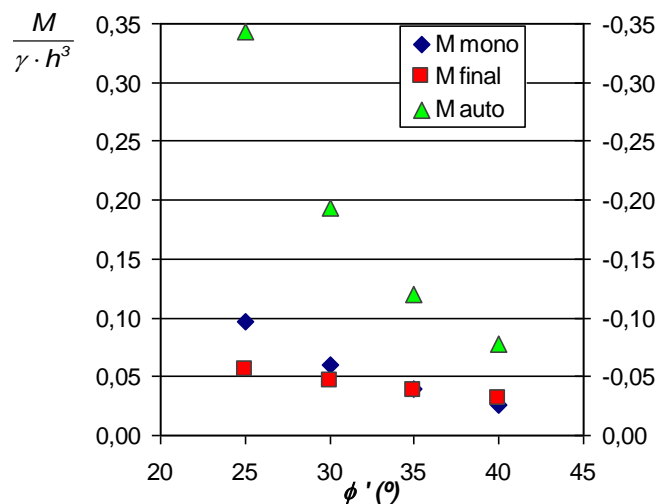


Figura A 6.8 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=1/2\phi'$)

Quadro A 6.8 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático na base da escavação ($\delta=1/2\phi'$)

		M2				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,097	-0,055	-0,343	M mono	28%
30	20	0,060	-0,046	-0,194	M mono	31%
35	21	0,039	-0,039	-0,119	M mono	33%
40	22	0,027	-0,032	-0,078	M final	41%

❖ Nível freático à superfície – M3

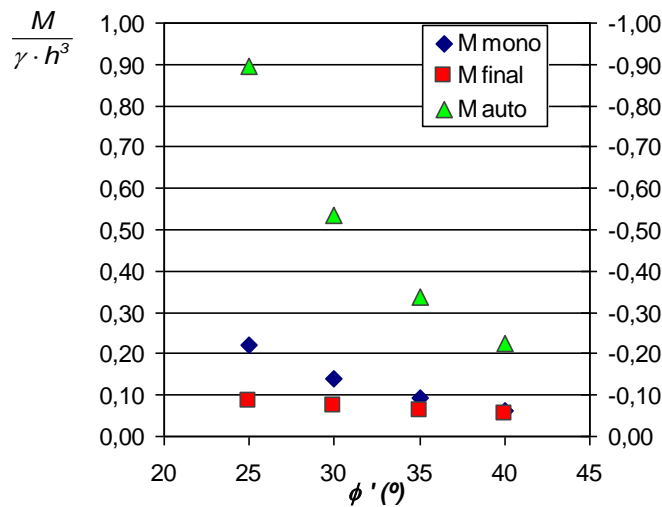


Figura A 6.9 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=1/2\phi'$)

Quadro A 6.9 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação de nível freático à superfície ($\delta=1/2\phi'$)

		M3				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,219	-0,083	-0,897	M mono	24%
30	20	0,139	-0,073	-0,535	M mono	26%
35	21	0,092	-0,064	-0,339	M mono	27%
40	22	0,062	-0,054	-0,224	M mono	28%

Ângulo de atrito na interface solo – parede $\delta = 2/3\phi'$

❖ Nível freático a grande profundidade – M1

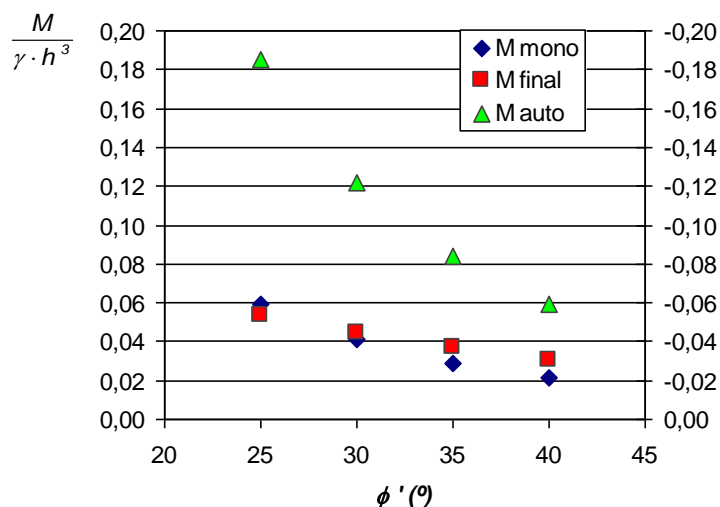


Figura A 6.10 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático a grande profundidade ($\delta=2/3\phi'$)

