



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

Controlo dos Movimentos em Escavações Suportadas

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

Autor

Tiago André Lopes Moreira

Orientador

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

António Manuel Gonçalves Pedro

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, 2014

*Ao anjo da guarda,
que ilumina o meu caminho*

AGRADECIMENTOS

A elaboração do presente trabalho não teria sido possível sem o contributo de um conjunto de pessoas e entidades a quem desejo expressar algumas palavras de sincera gratidão. Explicito um especial e merecido agradecimento:

- ao Professor Almeida e Sousa pelos magníficos ensinamentos, pela amizade e apoio e pela forma como soube despertar em mim o interesse pela Geotecnia.
- ao Professor António Pedro pela excelente orientação, pela permanente disponibilidade e pelo apoio e amizade que sempre demonstrou.
- à AFA Consult pela cedência do projeto e dos resultados de observação da escavação respeitante ao edifício sede da EDP.
- a todos os Professores e colaboradores da área de Geotecnia pela notável dedicação e amizade demonstrada para com todos os alunos do curso de Engenharia Civil ao longo do nosso percurso académico.
- ao colega e amigo Rafael Espirito Santo pela disponibilidade e partilha de saber essencial para a realização deste trabalho.
- ao Paulo, à Odete e a todos os meus colegas e amigos pelo apoio, amizade e confiança que sempre depositaram em mim.
- ao meu pai, ao meu irmão e à minha mãe Virgínia pelo apoio incondicional que sempre prestaram nesta caminhada.

RESUMO

Para além da garantia que a escavação e cada uma das componentes da estrutura de contenção apresentam a necessária segurança em relação aos diversos estados limites últimos, o projeto de uma estrutura de suporte de escavação deverá garantir que os movimentos induzidos não originam danos nas edificações e infraestruturas localizadas nas imediações, havendo por este motivo necessidade de os limitar. Dada a existente relação direta entre os assentamentos à superfície e os movimentos laterais da parede de contenção, esta limitação passa forçosamente pelo controlo destes últimos.

O presente trabalho procura identificar e analisar a influência que diversos fatores, tais como as propriedades do solo, a rigidez da cortina e as condições de apoio do seu pé, o nível de pré-esforço aplicado aos elementos de contenção e o modo e a rapidez com que a cortina é suportada, têm nesse controlo.

É apresentado um caso de estudo, respeitante à escavação das caves do novo edifício sede da EDP (Energias de Portugal), que se encontra em construção na zona ribeirinha da cidade de Lisboa. Esta zona, densamente ocupada, é caracterizada pelo facto do maciço apresentar precárias condições mecânicas, que se traduzem numa baixa resistência e numa muito alta compressibilidade, até elevadas profundidades. Neste trabalho é efetuada uma modelação numérica do problema, sendo os resultados da análise confrontados com alguns métodos empíricos de referência e com as leituras disponíveis da instrumentação presente em obra.

Por último, efetuam-se diversos estudos paramétricos tendo como referência o caso de estudo previamente analisado. Nessas análises são identificados os fatores que mais condicionam a magnitude de movimentos, sendo adicionalmente estudada uma solução alternativa que passa pelo uso de uma laje de fundo de jet-grouting em detrimento da metodologia preconizada para a obra.

ABSTRACT

Beyond ensuring that the excavation and the several components of the support structure have the necessary safety to the different ultimate limit states, the design of the excavation should also ensure that the induced ground movements are not responsible for any damage caused to the buildings and infrastructures located in the vicinity of the excavation. Given the direct relationship between the settlements on the surface and the lateral movements of the retaining wall, the limitation of the former is directly related with the control of the latter.

In this work it is intended to identify and analyze the influence that several factors, such as the soil properties, the stiffness and the conditions at the tip of the retaining wall, the level of pre-stress applied to the bracing elements and the procedures adopted in the construction sequence, have in the control of the deformations.

The analysis of a case study, concerning the excavation of the cellars for the new headquarters of EDP (Energias de Portugal), which is currently under construction at the downtown quarter in Lisbon is presented and discussed in detail. This area, densely populated, is characterized for its poor soil properties, low strength and very high compressibility, which extend for great depths. In this work a numerical analysis of the problem is performed and the obtained results are compared with the values given by empirical methods and against the recorded data available from the construction site.

Subsequently, a parametric analysis having as reference the case study is performed. Based on the results of these analyses the major factors that affect the magnitude of the movements are identified and evaluated. Finally, an alternative construction method, which includes the use of a bottom slab of jet-grouting, is proposed and the obtained results are compared against the solution adopted for the excavation.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivo do trabalho	1
1.3. Organização da dissertação.....	2
1.3.1. Estruturação.....	2
1.3.2. Nomenclatura adotada.....	3
2. ESTADO DA ARTE	4
2.1. Evolução Histórica.....	4
2.2. Atividades que afetam os movimentos	6
2.3. Relação entre os movimentos da parede e os assentamentos	8
2.4. Propriedades do solo	10
2.5. Movimentos associados à escavação	14
2.5.1. Dimensões da escavação	14
2.5.2. Cortina de suporte	14
2.5.3. Elementos de contenção horizontal.....	16
2.5.4. Métodos construtivos e Mão de obra	19
2.6. Minimização e controlo dos movimentos	20
2.7. Métodos empíricos e resultados de referência.....	21
2.7.1. Previsão de movimentos	22
2.7.2. Previsão do formato da bacia de assentamentos	25
3. CASO DE ESTUDO - NOVO EDIFÍCIO SEDE DA EDP	29
3.1. Introdução	29
3.2. Condições Geológico-geotécnicas	30
3.3. Solução adotada em obra	31
3.4. Modelação numérica.....	33
3.4.1. Discretização	33

3.4.2. Tipo de Análise	35
3.4.3. Estado de tensão inicial	35
3.4.4. Parametrização	36
3.5. Análise de Resultados	39
3.6. Confrontação entre os resultados numéricos e experimentais	46
4. ANÁLISE PARAMÉTRICA	49
4.1. Parâmetros geotécnicos.....	49
4.1.1. Módulo de deformabilidade	49
4.1.2. Coeficiente de impulso em repouso	52
4.2. Nível de Pré-esforço	55
4.3. Sobreescavação	58
4.4. Condição do pé da cortina.....	59
4.5. Espessura da cortina.....	60
4.6. Utilização de Jet-grouting	61
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
5.1. Conclusões	63
5.2. Desenvolvimentos futuros	66
6. BIBLIOGRAFIA	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Nomenclatura adotada na presente dissertação.	3
Figura 2.1 - Representação da execução de um painel de cortina de paredes moldadas.....	5
Figura 2.2 - a) Assentamento côncavo; b) assentamento convexo; Adaptado de Ou <i>et al.</i> (1993).	9
Figura 2.3 - Assentamento côncavo e convexo; adaptado de Hsieh e Ou (1998).	9
Figura 2.4 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede; adaptado de Potts e Fourie (1984); retirado de Matos Fernandes (1990).	12
Figura 2.5 - Relação entre E_u/C_u , índice de plasticidade e grau de sobreconsolidação, OCR; adaptado de Duncan e Buchignani, (1976).	13
Figura 2.6 - Esquematização da cunha de rotura da base de escavação.	14
Figura 2.7 - Diagrama de tensões para dimensionamento de cortinas escoradas; Terzaghi e Peck (1967).	18
Figura 2.8 - As 8 regras de ouro para um controlo eficaz dos movimentos induzidos por uma escavação profunda em solos moles; adaptado de Matos Fernandes (2007).	21
Figura 2.9 - Zonamento dos assentamentos da superfície adjacente à escavação; adaptado de Peck (1969).	22
Figura 2.10 - Rácio entre o movimento horizontal e vertical de um ponto na superfície próxima da parede; adaptado de O'Rourke (1981).	23
Figura 2.11 - Envoltório da relação entre o FS à rotura da base de escavação e o deslocamento horizontal máximo; adaptado de Mana e Clough (1981).	24
Figura 2.12 - Deslocamento máximo da parede <i>versus</i> rigidez do sistema; adaptado de Clough <i>et al.</i> (1989).	24
Figura 2.13 - Assentamento de acordo com o tipo de solo; adaptado de Clough e O'Rourke (1990).	26
Figura 2.14 - Relação entre o comprimento da cortina e a extensão aparente dos movimentos induzidos pela escavação; adaptado de Ou <i>et al.</i> (1993).	27
Figura 2.15 - Proposta de definição dos assentamentos côncavo e convexo; adaptado de Hsieh e Ou (1998).	28
Figura 3.1 - Localização da escavação e secção de estudo.	29
Figura 3.2 - Configuração final do Edifício.	30
Figura 3.3 - Perfil da secção de estudo; adaptado de AFA Consult (2010).	30
Figura 3.4 - Secção da escavação de estudo.	32
Figura 3.5 – Enquadramento do pré-esforço adotado nos limites de Terzaghi e Peck (1967).	32
Figura 3.6 - Modelo PLAXIS; dimensões do modelo.	33

Figura 3.7 - Estudo do refinamento da malha; da esquerda para a direita: refinamento 1, 2 e 3.	34
Figura 3.8 - Modelo PLAXIS; condições de fronteira.	34
Figura 3.9 - Relação experimental entre K_0 , o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação do solo; Brooker e Ireland (1965).	36
Figura 3.10 - Evolução de K_0 , c_u , M e E_u em profundidade.	38
Figura 3.11 - Da esquerda para a direita: evolução do deslocamento horizontal ao longo do faseamento de escavação.	39
Figura 3.12 - Evolução dos assentamentos à superfície ao longo do faseamento de escavação.	40
Figura 3.13 - Evolução do módulo de distorção com a variação da extensão de corte; adaptado de Atkinson e Sallfors (1991).	41
Figura 3.14 - Confrontação do perfil de assentamentos de cálculo com previsões empíricas.	41
Figura 3.15 - Comparação entre o valor de cálculo do diagrama de pressões de terra e o diagrama de impulso em repouso.....	42
Figura 3.16 - Evolução do esforço axial nas ancoragens ao longo do faseamento de escavação.	43
Figura 3.17 - Envolvente de esforços na cortina.	44
Figura 3.18 - Flexibilidade de Deslocamento <i>versus</i> deslocamento horizontal e vertical máximo; adaptado de Addenbrooke (1994).....	45
Figura 3.19 - Resultados da relação de Clough <i>et al.</i> ; adaptado de Clough <i>et al.</i> (1989).	45
Figura 3.20 - Resultados na envolvente definida por Mana e Clough; adaptado de Mana e Clough (1981).	46
Figura 3.21 - Confrontação entre o valor das leituras e o deslocamento do cálculo numérico para a 5ª fase e para fase final de escavação.	47
Figura 3.22 - Confrontação entre o valor da tensão das leituras das células de carga e a evolução resultante do cálculo numérico para os 3 níveis de ancoragem instrumentados.....	48
Figura 4.1 - Influência de E_u das argilas aluvionares e de aterro no comportamento da obra: envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.	50
Figura 4.2 - Influência de E_u da formação miocénica no comportamento da obra: envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo....	51
Figura 4.3 - Evolução do esforço axial nos últimos 4 níveis de ancoragens ao longo da escavação.	52
Figura 4.4 - Influência de K_0 na magnitude dos movimentos: deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.....	53
Figura 4.5 - Influência de K_0 nos esforços da cortina: envolvente do momento fletor e do esforço transverso.	54
Figura 4.6 - Evolução do esforço axial nas ancoragens ao longo da escavação.....	54

