



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Soluções para Escavações Profundas e Contenções Periféricas em Solos Aluvionares**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na  
Especialidade de Geotecnia

**Autor**

**Nuno Miguel Duarte Lucas**

**Orientadores**

**Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto**

**José Carlos Duarte Grazina**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Junho, 2015**

Para a minha bisavó,  
Rita.

## AGRADECIMENTOS

A elaboração da presente dissertação não teria sido possível sem o contributo de algumas pessoas, como tal não posso deixar de expressar algumas palavras de sincero agradecimento:

- Ao Professor Paulo Pinto, orientador desta dissertação, pela qualidade de ensinamentos transmitidos, conselhos valiosos e pela disponibilidade demonstrada no acompanhamento deste trabalho.
- Ao Professor José Grazina, co-orientador desta dissertação, pela forma como me motivou a realizar um trabalho com mais qualidade e pela permanente disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas que foram surgindo ao longo do trabalho.
- À Ana Pantaleão pela sua companhia, incentivo e constante apoio demonstrado no presente trabalho, tornando esta tarefa menos árdua.
- A todos os colegas Geotécnicos e restantes amigos, nomeadamente ao Gonçalo Paixão, Bruno Rodrigues, Henrique Janeiro, Nuno Fonseca, Diogo Fidalgo, Dinis Paulo e José Pascoal, por me terem dado o privilégio da sua amizade e pela boa disposição e companheirismo que sempre demonstraram.
- À minha irmã, pela cumplicidade, apoio e confiança que me transmitiu ao longo de um caminho que nem sempre foi fácil.

Por fim, não posso deixar de expressar a profunda gratidão e estima aos meus Pais e Avós, pelos valores que me inculcaram, pelo incentivo, contribuição e apoio que sempre me deram, principalmente nos momentos mais complicados.

## RESUMO

As escavações profundas em solos de baixa resistência e elevada deformabilidade, com nível freático elevado, apresentam um grau de complexidade elevado, quer a nível do projeto, quer da sua execução. Os problemas do travamento da contenção periférica, do caudal que aflui para a escavação, do faseamento construtivo, do levantamento hidráulico, da técnica construtiva, da impermeabilização e da ligação da estrutura de contenção à estrutura interna, são aspetos a ter em conta na conceção do projeto e na execução deste tipo de obras.

Com a presente dissertação pretende-se fazer uma análise comparativa de duas soluções construtivas correntes - as paredes moldadas em betão armado e as soluções com Cutter Soil Mixing - bem como das soluções de travamento interno, que não recorrem a ancoragens pré-esforçadas.

Apresenta-se um resumo das soluções construtivas, seguindo-se o estudo de um caso de obra de contenção periférica prevista construir nas aluviões do rio Mondego, na Baixa de Coimbra. Será analisado o comportamento de ambas as soluções através de modelos numéricos bidimensionais pelo Método do Elementos Finitos. É feita a análise da solução mais adequada, principalmente quanto à limitação das deformações atendendo à existência de zonas edificadas na proximidade da obra.

## **ABSTRACT**

Deep excavations in low strength and high deformability soils, with a high groundwater level, show a high level of complexity, both at the project level and at their construction. The problems of the peripheral ground containment bracing, the flow rate surging into the excavation, the construction phasing, the hydraulic lifting, the constructive technique, the soil sealing and the connection of the containment structure to the internal structure, are issues to take into account in the conception of the project and in the execution of these types of works .

With this thesis it is intended to make a comparative analysis of two current constructive solutions - diaphragm walls and solutions with Cutter Soil Mixing - as well as the internal bracing solutions that do not resort to prestressed anchors.

A summary of constructive solutions is presented, followed by a case study of a civil work with peripheral containment expected to be built in the Mondego river alluvial soils, in “Baixa de Coimbra”. The behaviour of both solutions will be analysed through two-dimensional numerical models by the Finite Element Method, seeking the most appropriate solution for the case study. These analysis concern in particular to the limitation of ground deformations, given the existence of built-up areas nearby of the work area.

## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE GERAL .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABELAS.....	ix
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.3 Organização da dissertação .....	2
2 CONTENÇÕES PERIFÉRICAS EM SOLOS ALUVIONARES .....	3
2.1 Estruturas de suporte flexíveis .....	3
2.1.1 Paredes Moldadas .....	4
2.1.1.1 Equipamentos para a execução das paredes moldadas .....	5
2.1.1.2 Metodologia seguida na construção das paredes moldadas .....	6
2.1.2 Cutter Soil Mixing (CSM) .....	7
2.1.2.1 Equipamentos para a execução da técnica de CSM .....	7
2.1.2.2 Metodologia seguida na técnica de CSM.....	8
2.2 Técnicas de travamento.....	9
2.2.1 Escoramento .....	9
2.2.2 Bandas de Laje .....	11
2.3 Jet-Grouting.....	11
2.4 Deslocamentos da cortina .....	13
2.4.1 Metodologia para controlar os movimentos do solo .....	13
2.4.2 Deslocamentos acima do fundo da escavação.....	14
2.4.3 Deslocamentos abaixo do fundo da escavação .....	14
3 CASO DE ESTUDO – ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM COIMBRA .....	16
3.1 Introdução .....	16
3.2 Características Geológico-Geotécnicas do local .....	17
3.3 Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos com vista a modelação numérica.....	20
3.3.1 Análise e correção dos valores do Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT) .....	20
3.3.2 Correlações empíricas usadas para a estimativa dos parâmetros geotécnicos, ..	21
3.3.2.1 Correlações entre resultados do ensaio SPT e do CPT.....	21
3.3.2.2 Correlações e valores de referência utilizados para estimar o ângulo de resistência ao corte .....	21

---

3.3.2.3	Correlações e valores de referência utilizados para o módulo de deformabilidade.....	22
3.3.2.4	Valores de referência utilizados para o coeficiente de Poisson .....	23
3.3.2.5	Valores típicos utilizados para o coeficiente de permeabilidade .....	24
3.3.2.6	Correlações utilizadas para a estimativa do coeficiente de impulso em repouso .....	24
4	MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA A OBRA.....	26
4.1	Considerações iniciais.....	26
4.2	Discretização do Modelo Numérico .....	26
4.3	Modelos Constitutivos Utilizados .....	28
4.3.1	Modelo de Mohr Coulomb.....	29
4.3.2	Modelo Hardening Soil (HSM).....	29
4.3.3	Parâmetros necessários para o modelo Hardening Soil .....	34
4.4	Tipo de Análise.....	37
5	MODELAÇÕES EFETUADAS E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	39
5.1	Introdução .....	39
5.2	Paredes Moldadas.....	41
5.2.1	Modelo Base.....	41
5.2.2	Modelos para estudo da influência da presença da água numa escavação .....	44
5.2.3	Modelos para estudo da influência do faseamento construtivo do escoramento.....	46
5.2.4	Modelos para estudo da influência da rigidez à flexão da cortina .....	49
5.2.5	Modelos para estudo da influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas.....	51
5.2.6	Modelos para estudo da influência do tipo de travamento a utilizar na contenção periférica.....	55
5.2.7	Modelos para estudo da influência do tratamento do solo através da técnica jet grouting.....	60
5.2.8	Modelos para estudo da influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting .....	62
5.2.9	Modelos para o estudo da influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica jet grouting.....	65
5.3	Análises paramétricas da rigidez com a técnica de CSM - Comparação com Paredes Moldadas .....	66
5.3.1	Modelo Base.....	66
5.3.2	Homogeneização da secção.....	67
5.3.3	Análise paramétrica analítica da rigidez .....	69
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	71
6.1	Conclusões .....	71
6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	74

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Obra executada com Paredes Moldadas (BAGTC@, 2015).....	5
Figura 2.2 – Processo de Instalação de Paredes Moldadas (Bachy Soletanche@, 2015a) .....	6
Figura 2.3 - Obra executada com Painéis de Cutter Soil Mixing (Civil Works@, 2015). .....	7
Figura 2.4 - Ilustração das Principais Fases de Execução de um Painel de CSM (Peixoto et al, 2012a).....	8
Figura 2.5 - Processo de Instalação dos Painéis de CSM, adaptado de (Bauer@, 2014). .....	9
Figura 2.6 – Diagrama de pressões aparentes horizontais de Terzaghi e Peck (1967) (citado por Fernandes (1983)). .....	10
Figura 2.7 - Contenção em <i>top-down</i> , através de bandas de laje para execução de 5 caves num edifício na baixa de Coimbra (Costa et al, 2010). .....	11
Figura 2.8 – Processo da técnica de jet-grouting (Bachy Soletanche@, 2015b).....	12
Figura 2.9 – Sistemas de jatos; adaptado de (apegeotecnia@, 2015).....	12
Figura 2.10 – Escavação escorada com encastramento do pé da cortina.....	15
Figura 3.1 – Localização da secção em estudo (retirado do Google Earth).....	16
Figura 3.2 – Planta do perímetro da obra a ser escavado (medidas em metros). .....	17
Figura 3.3 – Perfil geológico-geotécnico (à esquerda) e respetivo ensaio SPT (à direita) da sondagem escolhida para a secção de estudo. ....	18
Figura 3.4 - Correlação entre $q_c$ e $N$ em função do diâmetro médio das partículas do solo (Robertson et al, 1983).....	21
Figura 3.5 - Correlação entre $(N1)_{60}$ e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt, 1989). .....	22
Figura 3.6 - $K_0$ correlacionado através do OCR e do IP (Brooker e Ireland, 1965). .....	25
Figura 4.1 - Modelo PLAXIS com dimensões, condições fronteira e camadas do modelo. ....	27
Figura 4.2 – Estudo do refinamento da malha referente ao modelo base. ....	27
Figura 4.3 – Influência do nível de refinamento da malha de elementos finitos: diagrama de momentos fletores (à esquerda) e deslocamento horizontal (à direita).....	28
Figura 4.4 - Modelo Mohr Coulomb com comportamento elástico perfeitamente plástico ....	29
Figura 4.5 - Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado (PLAXIS, 2015). .....	31
Figura 4.6 – Modelo de elementos finitos usado no ensaio traixial .....	32



---

Figura 4.7 – Ensaio traixial drenado (modelado no PLAXIS): solo com comportamento Mohr Coulomb vs solo com comportamento Hardening Soil. ....	34
Figura 4.8 – Influência do modelo reológico: a) assentamentos à superfície; b) deslocamentos verticais da base da escavação; c) momento fletor na cortina; d) deflexão da cortina. ....	36
Figura 4.9 – Zonas do maciço em que ocorre plastificação: Modelo Mohr Coulomb (à esquerda) e Modelo Hardening Soil (à direita). ....	36
Figura 4.10 – Influência do tipo de análise efetuada durante a modelação: assentamentos à superfície finais (à esquerda) e deslocamentos verticais finais na base da escavação (à direita). ....	38
Figura 4.11 - Influência do tipo de análise efetuada durante a modelação: diagrama de momentos fletores final (à esquerda) e deslocamentos horizontais finais (à direita). ....	38
Figura 5.1 – Influência da presença de água numa escavação: deslocamentos horizontais finais na cortina e assentamento final do solo. ....	45
Figura 5.2 – Influência da presença de água numa escavação: Esforço transversal final e Momento fletor final. ....	46
Figura 5.3 – Deslocamento horizontal para as várias fases de escavação do MB e MB1. ....	47
Figura 5.4 – Diagramas de momentos fletores para as várias fases de escavação do MB e MB1. ....	48
Figura 5.5 – Evolução do esforço nas escoras ao longo da escavação para o MB e MB1. ....	49
Figura 5.6 – Influência da rigidez à flexão da cortina: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície. ....	50
Figura 5.7 - Influência da rigidez à flexão da cortina: Esforço transversal final e momento fletor final. ....	51
Figura 5.8 - Influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas: Deslocamento horizontal final e o assentamento final à superfície. ....	53
Figura 5.9 - Influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas: Esforço transversal final e Momento Fletor final. ....	54
Figura 5.10 – Pressões de terras no lado suportado em repouso e no final da escavação. ....	54
Figura 5.11 - Evolução do esforço nas escoras ao longo da escavação para o MB1, MCPEF e MCPE2F. ....	55
Figura 5.12 – Cálculo no <i>ROBOT</i> do esforço axial nas microestacas. ....	56
Figura 5.13 – Cálculo no <i>ROBOT</i> da flecha máxima (em cm) para uma carga de 1kN/m para uma banda de laje que cobre todo o perímetro da obra. ....	57
Figura 5.14 - Influência do tipo de travamento considerado acima da base da escavação: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície. ....	59

---

---

Figura 5.15 - Influência do tipo de travamento considerado acima da base da escavação: Esforço transversal final e Momento fletor final.....	59
Figura 5.16 - Influência do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.....	61
Figura 5.17 - Influência do tratamento do solo com jet grouting: Esf. Transverso e Momento Fletor. ....	62
Figura 5.18 - Influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície. ....	63
Figura 5.19 - Influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Esforço Transverso final e Momento Fletor final.....	64
Figura 5.20 – Influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície. ..	65
Figura 5.21 - Influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica Jet Grouting: Esforço Transverso final e Momento Fletor final.....	66
Figura 5.22 – Secção do painel de CSM com o IPE 500 inserido no seu interior.....	68

---

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores indicativos dos ângulos de resistência ao corte: de argilas (Budhu, 2010); calcários margosos (Lopes Pinto, 2013). .....	22
Tabela 3.2 – Módulo de deformabilidade ( $E$ ) dos solos, baseada em resultados dos ensaios SPT e CPT.....	23
Tabela 3.3 – Valores indicativos para o módulo de deformabilidade ( $E$ ) de: argilas duras (Bowles, 1997); calcários margosos (Lopes Pinto, 2013); margas rijas (Peixoto et al, 2012b). .....	23
Tabela 3.4 – Valores comuns para o coeficiente de Poisson consoante o tipo de solo (Bowles, 1997) .....	24
Tabela 3.5 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar (Fernandes, 2006). .....	24
Tabela 3.6 - Valores dos parâmetros geotécnicos estimados com vista a modelação numérica. ....	25
Tabela 4.1 - Características da malha de elementos finitos usada nos cálculos.....	28
Tabela 4.2 – Parâmetros do Hardening Soil. ....	30
Tabela 4.3 – Parâmetros do solo necessários à modelação com Mohr Coulomb e Hardening Soil. ....	33
Tabela 4.4 - Parâmetros necessários (para além dos já referidos na Tabela 3.6) para a modelação com o modelo constitutivo Hardening Soil. ....	34
Tabela 5.1 – Síntese dos modelos que serviram para o estudo efetuado no presente capítulo.	40
Tabela 5.2 - Determinação da pressão horizontal aparente.....	42
Tabela 5.3 – Estimativa da força majorada que cada escora estará sujeita ( $F_d$ ). .....	42
Tabela 5.4 – Pré dimensionamento das escoras. ....	43
Tabela 5.5 – Características do perfil CHS 406.4×10 (staticstools@, 2015). ....	43
Tabela 5.6 – Descrição dos faseamentos analisados.....	46
Tabela 5.7 - Estimativa da força não majorada a que cada escora estará sujeita ( $F_h$ ). .....	52
Tabela 5.8 - Rigidez à flexão e axial da parede moldada e do painel CSM.....	69
Tabela 5.9 - Descrição dos modelos para o estudo paramétrico analítico e respetivos resultados. ....	69

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

A qualidade da vida urbana depende muito do que uma cidade tem para oferecer aos seus habitantes. O planeamento, conceção e construção de novas infra estruturas promove e fomenta o seu desenvolvimento, garantindo desta forma uma pronta resposta às necessidades e exigências da sociedade. A diversidade de desafios que têm surgido ao longo dos tempos inerentes a tal desenvolvimento, como, por exemplo, a crescente intervenção no espaço subterrâneo e a exigência de implantação de alguns tipos de estruturas em solos adversos, têm sido uma das causas mais preponderantes para o desenvolvimento da área da engenharia civil, em geral. Um dos ramos da engenharia civil em que se tem observado uma constante inovação de técnicas para superar tais dificuldades, é a geotecnia.

As obras geotécnicas associadas às escavações profundas suportadas por elementos de contenção periférica em solos aluvionares apresentam, pela sua complexidade, um desafio aliciante a qualquer engenheiro. Uma escavação gera vários efeitos, entre os quais é possível destacar, pela sua elevada importância, a mudança do estado de tensão do solo e respetiva descompressão, os assentamentos nos edifícios vizinhos, as alterações de níveis freáticos, esforços nos elementos de contenção, o ruído e eventuais vibrações induzidos pelo processo construtivo. Dado este facto, a presente dissertação incide sobre o estudo e análise da adequabilidade de algumas soluções construtivas para a escavação e contenção periférica de uma obra num solo aluvionar em Coimbra, que contempla a execução de quatro pisos enterrados destinados ao estacionamento num edifício.

## 1.2 Objetivos

O objetivo desta dissertação de mestrado é o estudo e a análise do comportamento de duas soluções de contenção periférica articuladas com travamentos adequados ao suporte de uma escavação profunda em solo aluvionar. As cortinas de suporte estudadas são do tipo Paredes Moldadas e CSM e serão complementadas com técnicas de travamento, como, por exemplo, o escoramento convencional, o escoramento com pré esforço, as bandas de laje e o jet grouting.

No presente trabalho apresentam-se breves descrições, metodologias, vantagens e desvantagens, assim como do comportamento das diversas soluções de contenção e travamento anteriormente referidas. Por forma a simular o comportamento de tais soluções, foram executados vários modelos numéricos recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS v8.2. Pretende-se com os resultados obtidos, retirar conclusões quanto à influência dos diversos fatores inerentes à escavação, na escolha da contenção periférica e travamento mais adequado em solos aluvionares.

### **1.3 Organização da dissertação**

No Capítulo 1 é feita a introdução ao tema, abordando a importância da realização do estudo e definindo os objetivos inerentes à dissertação, assim como a sua organização.

No Capítulo 2 expõem-se vários aspetos relevantes para o estudo, como a descrição das técnicas e metodologias construtivas utilizadas.

O Capítulo 3 apresenta a descrição da zona objeto de estudo desta dissertação, sendo também apresentados e determinados alguns parâmetros geotécnicos necessários para modelação numérica.

No Capítulo 4 são descritos os modelos numéricos de elementos finitos utilizados, assim como uma análise prévia do comportamento dos modelos constitutivos que irão reproduzir o comportamento do solo.

O Capítulo 5 é feita uma descrição das análises efetuadas e apresentados e analisados os respetivos resultados obtidos, pontualmente confrontados com algumas soluções analíticas.

Finalmente, no Capítulo 6 é apresentada uma reflexão crítica dos resultados obtidos e as principais conclusões resultantes do estudo efetuado, assim como propostas para desenvolvimentos futuros.

## 2 CONTENÇÕES PERIFÉRICAS EM SOLOS ALUVIONARES

A gênese dos maciços aluvionares é do tipo sedimentar, resultante essencialmente do transporte e deposição de materiais por ação da água, o que justifica a sua maior presença nas margens e foz dos rios. Tratam-se de maciços muito anisotrópicos na sua distribuição, com frequentes intercalações de camadas arenosas, silto arenosas, argilo arenosas, lodosas, argilosas e/ou cascalho, geralmente assentes sobre camadas formadas por margas, argilas ou grés com uma consistência bastante rija. Apresentam, geralmente, níveis freáticos pouco profundos e a sua permeabilidade depende essencialmente dos tipos de solos que os constituem. Tais características geomecânicas e hidrogeológicas conferem-lhe propriedades geotécnicas altamente variáveis (Vallejo et al, 2002).

De entre os vários fatores que intervêm na escolha do tipo de contenção periférica a usar em obra, importa destacar a importância das características do maciço que esta irá suportar. No âmbito da obra em estudo, serão alvo de análise dois tipos de estruturas de suporte flexíveis, habitualmente usadas na contenção deste tipo de maciços: as Paredes Moldadas e o Cutter Soil Mixing.

### 2.1 Estruturas de suporte flexíveis

As escavações realizadas para a construção de caves de edifícios envolvem a remoção de grandes volumes de terras, em geral realizadas com face vertical e atingindo por vezes profundidades consideráveis. As estruturas que lhe servem de suporte são, em geral, classificadas como estruturas flexíveis de contenção periférica (Fernandes, 1983). Segundo Peck (1972) (citado por Fernandes (1983)), todas as estruturas de suporte cujas deformações induzidas pelas pressões do solo produzem um efeito significativo na distribuição dessas pressões, bem como na grandeza dos impulsos, momentos fletores e esforços de corte para que são dimensionadas, podem ser classificadas como estruturas de suporte flexíveis.

A causa das deformações de uma estrutura de suporte flexível afetarem a distribuição das pressões que o maciço lhe induz, está relacionada com o chamado efeito de arco (Almeida e Sousa, 2014). Tal efeito foi explicado por Terzaghi (1943): “ *Caso uma parte de uma 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. O movimento relativo no interior do solo sofre a oposição da resistência ao corte na zona de contacto da massa, que tende a deslocar-se da restante, tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões do solo diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiveram imóveis ou que se deslocam menos, ou, até, que se deslocam contra o solo.*” Depreende-se, portanto, que tanto a deformabilidade da estrutura de suporte flexível, como as suas condições de apoio e o estado inicial de tensão do solo, influenciam a grandeza e a distribuição das pressões de terra (Guerra, 2003).

### **2.1.1 Paredes Moldadas**

Em 1950, deu-se uma importante evolução no panorama da geotecnia: a construção da primeira parede moldada em Itália pela empresa Icos, também designada por parede diafragma, recorrendo ao uso de lamas bentoníticas para estabilizar a escavação durante a fase de execução. As paredes moldadas são construídas numa fase precedente à escavação geral, passando a resistir aos impulsos transmitidos pelos terrenos suportados. A Icos patenteou todo o processo construtivo das paredes moldadas, ao qual se seguiu a sua aplicação em obras por toda a Europa, com principal destaque no final dos anos 50, para a obra do metro de Milão, em que associado às paredes diafragma foi desenvolvido o método de construção *top-down*, ou também designado, na altura, por método Milão (Puller, 2003). Este método construtivo contempla o uso de lajes como forma de travamento às paredes moldadas. As etapas de uma escavação recorrendo ao método *top-down*, são as seguintes:

- 1- Execução da parede moldada em toda a periferia da obra e dos elementos de fundação dos pilares;
- 2- Escavação até à cota inferior da laje de cobertura da primeira cave e sua construção;
- 3- Através de aberturas nas lajes proceder-se à escavação sob a primeira laje com recurso a escavadoras;
- 4- Construção da segunda laje e escavação sob esta;
- 5- Repetição da operação dos passos supracitados até atingir a cota final de escavação.

A Figura 2.1 representa uma obra em que a contenção periférica foi executada recorrendo às paredes moldadas, tendo o travamento sido feito através de ancoragens pré-esforçadas.



Figura 2.1 - Obra executada com Paredes Moldadas (BAGTC@, 2015).

#### **2.1.1.1 Equipamentos para a execução das paredes moldadas**

##### Escavação

O processo da execução das valas exige um conhecimento prévio do tipo de solo para que, desta forma, se escolha o equipamento mais adequado para a escavação. Nos solos mais brandos, como no caso aluvionar, o equipamento mais utilizado para a escavação das valas que irão albergar os painéis de betão armado, são os baldes de maxilas. Contudo, a execução das valas em solos muito duros a rijos ou em rochas exige outros tipos de equipamentos. Nestes casos é mais utilizada a hidrofresa (escavação por circulação) constituída por duas rodas dentadas que, girando em sentidos opostos, trituram o material, sendo este retirado juntamente com a lama por aspiração através de uma conduta central e levado até uma estação de tratamento. Uma vez separados os detritos, a lama é reenviada para a vala, e assim sucessivamente (Almeida e Sousa, 2014). Um outro tipo de equipamento necessário quando se está a utilizar o balde de maxilas e existem elementos rochosos no solo, é o trépano. Esta máquina destrói a rocha para que, de seguida, seja possível a sua recolha com o balde maxilas.

##### Estabilização da escavação

A estabilização das paredes da vala é executada recorrendo ao uso de lamas bentoníticas. O seu fabrico e reciclagem necessita de equipamento específico, nomeadamente os tanques de mistura dos componentes, uma central de reciclagem, bombas e tubagens para a circulação do fluido.



### Colocação de armaduras, tubos de junta na vala e betonagem da parede moldada

A colocação das armaduras e tubos de junta no interior da vala é um processo minucioso que necessita de uma grua para a sua execução. O tubo trémie e os camiões betoneira são os equipamentos utilizados para a betonagem dos painéis de parede moldada.

#### **2.1.1.2 Metodologia seguida na construção das paredes moldadas**

A metodologia ilustrada na Figura 2.2, e apresentada de seguida, refere-se a um conjunto de passos essenciais para a conceção de paredes moldadas. Importa salientar que, por vezes, devido a condicionamentos do terreno, esta metodologia poderá variar um pouco (Moreira, 2002):

- 1- Construção dos muretes-guia, os quais, para além de definirem todo o perímetro da obra, servem para orientar a ferramenta de escavação empregue, em geral um balde de maxilas;
- 2- Escavação das trincheiras segundo as dimensões dos painéis até à profundidade do projeto com substituição simultânea do material escavado por lamas bentoníticas, lamas estas, que têm como objetivo garantir a estabilidade das paredes das trincheiras uma vez que a escavação é efetuada sem revestimento;
- 3- Instalação dos tubos para a realização das juntas entre as extremidades dos painéis e colocação das armaduras em gaiola (nota: as armaduras podem conter negativos (em geral, em esferovite) ou armaduras de espera, para posterior ligação às lajes dos pisos);
- 4- Introdução do tubo tremonha e betonagem submersa que deve ser feita de forma contínua;
- 5- Retirada dos tubos junta após início da presa do betão;
- 6- Após execução de todos os painéis, demolição dos muretes-guia e da parte superior da parede para remoção do betão pobre e empalme das armaduras com as da viga do coroamento.