Quadro A 6.10 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático a grande profundidade ($\delta=2/3\phi'$)

ϕ	γ	M1			M dim	M_{dim}/M_{auto}
		$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$		
25	19	0,059	-0,054	-0,186	M mono	32%
30	20	0,041	-0,045	-0,122	M final	37%
35	21	0,029	-0,037	-0,084	M final	44%
40	22	0,021	-0,030	-0,059	M final	51%

❖ Nível freático na base da escavação – M2

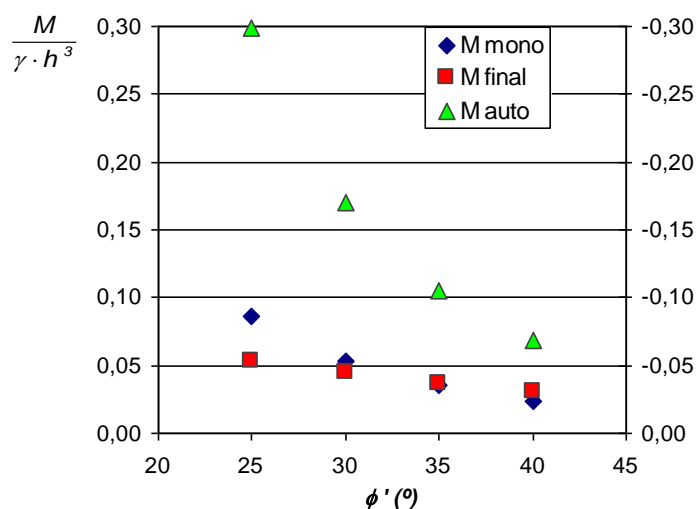


Figura A 6.11 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático na base da escavação ($\delta=2/3\phi'$)

Quadro A 6.11 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático na base da escavação ($\delta=2/3\phi'$)

		M2				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,086	-0,054	-0,299	M mono	29%
30	20	0,053	-0,045	-0,170	M mono	31%
35	21	0,035	-0,037	-0,105	M final	35%
40	22	0,024	-0,030	-0,069	M final	44%

❖ Nível freático à superfície – M3

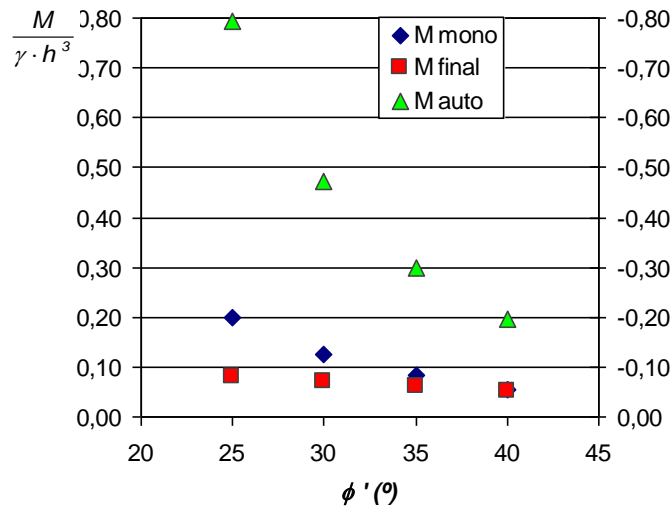


Figura A 6.12 – Gráfico das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático à superfície ($\delta=2/3\phi'$)

Quadro A 6.12 - Tabela das relações adimensionais dos momentos para a situação e nível freático à superfície ($\delta=2/3\phi'$)

		M3				
ϕ	γ	$M^+_{mono}/(\gamma h^3)$	$M^-_{final}/(\gamma h^3)$	$M^-_{auto}/(\gamma h^3)$	M dim	M_{dim}/M_{auto}
25	19	0,198	-0,082	-0,795	M mono	25%
30	20	0,125	-0,072	-0,473	M mono	27%
35	21	0,082	-0,061	-0,298	M mono	27%
40	22	0,054	-0,052	-0,196	M mono	28%