Figura 4.7 - Variação do deslocamento horizontal e assentamento à superfície face à variação do nível de pré-esforço.....	55
Figura 4.8 - Influência do pré-esforço nas pressões de terra na fase final de escavação.	56
Figura 4.9 - Influência do pré-esforço nos esforços da cortina: envolvente do momento fletor e do esforço transverso.	57
Figura 4.10 - Acréscimo do esforço axial nas ancoragens na fase final face ao seu valor inicial.	57
Figura 4.11 - Pontos de plastificação na rotura do solo para ancoragem com pré-esforço nulo.	58
Figura 4.12 - Variação do nível de sobreescavação; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.....	58
Figura 4.13 - Influência do encastramento do pé da cortina; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.....	59
Figura 4.14 - Influência da rigidez da cortina; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.....	60
Figura 4.15 - Resultados da utilização de uma laje de jet-grouting; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.....	62

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. Enquadramento

A evolução e crescimento das cidades modernas tem conduzido à necessidade de racionalizar o uso do solo tornando inevitável a procura de novas soluções face à sobrelotação da área térrea. Integradas neste paradigma, as escavações profundas adjacentes a outras edificações trazem à área da engenharia novos desafios e superação de limites. Existe uma necessidade de execução de escavações cada vez mais profundas contrapondo com a crescente limitação dos movimentos permitidos dado o seu efeito nas vizinhanças. O risco de dano induzido por uma escavação é elevado e o nível de exigência necessária tende a crescer com a complexidade dos novos desafios.

Os efeitos produzidos por uma escavação resultam da remoção do material que suporta o solo adjacente à escavação, que provoca um movimento de contração da zona escavada. Para além da necessária garantia de segurança em relação aos estados limites últimos do maciço e de todos os elementos de contenção, o projeto de uma estrutura de suporte deverá garantir que os movimentos induzidos à superfície do terreno não ocasionam danos nas edificações e infraestruturas localizadas nas imediações. Dado este facto, torna-se imperativo o estudo da magnitude e do padrão de distribuição de todos os movimentos. Estando os assentamentos diretamente dependentes dos movimentos horizontais das paredes de contenção, existe a necessidade de conhecer ambos os movimentos e a sua interdependência, sendo esse o principal foco desta dissertação.

1.2. Objetivo do trabalho

Para o presente trabalho apresenta-se como objetivo o estudo dos movimentos associados à execução de escavações suportadas por estruturas flexíveis, debruçando-se essencialmente nas escavações efetuadas em solo argiloso.

A utilização de uma comum análise de equilíbrio estático pode apresentar resultados aceitáveis na avaliação da estabilidade de uma escavação (desde que se adotem diversas simplificações e que se esteja na presença de estruturas de contenção simples) embora não permita avaliar os movimentos associados. Para tal, é usual recorrer a métodos empíricos que permitem estimar esses movimentos, embora a sua fiabilidade esteja muito condicionada pelas condições locais que podem diferir significativamente das hipóteses que foram formuladas aquando da derivação desses métodos. Por esse motivo, a metodologia comumente utilizada para prever

movimentos associados a escavações passa pelo recurso à análise numérica, visto esta permitir simular todo o processo construtivo para além do comportamento mecânico dos solos.

Nesta dissertação apresenta-se o levantamento das principais metodologias de previsão de movimentos, as quais são posteriormente aplicadas a um caso prático real ao qual são também efetuadas diversas análises numéricas recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS v8.2. Os resultados obtidos por ambas as metodologias são então confrontados com os dados de instrumentação disponíveis. Tendo por base a comparação efetuada e um conjunto de análises paramétricas, pretende-se com este trabalho fornecer ferramentas práticas que permitam uma rápida avaliação da influência de diversos fatores no projeto de uma escavação.

1.3. Organização da dissertação

1.3.1. Estruturação

A presente tese encontra-se organizada em 5 capítulos principais, aos quais se adiciona o capítulo relativo às referências bibliográficas. Apresenta-se de seguida uma breve descrição dos mesmos.

No *Capítulo 1 - Introdução*, é feito o enquadramento do assunto em que o presente trabalho se insere, aclarando a importância do mesmo face às necessidades existentes nesta área da geotecnia. São ainda definidos o objeto de estudo e o objetivo a alcançar com a dissertação, concluindo com uma descrição sumária de cada capítulo.

No *Capítulo 2 - Estado da Arte*, é apresentada uma breve perspetiva histórica dos desenvolvimentos na área das escavações suportadas, seguida da descrição dos diversos fatores que afetam os movimentos e da relação entre movimentos da parede e assentamentos observados na superfície adjacente à escavação. São ainda expostas as particularidades relativas às propriedades do solo. O capítulo é concluído com a apresentação dos métodos empíricos de previsão de movimentos, bem como alguns resultados de referência.

No *Capítulo 3 - Caso de Estudo*, apresenta-se primeiramente o caso alvo da análise, seguindo-se a definição do tipo de análise adotado no cálculo numérico. É feita a caracterização geotécnica do solo e apresentada a solução adotada em obra. Após a descrição pormenorizada da modelação adotada no cálculo numérico, são apresentados e analisados os resultados obtidos. Da análise aos resultados constam a avaliação dos movimentos e a sua confrontação com os dados de observação disponíveis e com os resultados provenientes de métodos empíricos.

No *Capítulo 4 - Análise Paramétrica*, é apresentada uma avaliação comparativa da sensibilidade dos movimentos de uma escavação a diversos parâmetros inerentes ao solo e à

própria escavação. A escolha dos parâmetros avaliados teve como base o seu grau de influência na resposta da estrutura e o interesse geral no seu estudo.

No *Capítulo 5 - Conclusões e Desenvolvimentos Futuros*, são apresentadas as ilações retiradas deste trabalho, assim como algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

1.3.2. Nomenclatura adotada

A nomenclatura adotada nesta dissertação para as referências às dimensões da escavação são apresentadas na Figura 1.1.

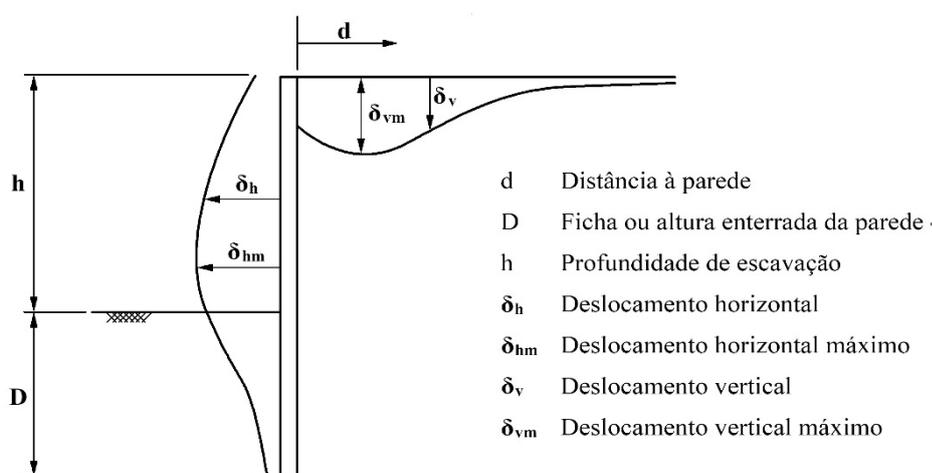


Figura 1.1 - Nomenclatura adotada na presente dissertação.

2. ESTADO DA ARTE

2.1. Evolução Histórica

O crescimento populacional das cidades ao longo da história tem conduzido a um processo gradual de saturação do uso do solo. As escavações profundas têm-se afigurado como soluções recorrentes e de utilização crescente durante o século, estando a sua aplicação em cidades maioritariamente associada à construção de pisos subterrâneos em edifícios e em redes de transporte e abastecimento.

As escavações de profundidade significativa tornaram-se mais comuns no início do século XX, onde a industrialização da construção, através da introdução de maquinaria pesada, começou a facilitar o processo de remoção do solo, o que até então era feito através de processos manuais.

Até à década de 60 eram utilizados métodos pouco fundamentados e baseados sobretudo na experiência em construções anteriores. A primeira abordagem detalhada e compreensiva ao tema das escavações profundas foi feita por Peck (1969) na Sétima Conferência Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, que impulsionou e redefiniu esta área de estudo, sendo a sua influência ainda notada nos dias que correm. Apesar de já se encontrar um pouco desatualizada, foi por muitos anos a base do estudo de previsão do comportamento das escavações profundas. À época, as escavações eram suportadas essencialmente por muros “tipo Berlim” e por estacas pranchas, muitas vezes provisórios, cujos métodos construtivos provocam grandes movimentos devido à sua execução posterior à escavação e devido à reduzida rigidez, respetivamente.

O aparecimento das paredes de betão armado moldadas ao terreno, também designadas por paredes diafragma, iniciou um novo paradigma na área das escavações profundas. A técnica, esquematizada na Figura 2.1, generalizou-se na década de 70 revolucionando a Engenharia Geotécnica. Devido ao facto de ser uma solução económica, com um bom comportamento, segura e de fácil execução, ainda hoje é adotada com muita frequência. Nos últimos anos tem-se observado uma tendência para a utilização de cortinas executadas com estacas de betão armado, de rápida execução e boa adaptabilidade aos vários tipos de terreno, incluindo solos heterogéneos com presença de material rochoso, os quais tornavam praticamente impossível a execução de paredes moldadas.