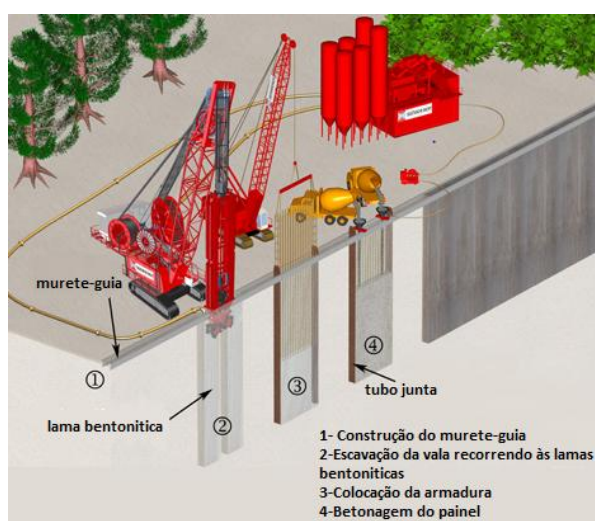


Figura 2.2 – Processo de Instalação de Paredes Moldadas (Bachy Soletanche@, 2015a)

### 2.1.2 Cutter Soil Mixing (CSM)

O desenvolvimento nos últimos anos das contenções periféricas em escavações profundas tem sido extraordinário, o que muito se deve aos novos desafios colocados por uma sociedade moderna cada vez mais exigente. Como exemplo da contínua inovação nesta área da geotecnia, duas empresas Europeias (Bauer Maschinen e Soletanche Bachy) desenvolveram e testaram em 2003 a técnica de *Cutter Soil Mixing* (CSM) (Mathieu et al (2006), citado por Lindquist et al (2010)). Esta solução de melhoramento do solo de fundação e suporte a uma escavação tem por base a mistura *in situ* do solo com calda de cimento, podendo ser reforçada através da colocação de perfis metálicos, formando paredes contínuas constituídas por painéis reforçados de solo tratado, como se apresenta na Figura 2.3. Os painéis resultantes da aplicação desta técnica poderão servir como barreiras de permeabilidade muito reduzida, contenção de terras e reforço do solo. Importa referir que, este método segue determinados procedimentos que devem ser adaptados às condições do solo e aos requisitos específicos do projeto.



Figura 2.3 - Obra executada com Painéis de Cutter Soil Mixing (Civil Works@, 2015).

#### 2.1.2.1 Equipamentos para a execução da técnica de CSM

##### Desagregação do solo e execução dos painéis de CSM

A desagregação do solo é feita através de uma ferramenta de furação e corte análoga à adotada na tecnologia de execução das paredes moldadas com recurso à hidrofresa, sendo esta constituída por, no mínimo, duas rodas de corte com eixo horizontal (*cutter*) cujo movimento de rotação propicia a mistura de ligantes que são injetados simultaneamente, formando painéis retangulares de solo tratado. O apoio à hidrofresa é prestado por uma giratória que recolhe o material excedente da mistura de solo tratado e retira o terreno em excesso para possibilitar a execução dos painéis.

##### Armazenamento do cimento e sistema de injeção da calda de cimento

Como esta técnica recorre à injeção de calda de cimento no solo, são necessários silos de armazenamento para o cimento nos estaleiros de obra, um compressor e uma estação de mistura e bombeamento da calda de cimento.

### 2.1.2.2 Metodologia seguida na técnica de CSM

A metodologia em obra da técnica de CSM obedece, em regra, à seguinte sequência (Bauer@, 2014) :

- 1- Alinhamento do equipamento com auxílio de um fio guia implantado com recurso a métodos topográficos ou procedendo à execução de muros-guia;
- 2- Início da penetração da ferramenta de corte no solo (ilustrada na Figura 2.4), sendo esta conduzida a uma velocidade constante (velocidades típicas de penetração na ordem dos 20 a 60 cm/min) para o interior do terreno, desagregando-o por ação das rodas dentadas. Durante a furação, a calda de cimento vai sendo bombeada, efetuando-se o controlo do volume adicionado ao painel. A velocidade da ferramenta de corte e o volume de calda de cimento bombeado devem ser ajustados pelo operador para otimizar o aproveitamento da energia e criar uma massa de material homogéneo que permita facilmente a descida e a subida do equipamento;
- 3- Extração do equipamento;
- 4- Numa fase precedente ao endurecimento dos painéis procede-se, se necessário, à colocação de perfis metálicos verticais por gravidade ou recorrendo a martelos vibradores. Importa referir que a execução da parede contínua de CSM deverá ser efetuada sequencialmente por painéis primários e secundários. Esta sequência de construção permite assegurar que os painéis ficam parcialmente sobrepostos, garantindo-se a solidarização dos mesmos e obtendo-se assim uma parede contínua sem discontinuidades;
- 5- Após os painéis ganharem alguma resistência, pode proceder-se à execução da viga de coroamento.

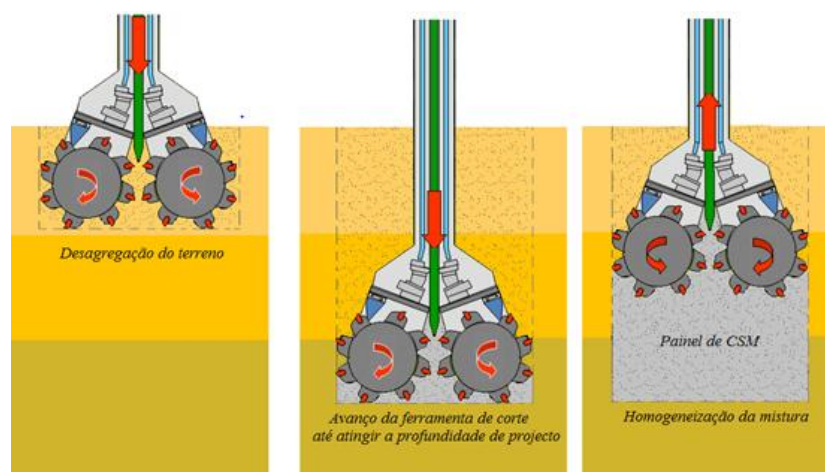


Figura 2.4 - Ilustração das Principais Fases de Execução de um Painel de CSM (Peixoto et al, 2012a).

O processo de execução da técnica é representado na Figura 2.5.

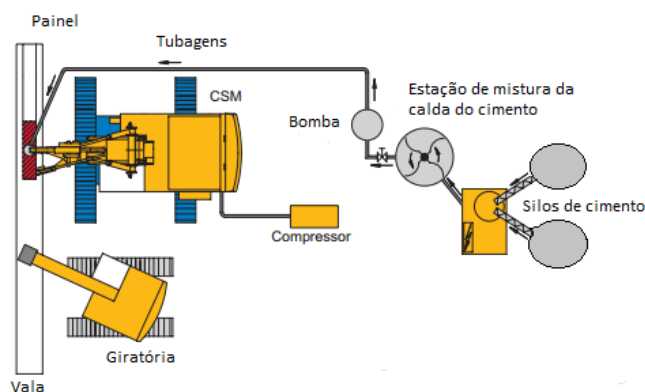


Figura 2.5 - Processo de Instalação dos Painéis de CSM, adaptado de (Bauer@, 2014).

## 2.2 Técnicas de travamento

Os elementos que constituem o travamento de uma contenção periférica têm como principal função controlar os movimentos do solo. Perante as condicionantes da obra em análise neste trabalho, nomeadamente a ausência de solo competente na periferia da obra, ou a baixas profundidades, e o elevado nível freático dos solos, exclui a possibilidade do uso de ancoragens. Tal facto leva a que só venham a ser abordadas, nesta dissertação, as técnicas de travamento com escoras e com bandas de laje.

### 2.2.1 Escoramento

A tendência de uma estrutura de suporte flexível se deslocar quando sobre ela atuam impulsos implica que esta tenha a necessidade de possuir apoios que lhes confira a estabilidade desejável. O método mais antigo e usualmente utilizado de apoio destas estruturas é o escoramento. Os deslocamentos horizontais de uma cortina de contenção escorada dependem, além de outros fatores, essencialmente da rigidez das escoras e do instante e profundidade em que são instaladas.

Quando a distância entre paredes opostas a vencer é elevada, o escoramento torna-se muitas das vezes complicado de executar, não só devido ao peso próprio das escoras que causa a sua flexão, como devido à instabilidade por encurvadura que este elemento pode sofrer quando comprimido. Em tais situações, é habitual serem instaladas escoras nos cantos do perímetro da obra, e/ou escoras inclinadas, e/ou apoios intermédios, que servem de suporte ao seu peso e de travamento.

### Escoramento com pré-esforço

A utilização de escoras pré-esforçadas para suporte de estruturas de suporte flexíveis reduz significativamente os movimentos da estrutura, não só pela recuperação dos deslocamentos, mas também pela forma como condiciona positivamente o comportamento do sistema global de contenção nas várias fases de escavação posteriores ao início da obra. Esta redução dos movimentos do maciço pode ter grande importância na redução dos impactos causados nas proximidades da escavação, diminuindo assim potenciais deslocamentos que possam causar danos em estruturas vizinhas (Mateus, 2010).

O nível de pré-esforço em estruturas de suporte flexíveis é normalmente definido com base na distribuição de pressões horizontais do solo na cortina. A estimativa de tais pressões neste tipo de estruturas não poderá ser efetuada recorrendo às teorias de impulsos clássicas, pelo facto dos impulsos dependerem de fatores como as deformações permitidas pelo sistema de suporte, da sua localização e da rigidez da cortina de contenção. Constata-se, portanto, que se está perante um problema de interação solo-estrutura (Guerra, 2003).

Por forma a contornar tal adversidade, Terzaghi e Peck (1967) (citado por Fernandes (1983)), ao analisarem um conjunto numeroso de medições de esforços em escoras de várias obras, propuseram os diagramas expostos na Figura 2.6.

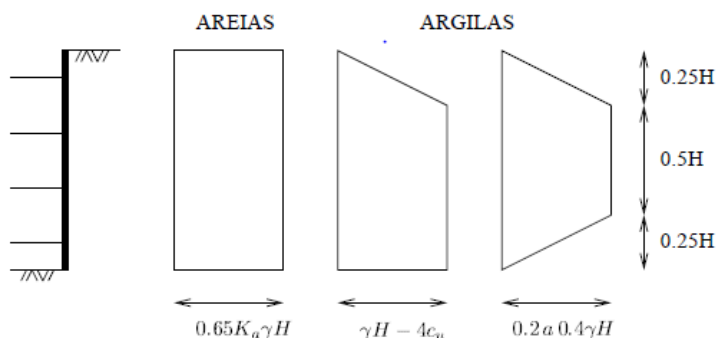


Figura 2.6 – Diagrama de pressões aparentes horizontais de Terzaghi e Peck (1967) (citado por Fernandes (1983)).

Através de tais diagramas, é possível estimar as cargas nas escoras, sendo que, para efeitos de dimensionamento, é habitual ao valor estimado da força nas diversas escoras, majorá-lo com o coeficiente 1,2 para solos arenosos e 2,0 para solos argilosos (Guerra, 2003).

### 2.2.2 Bandas de Laje

As bandas de laje são estruturas de betão armado geralmente apoiadas em microestacas ou perfis metálicos colocados previamente à escavação, cujo funcionamento mecânico se assemelha a vigas de forte rigidez no plano perpendicular à parede de contenção, devido à elevada dimensão nesta direção (Teixeira, 2014). Executando este tipo de apoio ao longo do perímetro de escavação, cria-se um quadro fechado bastante rígido (Pinto et al, 2008) com um espaço central livre para o avanço da escavação que irá minimizar os movimentos da parede de contenção. O seu faseamento construtivo é análogo ao da técnica conhecida por *top-down* (ver Figura 2.7), procedendo-se também nesta técnica à integração das soluções estruturais dos pisos enterrados na estrutura final.



Figura 2.7 - Contenção em *top-down*, através de bandas de laje para execução de 5 caves num edifício na baixa de Coimbra (Costa et al, 2010).

### 2.3 Jet-Grouting

O jet-grouting é uma técnica de tratamento de solos (ver Figura 2.8) que tem como principal objetivo melhorar as suas propriedades mecânicas, ou seja, aumentar os parâmetros de resistência, diminuir a deformabilidade e a sua permeabilidade. O tratamento é executado sem escavação prévia através do uso de um ou mais jatos horizontais de grande energia cinética, diretamente no interior do terreno, de forma a desagregar a sua estrutura e misturando as partículas daí resultantes com calda de cimento, o que origina um composto com características mecânicas reforçadas (Carreto, 1999). Uma das principais vantagens do jet-grouting relativamente às outras técnicas de injeção de calda de cimento é a de poder ser usada em praticamente todos os tipos de solos, desde os mais grosseiros até aos argilosos mais finos (Xanthakos et al, 1994).

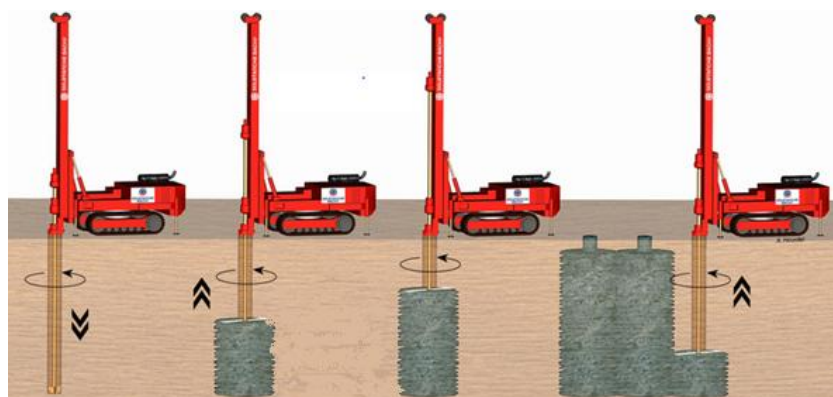


Figura 2.8 – Processo da técnica de jet-grouting (Bachy Soletanche@, 2015b).

Por forma a obter resultados satisfatórios do tratamento em praticamente todo o tipo de solos, foi necessário o desenvolvimento de 3 variantes da técnica de jet-grouting (Kirsch e Bell, 2013), os quais se designam por sistema de jato simples (Jet1), sistema de jato duplo (Jet2) e sistema de jato triplo (Jet3), usados consoante o tipo de solo a tratar (representados na Figura 2.9).

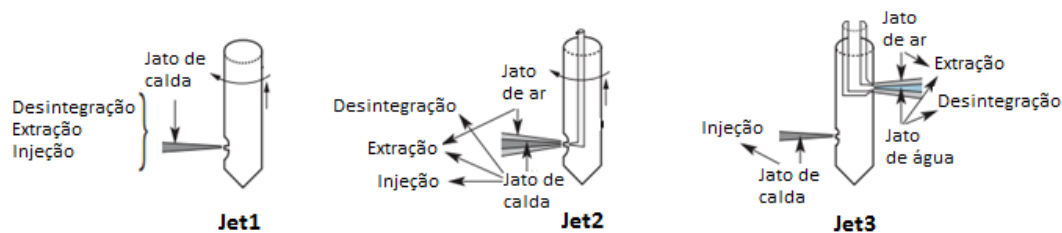


Figura 2.9 – Sistemas de jatos; adaptado de (apeotecnia@, 2015).

Pese embora a existência de tais sistemas, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado principalmente em termos da sua resistência à compressão e deformabilidade, pois trata-se de uma técnica que provoca uma mistura parcial do solo com a calda, e não uma substituição completa do solo (Carreto, 1999). O seu resultado depende das características iniciais do solo, da percentagem de solo que foi misturado com a calda, da velocidade de rotação e subida da vara e da pressão e caudal da calda injetada. Posto isto, é complicado numa fase prévia à execução da obra estimar os parâmetros mecânicos melhorados do solo.

Tendo em conta o elevado número de aplicações do jet-grouting destacam-se, para a presente dissertação, as aplicações relativas às escavações profundas, uma vez que é o assunto abordado nesta tese. Tais aplicações serão materializadas pela construção de uma laje de fundo, tendo esta a função de travamento da estrutura de suporte flexível e de limitação do caudal que afluí para o interior da escavação.

## 2.4 Deslocamentos da cortina

A estimativa dos deslocamentos nos tempos precedentes à utilização dos métodos de elementos finitos era conseguida, essencialmente, através da observação de obras semelhantes em solos do mesmo tipo (Fernandes, 1983). Por vezes, associada à simplicidade de tal metodologia, a previsão desses deslocamentos não coincidiam com os que ocorriam em muitas obras.

A aplicação conjunta do método de elementos finitos e de métodos empíricos contribuiu favoravelmente para o dimensionamento das estruturas de suporte, melhorando a capacidade de tais estruturas em reduzir os deslocamentos do solo. Após o surgimento de tais métodos, diversos autores acharam conveniente, através da catalogação de várias obras, estabelecerem limites recomendados para os deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície.

### Resultados de referência para a previsão de movimentos do solo, consultados para a presente dissertação

Long (2001), após reunir documentação de várias obras de escavações profundas, recomenda para escavações em argilas duras e em que a contenção é executada através de paredes moldadas, que os deslocamentos horizontais máximos estejam frequentemente entre 0,05% H e 0,25% H, sendo H a profundidade de escavação, e os assentamentos verticais à superfície balizados entre 0 e 0,20% H. Já Clough e O'Rourke (1990) limitam os deslocamentos horizontais em 0,2% H em solos arenosos e argilosos competentes, e os assentamentos verticais do solo à superfície em 0,15% H, não tendo em conta o tipo de cortina usado.

No caso de estudo abordado nesta dissertação, comparativamente aos valores anteriormente mencionados, são expectáveis maiores valores das deformações devido à natureza do solo aluvionar. Será pertinente para este estudo a análise das duas componentes dos deslocamentos que ocorrem em cortinas flexíveis de contenção, sendo elas: os deslocamentos acima do nível da escavação e os verificados abaixo do nível escavado (Fernandes, 1983). A abordagem mais pormenorizada dos dois tipos de deslocamentos será feita *à posteriori*.

### 2.4.1 Metodologia para controlar os movimentos do solo

O controlo dos movimentos resultantes da escavação de um solo é um processo complexo, uma vez que são vários os fatores que poderão influenciar tais movimentos. Entre eles, interessa destacar o tipo de solo a conter, a profundidade do nível freático, a possibilidade da existência de percolação, a profundidade e forma da escavação, o tipo e rigidez da cortina, os seus travamentos e o seu método construtivo. Após o estudo de inúmeros casos recentes de obras, com recurso a uma quantidade substancial de análises realizadas recorrendo ao método de elementos finitos oferece, Fernandes (2007) definiu princípios que permitem o controlo efetivo



dos movimentos do solo (excetuando os que advêm da execução da cortina). O próprio definiu-os como as “8 regras de ouro”, que quando executadas, ou pelo menos a sua maioria, permitem a obtenção de deslocamentos aceitáveis em obra:

- 1- Execução de paredes rígidas de betão armado;
- 2- Antecipação da instalação do primeiro nível de suporte;
- 3- Ligação cuidada entre a parede e os elementos de travamento;
- 4- Parede impermeável;
- 5- Tratamento prévio do solo;
- 6- Encastramento da parede em solo competente;
- 7- Introdução de pré-esforço nos elementos de travamento;
- 8- Limitação da sobreescavação em cada fase.

Obedecendo a tais regras, a relação entre a previsão dos deslocamentos e o desempenho da estrutura de contenção dependerá essencialmente da sua conceção e da sua competente construção, e não tanto da sofisticação do tipo de análise feita para prever tais deslocamentos (Fernandes, 2007).

#### **2.4.2 Deslocamentos acima do fundo da escavação**

Embora a grandeza dos deslocamentos acima do fundo de escavação, seja dependente das propriedades do solo, esta é condicionada essencialmente pelo sistema de suporte e pelo processo de execução.

Convém mencionar que um dos primeiros aspetos a ter em conta e que permite minimizar esta componente de deslocamento, está referido como 2ª e 8ª “regra de ouro” para o controlo efetivo de movimentos do solo (Fernandes, 2007). Passando a fase da instalação dos travamentos, os deslocamentos acima do fundo de escavação passam a depender fundamentalmente do nível de pré-esforço aplicado e da rigidez do travamento (Fernandes, 1983).

#### **2.4.3 Deslocamentos abaixo do fundo da escavação**

Os deslocamentos abaixo do fundo da escavação dependem principalmente das propriedades do solo e não tanto de fatores como a altura enterrada, rigidez e condições de apoio do pé da cortina (Fernandes, 1983).

#### *Influência da altura enterrada e rigidez da cortina nos deslocamentos da cortina*

Para uma melhor compreensão deste tema, vai ser descrito o estudo que aborda a rigidez da cortina e a resistência do maciço abaixo do nível de escavação (Fernandes, 1981). Num solo, se forem avaliados 2 pontos próximos da cortina à mesma profundidade, mas um localizado no

lado ativo (ponto A) e outro do lado passivo (ponto B), as tensões verticais em B sofrem um decréscimo igual ao peso de solo retirado por cima deste (escavação), enquanto que do lado ativo as tensões verticais do ponto A mantêm-se praticamente inalteráveis por não terem sofrido qualquer alívio. Relativamente às tensões horizontais, a análise é mais complexa pois depende do comportamento conjunto solo-estrutura de suporte.

Numa cortina muito flexível, as tensões horizontais nos pontos A e B, por forma a ser atingido o equilíbrio, devem ser semelhantes. Como tal, os respetivos estados de tensão devem evoluir de tal forma que permitam esse equilíbrio. A alteração do estado de tensão nos dois pontos acarreta deformações, logo serão expectáveis deslocamentos sob o fundo de escavação. Em casos em que o equilíbrio não se atinja, ou seja, mesmo com a mobilização de estados de equilíbrio limite as tensões horizontais em A e B não se igualam, estar-se-á então, na presença de um caso de rotura do fundo que implica a rotura da própria cortina. Numa cortina muito rígida, complementada com o encastramento num estrato muito rígido, o tal equilíbrio deixa de ser necessário. A cortina passa a ter a capacidade de redistribuir o défice de pressões no lado passivo para a parte acima do fundo de escavação (zona travada), como também para os estratos mais resistentes em que esta se encontra encastrada. Contudo, em determinadas escavações profundas, o comprimento e rigidez da cortina teria de ser tão elevado de forma a existir a completa redistribuição de pressões, sendo por vezes útil o tratamento do solo abaixo do nível de escavação, por forma a complementar essas duas técnicas de execução. Desta forma, permite-se minimizar os deslocamentos laterais, muito em especial, abaixo da zona escorada e, conseqüentemente, os assentamentos à superfície.

Através da Figura 2.10 é possível verificar que, apesar da rigidez e da parte enterrada da cortina contribuírem para a supressão parcial do défice de pressões de terras do lado passivo, a baixa resistência do maciço subjacente à escavação não permite equilibrar as elevadas pressões do lado ativo. Para o caso de estudo, interessa perceber este tipo de comportamento, uma vez que é geralmente associado a obras que possuem uma espessa camada de solo mole abaixo do nível escavado.

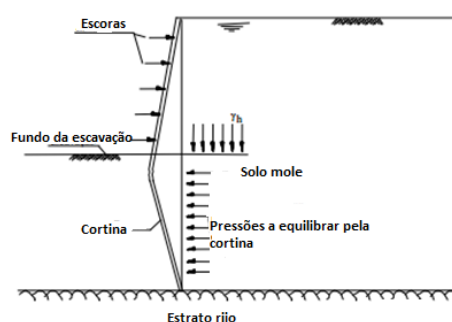


Figura 2.10 – Escavação escorada com encastramento do pé da cortina.

### 3 CASO DE ESTUDO – ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM COIMBRA

#### 3.1 Introdução

O caso de estudo da presente dissertação incide sobre uma escavação profunda e contenção periférica para um edifício em Coimbra, junto ao rio Mondego (Figura 3.1). A sua localização particular e as exigências técnicas de projeto, impõem dificuldades que justificam uma análise prévia quanto às soluções técnicas de construção a adotar.



Figura 3.1 – Localização da secção em estudo (retirado do Google Earth).

O estudo desta obra incide na análise de métodos construtivos de contenção periférica que permitam mitigar os efeitos negativos de uma escavação em solos aluvionares, atendendo à existência de estruturas no meio adjacente que poderão ser afetadas pelas deformações impostas pela escavação. Numa fase precedente a estas análises, será efetuada uma estimativa dos parâmetros geotécnicos com base nos ensaios SPT e Lefranc que foram realizados durante a prospeção geológica-geotécnica no local.

O perímetro de escavação tem aproximadamente 251 metros, sendo a Figura 3.2 uma representação em planta da obra. A obra em questão possui 4 pisos enterrados, cada um com 3 metros de pé direito, perfazendo um total de 12 metros de escavação necessária.

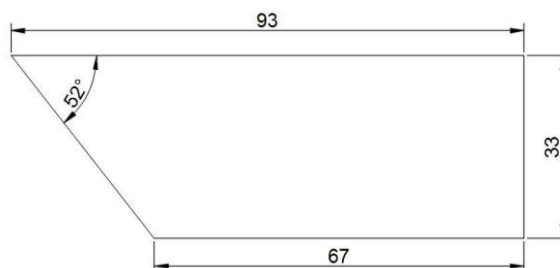


Figura 3.2 – Planta do perímetro da obra a ser escavado (medidas em metros).