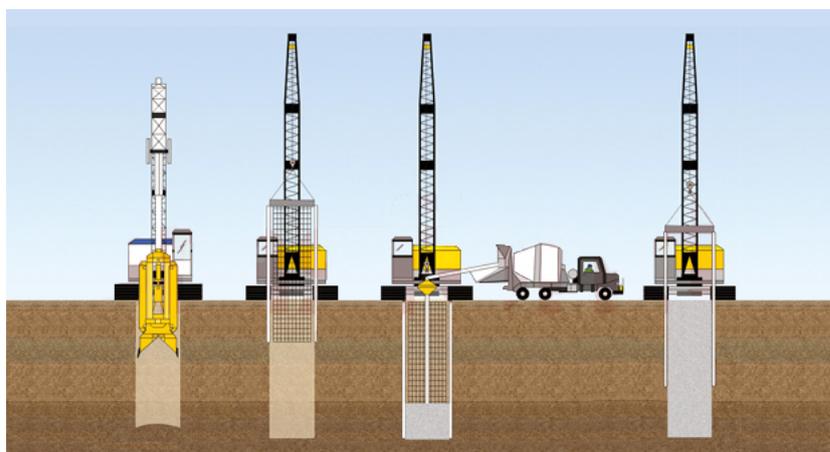


Figura 2.1 - Representação da execução de um painel de cortina de paredes moldadas.

Na mesma época, a par com o progresso das paredes de contenção, o surgimento das ancoragens em substituição do escoramento simples contribuiu igualmente para o impulsionamento das escavações profundas. O seu bom comportamento mecânico e a durabilidade, aliados à possibilidade de aplicação de pré-esforço, permitiram alcançar grandes profundidades com deslocamentos reduzidos. O surgimento das ancoragens colmatou ainda as limitações inerentes ao uso de escoras, tais como a impossibilidade de aplicação em escavações de grande espaçamento entre paredes e a ocupação de grande parte da área de escavação que reduzia significativamente o espaço de manobra.

A previsão dos movimentos associados a escavações sofreu a sua maior evolução com o aparecimento das análises numéricas. A aplicação de modelos numéricos, baseados sobretudo no método dos elementos finitos, ao estudo das escavações suportadas por estruturas flexíveis, traduziu-se num considerável incremento na capacidade de previsão do comportamento destas obras geotécnicas. Antes da aplicação do método dos elementos finitos a estimativa dos movimentos era feita essencialmente tendo por base observações efetuadas em obras semelhantes e executadas em solos similares. Como facilmente se compreende as previsões efetuadas por esta metodologia tornavam-se extremamente falíveis.

Os resultados numéricos possibilitaram o estudo dos parâmetros e dos aspetos que mais acentuadamente determinam os movimentos associados à escavação, permitindo igualmente a análise das alternativas que se apresentam ao projetista para que os movimentos possam ser mantidos dentro de limites reduzidos. Além de incrementarem a capacidade de previsão do comportamento, os métodos numéricos aumentaram igualmente a capacidade de interpretação dos complexos fenómenos envolvidos nas obras geotécnicas.

O aparecimento mais recente de técnicas de melhoramento do solo apresenta-se como uma solução complementar muito interessante que possui uma característica muito relevante no desempenho da escavação: a possibilidade de melhoramento numa fase prévia ao início da escavação, permitindo desta forma uma redução assinalável dos movimentos. Estas técnicas apresentam porém um custo significativo, o que na maior parte das situações práticas inviabiliza o seu uso. Afigura-se contudo que num futuro próximo as escavações passem por soluções deste tipo, pois a sua execução numa fase prévia dos trabalhos continua a ser uma das saídas mais promissoras na redução das deformações.

Com a evolução da dimensão e do número de escavações, a base de dados disponíveis para análise do comportamento de uma escavação cresceu de igual forma. Das várias abordagens apresentadas na bibliografia destacam-se: o artigo Clough e O'Rourke (1990) que constitui um marco na caracterização dos movimentos do solo; a caracterização das deformações das paredes de contenção e do assentamentos à superfície por Wang *et al.* (2005); e o estudo de Long (2001), acerca da análise à coletânea de 300 casos de estudo de movimentos induzidos por escavações profundas em diferentes pontos do globo, onde o autor evidencia tendências e padrões de movimentos, confrontando-os com anteriores abordagens de outros autores. A nível nacional, destaca-se a XXIII Lição Manuel Rocha, onde Matos Fernandes (2010) aborda o tema dos movimentos induzidos por escavações profundas, no qual define 8 regras essenciais à obtenção de um bom controlo da escavação.

Em 50 anos a evolução das escavações profundas tem sido notável. O avanço nesta área permite hoje em dia conceber escavações de profundidade assinalável, e cujo custo, tempo de construção e nível de dano não seriam viáveis há apenas algumas décadas atrás. As lições aprendidas na revisão do estado da arte são de seguida expostas em diversos tópicos que pretendem caracterizar o assunto em estudo através da definição de parâmetros chave e medidas ao alcance do projetista que possam contribuir para a obtenção de um bom comportamento em termos de deslocamentos.

2.2. Atividades que afetam os movimentos

Para além dos movimentos diretamente resultantes da execução da escavação, outras operações construtivas preparatórias ocasionam importantes deslocamentos que podem ultrapassar os movimentos diretamente induzidos pela escavação. Fatores como a instalação da cortina, a demolição e retirada de antigas fundações no maciço a escavar, assim como a variação do nível freático no maciço envolvente associado à bombagem do interior da escavação, podem provocar deslocamentos consideráveis que contribuem para uma maior dificuldade na previsão quer dos movimentos totais quer dos movimentos diretamente associados à escavação.

Movimentos associados à construção das paredes

A construção da parede de contenção pode ocasionar deslocamentos muito importantes pelo que não devem ser desprezados. Nas contenções de muros “tipo Berlim” e “tipo Lisboa”, o faseamento construtivo adotado tem na maioria dos casos uma grande influência nos deslocamentos. Constituídos por perfis verticais e pranchas colocadas em função da evolução da escavação, estes muros de contenção requerem especial atenção à metodologia de construção adotada e à cuidada execução da ligação entre os perfis verticais e as pranchas, a qual deve salvaguardar a perda de solo para o interior da escavação e consequente aumento dos movimentos (Peck, 1969). Na abordagem detalhada a este tipo de muro levada a cabo por Peck (1969) é ainda recomendado o preenchimento dos vazios entre a cortina e o solo através de calda de cimento, desde que tal não interfira no esquema de drenagem da escavação.

Em paredes executadas através de cravação de estacas, a execução destas pode originar importantes assentamentos e fendas na superfície adjacente à escavação. Em solos argilosos a resistência sofre uma queda acentuada devido à perturbação causada pela cravação das estacas, e as pressões e os esforços associados podem traduzir-se em elevadas solicitações sobre a estrutura de suporte.

No caso das paredes moldadas, a construção dos painéis implica a abertura de valas de espessura igual à parede, cuja estabilidade é assegurada através de um fluido denso de sustentação, habitualmente a bentonite. A bibliografia disponível sugere que, em condições normais, os movimentos associados à construção das paredes moldadas se apresentam reduzidos. Matos Fernandes (1990) identifica os fatores determinantes na manutenção dos movimentos dentro de limites aceitáveis:

- i. Rápida betonagem dos painéis
- ii. Redução do desenvolvimento dos painéis
- iii. Utilização de lamas de densidade elevada
- iv. O nível das lamas deve ser sempre superior à posição do nível freático.
- v. Redução da circulação de maquinaria pesada junto às valas numa fase anterior à presa do betão.

Apesar de soluções do tipo paredes moldadas e estacas de betão possibilitarem uma grande redução dos movimentos globais, a sua execução provoca pequenos deslocamentos que devem ser considerados. De acordo com Poh *et al.* (2001) os movimentos associados à construção de paredes moldadas tendem a aumentar com a espessura adotada para cortina, sendo os assentamentos máximos à superfície cerca de 0,1% da profundidade de escavação, valor idêntico aos 0,15% apresentados por Clough e O'Rourke (1990).

Condições da água no solo

A alteração das condições da água no solo aquando da execução da escavação pode comportar um risco elevado e deve ser sempre avaliada de forma adequada. Vários registos na bibliografia apontam que o rebaixamento do nível freático pode causar importantes assentamentos na superfície adjacente à escavação, principalmente em areias soltas e em argilas compressíveis.

Num solo granular os movimentos de percolação são normalmente condicionantes. A percolação tende a baixar o nível freático levando a um aumento da tensão efetiva e consequente aumento dos deslocamentos verticais e horizontais. Em cortinas cujo pé se encontra encastrado, o impulso passivo mobilizado abaixo do nível da escavação tende a decrescer devido à redução da tensão efetiva, por via do aumento da pressão de água nos poros. Nestas situações é imprescindível garantir uma impermeabilização da base da parede de contenção para que seja condicionada a percolação e limitada a suscetibilidade a fenómenos de levantamento hidráulico e erosão interna.

Num solo argiloso, a presença de água influencia de forma direta a resposta do solo às solicitações de uma escavação. Ao apresentar um comportamento não drenado face à solicitação, a deformação ocorre com um volume aproximadamente constante, provocando um deslocamento em massa. Esta relação direta é particularmente importante na relação entre os movimentos horizontais da cortina e os assentamentos à superfície, visto que o volume da bacia de subsidência é aproximadamente igual ao volume da bacia dos deslocamentos laterais da cortina.

O comportamento não drenado a curto prazo pode permitir, em alguns casos, a consideração de uma resistência adicional devido aos excessos de pressão de água nos poros negativos induzidos pela escavação. A longo prazo o processo de consolidação devido à dissipação desses excessos provoca um inevitável aumento do nível de assentamentos, que não deve ser descurado.

2.3. Relação entre os movimentos da parede e os assentamentos

A generalidade da literatura conclui que os assentamentos à superfície estão diretamente relacionados com os deslocamentos laterais da parede de suporte, não sendo por isso possível reduzi-los sem atuar nos movimentos da cortina. Este facto revela a importância da limitação dos movimentos da parede.

De entre os tipos de resposta do solo face à escavação, distinguem-se dois tipos de movimento. No primeiro, existe uma grande deformação no topo da cortina comparativamente ao deslocamento a maiores profundidades, ocorrendo um assentamento de formato convexo, característico de cortinas autoportantes e da fase prévia à introdução do travamento em cortinas apoiadas. Nessa fase, quando ainda nenhuma escora ou ancoragem foi instalada, os

deslocamentos da parede crescem de forma aproximadamente linear da base ao topo (Figura 2.2b).

Um segundo tipo de escavações geralmente apresenta movimentos reduzidos no topo da cortina, onde o deslocamento é impedido por meio da estrutura de suporte. A colocação dos diversos níveis de apoio origina uma deformação do tipo convexo na face exposta da parede, tanto mais pronunciada quanto maiores forem a flexibilidade da cortina e a rigidez e o pré-esforço dos apoios. Na superfície de contacto entre a parede e o maciço, observa-se uma força tangencial no sentido ascendente, exercida por parte da parede, que garante uma redução dos assentamentos na superfície próxima da parede, verificando-se que os assentamentos máximos ocorrem a uma certa distância da parede, levando a superfície a assumir uma forma côncava (Figura 2.2a).