O ambiente geológico local caracteriza-se por ser constituído por aterros sobrejacentes a solos aluvionares, ambos recentes, depositados sobre terrenos que provavelmente datam da idade jurássica. A proximidade do rio Mondego e o tipo de solo aluvionar contribuem para que se trate de um terreno com fraca aptidão geotécnica, de baixa resistência, elevada deformabilidade, intercalando camadas com grande variação de permeabilidade e ainda com nível freático muito próximo da superfície.

A caracterização e definição das camadas do solo foi realizada, recorrendo ao estudo de prospeção geotécnica efetuado pela empresa Geocontrole, que facultou, através de sondagens e respetivos ensaios SPT e Lefranc, os parâmetros do solo. Pese embora os parâmetros geotécnicos já terem sido estimados pela Geocontrole, achou-se conveniente proceder a novas estimativas de alguns destes valores, já que são fundamentais e servirão de base para as análises subsequentes. Depreende-se, do anteriormente referido, que alguns dos parâmetros não careceram de confirmação, tais como o peso volúmico e a coesão efetiva, para os quais se adotaram os resultados facultados pela empresa de prospeção. Contudo, através da consulta de bibliografia especializada, foi efetuada uma análise complementar a fim de verificar se estes são valores coerentes a adotar para a modelação.

### 3.2 Características Geológico-Geotécnicas do local

Na presente dissertação, a caracterização geológico-geotécnica do local foi efetuada recorrendo à análise do perfil de uma sondagem e respetivo ensaio SPT, expostos na Figura 3.3. Para a escolha da sondagem foram adotados alguns critérios, tais como: o maciço que possui maior espessura de solo mole abaixo do nível base de escavação, o maciço que apresenta o nível freático a menor profundidade e o maciço que possui *bedrock* à profundidade mais elevada.

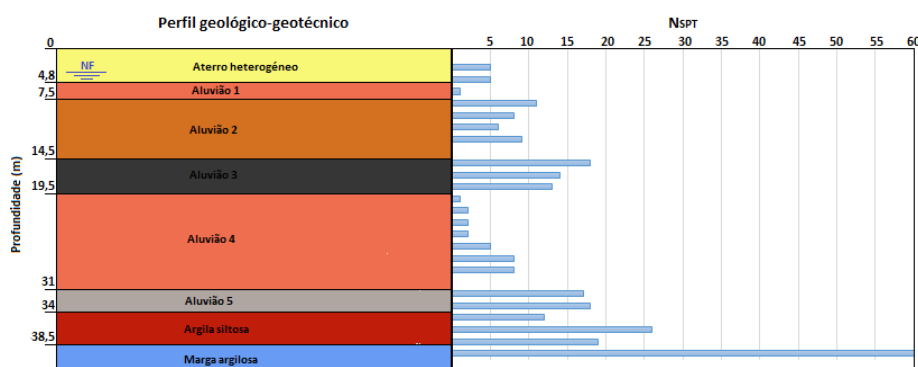


Figura 3.3 – Perfil geológico-geotécnico (à esquerda) e respetivo ensaio SPT (à direita) da sondagem escolhida para a secção de estudo.

Numa fase precedente à sua correção, os resultados do ensaio SPT foram alvo de uma análise mais grosseira. Tal análise permitiu observar, em certas camadas, a existência de valores não coerentes com os restantes, justificando-se, desta forma terem sido desprezados. Referem-se os primeiros metros da camada de aterro heterogéneo, que apresenta o valor de  $N_{SPT} = 9$ , substancialmente mais elevados que nas camadas imediatamente mais profundas, denotando um claro efeito da consolidação superficial. No aluvião 2 foi registado durante o ensaio um  $N_{SPT} = 31$ , também este pouco coerente com os valores obtidos para essa camada, o que poderá estar associado à presença de uma cascalheira. Por último, foi ignorado o valor de  $N_{SPT} = 14$  registado no aluvião 4, uma vez que se trata de um valor muito superior aos restantes obtidos para a mesma camada e pouco característico num solo com aquela consistência.

#### Aterro heterogéneo

A camada de aterro recente tem uma espessura de 4,8 metros, sendo constituída por areias de granulometria variável e, por vezes, argilosas com restos cerâmicos. O aterro está parcialmente submerso, uma vez que o nível freático se encontra à profundidade de 4 metros. O seu peso volúmico é de  $18 \text{ kN/m}^3$ , tendo sido considerado  $19 \text{ kN/m}^3$  para o peso volúmico saturado. Importa referir que a mesma diferença de  $1 \text{ kN/m}^3$  foi adotada para as restantes camadas que constituem o solo. Os valores de  $N_{SPT}$  registados estão compreendidos entre as 5 e 9 pancadas, atestando as suas más características geotécnicas.

#### Depósitos aluvionares

Os depósitos aluvionares possuem uma espessura de aproximadamente 29 metros. Para o caso de estudo, após a observação do perfil da sondagem e do respetivo resultado do ensaio SPT, verificou-se que o tal depósito apresenta uma composição muito heterogénea, o que motivou a

divisão do depósito aluvionar em 5 camadas, constituídas por vários estratos sobrepostos de composição muito heterogénea (Aluvião 1 a Aluvião 5).

Dos 4,8 aos 7,5 metros existe uma fina camada de solo, o Aluvião 1, com consistência muito mole ( $N_{SPT}$  com valor de 1 pancada), constituída essencialmente por silte argiloso e lodoso e possuindo um valor do peso volúmico saturado de  $18 \text{ kN/m}^3$ .

O Aluvião 2, que vai dos 7,5 aos 14,5 metros, é constituído essencialmente por areias grosseiras argilosas, com seixo e calhau disperso de calibre variável, solta e medianamente compacta, tendo sido registados valores de  $N_{SPT}$  compreendidos entre 6 e 31 pancadas. O seu peso volúmico saturado é de  $20 \text{ kN/m}^3$ .

A partir dos 14,5 metros e prolongando-se até aos 19,5 metros de profundidade está o Aluvião 3, constituído por areias médias a grosseiras, por vezes fortemente lodosas e com algum seixo disperso. Esta camada apresenta valores de  $N_{SPT}$  a variar entre 13 e 18 pancadas, indicando que se encontra medianamente compacta. O seu peso volúmico saturado é de  $19 \text{ kN/m}^3$ .

O estrato correspondente ao Aluvião 4 está presente desde os 19,5 até aos 31 metros, tratando-se de um silte lodoso de consistência muito mole (com valores de  $N_{SPT}$  a variar entre 1 e 8). O peso volúmico saturado desta camada é  $18 \text{ kN/m}^3$ .

O Aluvião 5, composto por areias com seixo e calhau abundante, forma a camada que vai dos 31 aos 34 metros de profundidade. O valor de  $N_{SPT}$  está compreendido entre 17 e 18 e apresenta um peso volúmico saturado de  $20 \text{ kN/m}^3$ .

#### Substrato Jurássico

O substrato jurássico na presente sondagem surge a partir dos 34 metros de profundidade e é constituído por argilas siltosas no topo e pela presença de estratos de natureza margo-argilosa, por vezes com algumas passagens de grés-calcário.

As argilas siltosas, localizadas entre os 34 e 38,5 metros, apresentam um peso volúmico saturado de  $20 \text{ kN/m}^3$ , tendo sido registados valores de  $N_{SPT}$  a variar entre o 12 e o 26, o que permite afirmar que a sua consistência varia entre dura e muito dura.

As margas argilosas que estão presentes a partir dos 38,5 metros de profundidade apresentam valores iguais ou superiores a  $N_{SPT} = 60$ , permitindo concluir que se trata de um material muito resistente. O seu peso volúmico saturado é de  $21 \text{ kN/m}^3$ .

### 3.3 Estimativa dos Parâmetros Geotécnicos com vista a modelação numérica

Uma parte importante e precedente à tomada de decisão de quais as técnicas a adotar numa obra geotécnica é a análise dos resultados da prospeção geotécnica. Contudo, como um solo é um meio bastante heterogéneo, não é uma tarefa fácil estimar parâmetros para futuras modelações que simulem um solo real. Através de uma análise crítica, o engenheiro deverá ter a sensibilidade de avaliar um determinado parâmetro geotécnico e verificar a sua adequabilidade para o solo em estudo.

#### 3.3.1 Análise e correção dos valores do Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT)

Os resultados do ensaio SPT foram obtidos em dez sondagens realizadas no local, permitindo através da sua análise e correção efetuar o estudo que é retratado no presente capítulo desta dissertação.

##### Correções dos valores resultantes do SPT

Durante a sua execução, o ensaio SPT, pode sofrer diversos desvios em relação ao padronizado, daí ser necessário efetuar correções (Fernandes, 2011).

Logo, o resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera,  $(N_1)_{60}$  é obtido a partir da equação:

$$(N_1)_{60} = C_E \times C_R \times C_D \times C_N \times N_{SPT} \quad (1)$$

Os coeficientes corretivos respeitantes ao comprimento do trem de varas ( $C_R$ ) e ao efeito do diâmetro do furo de sondagem ( $C_D$ ) não são de aplicação consensual entre os vários autores, sendo por norma adotado o valor unitário para ambos (Fernandes, 2011). Já o coeficiente corretivo para a energia ( $C_E$ ) e o da tensão efetiva à profundidade do ensaio ( $C_N$ ), são geralmente considerados no processo de correção.

Admitindo que o aparelho de ensaio tem uma eficiência de 60% (igual ao valor padrão de energia), o coeficiente  $C_E$  toma o valor unitário, sendo consequentemente o  $N_{60}$ , o número de pancadas corrigidas por tal coeficiente quando este é igual à unidade.

Da aplicação de tais considerações, a equação referida anteriormente fica simplificada, aparecendo na seguinte forma:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (2)$$

Sendo habitual o uso da seguinte expressão para  $C_N$ :

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (3)$$

em que  $p_a$  é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa) e  $\sigma'_{v0}$  representa a tensão efetiva vertical à profundidade a que  $N_{60}$  foi obtido. É necessário ter em consideração que só resultados de solos incoerentes são afetados pelo  $C_N$ .

### 3.3.2 Correlações empíricas usadas para a estimativa dos parâmetros geotécnicos,

#### 3.3.2.1 Correlações entre resultados do ensaio SPT e do CPT

A correlação de  $N$  e  $q_c$  (resistência de ponta do cone penetrómetro) será útil para o presente estudo, uma vez que certas correlações utilizadas posteriormente necessitam do valor da resistência de ponta resultante do ensaio CPT. A Figura 3.4 retrata uma das correlações entre os dois ensaios, mais usada na área da geotecnia.

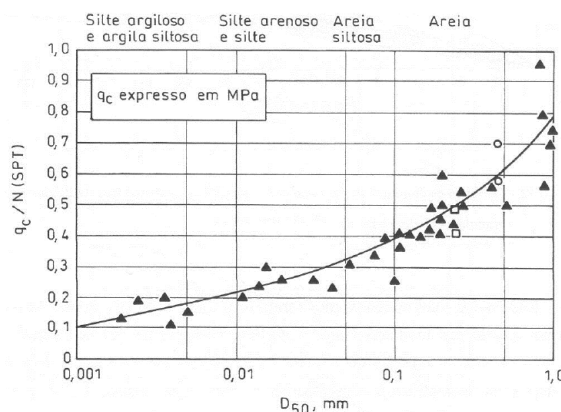


Figura 3.4 - Correlação entre  $q_c$  e  $N$  em função do diâmetro médio das partículas do solo (Robertson et al, 1983).

#### 3.3.2.2 Correlações e valores de referência utilizados para estimar o ângulo de resistência ao corte

O ensaio SPT permite estabelecer relações entre o valor de  $N_{SPT}$  e o ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ ). A Figura 3.5 ilustra a correlação entre o valor de  $(N_1)_{60}$  e o ângulo de resistência ao corte de areias proposta por Décourt (1989).

Geralmente, é regra de boa prática reduzir-se de 2 a 3 graus ao ângulo de resistência ao corte estimado a partir da Figura 3.5, quando este contém alguma % de finos (Martins, 2002).



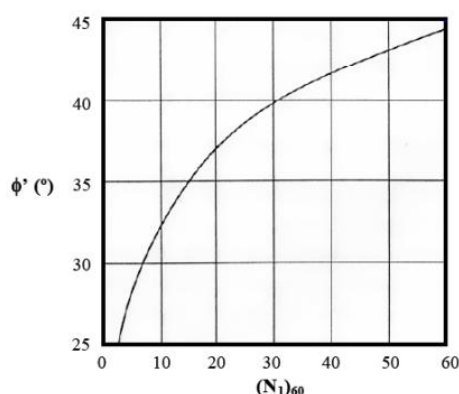


Figura 3.5 - Correlação entre  $(N_1)_{60}$  e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt, 1989).

As correlações empíricas para a obtenção do ângulo de resistência ao corte em argilas e margas apresentam algumas dificuldades, especialmente quando baseadas em resultados de ensaios SPT. A estimativa do ângulo de resistência ao corte de solos margosos revela-se como um processo de dificuldade acrescida, uma vez que deverá ter em conta a degradação das características mecânicas das margas, sobretudo quando estas estão saturadas. Por forma a contornar tais dificuldades, foi consultada bibliografia especializada que permitiu, através de um intervalo de valores de referência, estimar estes parâmetros (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Valores indicativos dos ângulos de resistência ao corte: de argilas (Budhu, 2010); calcários margosos (Lopes Pinto, 2013).

Tipo de solo	$\phi'$ (°)
Argila	20-30
Calcários Margosos	30-40

### 3.3.2.3 Correlações e valores de referência utilizados para o módulo de deformabilidade

O ensaio SPT pode ser utilizado para estimar, embora que de forma grosseira, o módulo de deformabilidade ( $E$ ) dos solos e pode ser estimado através das expressões presentes na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Módulo de deformabilidade ( $E$ ) dos solos, baseada em resultados dos ensaios SPT e CPT.

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>E</math> (MPa)</b>	<b>Referência</b>
Solos arenosos com finos	$\frac{E}{p_a} \approx 5 \times N_{60}$ (4) em que $N = N_{55}$	Kulhawy e Mayne (1990)
Solos do tipo siltosos, silto-arenosos ou silto-argilosos	$E = 300 \times (N + 6)$ (5)	Bowles (1997)
Solos arenosos	$E = 3 \times q_c$ (6)	Schmertmann (1970)
Argilas com Índice de Plasticidade $\approx 30\%$	$E \approx 500 \times c_u$ (7)	Bowles (1997)

No caso das argilas, a coesão não drenada do solo,  $c_u$  poderá ser calculada através de:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{15 \pm 5} \quad (8)$$

Nos casos das Argilas Duras e Calcários Margosos existe grande variabilidade de valores do módulo de deformabilidade, pelo que se apresentam na Tabela 3.3 os valores recolhidos em alguma da bibliografia consultada, sendo que para as Margas Rijas foi utilizado o valor adotado numa obra.

Tabela 3.3 – Valores indicativos para o módulo de deformabilidade ( $E$ ) de: argilas duras (Bowles, 1997); calcários margosos (Lopes Pinto, 2013); margas rijas (Peixoto et al, 2012b).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>E</math> (GPa)</b>
Argilas duras	0,05-0,1
Calcários margosos	1-10
Margas rijas	0,225

### 3.3.2.4 Valores de referência utilizados para o coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é um parâmetro que não varia muito de solo para solo e que se encontra, geralmente, limitada pelo intervalo de 0,2 a 0,5. Na Tabela 3.4 apresentam-se valores propostos por Bowles (1997) para os diferentes tipos de solo.

Tabela 3.4 – Valores comuns para o coeficiente de Poisson consoante o tipo de solo (Bowles, 1997)

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>\nu</math></b>
Maior parte dos solos argilosos	0,4-0,5
Solos argilosos saturados	0,45-0,50
Solos siltosos	0,3-0,35
Solos não coesivos-médios a densos	0,3-0,4
Solos não coesivos-soltos a médios	0,2-0,35
Solos siltosos	0,3-0,35

### 3.3.2.5 Valores típicos utilizados para o coeficiente de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) dos solos poderá exibir uma elevada amplitude de grandeza de valores (Tabela 3.5). Estes dependem, principalmente, da granulometria dos solos, mas também da anisotropia das camadas. A permeabilidade de algumas camadas foram estimadas a partir dos ensaios Lefranc realizados na prospeção.

Tabela 3.5 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar (Fernandes, 2006).

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>k</math> (m/s)</b>
Cascalhos limpos	$>10^{-2}$
Areia grossa	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Areia média	$10^{-3}$ a $10^{-4}$
Areia fina	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
Areia siltosa	$10^{-5}$ a $10^{-6}$
Silte	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
Argilas	$10^{-8}$ a $10^{-10}$

### 3.3.2.6 Correlações utilizadas para a estimativa do coeficiente de impulso em repouso

O coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) depende essencialmente da história de tensões do maciço (Fernandes, 2006). Sendo este coeficiente habitualmente estimado através de ensaios *in situ*, não contemplado na caracterização geológica-geotécnica do local, houve necessidade de se proceder à sua determinação a partir das correlações.

A obra será implantada numa zona onde predominam os solos sedimentares geologicamente recentes e, como tal, pode ser admitido que se tratam de solos normalmente consolidados em que  $K_0$  é bastante inferior a 1, muitas vezes não distante de 0,5 (Fernandes, 2006).

O coeficiente de impulso em repouso pode avaliar-se com bastante aproximação para solos incoerentes e normalmente consolidados, utilizando a expressão semi-empírica de (Jáky, 1944):

$$K_0 = 1 - \sin(\phi') \quad (9)$$

Para as argilas, é geralmente utilizada a seguinte correlação proposta por Brooker e Ireland (1965), em função do OCR (Grau de Sobreconsolidação do Solo) e do IP (Índice de Plasticidade), ilustrada na Figura 3.6.

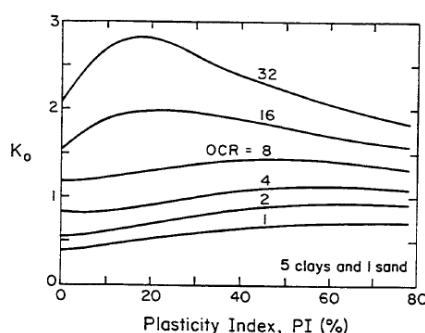


Figura 3.6 -  $K_0$  correlacionado através do OCR e do IP (Brooker e Ireland, 1965).

A Tabela 3.6 contém os parâmetros resultantes da aplicação das correlações empíricas supracitadas.

Tabela 3.6 - Valores dos parâmetros geotécnicos estimados com vista a modelação numérica.

Tipo de solo	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E$ (MPa)	$k$ (m/s)	$\nu$	$K_0$
Aterro heterogéneo (areias)	0	25	2,5	$10^{-4}$	0,35	0,58
Aluvião 1 (silte argiloso)	0	22	2	$10^{-5}$	0,4	0,63
Aluvião 2 (areias grosseiras e argilosas)	0	28	10	$10^{-4}$	0,3	0,53
Aluvião 3 (areias médias a grosseiras)	0	30	18	$10^{-4}$	0,3	0,5
Aluvião 4 (silte argiloso)	3	22	3	$10^{-5}$	0,4	0,63
Aluvião 5 (areias com seixo)	0	36	42	$10^{-3}$	0,3	0,41
Argilas siltosas	10	25	32	$10^{-8}$	0,4	0,5
Margas argilosas	20	30	100	$10^{-9}$	0,4	0,5

## **4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA A OBRA**

### **4.1 Considerações iniciais**

A modelação das várias soluções construtivas foi efetuada recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS 2D v8.2. Trata-se de uma ferramenta eficiente para análises tensão - deformação em estados de deformação plana e axissimétrica. A obra em causa, como tem um desenvolvimento longitudinal bastante superior ao desenvolvimento transversal, permite que seja efetuada uma análise bidimensional em Estado Plano de Deformação. Uma vez que pode ser admitida a simetria da seção transversal em estudo, a análise executada refere-se à modelação de um dos lados da escavação de forma a otimizar todo o processo. É de salientar que a obtenção de resultados fiáveis pelo método dos elementos finitos, só é possível utilizando um modelo de cálculo que reproduza satisfatoriamente as condições do problema e efetuando uma definição cuidada dos parâmetros a inserir no programa.

### **4.2 Discretização do Modelo Numérico**

A geometria adotada, presente na Figura 4.1 e que serve de base para todos os modelos de cálculo realizados, apresenta uma largura de 66,5 m e uma altura de 45 m por forma a não restringir as deformações causadas pela escavação. As condições estáticas das fronteiras definidas no modelo significam que tanto na fronteira lateral esquerda como na fronteira lateral direita (coincidente com o eixo de simetria da secção de escavação) os deslocamentos horizontais estão restringidos e que apenas os deslocamentos verticais são permitidos. Na fronteira inferior não são permitidos quaisquer deslocamentos. Importa referir que a fronteira lateral esquerda foi considerada como permeável e tanto a fronteira lateral direita (de simetria) como a fronteira inferior como impermeáveis.

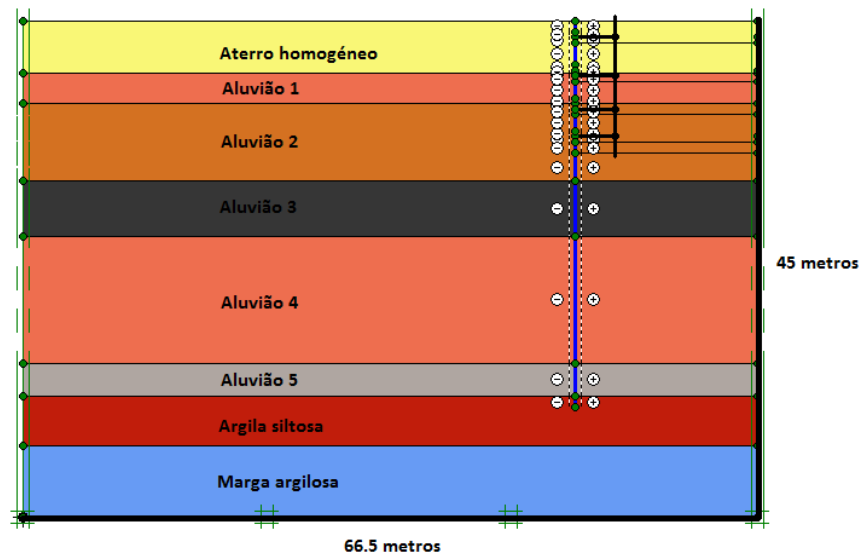


Figura 4.1 - Modelo PLAXIS com dimensões, condições fronteira e camadas do modelo.

A discretização do modelo foi efetuada através de uma malha de elementos finitos composta por elementos triangulares de 15 nós. A Figura 4.2 representa 3 malhas com níveis de refinamento distintos (Malha 1, Malha 2 e Malha 3). A Malha 1 tem um refinamento médio na sua totalidade e um refinamento adicional junto à cortina. A Malha 2 apresenta um refinamento global fino e também ela um refinamento adicional junto à cortina. Já para a Malha 3, foi efetuado um refinamento muito fino na sua globalidade e um refinamento adicional junto à cortina e na primeira camada de solo do modelo.

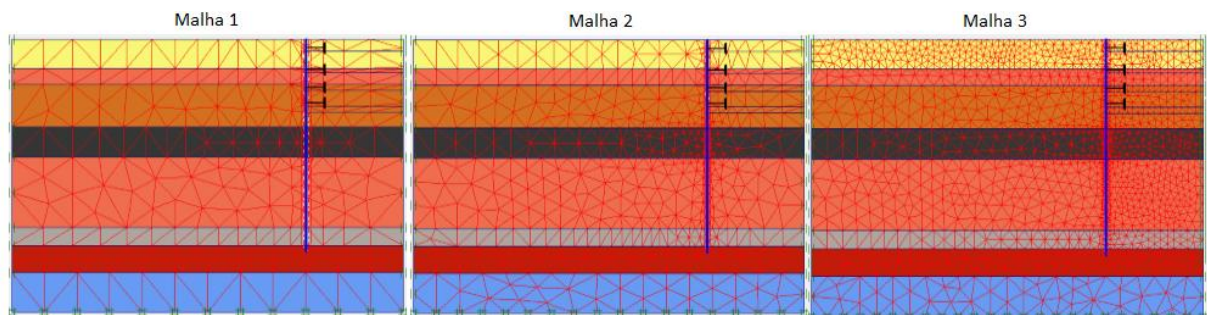


Figura 4.2 – Estudo do refinamento da malha referente ao modelo base.

A fim de averiguar qual o nível de refinamento aceitável a adotar no caso em estudo, procedeu-se a uma análise comparativa entre as malhas (Figura 4.3).

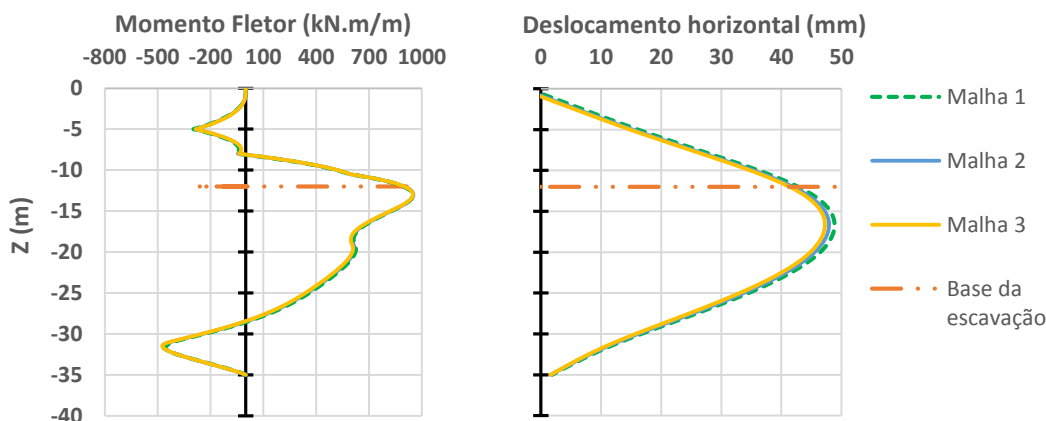


Figura 4.3 – Influência do nível de refinamento da malha de elementos finitos: diagrama de momentos flectores (à esquerda) e deslocamento horizontal (à direita).

Constatou-se que o tempo de cálculo aumenta consideravelmente com o aumento de refinamento da malha, sem obtenção de resultados significativamente diferentes com as diversas malhas. Por conseguinte, optou-se por utilizar o refinamento mais esparsa da Malha 1 para as futuras modelações efetuadas na presente dissertação. As características da malha usada nos cálculos efetuados no presente estudo são representadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Características da malha de elementos finitos usada nos cálculos.

Características da malha de elementos finitos	
Tipo de elemento	Triangular (15 nós)
Números de elementos	493
Número de nós	4311
Número de pontos de Gauss	5916
Tamanho médio de cada elemento	2,46 metros

### 4.3 Modelos Constitutivos Utilizados

Um dos aspetos fundamentais para a obtenção de resultados fiáveis no método de elementos finitos consiste na utilização de modelos constitutivos apropriados para a representação do comportamento do solo sob as condições de solitação em análise. O Plaxis dispõe atualmente de várias alternativas, desde os modelos mais simples, como o linear elástico, até modelos mais avançados como, por exemplo, o Hardening Soil Model (HSM).

### 4.3.1 Modelo de Mohr Coulomb

O modelo Mohr Coulomb (MC) é um modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb, o que se pode considerar uma aproximação grosseira do comportamento altamente não linear demonstrado pelos solos para a generalidade dos carregamentos. Na Figura 4.4 é visível que ao utilizar-se este modelo para simular o comportamento de um solo, este possui um comportamento elástico linear até à tensão de cedência (deformações recuperáveis), a partir do qual tem um comportamento perfeitamente plástico, surgindo deformações irreversíveis (plásticas) sob o efeito de uma tensão constante. Também considera módulos de primeira carga e de descarga-recarga iguais.

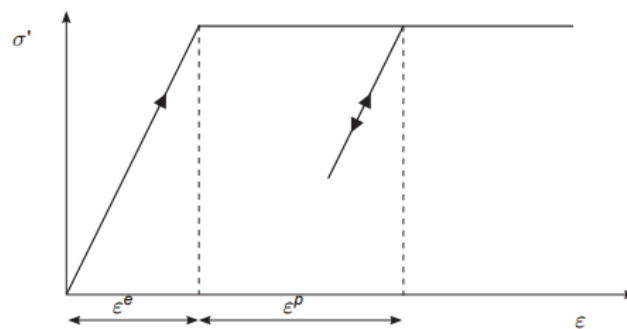


Figura 4.4 - Modelo Mohr Coulomb com comportamento elástico perfeitamente plástico (PLAXIS, 2015).

### 4.3.2 Modelo Hardening Soil (HSM)

De acordo com Schanz (1998) (citado por PLAXIS (2015)), o modelo constitutivo HSM é um modelo avançado que permite simular o comportamento de diferentes tipos de solos. Este modelo, ao contrário do modelo MC, assume que o solo segue uma lei não linear, com a rigidez a depender da trajetória de tensões e possibilita a distinção entre o carregamento primário e os ciclos de descarga e recarga (impostos pelas sucessivas fases de escavação e pré-esforço nos travamentos).



A Tabela 4.2 contém os parâmetros necessários de modo a modelar um solo com o modelo constitutivo HSM.

Tabela 4.2 – Parâmetros do Hardening Soil.

<b>Parâmetros de resistência</b>	$c'$	Coesão efetiva
	$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte
	$\psi$	Ângulo de dilatância
<b>Parâmetros de rigidez</b>	$E_{oed}^{ref}$	Módulo de deformabilidade edométrico ( $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ )
	$E_{50}^{ref}$	Módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura
	$E_{ur}^{ref}$	Módulo de deformabilidade na descarga/recarga ( $E_{ur}^{ref} = 3 \times E_{50}^{ref}$ )
	$m$	Parâmetro que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão ( $m \approx 0.5$ para areias e aproximadamente 1.0 para solos argilosos)
<b>Parâmetros avançados</b>	$\nu_{ur}$	Coefficiente de Poisson na fase de descarga e recarga (por defeito $\nu_{ur} = 0.2$ )
	$K_0^{nc}$	Coefficiente de impulso em repouso correspondente ao solo normalmente consolidado ( $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi'$ )
	$R_f$	Parâmetro $R_f$ , definido a partir do quociente entre a tensão de desvio máxima ( $q_f$ ) e a assíptota da hipérbole ( $q_a$ ) ( $R_f = 0,9$ )
	$p^{ref}$	Tensão de confinamento de referência (100 kPa)

O Hardening Soil é resultado de um aperfeiçoamento do modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970), um modelo elástico não linear, estando a sua origem ligada à relação hiperbólica entre a extensão vertical ( $\varepsilon_1$ ) e a tensão de desvio ( $q$ ) num ensaio triaxial drenado (Figura 4.5). No entanto o HSM supera o modelo hiperbólico pelas seguintes razões: a) utiliza a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade; b) inclui o efeito da dilatância do solo; c) introduz uma superfície de cedência fechada ao considerar a cedência por compressão (PLAXIS, 2015).

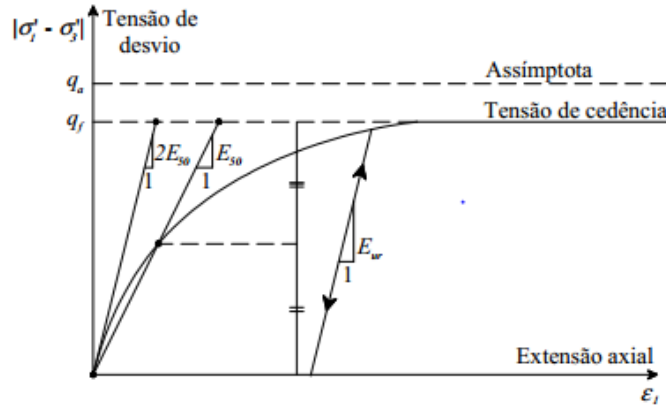


Figura 4.5 - Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado (PLAXIS, 2015).

A análise da Figura 4.5 permite afirmar que o solo ao estar sujeito à tensão de desvio  $q_f$  satisfaz o critério de rotura (Mohr Coulomb) e, portanto, a partir deste ponto entra em cedência perfeitamente plástica. É necessário salientar, que na fase precedente à tensão de desvio igualar  $q_f$ , como o modelo possui uma superfície de cedência que não é fixa, esta poderá expandir. Tal facto origina deformações plásticas e o endurecimento do material, que pode ocorrer por corte (incremento da tensão de desvio) ou por compressão (carregamento isotrópico).

O modelo HSM considera diferentes módulos de deformabilidade, consoante o nível de tensão a que o solo está sujeito, sendo estes calculados através das seguintes equações:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \times \cos(\phi) - \sigma'_3 \times \sin(\phi)}{c \times \cos(\phi) + p^{ref} \times \sin(\phi)} \right)^m \quad (10)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \times \cos(\phi) - \sigma'_3 \times \sin(\phi)}{c \times \cos(\phi) + p^{ref} \times \sin(\phi)} \right)^m \quad (11)$$

$$E_{eod} = E_{eod}^{ref} \left( \frac{c \times \cos(\phi) - \sigma'_1 \times \sin(\phi)}{c \times \cos(\phi) + p^{ref} \times \sin(\phi)} \right)^m \quad (12)$$

No presente estudo, como não foram facultados os resultados de ensaios triaxiais nem ensaios edométricos, aceitaram-se as recomendações para alguns dos parâmetros presentes no manual PLAXIS (já mencionadas na Tabela 4.2). Deste modo e de uma forma simplificada, foi calculado o parâmetro ( $E_{oed}^{ref}$ ) a partir da seguinte equação:

$$E_{oed}^{ref} = E_{oed} = \frac{E \times (1 - \nu)}{(1 + \nu) \times (1 - 2 \times \nu)} \quad (13)$$

sendo  $E$  (módulo de deformabilidade) e  $\nu$  (coeficiente de Poisson), parâmetros provenientes de correlações anteriormente efetuadas, necessários para o modelo constitutivo MC.

Por forma a verificar o quanto se afastam os dois modelos para uma situação de solicitação com resposta previsível do solo, procedeu-se à modelação no PLAXIS de um ensaio triaxial drenado de compressão (com aumento da tensão vertical), em que se compara a resposta do solo quando este é modelado com diferentes modelos constitutivos: MC e HSM. Para dar início ao processo da modelação do ensaio, começou-se por definir a geometria tomando partido da simetria. Deste modo, criou-se um modelo axissimétrico com uma malha de elementos finitos (15 nós) de dimensões unitárias (Figura 4.6), uma vez que as dimensões não têm influência no resultado da modelação (já que não é considerado o peso volúmico do solo).

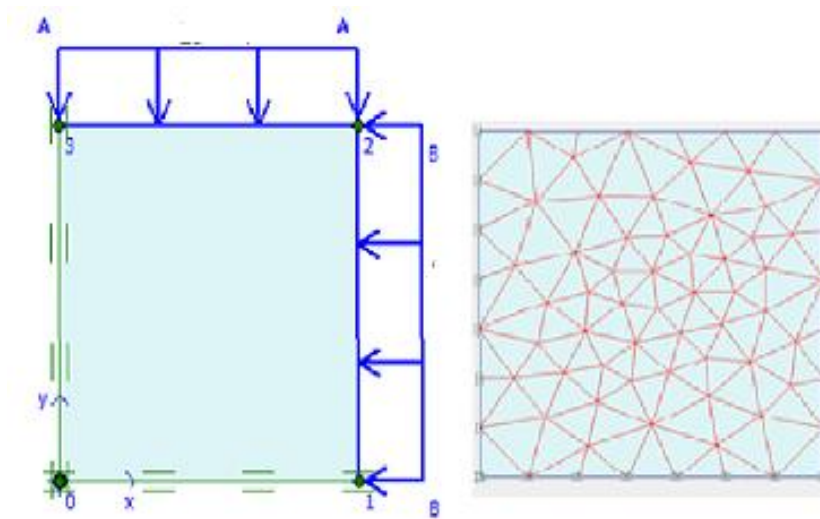


Figura 4.6 – Modelo de elementos finitos usado no ensaio triaxial

Na Tabela 4.3 estão definidos os parâmetros do solo constituinte da camada de aterro necessários para modelar o ensaio triaxial drenado no PLAXIS.

Tabela 4.3 – Parâmetros do solo necessários à modelação com Mohr Coulomb e Hardening Soil.

Parâmetros usados no modelo Mohr Coulomb	Parâmetros usados no modelo Hardening Soil
$c' = 0 \text{ kPa}$	$c' = 0 \text{ kPa}$
	$\phi = 25^\circ$
$\phi = 25^\circ$	$\psi = 0^\circ$
	$E_{eod}^{ref} = 4 \text{ MPa}$
$\psi = 0^\circ$	$E_{50}^{ref} = 4 \text{ MPa}$
	$E_{ur}^{ref} = 12 \text{ MPa}$
$\nu = 0,35$	$K_0^{nc} = 0,58$
	$\nu_{ur} = 0,2$
$E = 2,5 \text{ MPa}$	$R_f = 0,9$
	$m = 0,6$

Um dos modelos ensaiados pretende simular o comportamento do solo à profundidade de 2,4 metros de profundidade, apresentando este, *in situ*, uma tensão de confinamento em repouso de 25 kPa. Por conseguinte, a primeira fase da modelação corresponde à aplicação de uma carga vertical e horizontal de 25 kPa para simular a consolidação. Concluída a consolidação, mantém-se a tensão de confinamento constante e procede-se ao incremento da tensão vertical (incrementos de 25 kPa), sendo que neste modelo procedeu-se ao alívio da tensão vertical e em seguida voltou-se a incrementar a tensão vertical até levar a amostra à rotura, à semelhança dos procedimentos seguidos num ensaio triaxial. Foi também simulado um segundo ensaio triaxial com uma tensão de confinamento igual a 100 kPa.

A Figura 4.7 demonstra que o ensaio modelado, é uma boa forma de aferir a qualidade da estimativa dos parâmetros HSM a partir dos parâmetros de MC.

Os 4 ensaios triaxiais modelados permitem demonstrar as diferenças comportamentais dos dois modelos, constatando-se que o módulo de deformabilidade no MC não depende da pressão de confinamento, ao contrário do que sucede com o HS. No HS, quando se procede à descarga do solo é bem visível que o seu módulo de deformabilidade é incrementado.

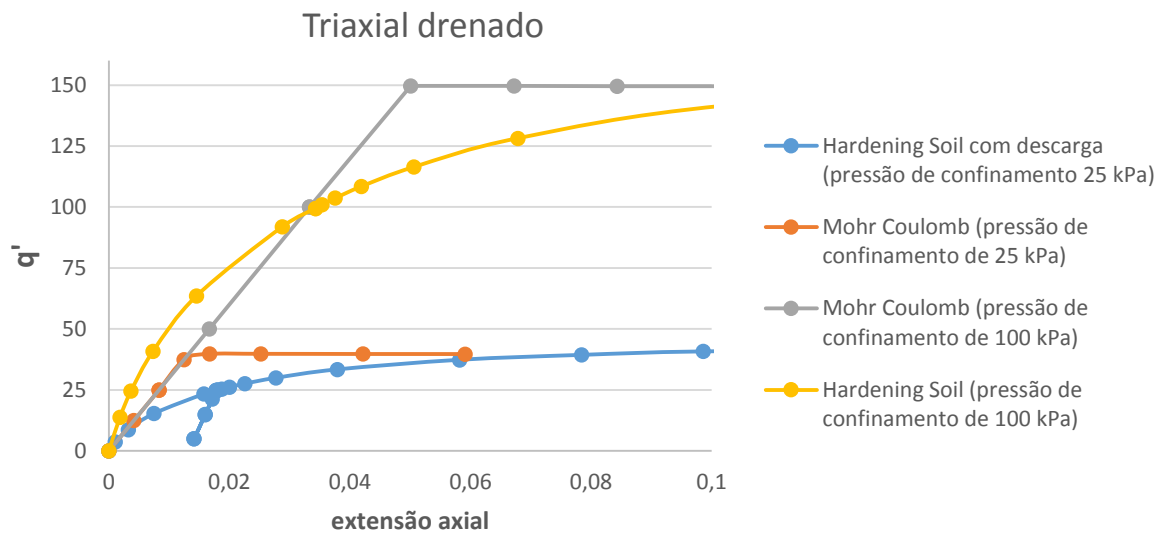


Figura 4.7 – Ensaio triaxial drenado (modelado no PLAXIS): solo com comportamento Mohr Coulomb vs solo com comportamento Hardening Soil.

### 4.3.3 Parâmetros necessários para o modelo Hardening Soil

Na Tabela 4.4 estão presentes os parâmetros do Hardening Soil que foram estimados a partir das simplificações (mencionadas na Tabela 4.2) e que servirão para a análise dos modelos que serão efetuados no PLAXIS.

Tabela 4.4 - Parâmetros necessários (para além dos já referidos na Tabela 3.6) para a modelação com o modelo constitutivo Hardening Soil.

Tipo de solo	$E_{eod}^{ref}$ (MPa)	$E_{50}^{ref}$ (MPa)	$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	$m$	$R_f$	$\nu_{ur}$
Aterro heterogéneo	4	4	12	0,6	0,9	0,2
Aluvião 1	5	5	15	0,7	0,9	0,2
Aluvião 2	13	13	39	0,5	0,9	0,2
Aluvião 3	24	24	72	0,5	0,9	0,2
Aluvião 4	7	7	21	0,7	0,9	0,2
Aluvião 5	57	57	171	0,5	0,9	0,2
Argilas siltosas	68	68	204	1	0,9	0,2
Margas argilosas	214	214	642	1	0,9	0,2

Análise comparativa entre o Mohr Coulomb (a) e Hardening Soil (b)

Por forma a verificar a adequabilidade deste modelo constitutivo ao caso de estudo, foi efetuada uma comparação entre dois modelos: a) modelo em que a rigidez do solo não varia com o nível de tensão (Mohr Coulomb); b) modelo em que a rigidez do solo varia com o nível de tensão (Hardening Soil).

A primeira constatação que a análise da Figura 4.8 permite fazer é a de que, dos dois modelos constitutivos estudados, o modelo MC regista valores mais elevados a nível dos assentamentos à superfície, expansão do solo na base da escavação, momentos fletores e deslocamentos horizontais.

O aumento dos deslocamentos horizontais no modelo MC poderá ser explicado pela existência de várias zonas no maciço terem atingido a tensão de cedência, sendo que a partir dessa tensão o solo apresenta grandes deformações (plásticas) sem que seja necessária a variação de tensão. Naturalmente que ao originar maiores deslocamentos horizontais são induzidos maiores assentamentos à superfície.

A baixa expansão do solo no HS face ao MC poderá ser devida, principalmente, a este modelo considerar o acréscimo do módulo de deformabilidade do solo quando este sofre uma descarga. No modelo MC, ao considerar módulos de deformabilidade constantes na carga-descarga-recarga, origina deslocamentos exagerados do fundo da escavação que induzem forças verticais ascendentes transmitidas à cortina e que originam a sua subida ( $\approx 2\text{cm}$ ).

Da análise dos momentos fletores na cortina, constata-se que é no modelo MC que se observam os valores máximos. Tal poderá ser explicado, uma vez que especialmente no lado escavado existe uma brusca alteração do estado de tensão e, conseqüentemente, surgem várias zonas que atingiram a rotura por este critério. De tal modo que quando a cortina é solicitada pelos impulsos de terras do lado ativo irá ter uma deformação elevada.

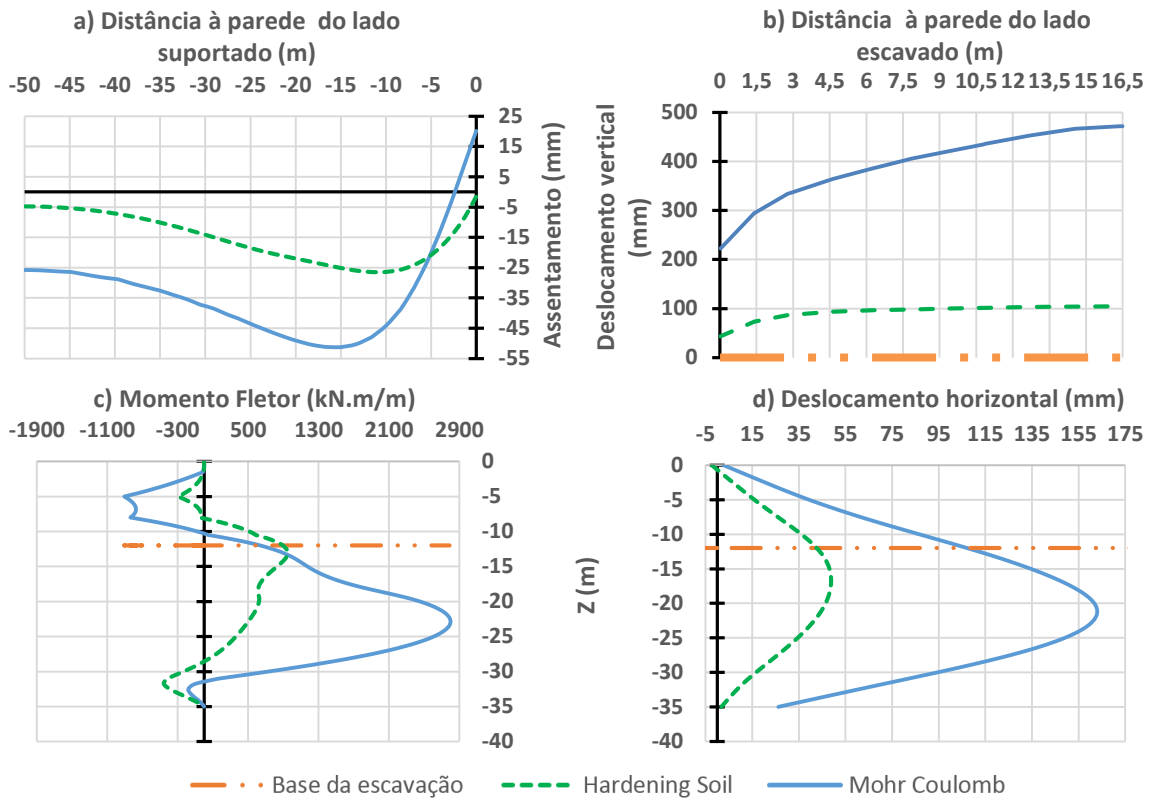


Figura 4.8 – Influência do modelo reológico: a) assentamentos à superfície; b) deslocamentos verticais da base da escavação; c) momento fletor na cortina; d) deflexão da cortina.

A Figura 4.9 mostra as zonas do solo em que existiu plastificação. Na zona abaixo do fundo da escavação denota-se uma concentração elevada de pontos plásticos. Podendo tal facto, estar interligado ao crescimento das tensões horizontais no lado passivo (rotação de 90° das tensões principais) quando o solo é descarregado, atingindo desta forma a plastificação.

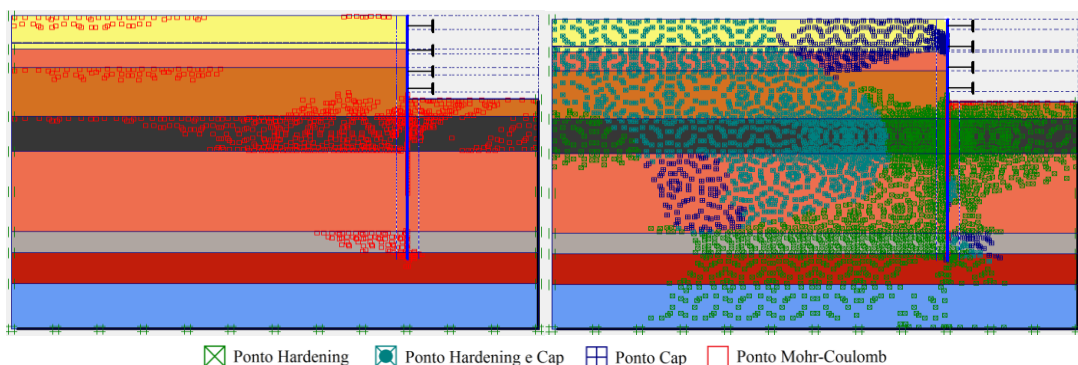


Figura 4.9 – Zonas do maciço em que ocorre plastificação: Modelo Mohr Coulomb (à esquerda) e Modelo Hardening Soil (à direita).

#### 4.4 Tipo de Análise

Parte da caracterização do maciço resultou da aplicação de correlações empíricas e, consequente estimativa de parâmetros em tensões efetivas. Contudo, algumas camadas constituintes do maciço, quando solicitadas, apresentam um comportamento distinto a curto e a longo prazo.

O PLAXIS distingue um solo com comportamento drenado (“*drained*”) e não drenado (“*undrained*”). Em ambos os casos, os parâmetros de resistência ao corte introduzidos no programa são definidos em tensões efetivas. Quando se opta pelo comportamento “*drained*”, não existe geração de excessos de pressão intersticial. Essa análise é executada em solos com elevada permeabilidade, permitindo também simular o comportamento a longo prazo de qualquer solo, sem que para tal, seja necessário o conhecimento da sua resposta perante um carregamento não drenado e durante a consolidação. A opção “*undrained*” do programa é geralmente indicada para solos com uma permeabilidade reduzida, em que ao serem solicitados são gerados excessos de pressão intersticial.

De forma a clarificar qual será o comportamento expectável do maciço durante a execução da obra, procedeu-se à comparação da sua resposta instantânea (curto prazo) ao longo da consolidação e no final da dissipação dos excessos de pressão intersticial (longo prazo). É necessário ter em consideração, que na análise da consolidação foram testados 2 modelos, um que considera o tempo de duração de cada fase construtiva de 1 dia e outro em que cada fase tem a duração de 5 dias.

##### Análise de Resultados

No que compete aos resultados observados na Figura 4.10, conclui-se que o maciço em estudo, na fase imediatamente após a escavação, tende a expandir com o tempo. Dado que a escavação, geralmente gera excessos de pressão intersticial negativos, com a consolidação estes dissipam-se, o teor em água aumenta e desta forma é recuperada a pressão neutra antes do alívio do solo.

Uma vez que os deslocamentos que ocorrem na fase da consolidação dependem da grandeza dos excessos de pressão intersticial gerados durante o processo de escavação (Costa, 2005), constata-se existirem maiores excessos gerados do lado escavado. Tal afirmação pode ser comprovada através da percentagem de recuperação do solo (amplitude de assentamentos recuperados durante a consolidação) no lado ativo (19 %) e passivo (27 %).

De acordo com a Figura 4.10, é visível na análise dos assentamentos à superfície que com o aumento do tempo de cada fase construtiva o maciço tende a ter um comportamento drenado (longo prazo).