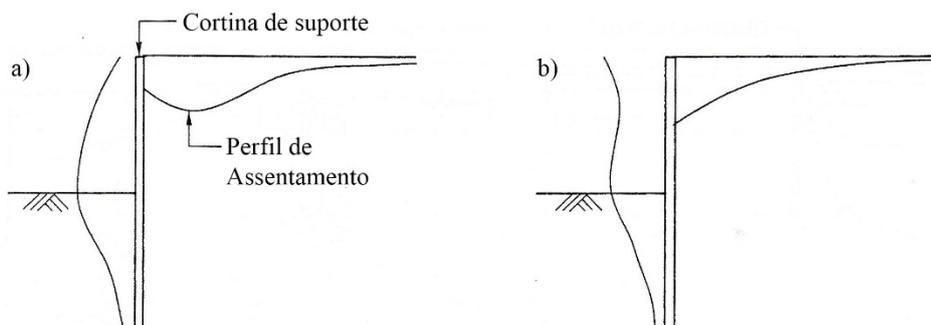


Figura 2.2 - a) Assentamento côncavo; b) assentamento convexo; Adaptado de Ou *et al.* (1993).

Conforme Hsieh e Ou (1998), os dois tipos de assentamento podem ser avaliados relacionando os movimentos de rotação e translação da cortina em relação à sua posição indeformada (A_c) e os movimentos devido à deformação inerente à cortina (A_s), designado “embarriçamento”. A Figura 2.3 expõe a proposta para a definição dos dois tipos de movimento.

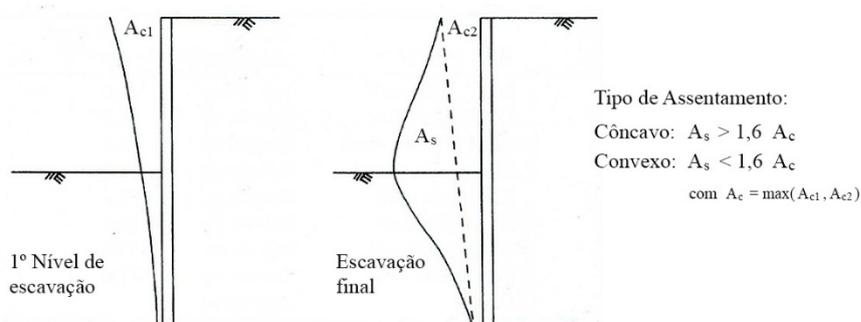


Figura 2.3 - Assentamento côncavo e convexo; adaptado de Hsieh e Ou (1998).

A condição do pé da cortina é também um fator determinante na definição do tipo de assentamento ditado pela escavação. Tendencialmente, em escavações de boas condições de apoio no pé da cortina, observa-se um assentamento côncavo, enquanto em sentido oposto nos casos em que a parede não possui boas condições de apoio, a convexidade da face exposta tende a atenuar-se levando a uma diminuição das forças tangenciais exercidas pela parede e passando a superfície a apresentar uma forma convexa de assentamento máximo junto à parede.

Através de observações de campo e análises numéricas, Finno e Harahap (1991) constataram que o tipo de assentamento é definido nas fases iniciais de escavação, apenas sofrendo alteração na sua magnitude. Este facto permite a obtenção do tipo de assentamentos numa fase preliminar, em que os assentamentos são ainda reduzidos e onde poderão ser tomadas medidas preventivas em relação a possíveis danos em edificações e infraestruturas vizinhas.

Detalhadas as relações existentes entre os movimentos laterais da cortina e os assentamentos à superfície, importa abordar a sua magnitude. Tratando-se de um problema que usualmente é analisado considerando um estado plano de deformação, o volume de solo correspondente aos movimentos observados na escavação pode ser avaliado em termos de unidade de área, facilitando a compreensão da questão.

Geralmente, os assentamentos máximos observados apresentam-se inferiores aos valores máximos dos deslocamentos da parede. A justificação para este facto prende-se com a diferença entre a profundidade da escavação e a extensão da superfície do terreno onde se verificam os assentamentos. Sendo esta bastante superior à dimensão da escavação, mesmo para os casos onde as duas áreas são de igual valor, a distribuição por uma maior extensão conduz a uma configuração mais estreita e consequentemente assentamentos máximos, em regra, inferiores aos deslocamentos máximos na cortina.

De acordo com Matos Fernandes (1990), verifica-se que os assentamentos máximos na superfície são menores que os deslocamentos laterais máximos da cortina, aproximando-se dos valores dos deslocamentos médios da parede. Assim, segundo o mesmo autor, o deslocamento médio da cortina apresenta-se como o parâmetro mais indicado para traduzir a relação entre a área definida entre as posições da parede numa dada fase e a sua posição indeformada, e o nível de assentamentos à superfície.

2.4. Propriedades do solo

Segundo Peck (1969), o tipo de solo presente no local de escavação é naturalmente a variável mais importante na determinação da magnitude de movimentos. Genericamente, quanto piores forem as características mecânicas de um solo, maior é a exigência requerida na solução da

contenção a adotar, sendo os movimentos da cortina de maior magnitude comparativamente a solos que apresentam melhores características.

O comportamento da escavação e os consequentes deslocamentos associados dependem fortemente das características inerentes ao solo de escavação. Das propriedades do solo com maior influência no seu comportamento destacam-se o estado de tensão em repouso, a resistência e a deformabilidade. A sensibilidade dos movimentos face à variação destes parâmetros, aliada à dificuldade da sua definição, revelam a importância da sua análise.

Estado de tensão em repouso, K_0

A execução de uma escavação implica a alteração do estado de tensão inicial do maciço por via da libertação de tensões a esta associada. O estado de tensão inicial, usualmente definido através do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , determina a magnitude das tensões que são libertadas e consequentemente o nível de deformação e deslocamentos horizontais associados à escavação, *i.e.*, para valores elevados de K_0 as deformações horizontais na cortina tendem a ser superiores às deformações verificadas para valores de K_0 inferiores. O valor do coeficiente de impulso em repouso constitui, por esse facto, um fator de importância decisiva nos movimentos associados a uma escavação.

Tratando-se de um parâmetro de difícil determinação devido à inexistência de métodos teóricos para esse fim, a escolha de K_0 é habitualmente realizada com base em informação fornecida por ensaios *in situ*, sendo esses ensaios fortemente condicionados pelas deformações provocadas pela instalação da aparelhagem de medição no interior do maciço.

O coeficiente de impulso em repouso é influenciado pelo tipo de solo, ângulo de atrito e índice de vazios do maciço, sendo que, no caso das argilas sobreconsolidadas mostra-se muito dependente da história de tensões do maciço, a qual muito raramente pode ser conhecida com precisão, tornando ainda mais complexa a determinação de K_0 neste tipo de solo.

Em termos de extensão, os deslocamentos associados à libertação das tensões podem fazer-se sentir a uma distância de até 5 vezes a profundidade da escavação, mesmo para os casos em que a estrutura de suporte seja de elevada rigidez. Devido a este facto, em casos onde a tensão de repouso apresenta valores elevados, verifica-se um comportamento pouco satisfatório das cortinas ancoradas pois o alcance dos deslocamentos, por norma, engloba as suas zonas de selagem.

A Figura 2.4 apresenta o resultado do estudo da influência de K_0 nos movimentos laterais da cortina, realizado por Potts e Fourie (1984) recorrendo ao método dos elementos finitos. Os autores analisaram uma escavação em solo argiloso com 13m de profundidade suportada por

uma parede moldada de 1m de espessura com um encastramento de 7m, possuindo um nível de escoramento no topo da cortina. Para a análise da influência de K_0 consideraram os valores de 0,5 e 2, correspondendo respetivamente a valores de um solo normalmente consolidado e fortemente sobreconsolidado. Como se pode facilmente constatar pela figura, a escolha do valor de K_0 tem uma influência decisiva na magnitude dos deslocamentos da cortina.

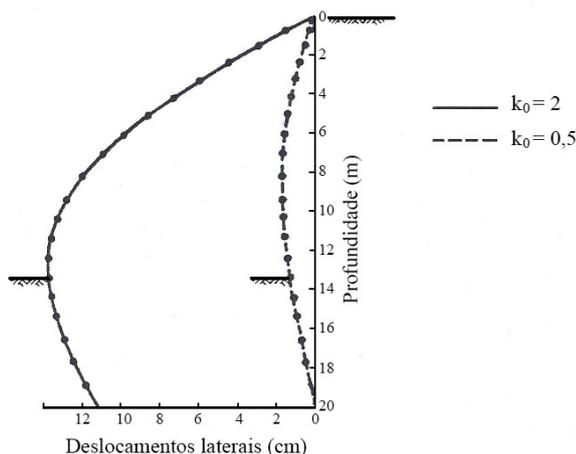


Figura 2.4 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede; adaptado de Potts e Fourie (1984); retirado de Matos Fernandes (1990).

Resistência e deformabilidade

Os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade definem o comportamento mecânico do solo aquando de uma solicitação a ele imposta. A resposta em termos de deslocamentos está naturalmente dependente destes, sendo por isso importante o cuidado da sua análise.

A avaliação do módulo de deformabilidade é usualmente efetuada por via experimental. Contudo, a sua correta estimativa apresenta-se de muito difícil avaliação, especialmente no caso das argilas moles, onde existe uma clara dificuldade na recolha de amostras indeformadas para ensaiar. Dada essa dificuldade, e acrescendo o fato de os resultados se mostrarem muito sensíveis às perturbações da amostragem, o módulo de deformabilidade é essencialmente determinado por via de correlações empíricas, que normalmente relacionam o módulo de deformação não drenado, E_u , com a resistência do solo não drenada, c_u . O seu rácio é correntemente representado pela letra M , como revela a expressão (2.1).

$$E_u = M \times c_u \tag{2.1}$$

Duncan e Buchignani (1976) abordaram esta questão e desenvolveram a proposta para a definição do parâmetro M que é representada na Figura 2.5. Para a definição da proposta os

autores tomaram em consideração que a relação entre E_u e c_u depende fortemente do índice de plasticidade e do grau de sobreconsolidação do solo.

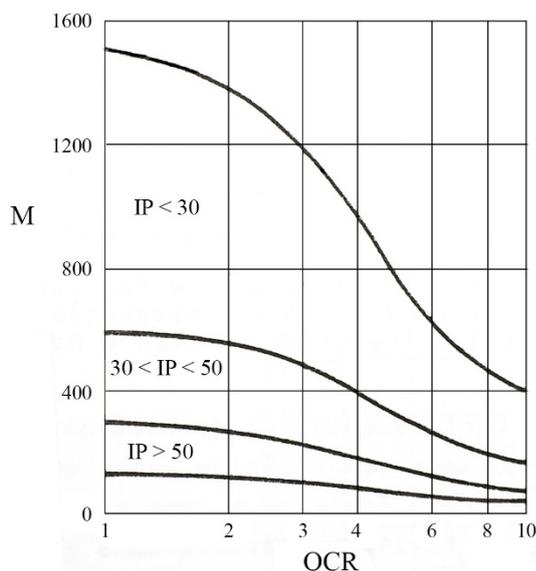


Figura 2.5 - Relação entre E_u/C_u , índice de plasticidade e grau de sobreconsolidação, OCR; adaptado de Duncan e Buchignani, (1976).