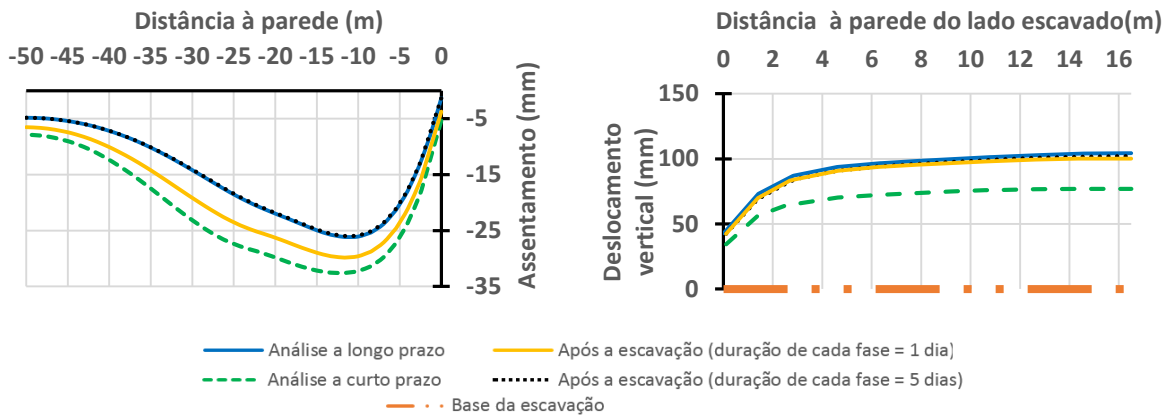


Figura 4.10 – Influência do tipo de análise efetuada durante a modelação: assentamentos à superfície finais (à esquerda) e deslocamentos verticais finais na base da escavação (à direita).

Em relação à evolução dos deslocamentos horizontais, a Figura 4.11 permite constatar que, como esperado, estes diminuem à medida que existe a dissipação de excessos de pressão intersticial. Já no que se refere ao momento fletor da cortina, este não apresenta diferenças significativas quando são efetuadas as várias análises.

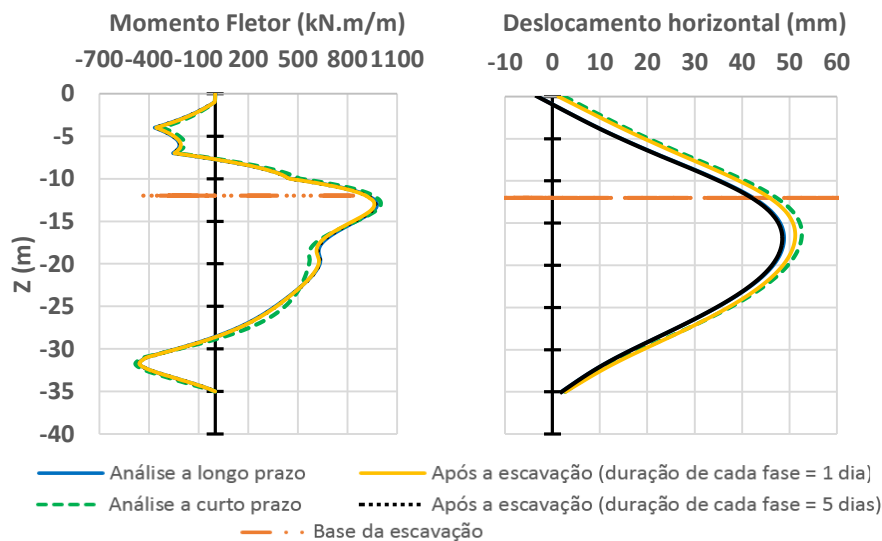


Figura 4.11 - Influência do tipo de análise efetuada durante a modelação: diagrama de momentos fletores final (à esquerda) e deslocamentos horizontais finais (à direita).

Por fim, tal análise desenvolvida permite que, para o caso de estudo, nos cálculos seguintes sejam efetuadas análises drenadas, dado o facto de se ter comprovado, que quando se associa um tempo curto às fases construtivas (existência de tempo para a consolidação), a resposta do maciço é drenada.

## 5 MODELAÇÕES EFETUADAS E ANÁLISE DE RESULTADOS

### 5.1 Introdução

No presente capítulo, tendo por base o estudo das paredes moldadas e do CSM, serão efetuadas e analisadas modelações numéricas para as paredes moldadas e um estudo paramétrico da rigidez para o CSM.

Inicialmente serão as paredes moldadas o alvo de estudo, na medida em que são apresentadas breves descrições, resultados e conclusões referentes a estudos efetuados com o intuito, de através de raciocínios simples, analisar a resposta do sistema suporte-solo quando este é submetido a uma: escavação escorada sem água, escavação escorada com rebaixamento de nível freático, escavação escorada com diferente tipo de faseamento construtivo, escavação escorada com diferente largura de cortina, escavação escorada com diferentes níveis de pré-esforço, escavação escorada com jet grouting aplicado a diferentes profundidades e escavação com jet grouting com banda de laje.

Como a modelação no PLAXIS 2D v8.2 de uma cortina de contenção é geralmente efetuada recorrendo ao elemento viga, em que os parâmetros mais influentes no controlo do seu comportamento são a rigidez à flexão (EI) e a rigidez axial (EA). Depreende-se portanto, que após a estimativa da rigidez axial e à flexão de uma cortina de CSM, a sua modelação é em tudo idêntica à de uma parede moldada.

Deste modo, posteriormente aos resultados das paredes moldadas, será criado um modelo base de CSM sobre o qual serão efetuados os estudos subsequentes: a) o cálculo da rigidez à flexão e axial de uma cortina de CSM armada com perfis de aço; b) proceder-se a um estudo paramétrico analítico da rigidez, a fim de avaliar que características terá de ter o painel CSM para apresentar um comportamento semelhante à parede moldada.

Por forma a iniciar as análises propostas é descrito um modelo base de Paredes Moldadas no subcapítulo 5.2.1. Na Tabela 5.1 são sintetizados os modelos que serviram para o estudo referente às paredes moldadas.

Tabela 5.1 – Síntese dos modelos que serviram para o estudo efetuado no presente capítulo.

Designação do Modelo	Descrição da Modelação	Tipo de análise	Tipo de faseamento	Pré-esforço das escoras	Bandas de Laje	Jet grouting
MB	Modelo Base	Drenada	Base	Não	-	-
MBSA	Modelo Base sem água	Drenada	Base	Não	-	-
MB1	Modelo Base 1	Drenada	1	Não	-	-
MCPEF	Modelo com pré-esforço $F_h$ (exceto na 1ª escora)	Drenada	1	$F_h$	-	-
MCPE2F	Modelo com pré-esforço $2 \times F_h$ (exceto na 1ª escora)	Drenada	1	$2 \times F_h$	-	-
MBL	Modelo com banda de laje (considerando apenas a rigidez à flexão da laje)	Drenada	-	-	Sim	-
MBLVT	Modelo com banda de laje (considerando a rigidez à flexão da viga em T)	Drenada	-	-	Sim	-
MCJG1	Modelo com jet grouting com parâmetros (1) nos 2,5 metros de solo arenoso	Drenada	1	Não	-	Sim
MCJG2	Modelo com jet grouting com parâmetros (2) nos 2,5 metros de solo arenoso	Drenada	1	Não	-	Sim
MCJG1A	Modelo com jet grouting com parâmetros (1) nos 11,5 metros de aluvião 4	Drenada	1	Não	-	Sim
MJ1BLVT	Modelo com jet grouting com parâmetros (1) nos 2,5 metros de solo arenoso e banda de laje (considerando a rigidez à flexão da viga em T)	Drenada	-	-	Sim	Sim

## 5.2 Paredes Moldadas

### 5.2.1 Modelo Base

O modelo base foi criado através da consulta de diversas obras com condições geotécnicas similares, de tal modo que obedecesse a algumas das regras definidas para um controlo efetivo dos movimentos, apelidadas de “8 regras de ouro” (Fernandes, 2007).

Para a cortina de contenção periférica foram adotadas paredes rígidas e impermeáveis de betão armado (paredes moldadas) com 0,8 metros de espessura e modeladas com um comportamento elástico linear. A classe de betão utilizada foi a C30/37 e o aço das armaduras será o A500 NR. Estas terão um comprimento de 35 metros para que seja assegurado o encastramento em solo competente e com reduzida permeabilidade. Desta forma pretende-se, mitigar o caudal que poderá afluir ao interior da escavação, mobilizar atrito lateral e resistência de ponta capaz de suportar o peso da cortina e principalmente as cargas axiais a que esta estará sujeita.

O travamento adotado consiste em 4 escoras metálicas espaçadas de 3 metros verticalmente e de 3 metros longitudinalmente (L), formando uma malha quadrada, modeladas com comportamento elástico linear. Por forma a minimizar os deslocamentos da cortina, a instalação da primeira escora foi antecipada para 1 metro de profundidade e a sobreescavação associada à colocação destas foi limitada a 0,5 metros. Para a escolha dos perfis das escoras metálicas a utilizar foi necessária uma estimativa dos esforços que cada escora iria suportar.

Foi então realizado um pré dimensionamento dos perfis recorrendo inicialmente aos diagramas aparentes de pressões, por forma a obter uma grandeza próxima dos impulsos ativos que as escoras irão absorver. Nos 12 metros de escavação predomina a fração arenosa, como tal, achou-se coerente adotar o diagrama de pressões aparentes de uma areia para o pré dimensionamento do sistema de travamento.

#### Cálculo de Impulsos nos 12 metros de escavação do lado ativo

A cortina com os seus 35 metros penetra num estrato com uma permeabilidade muito reduzida sendo que, segundo Fernandes (1983), *“quando as camadas são pouco permeáveis retardam o estabelecimento de uma rede de escoamento permanente em correspondência com as novas condições de fronteira hidráulicas criadas com a escavação, portanto poderá se dizer que as pressões de água que se exercem são praticamente coincidentes com as pressões hidrostáticas existentes aquela profundidade antes da escavação”*.

Irão ser determinados os impulsos hidrostáticos e os impulsos ativos do solo para a definição do diagrama aparente de pressões. O seu cálculo, foi efetuado recorrendo à Teoria de Rankine, tendo sido desprezado o atrito entre a parede e o solo.

A Tabela 5.2 contém o somatório de impulsos ativos e o valor da carga uniformemente distribuída ( $p$ ) que simula a pressão horizontal aparente do lado ativo ao longo da altura escavada ( $H$ ).

Tabela 5.2 - Determinação da pressão horizontal aparente.

<b>Somatório dos Impulsos</b>	730 kN/m
<b>Altura escavada (<math>H</math>)</b>	12 m
<b>Pressão horizontal aparente (<math>p</math>)</b>	80 kN/m <sup>2</sup>

Pré dimensionamento das escoras metálicas

A estimativa da força a que cada escora estará sujeita foi calculado através da determinação das suas áreas de influência e das pressões a que cada uma estará submetida, como demonstrado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Estimativa da força majorada que cada escora estará sujeita ( $F_d$ ).

	<b>Largura da Área de influência (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>L</math> (m)</b>	<b><math>p</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_h</math> (kN)</b>	<b><math>F_d</math> (kN)</b>
1ª escora colocada a 1 metro de profundidade	2,5	3	80	600	720
2ª escora colocada a 4 metros de profundidade	3	3	80	720	864
3ª escora colocada a 7 metros de profundidade	3	3	80	720	864
4ª escora colocada a 10 metros de profundidade	2,5	3	80	600	720

Em que ( $L$ ) é o espaçamento longitudinal das escoras, o ( $F_h$ ) é o valor da força expectável em cada escora e o ( $F_d$ ) representa a força expectável majorada pelo fator 1,2 devido ao solo presente ser arenoso. Importa referir que para efeitos de cálculo, foi assumido que o solo absorve os esforços no último metro de escavação, libertando desta forma um pouco a última escora, reduzindo-lhe portanto a sua área de influência.

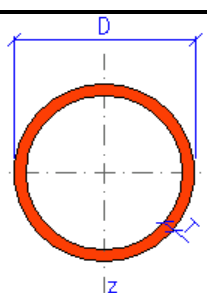
De seguida, procedeu-se à escolha da força máxima resultante de tal procedimento e efetuou-se o pré-dimensionamento elástico dos perfis metálicos (escoras) como representado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Pré dimensionamento das escoras.

<b>Força máxima na escora</b>	864 kN
<b>Tensão de cedência do aço</b>	355 MPa
<b>Área mínima das escoras</b>	24,3 cm <sup>2</sup>

A área mínima da escora é bastante pequena, o que pressupõe que o perfil escolhido teria um diâmetro e uma inércia inadequados face ao comprimento que as escoras terão de ter para vencer um vão de 33 metros, podendo assim existir problemas de encurvadura da escora. Para precaver tal situação, e através da consulta de obras com vãos similares, foram adotados perfis circulares ocos CHS 406.4×10 (mm). Convém referir que estes perfis em obra devem ser pintados com cores claras de modo a que o efeito da temperatura não altere os esforços para os quais estes materiais foram dimensionados. A Tabela 5.5 contém algumas das características do perfil adotado.

Tabela 5.5 – Características do perfil CHS 406.4×10 (staticstools@, 2015).

Dimensões		Propriedades do perfil
$D = 406,4 \text{ mm}$		$I_y = I_z = 2,45 \times 10^8 \text{ mm}^4$
$T = 10 \text{ mm}$		$W_{y,el} = W_{z,el} = 1,20 \times 10^6 \text{ mm}^3$
$A = 12500 \text{ mm}^2$		$i_y = i_z = 140 \text{ mm}$
$G = 97,8 \text{ kg.m}^{-1}$		$I_t = 4,90 \times 10^8 \text{ mm}^4$

De forma a mitigar tal efeito e para suportar o peso próprio das escoras foram adotados apoios metálicos espaçados 5,5 metros ao longo dos 33 metros de comprimento das escoras. De seguida será calculada a carga crítica das escoras com os apoios adotados para verificar se todo o sistema estará em segurança.

### Carga crítica de Euler

O cálculo da carga crítica de Euler ( $P_{cr}$ ) é efetuado a partir da seguinte equação:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L_e^2} \quad (14)$$

Em que  $E$  é o módulo de elasticidade do aço (210 GPa),  $I$  o módulo de inércia e o  $L_e$  é o comprimento equivalente (neste caso o comprimentos entre apoios).

Efetuada tal cálculo, a carga crítica de Euler apresenta o valor de 16786 kN, significando que só para valores iguais ou superiores a escora poderá instabilizar.

### **5.2.2 Modelos para estudo da influência da presença da água numa escavação**

O estudo do efeito da água na escavação e contenção periférica da obra em causa foi realizado através da comparação de uma escavação com rebaixamento do nível freático (MB) e de uma escavação seca (MBSA).

### **Análise de Resultados:**

#### Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície

A análise dos deslocamentos finais horizontais e do assentamento final do solo quando as condições de escavação alternam entre secas e com rebaixamento de nível freático será feita com base na Figura 5.1.

Conclui-se que os deslocamentos horizontais e os assentamentos no solo aumentam bastante quando existem pressões hidrostáticas sobre a cortina, sendo estes mais relevantes que os impulsos do próprio solo. É observado, através de tais gráficos, que existe uma relação lógica entre os deslocamentos horizontais e os assentamentos no solo.

Interessante verificar que o deslocamento horizontal máximo quando existe rebaixamento do NF ocorre na zona abaixo da base da escavação, ao contrário da situação em que não existe água no solo. Os impulsos hidrostáticos conjuntamente com o facto da existência de uma camada de solo mole imediatamente abaixo da base da escavação, provocam a amplificação da flexão da cortina nessa zona e conseqüentemente maiores deslocamentos horizontais nesse local, como já tinha sido concluído pelo estudo de Fernandes (1981).

Os valores máximos do deslocamento horizontal na cortina e para o assentamento à superfície recomendados pela bibliografia de referência para uma escavação de 12 m, seriam respetivamente 3 cm e 2,4 cm, recomendados por Long (2001). Os deslocamentos e os assentamentos máximos do MBSA são 12 mm e 6 mm respetivamente, estando dentro dos limites recomendados. Já quanto á grandeza dos valores que resultaram do modelo com rebaixamento do NF, os valores de 49 mm para os deslocamentos horizontais e 26 mm para os assentamentos à superfície são excessivamente elevados para uma escavação de 12 metros de profundidade. Assentamentos desta grandeza poderão implicar danos graves nas estruturas vizinhas.

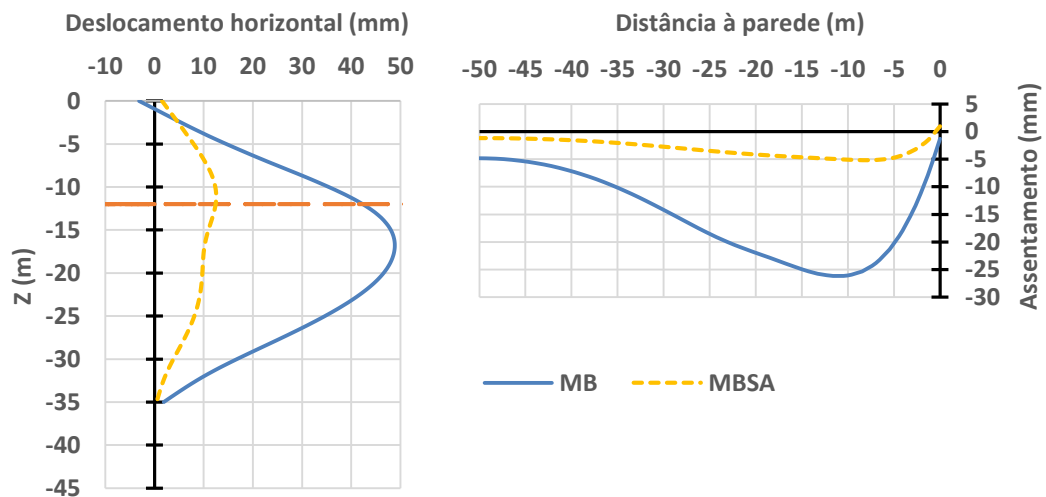


Figura 5.1 – Influência da presença de água numa escavação: deslocamentos horizontais finais na cortina e assentamento final do solo.

### Esforço transverso e Momento fletor na cortina

Da análise da Figura 5.2 poderá concluir-se que dos 2 modelos analisados, os esforços são bastantes superiores para o modelo que considera o rebaixamento do NF (MB). Como seria esperado, tal ocorre devido à elevada pressão hidrostática do lado ativo.

Através dos incrementos do esforço transverso da Figura 5.2, observados no MB na parte acima da base da escavação, constata-se que as escoras estão sujeitas a muito maiores esforços do que na outra modelação. Observa-se também nesse modelo, através do diagrama de Esforço transverso e dos deslocamentos horizontais, que a 1ª escora colocada no terreno, devido à excessiva flexão da cortina abaixo da base da escavação, irá funcionar como uma escora tirante.



Como conclusão geral da análise anteriormente realizada, poderá afirmar-se que é necessário um melhoramento na solução que foi adotada, uma vez que se trata de uma obra em que a escavação será executada com rebaixamento do NF e os resultados da modelação efetuada não foram satisfatórios. Por conseguinte, e na tentativa de chegar a resultados toleráveis em obra, todos os modelos em seguida analisados serão com rebaixamento de NF.

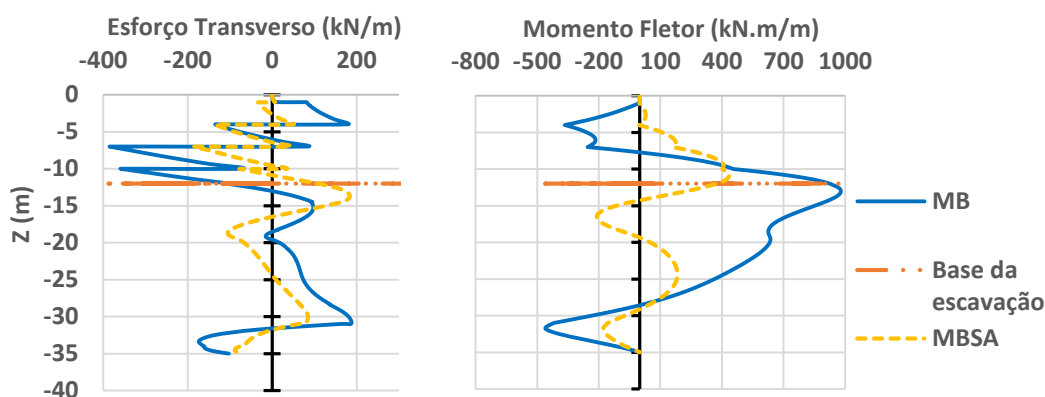


Figura 5.2 – Influência da presença de água numa escavação: Esforço transverso final e Momento fletor final.

### 5.2.3 Modelos para estudo da influência do faseamento construtivo do escoramento

Da observação e estudo de várias escavações poderá pressupor-se que os deslocamentos da cortina e respetivos assentamentos à superfície dependem muito do faseamento construtivo a adotar. O faseamento do modelo base (MB) foi criado tendo em conta algumas regras de boa prática, pese embora devido à importância de tal aspeto, achou-se pertinente testar outro faseamento para verificar se existem melhorias relativamente ao usado no MB. Foi realizado um estudo das várias fases da obra relativa ao modelo base e observou-se que os maiores deslocamentos ocorriam nas últimas fases de escavação, logo para tentar mitigar tal efeito foi minimizado o espaço entre escoras na parte final da escavação. De referir que ambos os modelos têm as mesmas 4 escoras, o espaçamento longitudinal de 3 metros e uma sobreescavação associada à colocação das escoras limitada a 0,5 metros. Na Tabela 5.6 são descritos os faseamentos que serão comparado.

Tabela 5.6 – Descrição dos faseamentos analisados.

Faseamento base (MB)		Faseamento 1 (MB1)	
1º Escavação	1,5 m	1º Escavação	2 m
2º Escavação	3 m	2º Escavação	3,5 m
3º Escavação	3 m	3º Escavação	3 m
4º Escavação	3 m	4º Escavação	2,5 m
5º Escavação	1,5 m	5º Escavação	1 m

## **Análise de Resultados:**

### *Deslocamentos horizontais para as várias fases da escavação*

A primeira constatação que a análise da Figura 5.3 permite fazer é que para ambos os faseamentos os deslocamentos horizontais na fase final da escavação são idênticos. Poderá também ser observado que o MB, em que é antecipada a colocação da 1ª escora (a 1 metro da superfície) faz com que haja uma redução nas várias fases da escavação excetuando na fase final. Tal facto surge naturalmente devido à colocação duma escora mais próxima da base da escavação no modelo MB1 que permite que os deslocamentos sejam reduzidos na passagem da 4ª para a fase final.

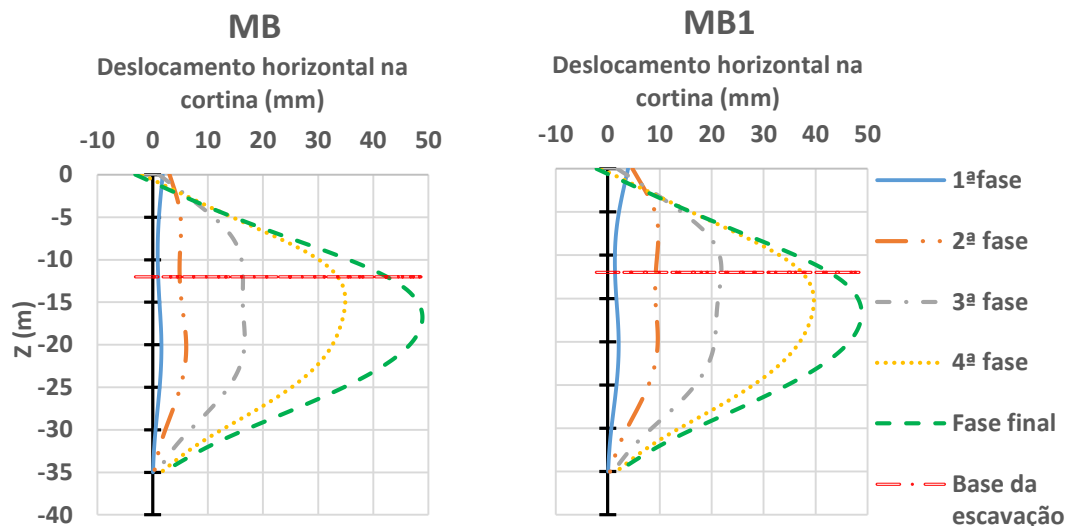


Figura 5.3 – Deslocamento horizontal para as várias fases de escavação do MB e MB1.

### *Diagramas de momentos fletores para as várias fases da escavação*

Na Figura 5.4 são apresentados os diagramas de momentos fletores durante as várias fases da escavação para o MB e o MB1. As envolventes de momentos fletores dos dois modelos comparados são bastante semelhantes, embora o MB registe o valor máximo de momento fletor, sendo este 977,2 kN.m/m (mais 30 kN.m/m que o momento máximo do MB1).

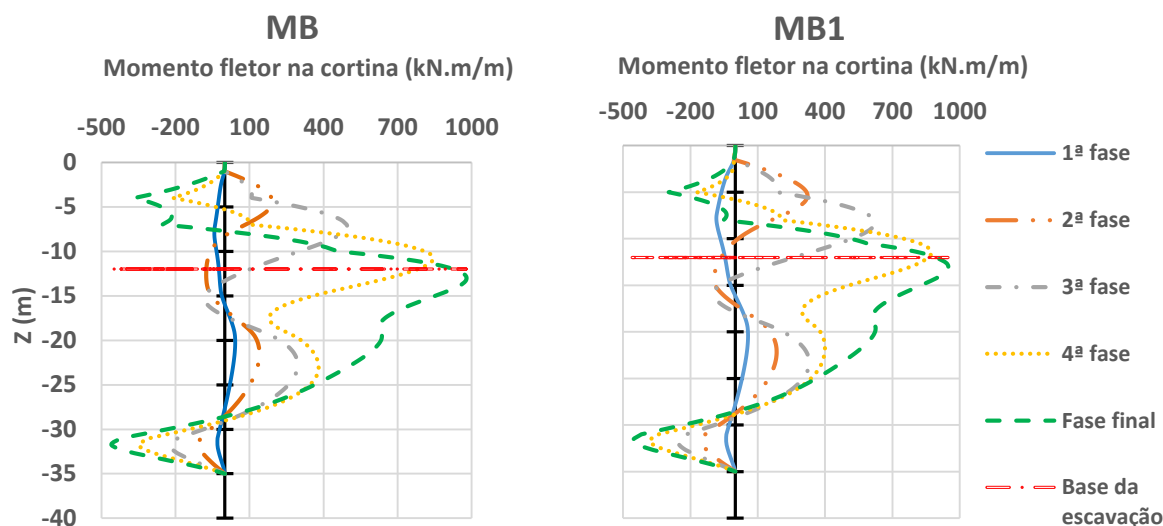


Figura 5.4 – Diagramas de momentos fletores para as várias fases de escavação do MB e MB1.

#### Esforço nas escoras durante as várias fases da escavação

A evolução do esforço axial nas escoras ao longo da escavação ilustrada na Figura 5.5 demonstra que a 3ª escora em ambos os modelos é a escora mais comprimida. Esta apresenta para o MB um valor de compressão de 1404 kN, enquanto no MB1 o valor para a mesma escora é de 1326 kN. Tal diferença de valores pode ser justificada devido à maior área de influência da 3ª escora do MB relativamente à do MB1. Importa ressaltar que os valores máximos de compressão encontram-se muito abaixo da carga crítica de Euler (já anteriormente calculada), assim como da força necessária (4438 kN) para igualar a tensão de cedência do aço.

É possível observar que a 1ª escora no MB após a 2ª escavação é pouco solicitada comparativamente à do MB1, uma vez que a antecipação da sua colocação e a proximidade da 2ª escora confere-lhe algum alívio de carga. Nas escavações finais em ambos os modelos denota-se um decréscimo de esforço na 1ª escora, chegando mesmo a registar esforços de tração, tal facto poderá resultar do assentamento à superfície junto à cortina causado pela sua exagerada flexão. Deste modo é importante considerar uma escora tirante para o 1º nível de escoramento. Constata-se também que o pré dimensionamento para o escoramento do MB, efetuado através dos diagramas aparentes, é muito simplista e nada conservador para o presente caso, uma vez as escoras apresentam esforços muito superiores (exceto a 1ª escora) aos estimados. A 3ª escora tem um esforço axial cerca de 60 % mais elevado do que foi estimado.

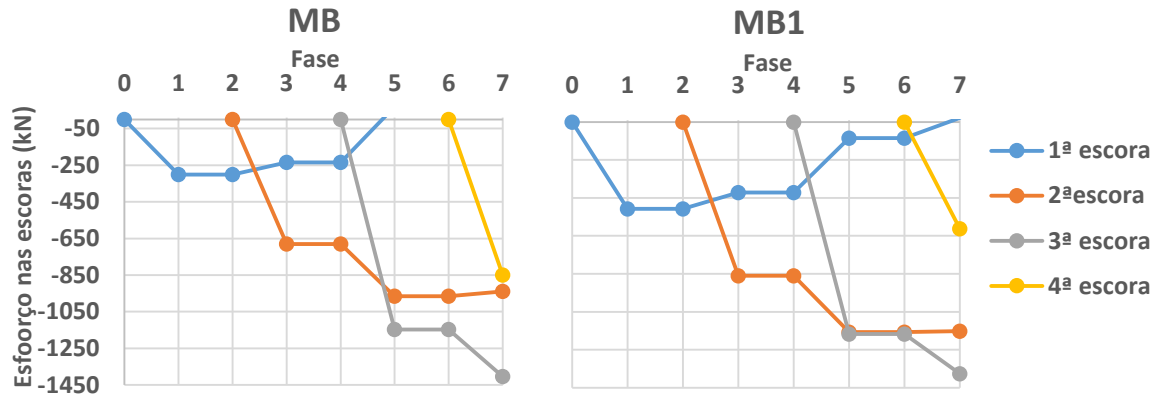


Figura 5.5 – Evolução do esforço nas escoras ao longo da escavação para o MB e MB1.

Em jeito de conclusão das análises efetuadas neste subcapítulo é possível afirmar que não existiram diferenças assinaláveis com a mudança do faseamento, no entanto como se verificou que o valor do momento máximo foi reduzido adotando o MB, será este alvo de futuros estudos.

#### 5.2.4 Modelos para estudo da influência da rigidez à flexão da cortina

A cortina dos vários modelos analisados no presente estudo apresenta uma espessura de 80 cm, porém à primeira vista tal valor pode ser considerado excessivo. De tal modo que é de todo o interesse efetuar um estudo comparativo da influência da espessura no comportamento de todo o sistema. Para tal análise, recorreu-se ao MB1, a partir do qual foram criados dois modelos análogos, exceto na espessura da cortina em que se analisaram cortinas com 60 cm e 100 cm.

#### Análise de Resultados:

##### Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície

A influência da rigidez à flexão da cortina está bem patente na Figura 5.6, onde se demonstra, como seria expectável, que menores rigidezes traduzem maiores deslocamentos (efeito de arco). A comparação dos resultados mostra que a cortina com 80 cm e 100 cm de espessura apresentam valores máximos semelhantes tanto para os deslocamentos horizontais como para os assentamentos à superfície, sendo a diferença de comportamento mais considerável quando se compara a cortina de 100 cm com a de 60 cm (diferença na ordem dos 2 cm e 1 cm nos deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície respetivamente). Tais conclusões corroboram o anteriormente dito, uma vez que mesmo com o incremento da rigidez da cortina, quando se está na presença de um solo com baixa resistência abaixo do nível de escavação, é

este o principal responsável pelo comportamento da cortina quer a nível de deslocamentos horizontais como de assentamentos à superfície.

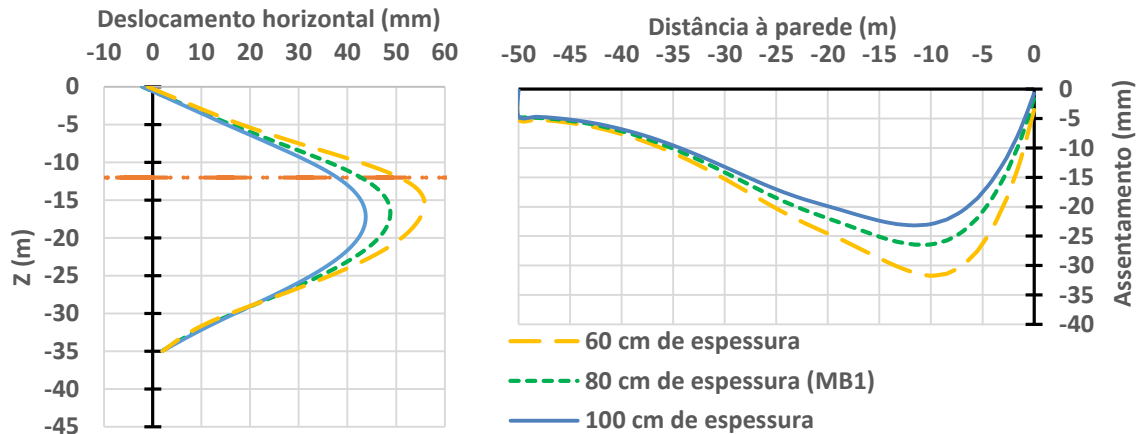


Figura 5.6 – Influência da rigidez à flexão da cortina: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.

#### Esforço transversal e Momento fletor na cortina

Relativamente à Figura 5.7, observa-se que associada à diminuição da espessura da cortina os esforços máximos são reduzidos. Abaixo do nível base da escavação, na cortina de 60 cm verificou-se uma redução de momento fletor máximo próxima de 55 % e uma redução de 20 % do esforço transversal máximo comparativamente à cortina com 100 cm de espessura.

Os esforços acima da base da escavação para os 3 modelos já não apresentam diferenças tão significativas como seria esperado. Tal poderá ser explicado devido à baixa rigidez da cortina de 60 cm agravar os deslocamentos (comparativamente aos outros 2 modelos) na camada de baixa resistência e, como os deslocamentos da zona escorada dependem essencialmente da rigidez das escoras (igual nos 3 modelos), é expectável que se gerem elevados deslocamentos diferenciais no maciço suportado. Deslocamentos esses, que quanto maior são mais amplificam a transferência de tensões por efeito de arco, podendo ser esta a causa da semelhança de esforços na zona escorada.

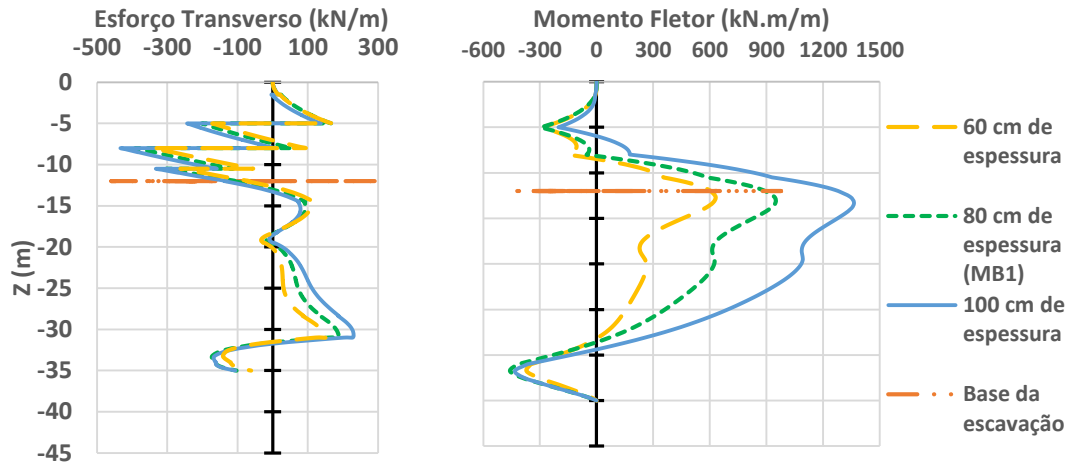


Figura 5.7 - Influência da rigidez à flexão da cortina: Esforço transversal final e momento fletor final.

Os resultados analisados neste subcapítulo não apresentam um ganho significativo nos deslocamentos e assentamentos à superfície com a escolha de uma cortina com 80 cm de espessura face a uma com 60 cm. Pese embora tal constatação, numa escavação de 35 m quando se escolhe uma cortina de espessura reduzida, aspetos como a colocação de armadura e preenchimento da vala com betão, poderão suscitar imperfeições e conseqüentes alterações do comportamento expectável do sistema de suporte.

### 5.2.5 Modelos para estudo da influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas

Este subcapítulo pretende avaliar os efeitos e os ganhos que surgem da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas. Será efetuada uma análise comparativa entre 3 modelos, sendo que um deles não possui pré-esforço (MB1) e os outros dois (MCPEF e MCPE2F) possuem diferentes níveis de pré-esforço.

Numa fase precedente à modelação foi necessário estimar o valor de pré-esforço a aplicar nas várias escoras. Tal estimativa foi feita recorrendo aos diagramas de pressões aparentes e calculando o valor da força não majorada expectável em cada escora ( $F_h$ ). O cálculo posteriormente efetuado é referente ao MB1, tendo para isso sido necessário determinarem-se novas áreas de influência para determinar o valor de  $F_h$  correspondente ao faseamento do modelo (ilustrado na Tabela 5.7).

Tabela 5.7 - Estimativa da força não majorada a que cada escora estará sujeita ( $F_h$ ).

	Largura da Área de influência ( $m^2$ )	$L$ (m)	$p$ ( $kN/m^2$ )	$F_h$ (kN)	$F_d$ (kN)
1ª escora colocada a 1,5 metro de profundidade	3	3	80	720	864
2ª escora colocada a 5 metros de profundidade	3,5	3	80	840	1008
3ª escora colocada a 8 metros de profundidade	2,75	3	80	660	792
4ª escora colocada a 10,5 metros de profundidade	1,75	3	80	420	504

Importa referir que tanto no MCPEF como no MCPE2F não foi aplicado qualquer nível de pré-esforço à 1ª escora, uma vez que no estudo anteriormente realizado, verificou-se que no final da escavação esta se encontra a funcionar como escora tirante (à tração). Nas restantes escoras para o modelo do MCPEF será aplicada a  $F_h$ , e para o MCPE2F será aplicada  $2 \times F_h$ .

### **Análise de Resultados:**

#### *Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície*

Na Figura 5.8 é perceptível que o pré-esforço reduz significativamente os movimentos associados a uma escavação, principalmente na sua fase inicial. Comparando os dois níveis de pré-esforço, constata-se que ao duplicar o pré-esforço, a redução dos deslocamentos horizontais principalmente acima da base da escavação foi considerável, de tal modo que nos primeiros metros de escavação é visível que a cortina se deforma no sentido contrário ao expectável. Tal facto deve-se ao excessivo pré-esforço aplicado nas escoras. É bem visível a quebra de influência do pré-esforço nos deslocamentos abaixo da base de escavação, nomeadamente a partir dos 31 metros em que a cortina penetra numa camada de solo competente (Aluvião 5).

Nos assentamentos à superfície poderá dizer-se que aconteceu algo análogo ao que ocorreu nos deslocamentos horizontais, sendo mais uma vez bem visível a sua interdependência, embora na análise comparativa entre o MCPEF e MCPE2F, a diferença de assentamentos observada não é tão substancial como seria de esperar face à diferença dos valores de pré-esforço dos modelos.

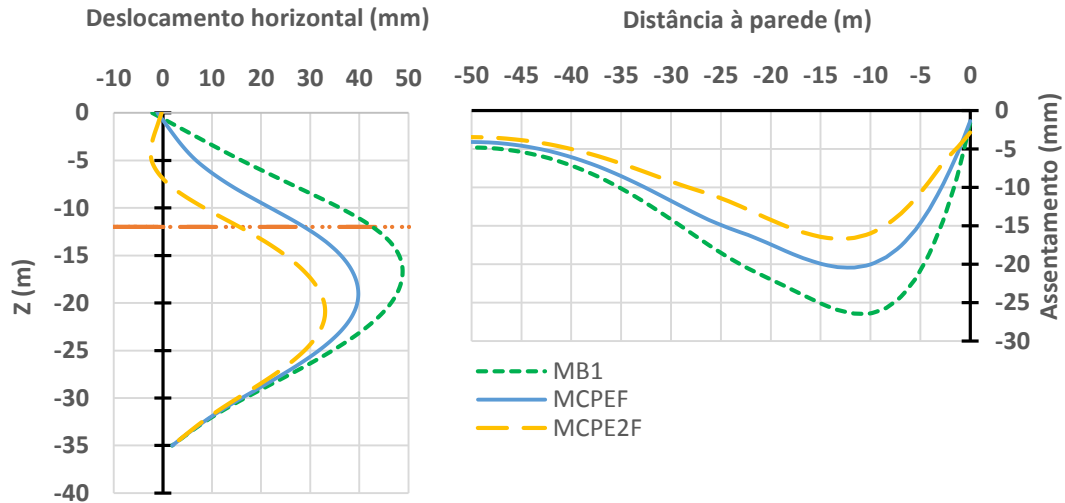


Figura 5.8 - Influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas: Deslocamento horizontal final e o assentamento final à superfície.

#### Esforço transverso e Momento fletor na cortina

Através da análise da Figura 5.9, conclui-se que quanto aos esforços na cortina, como seria expectável, aumentaram com o aumento do nível de pré-esforço aplicado, sendo estes mais consideráveis acima da base da escavação. Nas escoras observa-se que com a aplicação de um nível maior de pré-esforço, estas ganham rigidez minimizando os deslocamentos e consequentemente absorvendo mais esforço (efeito de arco), facto bem visível no diagrama de esforço transverso.

Imediatamente abaixo da base da escavação nota-se que com o aumento de pré-esforço reduz-se um pouco o valor do momento da cortina. Tal situação advém provavelmente da migração de parte das tensões horizontais do lado ativo que atuavam na parte inferior à base da escavação para a parte em que está instalado o pré-esforço (efeito de arco).

Importa referir que nem durante a aplicação do pré-esforço nem durante as várias fases da obra foi igualada a força necessária para o material entrar em cedência.



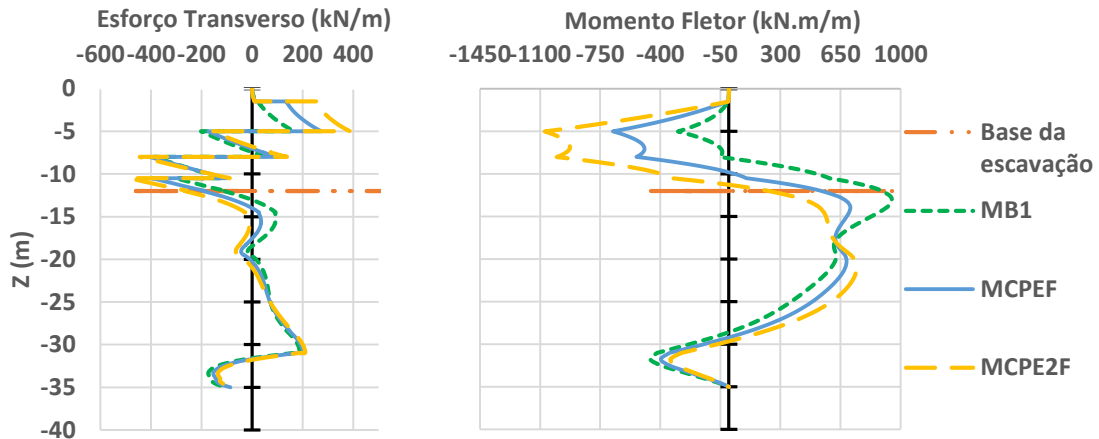


Figura 5.9 - Influência da aplicação do pré-esforço nas escoras metálicas: Esforço transversal final e Momento Fletor final.

### Pressões de terra

As pressões de terra na cortina, ilustradas na Figura 5.10, mostram que acima da base da escavação sofrem um natural acréscimo face às pressões em repouso. Tal situação poderá ser explicada pela diminuição de movimento da cortina acima da base da escavação resultante do aumento da rigidez das escoras, mobilizando desta forma uma acrescida concentração de tensões horizontais nesses locais.

Abaixo da base da escavação os 3 modelos analisados não apresentam diferenças consideráveis, embora seja verificado que as pressões de terra são inferiores às pressões de terra em repouso. Como se trata da zona da cortina em que ocorrem os deslocamentos horizontais máximos é onde é mobilizado maior impulso ativo.

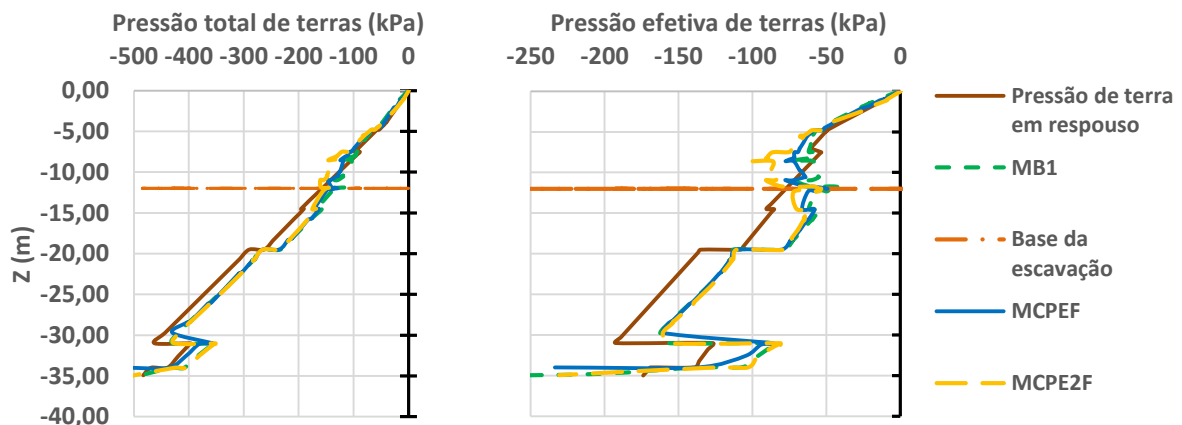


Figura 5.10 – Pressões de terras no lado suportado em repouso e no final da escavação.

Esforço nas escoras durante as várias fases da escavação

Dos dados da Figura 5.11, constata-se que a aplicação de um nível de pré-esforço mais elevado, reflete num aumento da compressão nas escoras (excetuando na escora-tirante, na qual a tração aumenta). A escora mais esforçada no MCPE2F (2ª escora) apresenta um acréscimo de 50 % de esforço absorvido em relação ao MCPEF. É de ressaltar o facto, de que o pré-dimensionamento usado para o nível de pré-esforço a aplicar nas escoras, não se apresenta como uma solução conservadora, uma vez que os esforços observados no final da escavação, são bastante mais elevados. De notar, que no MCPE2F, o esforço observado na 2ª escora no final da escavação, comparativamente ao pré dimensionamento, regista um acréscimo de 125 % no seu esforço axial.

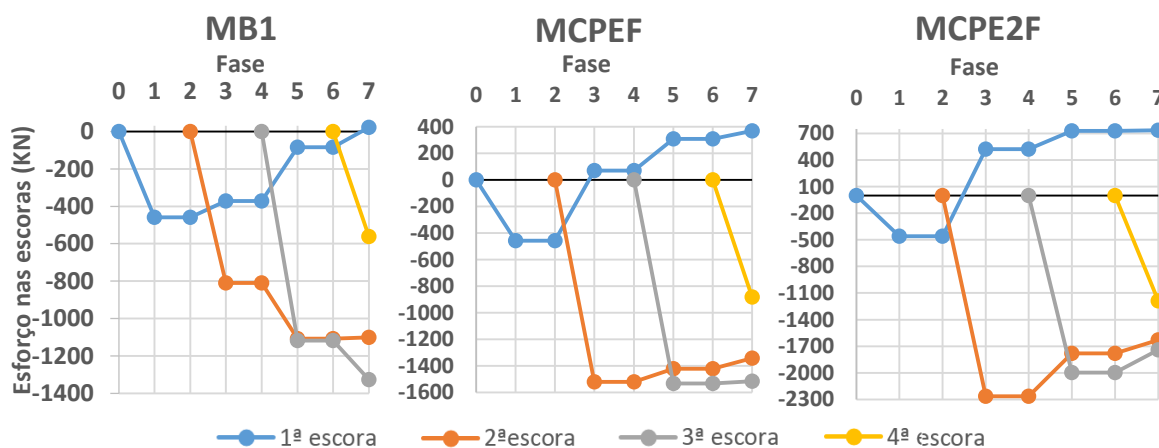


Figura 5.11 - Evolução do esforço nas escoras ao longo da escavação para o MB1, MCPEF e MCPE2F.

**5.2.6 Modelos para estudo da influência do tipo de travamento a utilizar na contenção periférica**

A versão do programa PLAXIS utilizada permite fazer apenas análises 2D, pelo que não é adequada para análises globais com travamentos por bandas de laje, com comportamento marcadamente variável na direção perpendicular ao plano transversal da escavação. Foi por isso necessário proceder a algumas simplificações para obter uma aproximação da solução real. O comportamento da laje foi simulado através da utilização de uma estrutura com comportamento axial (escora). Irá então proceder-se ao cálculo da flecha máxima da banda de laje e igualar o seu valor à deformação axial de uma escora espaçada de metro a metro longitudinalmente, podendo desta forma ser retirado uma rigidez axial que simula a rigidez da banda de laje. Tal cálculo exige que se admitam características para a laje e para o comprimento da escora. Para a banda de laje admitiu-se que esta é executada com betão C70/85, possui uma espessura de

0,6m e uma largura de 8 m. O peso da banda de laje é suportado através de microestacas, colocadas numa fase prévia á execução da escavação e banda de laje.

#### Pré dimensionamento das microestacas

Recorrendo ao programa *ROBOT* foi efetuado o cálculo da força necessária para suportar uma banda de laje com as características anteriormente mencionadas (Figura 5.12), supondo que a distribuição das microestacas é aproximadamente uma malha quadrangular com 4 metros de lado.

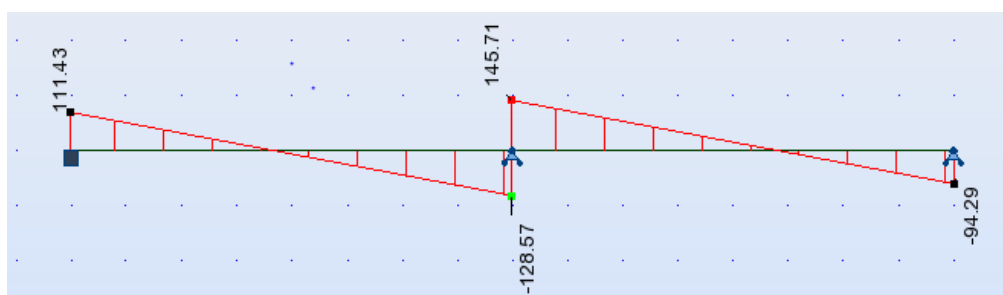


Figura 5.12 – Cálculo no *ROBOT* do esforço axial nas microestacas.