Para além da sensibilidade dos deslocamentos face aos valores do módulo de deformabilidade adotados na análise de uma escavação, Matos Fernandes (1990) assinala a importância da consideração da dependência do módulo de deformabilidade em relação à trajetória de tensões, especialmente nos casos de escavações suportadas por ancoragens onde as fases alternadas de escavação e aplicação de pré-esforço implicam sucessivos ciclos de tensões no maciço, com as trajetórias de tensões variando de fase para fase.

Em termos de influência da resistência não drenada das argilas moles, importa referir a seu efeito nos deslocamentos verificados abaixo do nível da escavação. A bibliografia em geral aponta para uma relação entre a estabilidade do fundo da escavação e os movimentos induzidos por esta. Em escavações executadas em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas a rotura do fundo ocorre quando o peso das massas de solo junto da parede ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente, conforme representado na Figura 2.6.

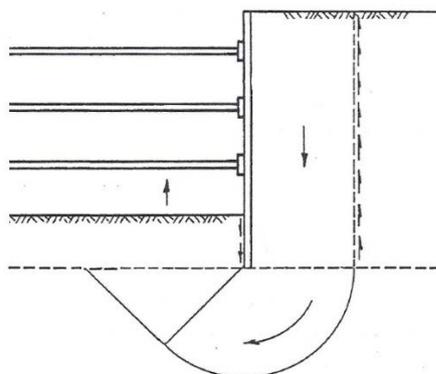


Figura 2.6 - Esquemática da cunha de rotura da base de escavação.

Mana e Clough (1981), Clough *et al.* (1989) e Long (2001) constataram que a magnitude dos movimentos laterais da cortina cresce rapidamente quando as tensões de corte no maciço subjacente à escavação se aproximam das tensões de cedência do solo, *i.e.*, para um fator de segurança à rotura da base de fundação igual à unidade. Nos casos em que o fator de segurança é muito reduzido, os dados apresentados por Long (2001) apontam para valores de δ_{hm} até 3,2% da altura de escavação. Nestas condições, onde a estabilidade da escavação é reduzida, torna-se acrescida a dificuldade de estimação dos movimentos associados à escavação.

2.5. Movimentos associados à escavação

Os movimentos do solo estão dependentes de um grande número de fatores cujo nível de influência depende das características particulares de cada caso. Os pontos seguintes abordam em detalhe cada um dos fatores de maior relevo.

2.5.1. Dimensões da escavação

A profundidade é naturalmente um fator preponderante na definição da magnitude e padrão de movimentos. Ou *et al.* (1993) na análise de 10 casos práticos na zona de Taiwan verificou que os assentamentos junto à cortina aumentam diretamente com o aumento da profundidade de escavação, estando esta natural constatação de acordo com a generalidade da bibliografia.

A largura da escavação também poderá influenciar o comportamento da escavação na medida em que a configuração da cunha de rotura do solo suportado está dependente da distância entre as paredes de uma escavação. Em termos construtivos, a largura de uma escavação pode ainda condicionar a utilização de escoras como elementos de travamento horizontal.

2.5.2. Cortina de suporte

A execução de uma escavação profunda e o conseqüente movimento de terras provocam um desequilíbrio no sistema cujo rearranjo dependerá em grande parte dos deslocamentos permitidos pela estrutura de suporte. A zona adjacente à escavação será diretamente afetada por

esses deslocamentos, apresentando assentamentos tanto maiores quanto maior for o deslocamento horizontal da estrutura de contenção, conforme se referiu anteriormente.

Tipos de cortina

Os diferentes tipos de estruturas flexíveis apresentam um desempenho distinto que é dependente da fase em que são executadas. Como princípio base, a melhor forma de eliminar os movimentos passa pela instalação dos elementos da estrutura de suporte numa fase precedente à escavação. Assim, a utilização de cortinas de paredes moldadas e cortinas de estacas de betão apresenta movimentos de menor magnitude, pois são eliminados os movimentos que distam entre a execução da escavação e a aplicação da cortina de suporte. Soluções de muro “tipo Berlim” e “Tipo Lisboa” testemunham essa diferença, pois a colocação *a posteriori* do suporte não impede os movimentos laterais do solo.

Apoio do pé da cortina

Dada a sua origem, a maioria dos maciços não são constituídos por apenas uma camada de solo, verificando-se a existência de diversos estratos. Esta característica é particularmente importante no que respeita ao tipo de solo presente na base da cortina, pois a falta de um material competente nessa zona provoca um acréscimo considerável do nível de movimentos laterais e consequentes assentamentos à superfície.

Nos casos em que a solução adotada passe por um espaçamento considerável entre o último nível de travamento e a base de escavação, é conveniente optar-se pelo prolongamento da cortina no *bedrock* de forma a mobilizar a resistência passiva do solo abaixo do nível da escavação. Assim, as características do solo presente na zona da base de escavação revelam-se de grande importância, permitindo uma limitação de movimentos tanto maior quanto melhores forem as propriedades mecânicas do *bedrock*.

Rigidez da cortina

A geometria e o material constituinte de uma cortina de suporte desempenham um papel importante na resposta da estrutura, apresentando esta movimentos tanto maiores quanto menor for a sua rigidez. Paredes do tipo estacas pranchas exibem elevados movimentos essencialmente devido à sua reduzida rigidez à flexão. Por esta razão os fenómenos de “embarrigamento” entre cada nível de travamento tornam-se comuns e a magnitude dos deslocamentos tende a aumentar.

Por outro lado deve atender-se a que uma cortina muito rígida implica custos elevados que podem não ser traduzidos numa redução significativa dos deslocamentos. De acordo com Long (2001), no seu estudo de 300 casos práticos, paredes executadas em solos competentes apresentam por norma uma rigidez muito elevada, sendo em muitos casos demasiado conservativa e consequentemente onerosa.

Existem várias formas de representação da rigidez de uma estrutura de contenção. Apelidados de números de flexibilidade, diferentes autores propõem relações de diversos parâmetros como forma de análise da relação rigidez *versus* deslocamento: rigidez material $\ln(EI)$, por Rowe (1952); rigidez do sistema de contenção $EI/(\gamma_w \cdot h_{med}^4)$, por Clough *et al.* (1989); flexibilidade de deslocamentos $\Delta=h_{med}^5/(EI)$, por Addenbrooke (1994). Long (2001) refere que esta última proposta se apresenta como adequada, dando origem a resultados fidedignos.¹

A aplicação dos números de flexibilidade a escavações já executadas, de características idênticas à escavação em estudo, permite uma boa aproximação inicial de parâmetros como o espaçamento entre escoras, tipo de parede ou espessura da parede para o caso de estudo.

2.5.3. Elementos de contenção horizontal

Por elementos de contenção horizontal compreendem-se escoras e ancoragens que apresentam como função a restrição dos movimentos horizontais da cortina. A sua execução em obra deve ser feita recorrendo à mínima sobreescavação possível.

Primeiro nível de travamento

Um fator preponderante na limitação de movimentos está na restrição de deslocamentos no topo da cortina de suporte. As soluções que passem por um topo da parede em consola apresentam sempre grandes deformações no solo, sendo por isso desejável que o primeiro nível de travamento seja colocado num nível próximo da superfície do terreno. O retardar da colocação deste primeiro nível de contenção pode desvirtuar a metodologia construtiva adotada. Segundo Long (2001) soluções do tipo consola tornam-se independentes da rigidez da cortina, sendo a consola a causa principal da magnitude de movimentos.

Espaçamento

O número de elementos de contraventamento presentes numa estrutura de contenção deve ser determinado de acordo com vários fatores. Uma opção que passe por um espaçamento reduzido terá sempre menores movimentos associados, no entanto, para além da óbvia componente económica, no caso de se tratar de uma solução escorada, um maior número de escoramentos traduz-se necessariamente numa ocupação de espaço que poderá condicionar todas as operações inerentes à escavação. Na prática é comum aplicar uma malha aproximadamente quadrada de afastamento adequada ao espaço de manobra necessário.

¹ E, módulo de elasticidade; h_{med} , espaçamento médio dos elementos de travamento; I, momento de inércia; γ_w , peso volúmico da água.

Rigidez

Os deslocamentos laterais que se verificam acima do nível de escavação dependem igualmente da rigidez das ancoragens ou escoras, e do nível de pré-esforço que lhes é aplicado.

À semelhança da cortina de suporte, os elementos de travamento limitam os movimentos induzidos pela escavação tanto mais quanto maior for a sua rigidez. Uma maior flexibilidade destes elementos provoca um maior volume de solo deslocado face à posição indeformada da cortina, sendo a sua influência neste deslocamento tendencialmente superior à influência verificada para a rigidez da cortina (Puller 2004). O efeito do acréscimo de rigidez torna-se naturalmente mais evidente quanto menor for a rigidez da escora ou da ancoragem.

A rigidez de um elemento de travamento é teoricamente definida pela sua geometria e pelo módulo de elasticidade do material que o compõe, sendo que este valor teórico é na realidade muito difícil de atingir em obra, principalmente no caso de escoras, para as quais este parâmetro se mostra particularmente influente. Frequentes são os casos em que o valor efetivo medido em obra se apresenta bastante inferior ao valor teórico, estando esse desfasamento essencialmente associado ao sistema de ligação entre as escoras e a cortina e as folgas existentes. As perdas devido a folgas provocam um decréscimo substancial da rigidez global do apoio, o que resulta numa dificuldade acrescida na definição da rigidez efetiva e consequentemente na dificuldade de estimar os deslocamentos com precisão.

Um princípio simples de melhoramento desta condição passa pela aplicação de um nível de pré-esforço ao escoramento, mesmo que ligeiro, permitindo dessa forma a eliminação de folgas e a mobilização dos esforços para um movimento reduzido da cortina. Adicionalmente, importa garantir uma ligação cuidada entre a escora e a cortina, recorrendo a mão de obra qualificada, para que dessa forma as perdas de rigidez sejam minimizadas.

Por norma no que respeita às ancoragens este problema não se coloca pois na generalidade dos casos é aplicado um nível de pré-esforço inicial nas ancoragens, o que permite a eliminação de folgas. Ao contrário das escoras, a rigidez efetiva das ancoragens não apresenta um desfasamento muito acentuado do valor teórico, o que facilita a previsão do seu comportamento e da definição dos deslocamentos que lhe estão associados. A rigidez das ancoragens está menos dependente da qualidade de mão de obra pois é normalmente executada com grande rigor por parte de empresas especializadas.

Pré-esforço

O princípio de funcionamento do pré-esforço permite minimizar os movimentos em cada nível de escavação através da introdução de uma tensão inicial e um conseqüente deslocamento contrário ao movimento natural da cortina, podendo o deslocamento recuperado suprimir na

totalidade o deslocamento acumulado dos níveis de escavação anteriores. Adicionalmente a introdução do pré-esforço permite a preparação do maciço para a fase de escavação seguinte.

O nível de pré-esforço a aplicar nos elementos de travamento deve ser definido com base na distribuição de pressões horizontais do solo na cortina, sendo que uma definição adequada da distribuição permite maximizar o efeito positivo da aplicação do pré-esforço.

A distribuição triangular, correspondente à distribuição das pressões exercidas pelo solo no estado em repouso, conduz a uma aplicação mais elevada do pré-esforço nos travamentos a maior profundidade, não conseguindo anular nem recuperar os deslocamentos acumulados das fases anteriores, devido à sua aplicação tardia.

Por outro lado a aplicação de um nível de pré-esforço estaticamente equivalente a uma distribuição trapezoidal de uma percentagem mais reduzida das pressões do solo resulta numa contenção mais rígida, com menos deslocamentos associados. Os diagramas de Terzaghi e Peck (1967), expostos na Figura 2.7, representam uma boa abordagem à definição dos níveis de pré-esforço a adotar.

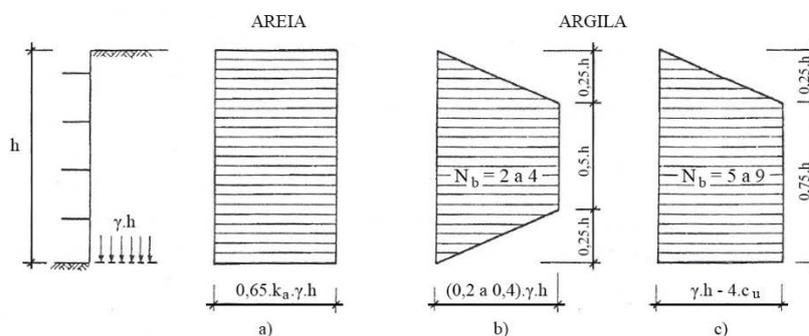


Figura 2.7 - Diagrama de tensões para dimensionamento de cortinas escoradas; Terzaghi e Peck (1967).

A distribuição do tipo a) é indicada para solos granulares, enquanto as distribuições b) e c) se adequam a solos argilosos, sendo o formato dependente do número de estabilidade que é definido pela expressão (2.2).

$$N_b = \frac{\gamma \times h}{c_u} \tag{2.2}$$

A aplicação de uma distribuição trapezoidal permite a introdução de um nível de pré-esforço mais elevado nas ancoragens próximas do topo da escavação, reduzindo os deslocamentos que

se tendem a acumular em cada fase. Esta introdução precoce permite ainda a redução da dependência da força estabilizadora do nível subjacente que irá ser escavado.

Por outro lado, a aplicação de um nível de pré-esforço superior nos primeiros níveis de travamento diminui a descompressão lateral e altera a trajetória de tensão, reduzindo as tensões de corte, que se afasta do estado limite ativo. Segundo Puller (2004), a introdução do pré-forço introduz um melhoramento do solo causado pelo efeito histerético da curva tensão-deformação do solo quando este é carregado e descarregado aquando da aplicação de pré-esforço e da escavação, respetivamente.

Particularizando o caso das ancoragens, elementos para os quais o pré-esforço tem maior importância, os assentamentos verificados na superfície adjacente à escavação estão dependentes do comprimento da ancoragem. Nos casos onde a mobilização da resistência da ancoragem é feita numa região próxima da cunha ativa do solo, são espectáveis maiores deslocamentos. Os assentamentos poderão ser crescentes em solos argilosos onde existe dissipação do excesso de pressão neutra induzido pelo elevado nível de pré-esforço aplicado.

Nas escoras, como foi referido anteriormente, o pré-esforço apresenta essencialmente uma função de anulação de potenciais perdas inerentes às ligações, não sendo corrente, ainda que possível e já executado², a aplicação de um nível de pré-esforço muito elevado.

2.5.4. Métodos construtivos e Mão de obra

O método construtivo adotado pode ser um fator importante nos deslocamentos resultantes da escavação. As soluções que passem pela execução de suporte definitivo sem a necessidade de introdução de suporte provisório numa fase intermédia, *top-down*, apresentam a vantagem de conseguir restringir os movimentos laterais ao evitar a substituição dos elementos provisórios pelos definitivos, sendo esta melhor performance corroborada por Long (2001). Casos de escoramento e ancoragem provisórios, *bottom-up*, apresentam a desvantagem de o ponto de aplicação do travamento não poder ser igual em ambas as fases, impossibilitando a colocação do nível de travamento numa posição ótima. No caso prático em que a contenção lateral é feita por meio de elementos definitivos, como o caso dos pisos de um edifício, existe a desvantagem de a profundidade de cada nível estar dependente do nível a que cada piso se apresenta no projeto.

Os métodos construtivos que apresentam um grande número de reentrâncias, como os muros “tipo Berlim” e estacas de betão contíguas, são fortemente suscetíveis à perda de solo, principalmente em solos granulares. É fundamental conseguir um bom contacto entre a parede

² e.g.: sistema de escoramento pré-esforçado da Estação do Terreiro do Paço em Lisboa

de contenção e o solo a ser suportado para que não exista folga que permita o preenchimento de solo adjacente e conseqüente acréscimo de assentamentos. Soluções deste tipo requerem um cuidado adicional, para que as juntas permaneçam fechadas e não permitam a fuga de solo. A verticalidade dos elementos verticais é igualmente importante para conseguir um controlo apertado sobre os deslocamentos adicionais indesejáveis.

O método de construção quer da parede quer dos elementos de suporte deverá estar sempre de acordo com a experiência e capacidade de execução por parte dos operadores e dos encarregados pela supervisão. O material utilizado deverá ser sempre da melhor qualidade disponível e de acordo com o especificado no projeto. Os níveis de sobrecarga e de vibração aplicados, devido à maquinaria e material de obra, deverão ser minimizados tanto quanto possível.

2.6. Minimização e controlo dos movimentos

Em suma, é seguro afirmar que a limitação dos movimentos afetos a uma escavação tem como base o controlo adequado dos fatores fundamentais apresentados neste capítulo.

Com base em casos recentes presentes na literatura e na sua experiência pessoal, Matos Fernandes (2007) definiu diretrizes para um controlo efetivo dos movimentos, as quais apelidou de “8 regras de ouro”. Com exceção dos movimentos provocados pela execução da parede, todos os fatores enumerados contribuem decisivamente para a obtenção de movimentos negligenciáveis. Através da mnemónica **RELIABLE**³, Matos Fernandes (2007) sintetiza as regras fundamentais, ilustradas na Figura 2.8.

³ RELIABLE - adjetivo da língua inglesa de significado: seguro; confiável. Na versão original a palavra corresponde a um acrónimo formado pelas iniciais de cada regra.

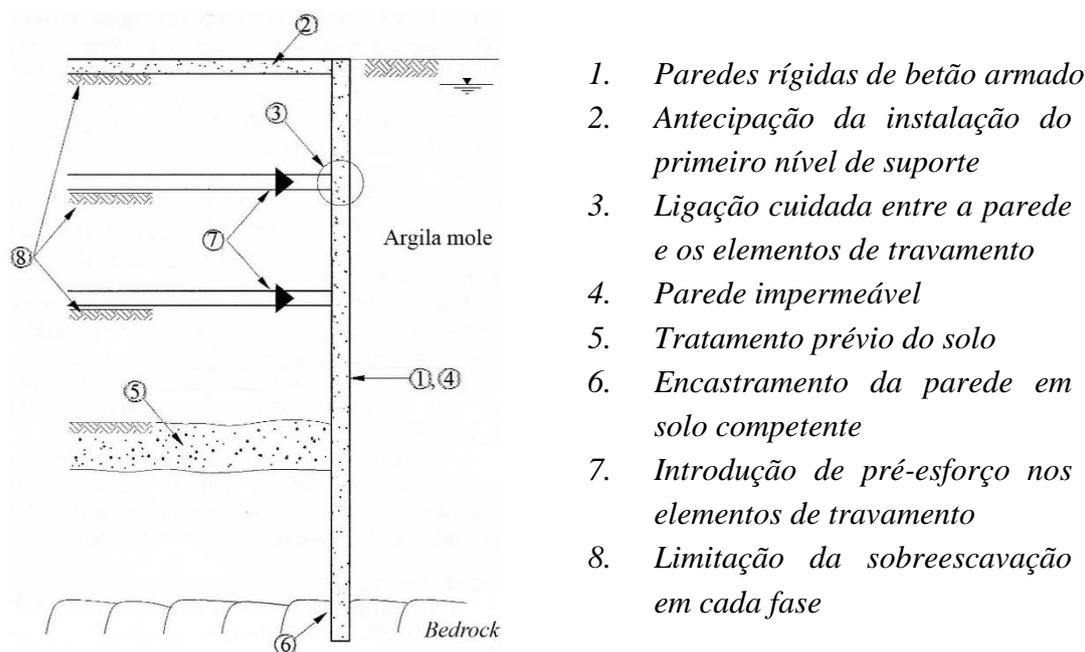


Figura 2.8 - As 8 regras de ouro para um controlo eficaz dos movimentos induzidos por uma escavação profunda em solos moles; adaptado de Matos Fernandes (2007).

Segundo o autor, com a aplicação destas regras base, a *performance* da estrutura de contenção passa a ser principalmente dependente das características estruturais e da execução e menos da sofisticação do tipo de análise adotado.

Uma abordagem complementar deverá passar no futuro pela utilização de técnicas de melhoria do solo. As técnicas de densificação, de injeção e de mistura apresentam-se cada vez mais como soluções alternativas, uma vez que permitem obter iguais ou melhores resultados que as técnicas tradicionais.

2.7. Métodos empíricos e resultados de referência

Os movimentos induzidos por uma escavação são frequentemente estimados com recurso a métodos empíricos. Sendo fundamentados em resultados de observações de campo, os métodos empíricos têm em consideração todos os fatores que contribuem para os movimentos, o que constitui uma mais-valia para este tipo de método. Para a obtenção de previsões adequadas é desejável que a sua base de comparação seja constituída por projetos em condições geológicas, de metodologia de construção e de qualidade de mão de obra similares. De ressaltar que a heterogeneidade do solo na zona adjacente à escavação bem como as alterações ao longo do tempo devido à dissipação da pressão de água nos poros e conseqüente consolidação, torna por vezes as estimativas efetuadas por estes métodos divergentes do comportamento real, sendo a diferença tanto maior quanto a maior a influência local de cada um destes fatores.