Verifica-se que uma banda de laje exerce um esforço axial de aproximadamente 275 kN na microestaca mais esforçada. Como serão 4 bandas de laje que a microestaca terá de suportar, o valor que servirá para dimensionamento será de 1100 kN. Se for adotada uma tensão de cedência para o aço da microestaca de 275 MPa, então a área mínima necessária para a microestaca será de 40 cm<sup>2</sup>, por exemplo um perfil CHS 177.8×10.

#### Metodologia para simulação de uma banda de laje através de uma escora no programa *PLAXIS*

Por simplificação neste cálculo, a planta da escavação foi admitida ser retangular com 93 m de comprimento e 33 m de largura. Por razões de simetria as bandas de laje funcionam como vigas bi-encastradas nas extremidades. No programa *ROBOT* foi efetuada uma viga horizontal com as propriedades da laje e calculada a flecha máxima (em cm) para uma carga de 1 kN/m (Figura 5.13), para desta forma se retirar a rigidez de uma escora que sofre um encurtamento igual à flecha máxima.

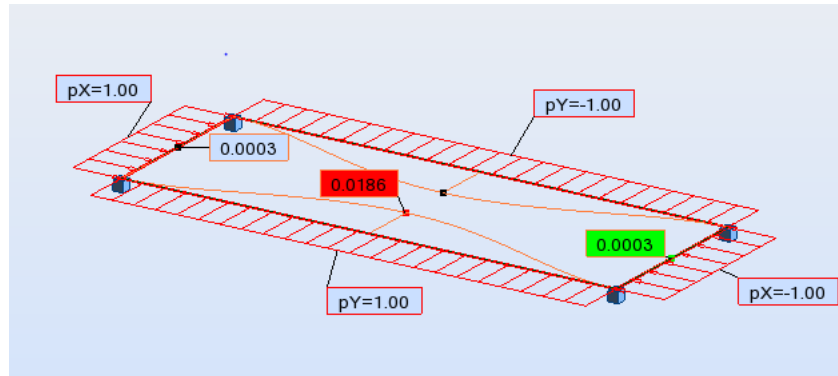


Figura 5.13 – Cálculo no *ROBOT* da flecha máxima (em cm) para uma carga de 1kN/m para uma banda de laje que cobre todo o perímetro da obra.

O valor da flecha máxima para um elemento bi-encastado é dado por:

$$f_{máx} = \frac{p \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (15)$$

em que  $p$  é a carga distribuída aplicada na banda de laje,  $l$  é o vão de flexão da banda de laje (neste caso,  $l=93$  metros),  $E$  o módulo de elasticidade do betão utilizado na banda de laje (C70/85, em que o  $E=41$ Gpa) e  $I$  o momento de inércia da respetiva secção (neste caso  $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 25,6 \text{ m}^4$ , sendo  $b=0,6$  m e  $h=8,0$  m).

A variação de comprimento de uma escora é dada pela expressão:

$$\Delta l = \frac{p \times l_e}{E_e \times A_e} \quad (16)$$

em que  $p$  é a mesma carga que o elemento laje está sujeito,  $l_e$  é o comprimento da escora admitido no PLAXIS, o  $E_e$  é o módulo de elasticidade da escora e o  $A_e$  é a área transversal da escora.

Igualando ambas as expressões:

$$\frac{p \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{p \times l_e}{E_e \times A_e} \quad (17)$$

Para a escora com comportamento linear elástico assumiu-se um comprimento equivalente no PLAXIS de 16,5 metros. Desta forma foi obtida uma rigidez axial da escora igual a 5388 kN/m, que visa simular a rigidez da banda de laje admitida no MBL. A forma anteriormente descrita não tem em conta o aumento de inércia que existe quando a banda de laje é encastrada à parede moldada, portanto achou-se pertinente a realização de um outro modelo (MBLVT), mas agora contabilizando esse ganho de inércia.

Como tal utilizou-se a mesma banda de laje com a análise feita tendo em consideração a rigidez à flexão da banda de laje conjuntamente com a cortina. Tal simulação pode ser efetuada admitindo que a banda de laje se encontra encastrada à cortina, analisando desta forma uma viga horizontal em T, aumentando assim a inércia da banda de laje utilizada na análise e consequentemente aumentando a rigidezes das escoras.

Para o cálculo da inércia da viga em T ( $I_{VT}$ ) recorreu-se ao Teorema de Steiner, tendo sido obtido o valor de 56,7 m<sup>4</sup>. Deste modo, a inércia duplica em relação a quando se considera apenas a rigidez à flexão da banda de laje. Desta forma a rigidez axial da escora passa a tomar o valor de 11933 kN/m. Os modelos MBLVT e MBL irão ser comparados conjuntamente com um modelo com pré-esforço (MCPEF).

### **Análise de Resultados:**

#### *Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície*

A Figura 5.14 permite concluir que o modelo com pré-esforço (MCPEF) é bastante mais competente na atenuação dos deslocamentos ao longo da cortina e assentamentos à superfície, quando comparado com os modelos com Banda de Laje testados. Na modelação efetuada, as bandas de laje testadas demonstram ser uma técnica de travamento com uma rigidez muito baixa para a grandeza de impulsos presentes na obra em estudo.

Se compararmos o MBL e o MBLVT, verifica-se que existe uma diminuição de deslocamentos e assentamentos quando é considerado na modelação o encastramento da banda de laje à parede moldada. Contudo a grandeza de valores que ambos apresentam são insatisfatórios para uma obra deste tipo. Este facto poderá resultar do comprimento de 93 m da viga horizontal que simulou a banda de laje, necessitando esta de uma rigidez extrema quando solicitada pelos impulsos do terreno. Tal rigidez poderá ser “adquirida” recorrendo a travamentos perpendiculares à cortina (por exemplo, painéis de jet grouting ou CSM) executados numa fase prévia à escavação.

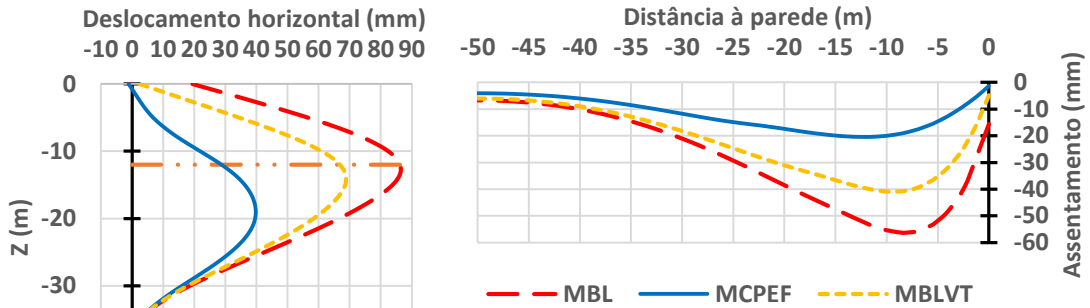


Figura 5.14 - Influência do tipo de travamento considerado acima da base da escavação: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.

Esforço transverso e Momento fletor na cortina

Na Figura 5.15 é bem visível que com a diminuição da rigidez do travamento, a evolução do momento fletor, principalmente acima da base de escavação, está intimamente relacionada com a evolução dos deslocamentos horizontais da mesma. Pode ainda ser referido, que para os 3 modelos analisados, foi registado um pico de momento fletor a cerca de 32 m de profundidade, o que poderá traduzir um “certo encastramento” da cortina quando passa de um estrato mole (aluvião 4) para um estrato com uma rigidez considerável (aluvião 5).

A avaliação do diagrama de esforço transverso permite concluir que as escoras do MCPEF absorvem uma carga bastante superior relativamente à carga axial absorvida pelas bandas de laje no MBL e MBLVT, muito provavelmente devido ao desenvolvimento de mecanismos de transferência de tensões através do já referido efeito de arco.

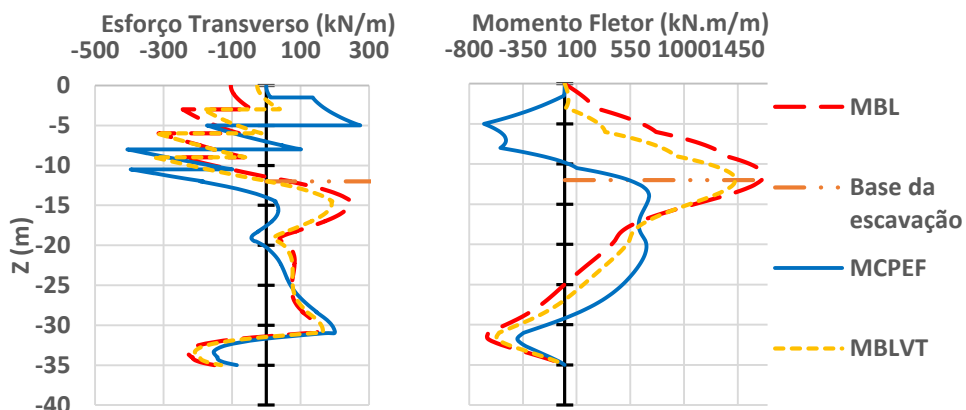


Figura 5.15 - Influência do tipo de travamento considerado acima da base da escavação: Esforço transverso final e Momento fletor final

Como seria expectável, tais resultados analisados até ao momento vêm confirmar o enunciado por Fernandes (1983), constatando-se que a mudança de faseamento, a aplicação de pré-esforço e a alteração do tipo de travamento são metodologias que permitem a alteração significativa dos deslocamentos acima da base da escavação. Porém os deslocamentos máximos que têm vindo a ser registados localizam-se abaixo da base da escavação, sendo portanto necessário medidas que permitam a intervenção a esse nível.

### **5.2.7 Modelos para estudo da influência do tratamento do solo através da técnica jet grouting**

O comportamento do jet grouting será modelado de acordo com o modelo elástico linear no PLAXIS. Perante a grande probabilidade de ocorrência em obra, de após a execução das paredes moldadas e do jet grouting, a interface solo tratado e parede moldada não estarem perfeitamente contíguas, é considerado que existe uma fina camada de solo entre os 2 materiais, logo como tem sido admitido ao longo deste trabalho e prática corrente, é utilizado o valor  $R_{int} = 2/3$  (2/3 da aderência máxima) na modelação. Quanto ao faseamento adotado, importa referir que primeiro é executada a parede moldada e em seguida efetuado o tratamento de 2,5 m de solo arenoso do lado escavado, subjacente à base da escavação.

Devido à disparidade de valores presentes em diversas bibliografias, principalmente quanto ao módulo de deformabilidade de um solo tratado por jet grouting (jato triplo), foram criados 2 modelos em que os parâmetros do solo tratado diferem:

- Parâmetros (1) usados no MCJG1: Resistência à compressão uniaxial (UCS) = 3MPa;  $E=250\text{MPa}$  (Kirsch e Bell, 2013);  $k = 9 \times 10^{-5} \text{m/dia}$  (permeabilidade isotrópica);  $\nu = 0,2$ .
- Parâmetros (2) usados no MCJG2: UCS =10MPa;  $E = 300\text{UCS}$  (Van der Stoel (2001) citado por Axtell (2008)), logo  $E=3\text{GPa}$ ;  $k= 9 \times 10^{-5} \text{m/dia}$  (permeabilidade isotrópica);  $\nu=0,2$ .

A influência do tratamento do solo que irá ser analisada contempla a comparação entre 3 modelos, um modelo com pré-esforço e sem tratamento do solo (MCPEF) e os dois modelos anteriormente referidos.

Antes da análise de resultados entre os modelos testados no presente subcapítulo, importa ter em consideração as forças de percolação e hidrostáticas que irão atuar sob a laje de jet grouting. Por forma a controlar tal situação, esta deve ser pregada a um solo competente e por forma a aliviar algumas dessas pressões é normalmente aconselhável perfurar a laje. É também importante e aconselhável, executar o jet grouting antes da escavação, para que se comece a escavar e não se intersete o nível freático.

## Análise de Resultados:

### Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície

Da análise da Figura 5.16 verifica-se que os assentamentos à superfície, assim como os deslocamentos horizontais (excetuando nos primeiros 5 metros de escavação) sofrem uma redução bastante considerável com o tratamento do solo subjacente à base da escavação, sendo esta tanto maior, quanto maior é o módulo de deformabilidade do solo tratado.

O MCJG2 apresenta deslocamentos no sentido contrário aos impulsos do terreno nos últimos 7 metros de escavação, o que significa que a laje de jet grouting induz um travamento com tal rigidez à cortina, que as 2 últimas escoras deixam de ser necessárias. Constatou-se que no MCJG2 a laje de jet grouting incrementa de tal forma o confinamento do solo suportado (adjacente à laje tratada), que o solo acima deste tende a exercer maior pressão na parte superior da cortina e consequentemente maiores deslocamentos horizontais da cortina à superfície. A grandeza de valores observada no MCJG1 e MCJG2 enquadra-se no intervalo de valores aceitáveis (anteriormente mencionado) para o tipo de obra em estudo, sendo que este último apresenta uma redução de 52 % e 78 % nos deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície, respetivamente.

Conclui-se portanto que das técnica analisadas no caso de estudo, o jet grouting revela-se a mais competente a mitigar assentamentos à superfície e deslocamentos horizontais ao longo da cortina.

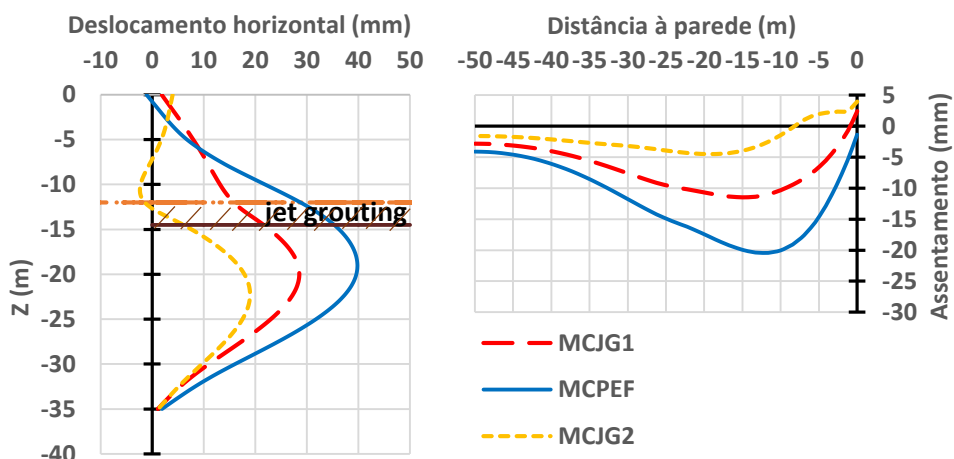


Figura 5.16 - Influência do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.



### Esforço transverso e Momento fletor na cortina

No que compete aos esforços ilustrados na Figura 5.17, constata-se que o tratamento do solo gera o seu aumento. Para o MCJG1 e MCJG2 o valor de esforço transverso e momento fletor máximo surgem na zona da cortina contígua ao solo tratado. Tal situação é expectável, uma vez que com o aumento do módulo de deformabilidade na zona tratada, existirá uma elevada discrepância de rigidezes entre as várias camadas de solo, logo será despoletada uma elevada transferência de tensões para a zona mais rígida. Abaixo da zona de concentração de tensões a influência do jet grouting nos esforços da cortina decresce devido ao serem similares nos 3 modelos estudados.

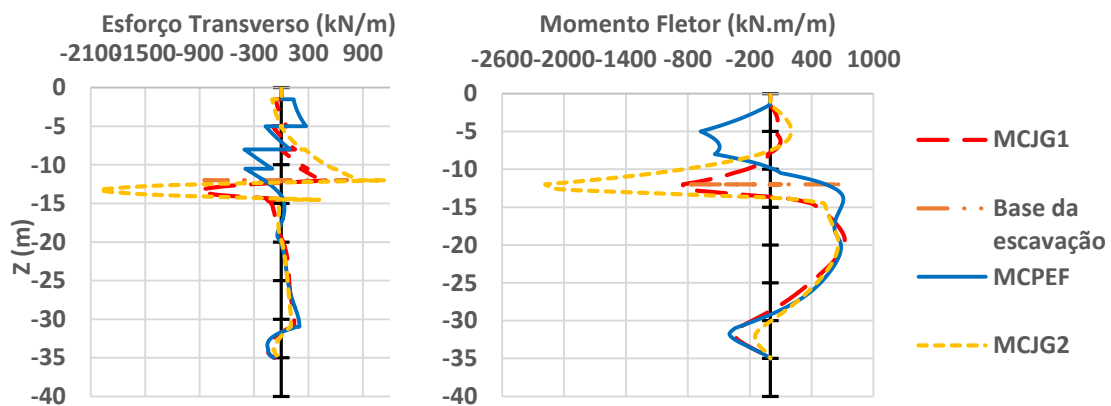


Figura 5.17 - Influência do tratamento do solo com jet grouting: Esf. Transverso e Momento Fletor.

A análise que foi realizada neste subcapítulo trouxe melhorias significativas ao sistema de contenção, pese embora o registo do deslocamento horizontal máximo continuar abaixo da base de escavação. Tal facto motivou a necessidade do estudo da influência da localização do tratamento do solo.

### **5.2.8 Modelos para estudo da influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting**

As duas hipóteses a serem analisadas baseiam-se no tratamento de jet grouting nos 2,5 m de solo arenoso subjacente à base de escavação (MCJG1) e no tratamento de 11,5 m do aluvião 4 (solo mole) abaixo da base de escavação (MCJG1A). Importa referir que o presente estudo pretende analisar exclusivamente a influência da localização do tratamento, tendo para isso sido considerados os parâmetros pós tratamento do aluvião 4 iguais aos usados no solo arenoso tratado. É necessário ter em conta que o solo presente em obra possui um nível freático muito próximo da superfície, o que se reflete na diminuição da qualidade das características mecânicas

do material tratado. Assim, achou-se coerente que os modelos a seguir analisados contenham os parâmetros resultantes do tratamento do solo mais conservadores (parâmetros (1)).

### **Análise de Resultados:**

#### *Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície*

É possível observar através da Figura 5.18 que independentemente da zona tratada abaixo da base da escavação a grandeza de deslocamentos e assentamentos máximos é semelhante. No entanto a localização de tais extremos diverge consoante o local tratado.

Os deslocamentos horizontais sobrejacentes à base da escavação sofrem uma melhoria significativa no MCJG1 face ao MCJG1A, o inverso acontece na parte subjacente à base da escavação. Tal situação (MCJG1) surge devido à proximidade da laje de jet grouting em relação à parte escorada da cortina (superior), conferindo-lhe tamanha rigidez que os deslocamentos acima da base de escavação são reduzidos.

A nível de assentamentos à superfície nota-se uma clara interdependência entre estes e os deslocamentos. Comprovando-se que com o aumento da profundidade do tratamento (MCJG1A) a concavidade da envolvente de assentamentos tende a ser mais acentuada e próxima da cortina de contenção, sendo a origem de tal facto associada à maior flexão permitida na parte superior à base da escavação. Deste modo verifica-se que em tratamentos a maiores profundidades a estabilização dos assentamentos ocorre a uma menor distância da cortina.

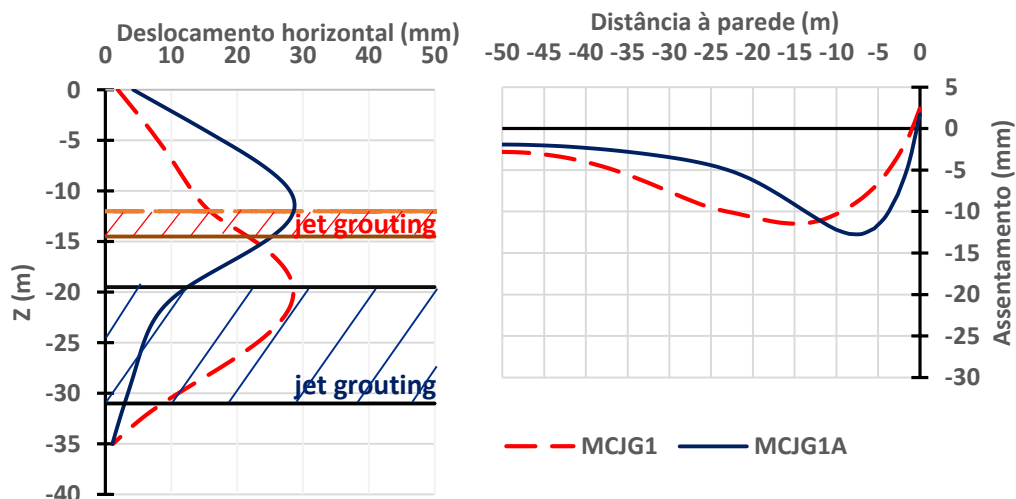


Figura 5.18 - Influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.

### Esforço transverso e Momento fletor na cortina

Em termos de esforços, ilustrados na Figura 5.19, verifica-se que o esforço transverso máximo é obtido no modelo em que é feito o tratamento do solo subjacente ao nível da base de escavação (MCJG1), por sua vez o momento fletor máximo está associado ao MCJG1A.

O tratamento executado no MCJG1 potencia o aumento das rigidezes diferenciais nas várias camadas do maciço, aumentando a concentração de tensões na zona mais rígida, e como tal gerando maiores esforços transversos. Por sua vez, no MCJG1A como o tratamento é efetuado numa camada de solo mole (aluvião 4) as rigidezes diferenciais no maciço não se revelam tão acentuadas, contribuindo tal facto para esforços transversos menores, principalmente abaixo da base de escavação.

Os valores máximos de momentos fletores da cortina estão associados ao MCJG1A. O aumento da rigidez do solo mole (aluvião 4) permite a uniformização do diagrama de momentos fletores a partir dos 30 m de profundidade, deixando de existir um extremo de momento negativo que “anunciava” a passagem da camada de solo mole para uma competente.

Conclui-se que a aplicação do tratamento imediatamente abaixo da cota da escavação final (MCJG1) é o mais vantajoso. Uma vez que é executado em apenas 2,5 m de solo, reduz significativamente os deslocamentos acima da base da escavação e com o seu efeito diafragma devido à localização da laje de jet grouting possibilita que sejam usadas menos escoras.

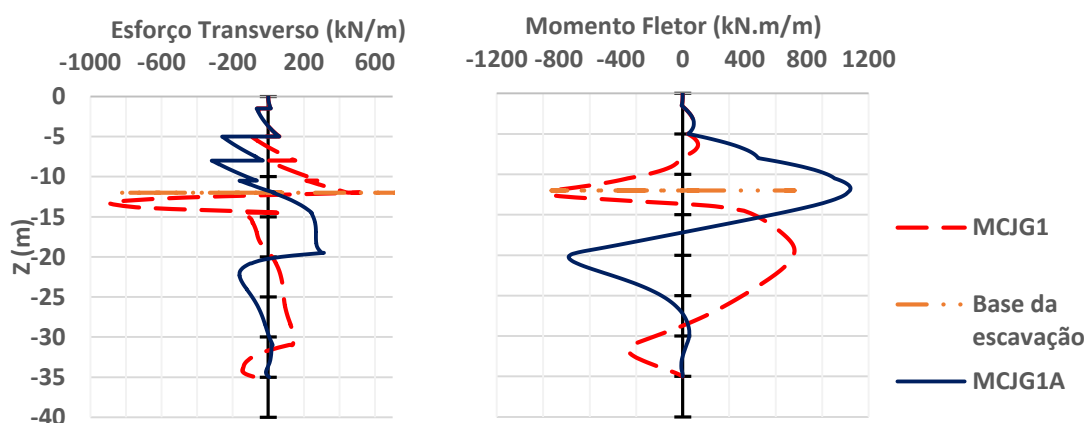


Figura 5.19 - Influência da localização do tratamento do solo através da técnica jet grouting: Esforço Transverso final e Momento Fletor final.

### 5.2.9 Modelos para o estudo da influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica jet grouting

O presente estudo incorpora a análise de duas soluções que se julgam ser as mais vantajosas em termos económicos e exequíveis neste tipo de obra. Os modelos analisados comparam duas técnicas de travamento superior que podem complementar o tratamento com jet grouting de 2,5 m de solo arenoso. O 1º modelo simula a solução com tratamento do solo através da técnica jet grouting complementada com o escoramento (MCJG1) e o 2º modelo simula a solução com o mesmo tratamento de solo, mas este complementado com bandas de laje (MJ1BLVT).

#### Análise de Resultados:

##### Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície

A análise da Figura 5.20 permite constatar que os sistemas de travamento complementares ao tratamento do solo analisados não têm grande influência nos assentamentos à superfície e nos deslocamentos horizontais máximos da cortina (estando estes localizados abaixo da base de escavação). Recorrendo a análises anteriores verifica-se que sem o tratamento de jet grouting a escavação escorada (MBL1) apresenta uma redução de 35 % dos deslocamentos acima da base da escavação em relação à escavação com bandas de laje (MBLVT). Tal ganho é bastante menos perceptível quando é executado o tratamento do solo. Ainda assim, é observada uma redução de aproximadamente 5 mm na zona sobrejacente à base da escavação quando se opta pelo escoramento (MCJG1), a qual se deve à maior rigidez do escoramento face às bandas de laje na modelação realizada. No que compete à ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície de ambos os modelos analisados, estes enquadram-se dentro dos limites definidos por Long (2001).