2.7.1. Previsão de movimentos

Peck (1969)

Na década de 60, Peck (1969) analisou os dados relativos aos assentamentos registados em milhares de edifícios na baixa de Chicago. Essencialmente escavações até 3 caves, com um máximo de 10m de profundidade, onde a estratigráfica do solo apresentava uma camada espessa de argila mole sobre argila competente. As escavações típicas desse período eram executadas através de estacas pranchas e muros “tipo Berlim” com respetivos assentamentos do tipo convexo. A Figura 2.9 apresenta o zonamento proposto por Peck (1969), obtido pela relação entre os assentamentos verticais máximos e a distância à escavação, e de acordo com o tipo de solo.

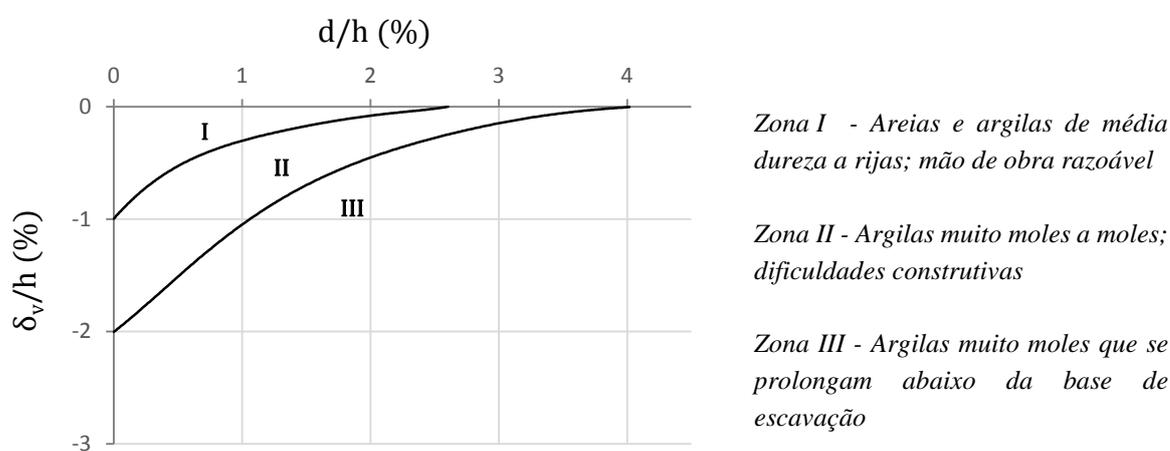


Figura 2.9 - Zonamento dos assentamentos da superfície adjacente à escavação; adaptado de Peck (1969).

Os valores do assentamento normalizado variam entre 1% para a zona I e superiores a 2% para a zona III, correspondente a argilas moles de fracas propriedades mecânicas. O zonamento engloba os assentamentos imediatos bem como os assentamentos devido à consolidação.

Os resultados apresentados por Peck (1969) apenas fornecem uma ordem de grandeza dos assentamentos, não sendo espectável que os resultados obtidos sejam coincidentes com os assentamentos reais. Uma das maiores limitações desta proposta é a não consideração dos parâmetros relativos à estrutura de suporte. Dada a evolução das tecnologias de escavação adotadas, os resultados de observações atuais indicam que o zonamento proposto por Peck (1969) se mostra conservativo.

O'Rourke (1981)

O'Rourke (1981) desenvolveu uma relação entre o formato da deformação da parede e o rácio entre o movimento horizontal e vertical de um ponto na superfície próxima da parede. Esta relação é apresentada na Figura 2.10 e segundo o autor, é válida em paredes cujo pé se encontra fundado em solos competentes.

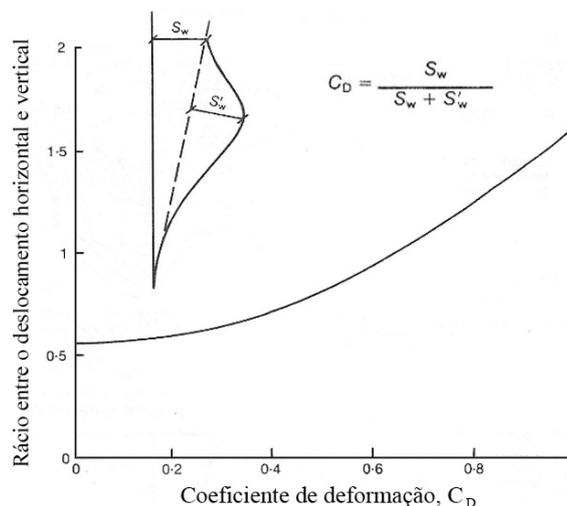


Figura 2.10 - Rácio entre o movimento horizontal e vertical de um ponto na superfície próxima da parede; adaptado de O'Rourke (1981).

Através do parâmetro C_D é definida a forma como a cortina se desloca. A um movimento do tipo consola no topo da parede, onde os deslocamentos são essencialmente horizontais, corresponde um fator C_D igual à unidade. Quando C_D toma um valor reduzido, a componente vertical do deslocamento possui um peso significativo, ditado pela deformação verificada na parede, típica de uma escavação com vários níveis de apoio.

Segundo o autor, a grandeza dos assentamentos não está diretamente dependente dos deslocamentos máximos da parede, dependendo sim, e de forma acentuada, da forma como esta se desloca. Esta relação apresenta-se útil para a estimação do assentamento vertical máximo a partir dos valores da rotação e deformação da parede de contenção obtidos através de cálculos numéricos.

Mana e Clough (1981)

Através de observações de campo e de análise de elementos finitos, Mana e Clough (1981) analisaram escavações em solos argilosos, em que a estrutura de contenção era constituída por paredes de estacas pranchas e “tipo Berlim” suportadas por escoras, tendo proposto a relação exposta na Figura 2.11.

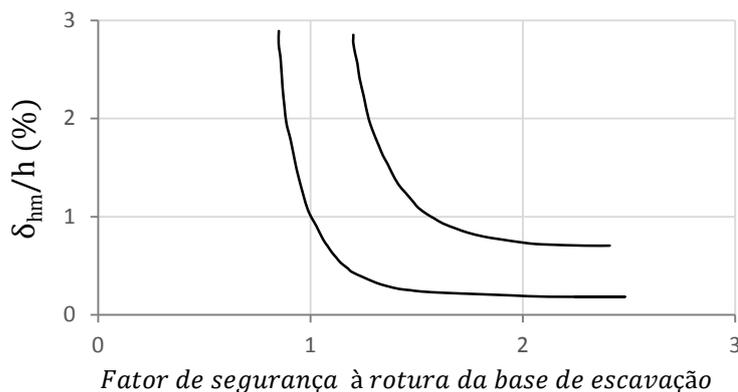


Figura 2.11 - Envolvente da relação entre o FS à rotura da base de escavação e o deslocamento horizontal máximo; adaptado de Mana e Clough (1981).

A relação foi obtida de forma independente do tipo de fundação do pé da cortina, não sendo feita distinção entre livre ou fixo. Da análise da envolvente é facilmente perceptível que os movimentos tendem a crescer rapidamente para fatores próximos da unidade. Na mesma análise Mana e Clough (1981) constataram que os movimentos laterais observados em argilas são equivalentes aos assentamentos verticais à superfície.

A proposta apresentada em Mana e Clough (1981) foi aplicada em Long (2001), onde os resultados dos casos de estudo observados apresentaram um balizamento dentro dos limites definidos pelos autores.

Clough et al. (1989)

Para argilas de média dureza a moles, Clough et al. (1989) propõe a relação exposta na Figura 2.12 que relaciona os movimentos laterais, a rigidez do sistema de contenção e o fator de segurança à rotura da base de escavação.

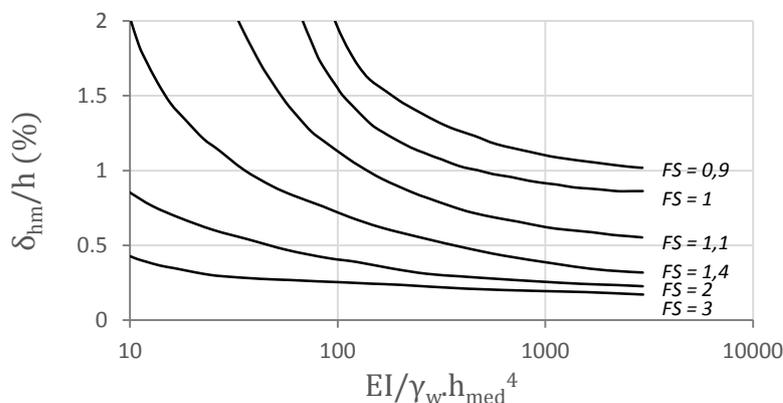


Figura 2.12 - Deslocamento máximo da parede versus rigidez do sistema; adaptado de Clough et al. (1989).

A relação entre movimento lateral e fator de segurança proposto por Clough *et al.* (1989) pode fornecer uma boa estimativa inicial acerca da *performance* de um sistema de uma dada rigidez de acordo com Long (2001).

Bowles (1997)

No seu conceituado manual “Foundation Analysis and Design”, Bowles (1997) apresenta um método que pretende estimar assentamentos de perfil tipo convexo. O método proposto é regido pelos seguintes passos:

1. Estimar os movimentos laterais da parede.
2. Calcular do volume da massa de solo devido ao movimento lateral, V_s .
3. Estimar a zona de influência (D) através da expressão (2.3).

$$D = (h + H_p) \times \tan(45 - \Phi/2) \quad (2.3)$$

Onde,

para um solo coesivo, $H_p = B$

para um solo não coesivo, $H_p = 0,5 \times B \times \tan(45 + \Phi/2)$

sendo B a largura da escavação e Φ o ângulo de atrito do solo.

4. Estimar o assentamento do solo adjacente à escavação, assumindo que o maior assentamento ocorre junta à parede, através da expressão (2.4).

$$\delta_{vm} = \frac{2 \times V_s}{D} \quad (2.4)$$

5. A curva de assentamentos é assumida como sendo parabólica, apresentando um assentamento, δ_v , a uma distância da cortina de contenção, d, ditada pela expressão (2.5).

$$\delta_v = \delta_{vm} \times (d/D)^2 \quad (2.5)$$

2.7.2. Previsão do formato da bacia de assentamentos

Clough e O'Rourke (1990)

Recorrendo a casos de estudo e auxiliados de dados relativos a análises de elementos finitos, Clough e O'Rourke (1990) examinaram os movimentos induzidos por escavações, sendo os seus resultados amplamente utilizado na prática.