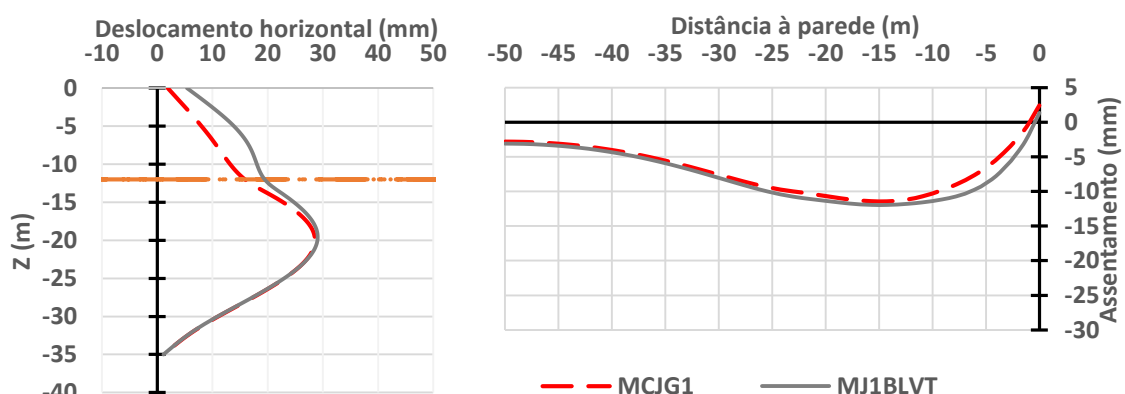


Figura 5.20 – Influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica jet grouting: Deslocamentos horizontais finais e assentamentos finais à superfície.

### Esforço transverso e Momento fletor na cortina

A Figura 5.21 demonstra que esforços na cortina são muito semelhantes para os dois modelos analisados. De referir que o momento máximo localizado na zona da base da escavação é registado no MJ1BLVT, podendo este facto resultar da maior diferença entre a rigidez da camada de jet grouting e das bandas de laje, potenciando desta forma um maior esforço absorvido pela camada de jet grouting no MJ1BLVT.

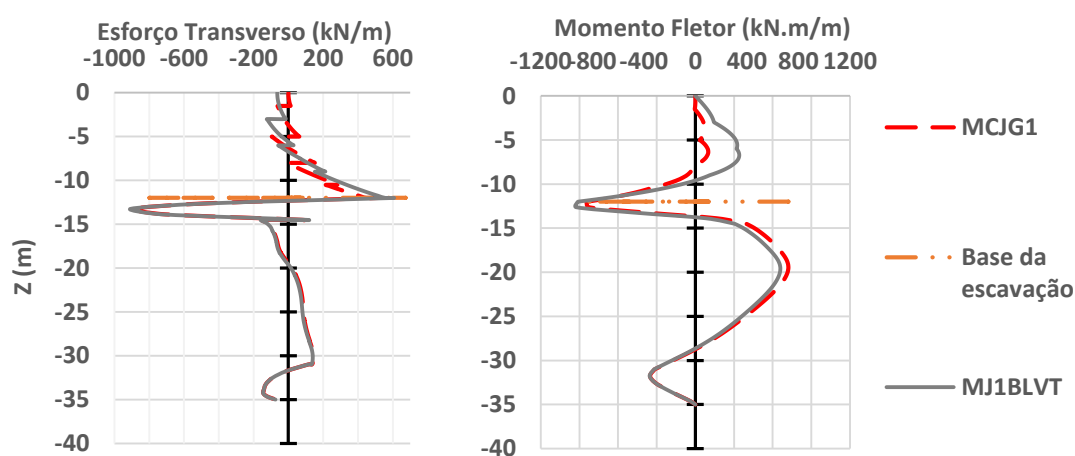


Figura 5.21 - Influência da variação do travamento superior quando o solo é tratado através da técnica Jet Grouting: Esforço Transverso final e Momento Fletor final.

A principal conclusão que se pode retirar desta análise é que ambas as soluções apresentam um comportamento a longo prazo satisfatório. Pese embora, importa referir que o escoramento num vão tão elevado (33 m) poderá trazer algumas desvantagens quando comparado com a técnica de banda de laje, uma vez que esta ao ser construída irá incorporar a estrutura definitiva, e possivelmente tornaria a obra menos onerosa.

## 5.3 Análises paramétricas da rigidez com a técnica de CSM - Comparação com Paredes Moldadas

### 5.3.1 Modelo Base

A técnica Cutter Soil Mixing (CSM) é relativamente recente em Portugal e ainda pouco usada, comparativamente com as paredes moldadas, como tal, a informação acerca de tal técnica não é abundante, pelo que algumas das opções tomadas nesta dissertação se consideram simplificações coerentes realizar.

O modelo base de Cutter Soil Mixing foi criado através de consultas de algumas obras (Parque de estacionamento subterrâneo em Lagos, Algarve; Escavação para estação elevatória em Lisboa) em que foi usada esta técnica.

Tendo em consideração o artigo publicado por Fernandes et al (2010) foram adotados, no solo tratado, parâmetros iguais para o CSM e jet grouting. Os parâmetros utilizados são os mais conservadores, pois permitem precaver e compensar as zonas em que os parâmetros tratados poderão apresentar valores fora da gama expectável. Fatores como a variabilidade de características das várias camadas do solo e a presença do NF próximo da superfície são normalmente responsáveis pela redução de algumas das propriedades geomecânicas do solo tratado.

$E_{solotrataado}=250\text{MPa}$ ;  $k=9 \times 10^{-5}\text{m/dia}$  (permeabilidade isotrópica);  $\nu=0,2$ ;  $E_{aço}=210\text{GPa}$ .

Constata-se que a rigidez do solo após tratamento é muito baixa quando comparada com a parede moldada, sendo portanto regra de boa prática na técnica de CSM introduzir perfis metálicos nos painéis, para que, desta forma, aumente a sua rigidez global. Como um dos principais objetivos do presente capítulo, passa por comparar e avaliar que alterações se devem efetuar num painel de CSM para que este possua rigidez idêntica à parede moldada, a espessura do modelo base de CSM será igual à espessura do modelo base das paredes moldadas (80 cm).

### 5.3.2 Homogeneização da secção

A determinação dos valores da rigidez à flexão e da rigidez axial dos painéis armados, exige que seja efetuada a homogeneização da secção. Numa fase inicial de cálculo foi admitido um reforço constituído por perfis metálicos espaçados de 0,4 m, do tipo IPE 500, com área de 115,5  $\text{cm}^2$  e inércia segundo o eixo y ( $I_y$ ) de 48200  $\text{cm}^4$ .

A secção, presente na Figura 5.22, com 0,4 metros de comprimento longitudinal de painel de CSM, corresponde ao comprimento de influência de cada perfil metálico. Na direção transversal, os perfis são colocados de forma descentrada em relação à secção da parede de forma a terem um contributo mais efetivo na zona com predominância de esforços de tração quando esta é fletida. A localização do perfil tem em consideração uma espessura de recobrimento de 10 cm, considerada como regra de boa prática, que visa assegurar a integridade do elemento metálico.

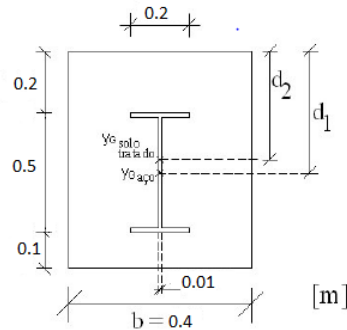


Figura 5.22 – Secção do painel de CSM com o IPE 500 inserido no seu interior.

Importa referir que é admitido nos cálculos efetuados *à posteriori*, que a secção da cortina de CSM apenas é constituída pelo material aço e que o solo tratado com cimento não se encontra fendilhado, podendo assim admitir-se que o eixo neutro se encontra no centro geométrico da secção.

O cálculo da rigidez axial é dado pela fórmula:

$$EA = E_{aço} \times A_{homog} \quad (18)$$

em que  $A_{homog}$  é a área homogeneizada da secção.

Para o cálculo da rigidez à flexão utilizou-se a seguinte fórmula:

$$EI = E_{aço} \times I_{homog} \quad (19)$$

em que o  $I_{homog}$  é a inércia homogeneizada da secção.

Por forma a determinar a área e a inércia homogeneizada, ilustra-se o processo de cálculo envolvido na determinação de tais parâmetros, começando-se pelo cálculo do coeficiente de homogeneização:

$$m_a = \frac{E_{solo tratado}}{E_{aço}} = 0,0012 \quad (20)$$

O cálculo da área homogeneizada foi realizado a partir da seguinte fórmula:

$$A_{homog} = A_{aço} + A_{solo tratado} = 0,012 \text{ m}^2 \quad (21)$$

$$A_{homog}/m = \frac{0,012}{0,4} = 0,03 \text{ m}^2/m \quad (22)$$

A determinação da inércia da secção necessita previamente que seja calculado a ordenada do centro de gravidade da secção ( $y_G$ ). Sendo  $y_G = 0,448 \text{ m}$ .

Aplicando o Teorema de Steiner a inércia homogeneizada da secção é:

$$I_{homog} = I_{aço} + A_{aço} \times (d_1 - y_G)^2 + m_a \times (I_{solo tratado} + A_{solo tratado} \times (y_G - d_2)^2) = 5,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (23)$$

$$I_{homog}/m = 5,03 \times \frac{10^{-4}}{0,4} = 0,00126 \text{ m}^4/m \quad (24)$$

Em jeito de conclusão aos resultados verificados na Tabela 5.8, verifica-se que os valores das rigidezes do CSM são muito inferiores face às da parede moldada, o que implica naturalmente deslocamentos muito superiores quando adotada tal solução. Será portanto necessário proceder à alterações no painel CSM, para que este apresente um comportamento semelhante à parede moldada.

Tabela 5.8 - Rigidez à flexão e axial da parede moldada e do painel CSM.

Parede moldada (modelo base)	Painel CSM (modelo base)
EA= $2,640 \times 10^7 \text{ kN/m}$	EA= $6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}$
EI= $1,408 \times 10^6 \text{ kN.m}^2/m$	EI= $2,65 \times 10^5 \text{ kN.m}^2/m$

### 5.3.3 Análise paramétrica analítica da rigidez

Na Tabela 5.9 são descritos os modelos que visam o estudo paramétrico e seus resultados.

Tabela 5.9 - Descrição dos modelos para o estudo paramétrico analítico e respetivos resultados.

	Espessura do painel (cm)	$E_{solo tratado}$ (GPa)	Perfil metálico	EA (kN/m)	EI (kN.m <sup>2</sup> /m)
Modelo 1	80	0,25	HE500B	$1,27 \times 10^7$	$5,73 \times 10^5$
Modelo 2	120	0,25	HE500B	$1,28 \times 10^7$	$6,16 \times 10^5$
Modelo 3	80	1	HE500B	$1,33 \times 10^7$	$6,06 \times 10^5$
Modelo 4	120	1	HE500B	$1,37 \times 10^7$	$7,74 \times 10^5$
Modelo 5	80	0,25	HE600B	$1,44 \times 10^7$	$9,08 \times 10^5$
Modelo 6	100	0,25	HE700B	$1,63 \times 10^7$	$1,37 \times 10^6$



Dos resultados presentes na Tabela 5.9, retiram-se as seguintes conclusões:

- O aumento de 40 cm da espessura de uma cortina quando se mantém o módulo de deformabilidade do solo tratado e reforço metálico (HE500B), apresenta um aumento da rigidez à flexão em aproximadamente 8 % e mantém rigidez axial praticamente constante;
- Quando numa cortina com 80 cm espessura e um HE500B é considerado um módulo de deformabilidade 4 vezes maior, o ganho da rigidez axial é de 4 % e o ganho de rigidez à flexão é aproximadamente 6 %;
- Já numa cortina com 120 cm e um HE500B, quando se incrementa 4 vezes o módulo de deformabilidade do solo tratado, observa-se um aumento de 26 % na rigidez à flexão, sendo que a rigidez axial sofre um aumento mais modesto (7 %). A diferença que se constata quando se incrementa igual valor do módulo de deformabilidade do solo tratado, numa cortina de 80 cm e numa de 120 cm, deve-se ao facto da cortina de 120 cm apresentar um maior deslocamento do eixo neutro quando sofre tamanho incremento;
- A inclusão de um perfil HE600B face a um HE500B numa cortina com espessura de 80 cm e o módulo de deformabilidade tratado de 250 MPa, regista um aumento de 60 % no módulo de flexão. Tal facto permite comprovar que o perfil tem muito maior preponderância no comportamento do painel relativamente à espessura da cortina e ao módulo de deformabilidade do solo tratado;
- Dos modelos analisados, é a cortina com espessura de 100 cm, com módulo de deformabilidade do solo tratado de 250 MPa e com um reforço metálico HE700B (modelo 6) que possui uma rigidez mais similar à da parede moldada analisada.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 Conclusões

Os projetos de contenção periférica devem ser adaptados às características geológicas-geotécnicas dos solos interessados pela escavação. Esta importância é ainda mais relevante em solos de natureza aluvionar. Como tal, com a presente dissertação, procurou-se contribuir para uma melhor compreensão acerca da influência que os fatores intimamente associados a uma escavação em solos aluvionares detêm na escolha da contenção periférica e travamento a executar.

Um maciço aluvionar, muito devido à heterogeneidade e saturação das suas camadas, é geralmente responsável por incutir nas cortinas de contenção elevadas deformações e esforços. Por forma a mitigar tais efeitos, a escolha adequada da cortina e travamento, tendem a ter uma contribuição bastante positiva para um desempenho competente geral do sistema.

Recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS, numa fase precedente à criação dos modelos numéricos do caso de estudo, foram analisados e confrontados dois modelos constitutivos, sendo estes, o Mohr Coulomb e Hardening Soil, a fim de se verificar qual destes modelos seria o mais adequado para o caso de estudo. Optou-se pelo modelo Hardening Soil, uma vez que se considerou que representaria melhor o comportamento do solo para a obra analisada, nomeadamente no que respeita à relação entre a rigidez e confinamento do solo e às deformações na descarga.

Face ao objetivo principal da dissertação, procedeu-se à realização de algumas modelações numéricas, aplicadas posteriormente no caso de obra. Deste modo, parâmetros como, o pré-esforço aplicado ao escoramento, a utilização de bandas de laje e o jet grouting foram alvos de análise, a fim de avaliar a sua adequabilidade quando acoplados a uma contenção periférica. Em seguida serão enunciadas as ilações principais de tal estudo:

- a presença de água e de um solo mole abaixo da base de escavação são os parâmetros que mais influenciam o comportamento de toda a estrutura de suporte, potenciando um aumento

generalizado dos esforços, deslocamentos horizontais da cortina e consequentes assentamentos à superfície;

- em todos os casos analisados, exceto no caso da escavação seca e em que a camada de solo mole foi tratada com jet grouting, os maiores deslocamentos laterais da cortina ocorreram sempre abaixo da base da escavação. A localização deste valor máximo tende, a migrar no sentido ascendente com o decréscimo da rigidez do travamento;

- na realização de uma análise não drenada às camadas menos permeáveis do maciço aluvionar foram detetados excessos de pressão intersticial negativos, que originaram elevados deslocamentos globais de todo o sistema, com projeção mais significativa no lado escavado, o que corrobora o estudo efetuado por Costa (2005). Esta ocorrência é originada pela resposta a curto prazo, típica de solos normalmente consolidados quando submetidos a alívio de tensão. O decréscimo de tensão vertical inerente a tal processo, gera excessos de pressão intersticial negativos, isto é, ocorre um aumento da tensão efetiva que se traduz em assentamentos elevados;

- na fase de consolidação do maciço aluvionar foi observada uma pequena recuperação de assentamentos à superfície, dos deslocamentos horizontais da cortina e do deslocamento ascendente vertical do fundo da escavação que corrobora o estudo efetuado por Costa, (2005). Na consolidação inicia-se o processo de dissipação dos excessos de pressão intersticial negativos ao longo do tempo, as tensões efetivas diminuem, logo os assentamentos decrescem;

- o decréscimo de rigidez na cortina de contenção origina o aumento de deslocamentos horizontais diferenciais no maciço suportado, o qual é responsável por uma amplificação da transferência de tensões por efeito de arco para os travamentos (zonas mais rígidas);

- as bandas de laje modeladas como escoras no PLAXIS, demonstraram ter uma rigidez muito baixa para a grandeza de impulsos presentes na obra. Tal facto também foi amplificado devido ao elevado vão na direção longitudinal da obra, sendo que nestes casos é aconselhável a execução de um travamento transversal adicional por forma a assegurar o bom comportamento de tal solução;

- para o caso de estudo o jet grouting configura-se como a melhor solução por forma a mitigar os efeitos indesejáveis associados à escavação num solo aluvionar;

- a variação da profundidade do tratamento de jet grouting não influenciou os valores máximos de deslocamentos horizontais da cortina. No entanto, importa destacar que a concavidade de assentamentos tendeu a ser mais acentuada e próxima da cortina de contenção no caso em que o tratamento do solo é efetuado a maior profundidade;
- como o sistema de Cutter Soil Mixing gera um material (solo-cimento) com um módulo de deformabilidade muito inferior ao betão usado nas paredes moldadas, é necessário introduzir perfis metálicos com inércia elevada e com um pequeno espaçamento para que se atinja uma rigidez à flexão próxima das paredes moldadas.

## 6.2 Desenvolvimentos Futuros

O tema abordado nesta dissertação caracteriza-se por ser bastante vasto, havendo assim lugar para desenvolvimentos em trabalhos futuros, aprofundando múltiplos aspetos. Nesse sentido, indicam-se de seguida alguns desses aspetos e vias de estudo, passíveis de serem desenvolvidos futuramente, visando complementar a presente dissertação sobre escavações e contenções periféricas em solos aluvionares.

- Análise da escavação e contenção periférica abordada no presente estudo, num programa tridimensional, permitindo desta forma ultrapassar certas condicionantes inerentes ao programa utilizado, como, por exemplo, a modelação das bandas de laje e do CSM. Também análises tridimensionais considerando a aplicação de técnicas como a escavação suportada por lajes invertidas.
- Ensaios laboratoriais efetuados ao solo em estudo, com o intuito de se poderem confirmar os valores dos parâmetros utilizados na modelação obtidos por correlação.
- Análise económica das diversas soluções adotadas no presente trabalho.
- Estudo do impacto nos movimentos associados a uma escavação em solo aluvionar, que soluções como o método invertido e o travamento transversal à cortina de contenção provocam.
- Estudo aprofundado de uma escavação suportada num solo com reduzida permeabilidade, a fim de avaliar o comportamento do maciço a curto prazo e ao longo da consolidação.
- Estudo dos caudais que afluíam à base da escavação, bem como dos potenciais problemas de estabilidade do seu fundo, devido às pressões intersticiais instaladas nessa zona.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida e Sousa, J. (2014). "Estruturas de suporte flexíveis". Apontamentos de Obras de Escavação e Contenção.

apeotecnia@ (2015). <http://www.apeotecnia.pt/geotechnics/jet-grouting.html>. Jet-grouting, Braga.

Axtell, P., Stark, T. (2008). "Increase in Shear Modulus by Soil Mix and Jet Grout Methods". DFI Journal, Vol. 2, Nº1, pp. 11-21.

Bachy Soletanche@ (2015a). <http://www.bacsol.co.uk/techniques/retaining-walls/diaphragm-walls/>. Diaphragm Walls, England.

Bachy Soletanche@ (2015b). <http://www.bachy-soletanche.com.hk/nindex.php?serial=32>. Jet Grouting, Hong Kong.

BAGTC@ (2015). <http://bagtc.com/en/Methods+for+geotechnical+construction/1/Diaphragm+Walls>. Methods for geotechnical construction, Bulgária.

Bauer@ (2014). <https://www.bauer.de/export/shared/pdf/bma/products/methods/905-656-2.pdf>. CSM – Cutter Soil Mixing – Process and equipment, German.

Bowles, J. E. (1997). "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill Companies, Inc., Illinois.

Brooker, E. W., Ireland, H. O. (1965). "Earth Pressures at Rest Related to Stress History". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15.

Budhu, M. (2010). "Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition". John Wiley & Sons, INC, United States of America.

Carreto, J. (1999). "Jet Grouting. A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos, FCT-UNL, Lisboa.

Clough, G., O'Rourke, T. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls". Design and Performance of Earth Retaining structures, ASCE Geotechnical Special Publication 25, pp. 439-470.

Costa, A., Amaral, R., Cruz, L., Melo, C. and Catalão, J. (2010). "Contenção em "Top-down" para execução de 5 caves num edifício na baixa de Coimbra.". 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães.

Costa, P. (2005). "Escavações escoradas em solos argilos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Civil Works@ (2015). <http://www.civilworksaustralia.com.au/index.php?page=piling-methods>. Cutter Soil Mix (CSM) Applications, Australia.

Décourt, L. (1989). "SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing - Part 2: the standard penetration test". State-of-the-Art Report, Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416.

Duncan, J., Chang, C. (1970). "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil". ASCE - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, pp. 1629-1653.

Fernandes, M. (2011). "Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica". FEUP edições, Vol.2, Porto.

Fernandes, M., Peixoto, A., Pinto, A., Pita, X., Topa Gomes, A. and Pedro, A. (2010). "A Técnica de Cutter Soil Mixing Aplicada em Escavações Urbanas". 5º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Rio Grande do Sul, Brasil.

Fernandes, M. (2007). "An overview on induced movements by deep excavations in soft ground and eight golden rules for their control". Proceedings of the XIV ECSMGE, Madrid, Vol. 5, pp. 379-384.

Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais". FEUP edições, Vol.1, Porto.

Fernandes, M. (1983). "Estruturas flexíveis para suporte de terras : novos métodos de dimensionamento". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Fernandes, M. (1981). "Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos acerca do seu dimensionamento". Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa.

Guerra, N. (2003). "Estruturas de Suporte". Apontamentos da disciplina de Mestrado em Geotecnia do IST.

Jáky, J. (1944). "The coefficient of Earth Pressure at Rest". Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, pp. 355-358.

Kirsch, K., Bell, A. (2013). "Ground Improvement". Taylor & Francis Group, United States of America.

Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design". EL-6800 Electric Power Research Institute , EPRI, New York.

Lindquist, D., Upsall, B. and Horvitz, G. (2010). "Cutter Soil Mixing Excavation and Shoring in Seattle's Pioneer Square District". Earth Retention Conference 3, pp.303-310.

Long, M. (2001). "Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, Issue 3, pp. 203-224.

Lopes Pinto, P. (2012). "Prospecção geotécnica". Apontamentos da disciplina de Fundações, DEC-FCT-Universidade de Coimbra.

Lopes Pinto, P. (2013). "Material rocha, Classificação geológica e Índices". Apontamentos da disciplina de Mecânica das Rochas, DEC-FCT-Universidade de Coimbra.

Mateus, R. (2010). "Escavações Multi-Escoradas em Solos Moles Incorporando Laje de Fundo de Jet Grout e Pré-Esforço nas Escoras". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Mathieu, F., Borel, S., and Lefebvre, L. (2006). "CSM: An Innovative Solution for Mixed-In-Situ Retaining Walls, Cut-Off Walls and Soil Improvement". Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, DFI/EFFC, Amsterdam, Netherlands.

Moreira, C. (2002). "Estruturas de suporte flexíveis." Apontamentos da disciplina de Fundações, ISEC, Coimbra.

Peck, R. (1972). "Soil-Structure Interaction". Proceedings of the Conference on Performance of Earth and Earth Retaining Structures, ASCE, Purdue University, Indiana, Vol. 2, pp. 145-154.

Peixoto, A., Sousa, E. and Gomes, P. (2012a). "Estrutura de Contenção Periférica Executada com a Tecnologia de CUTTER SOIL MIXING no Edifício "HOTEL MONTAIGNE" em CANNES - FRANÇA". 13º Congresso Nacional de Geotecnia.

Peixoto, A., Sousa, E. and Gomes, P. (2012b). "Estrutura de Contenção Periférica Executada com a Tecnologia de Cutter Soil Mixing com Travamento através de Elementos Estruturais no "Parking Saint Nicolas", Cannes em França". 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa.

Pinto, A., Pita, X. and Tomásio, R. (2008). "Soluções de Travamento de Contenções Periféricas recorrendo a Elementos Estruturais ". Encontro Nacional de Betão Estrutural Guimarães.

PLAXIS Material Models Manual (2015). PLAXIS B. V, Netherlands.

Puller, M. (2003). "Deep Excavations: a practical manual". Thomas Telford, London.

Robertson, P. K., Campanella, R. G. and Wightman, A. (1983). "SPT-CPT correlations". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, nº 11, pp. 1449-1458.



Schanz, T. (1998). "Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien". Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 45.

Schmertmann, J. (1970). "Static cone to compute settlement over sand". ASCE - Journal of the Soil Mechanics Engineering Division, Vol. 96, Issue 3, pp. 1011-1043.

staticstools@ (2015). [http://www.staticstools.eu/profil\\_CHS.php?profil=CHS+610x16&act=zobraz&lang=ES&je=0](http://www.staticstools.eu/profil_CHS.php?profil=CHS+610x16&act=zobraz&lang=ES&je=0).

Teixeira, F. (2014). "Modelação Numérica de Paredes de Contenção Apoiadas em Bandas de Laje". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K., Peck, R. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley and Sons, Inc., New York.

Vallejo, L. G., Ferrer, M., Ortuño, L. and Oteo, C. (2002). "Ingeniería Geológica". Pearson Educación, Madrid.

Van der Stoel, A. (2001). "Grouting to Improve Pile Foundations". Tese de Doutorado, Delft University of Technology, Netherlands.

Xanthakos, P., Abramson, L. and Bruce, D. (1994). "Ground Control And Improvement". John Wiley & Sons, EUA.