Os assentamentos verificados em areias e argilas duras tendem a apresentar uma forma triangular, onde os maiores assentamentos se situam junto à cortina. A extensão dos efeitos da escavação apresentam-se até uma distância de 2 vezes a profundidade de escavação para as areias e 3 vezes para as argilas duras. No caso de argilas de média dureza a moles, o perfil de assentamentos apresenta um pico de assentamento máximo numa zona afastada da parede (cerca de 0,8), sendo o efeito notado a uma distância de até 2 vezes a profundidade da escavação. Os diferentes formatos de assentamento proposto pelos autores são apresentados na Figura 2.13.

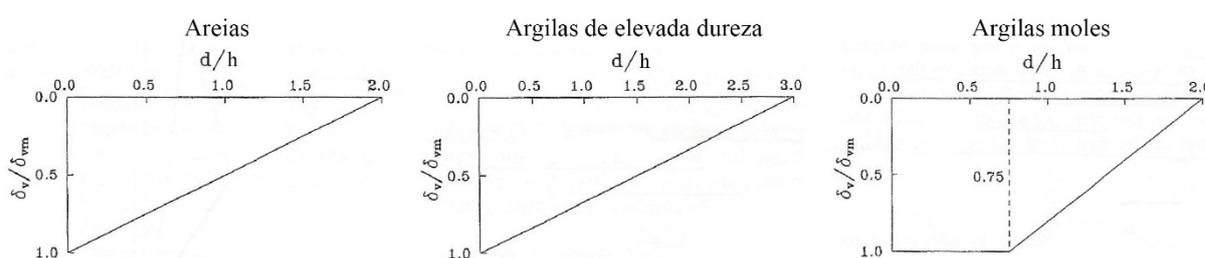


Figura 2.13 - Assentamento de acordo com o tipo de solo; adaptado de Clough e O'Rourke (1990).

Em termos de magnitude o estudo realizado para areias e argilas competentes aponta para um valor de δ_{hm} próximo de 0,2% de h e um valor de 0,15% de h para δ_{vm} . Revisões posteriores revelaram que as envolventes definidas por Clough e O'Rourke (1990) se apresentam um pouco conservativas.

Ou et al. (1993)

Ou *et al.* (1993) definiram o conceito AIR⁴, zona de influência aparente, como sendo a zona afetada pela escavação em que existem riscos significativos de danos para edifícios aí localizados. A Figura 2.14 ilustra o conceito e evidencia que a zona AIR se aproxima da distância definida pela zona ativa.

⁴ AIR - acrónimo de língua inglesa: *apparent influence range*

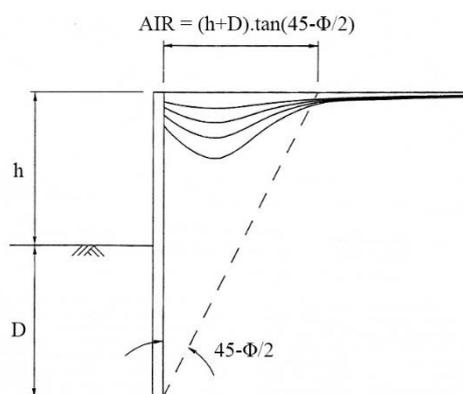


Figura 2.14 - Relação entre o comprimento da cortina e a extensão aparente dos movimentos induzidos pela escavação; adaptado de Ou *et al.* (1993).

Os autores constataram que as grandes deformações horizontais na parede na fase inicial, correspondem a maiores assentamentos junto da parede, enquanto deformações reduzidas na fase inicial apontam para maiores assentamentos em zonas afastadas da parede. A relação entre δ_{vm} e δ_{hm} foi observada como sendo da ordem de 0,5 a 0,7. Segundo os autores, a distância onde ocorre o assentamento máximo não se mostrou dependente da profundidade da escavação.

Hsieh e Ou (1998)

Hsieh e Ou (1998) propuseram um método de definição dos assentamentos com base na identificação de duas zonas de assentamento distinto. A chamada zona de influência primária define-se como a zona adjacente à parede estendendo-se até 2 vezes h , sendo o seu assentamento diretamente afetado pelo método de escavação, tipo de parede, tipo de travamento e todas as intervenções na escavação que introduzem uma alteração do estado de tensão do solo próximo da parede. A zona de influência primária apresenta maiores assentamentos, e é a zona mais suscetível à ocorrência de complicações em edificações vizinhas, com possibilidade de surgimento de grandes distorções angulares.

A zona de influência secundária estende-se até uma distância de 4 vezes a profundidade da escavação e é consideravelmente menos afetada por esta. Pelo princípio de Saint Venant, é perceptível que independentemente da distribuição de forças causada pela solução de contenção adotada, a sua influência a uma longa distância será sempre independente de tais fatores pois estes têm pouca influência no estado de tensão do solo a esta distância. Assim, a forma do assentamento será essencialmente variável na zona de influência primária, onde o assentamento poderá ser côncavo ou do tipo convexo, mantendo-se a zona de influência secundária com o mesmo formato para qualquer que seja o tipo de assentamento.

Descrição do método:

1. Estimar o deslocamento lateral máximo da parede, δ_{hm} , através da análise de deformação da parede recorrendo, por exemplo, ao método de elementos finitos. Alternativamente poderá ser feita uma estimativa mais grosseira através das relações de Clough e O'Rourke (1990).
2. Determinar o tipo de assentamento calculando a área de translação da parede (A_C) e a área de deflexão da parede (A_S) verificando a relação A_S versus A_C , onde, para valores de A_S superiores a 1,6 vezes A_C o assentamento é do tipo côncavo, e A_S inferior a 1,6 vezes A_C é do tipo convexo (ver ponto 2.3). Sendo estes valores resultantes de dados obtidos apenas pós-escavação, existirá necessidade de recorrer igualmente a métodos numéricos para a obtenção de dados que permitam definir as áreas A_S e A_C .
3. Estimar o assentamento máximo da superfície, δ_{vm} , tendo em consideração que na maioria dos casos se observa um valor de δ_{vm} entre 0,5-0,75 δ_{hm} , com um máximo de $\delta_{vm} = \delta_{hm}$.
4. Calcular o assentamento em cada ponto através da proposta exposta na Figura 2.15, tendo em consideração o formato de assentamento adequado.

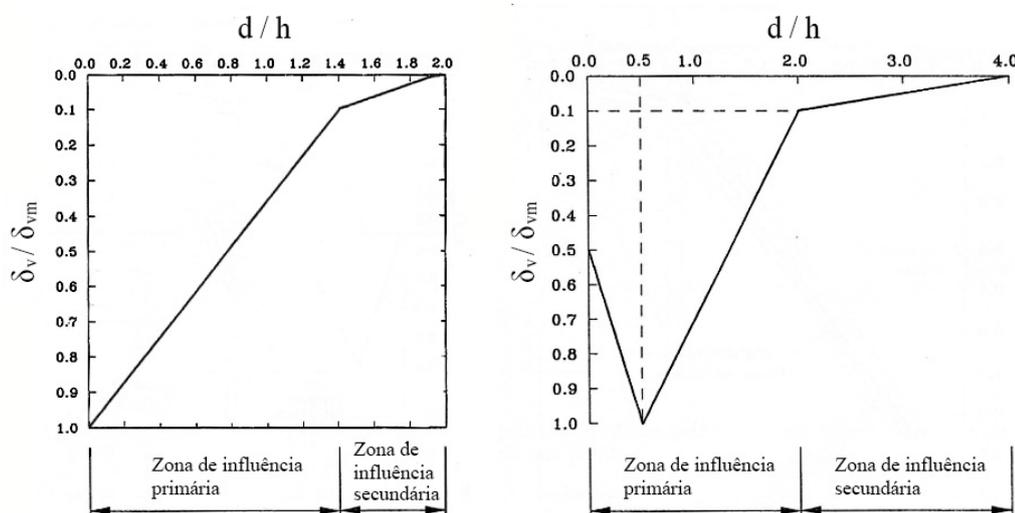


Figura 2.15 - Proposta de definição dos assentamentos côncavo e convexo; adaptado de Hsieh e Ou (1998).

De forma a obter melhores resultados, poderá ser feita uma análise iterativa, com base nos resultados observados durante a escavação em análise.

3. CASO DE ESTUDO - NOVO EDIFÍCIO SEDE DA EDP

3.1. Introdução

O caso de estudo analisado diz respeito à escavação das caves do novo edifício sede da EDP (Energias de Portugal) localizado na Avenida 24 de Julho, zona ribeirinha de Lisboa, como ilustrado na Figura 3.1. A obra encontra-se atualmente em fase de construção da superestrutura acima do nível do solo, sendo que os trabalhos relativos à escavação e execução das caves se encontram finalizados.



Figura 3.1 - Localização da escavação e secção de estudo.

Com a análise deste caso, procurou-se avaliar numericamente a sensibilidade dos movimentos induzidos pela escavação aos parâmetros referenciados no capítulo anterior. Assim neste capítulo procedeu-se ao estudo de uma secção da escavação sendo que em primeira instância foi analisada a solução adotada em obra, designado doravante como caso base, tendo sido feita a confrontação dos resultados com os dados de observação e resultados de previsão empírica. No capítulo seguinte é exposta uma análise paramétrica tendo como base de comparação o cálculo numérico relativo ao caso base.

A zona de implantação do edifício possui uma estratigrafia bastante variável em profundidade. As camadas superficiais são constituídas por aluviões e aterros recentes, formados na atual época geológica, as quais apresentam precárias condições mecânicas, baixa resistência e muito alta compressibilidade. Contrapondo com estas estão as camadas de maior profundidade, onde surgem as formações do Miocénico, nomeadamente as Argilas dos Prazeres e Areolas da

Estefânia. Dada a proximidade ao rio Tejo, o nível freático na zona de intervenção encontra-se próximo da superfície, a cerca de 2m de profundidade.

A definição do zonamento geotécnico do solo, bem como a sua caracterização, foi feita com base na informação de projeto cruzada criteriosamente com a informação relativa à análise feita por Brito e Matos Fernandes (2006) referentes à Estação do Terreiro do Paço, contígua à zona do presente caso de estudo, onde as propriedades do terreno se pressupõem semelhantes. A título ilustrativo, na Figura 3.2 é exposta a aparência final do edifício em estudo.



Figura 3.2 - Configuração final do Edifício.

3.2. Condições Geológico-geotécnicas

Com base nos estudos geológico-geotécnicos realizados no âmbito do projeto do edifício sede da EDP, procedeu-se à definição das zonas geotécnicas presentes na secção de estudo, expostas na Figura 3.3.

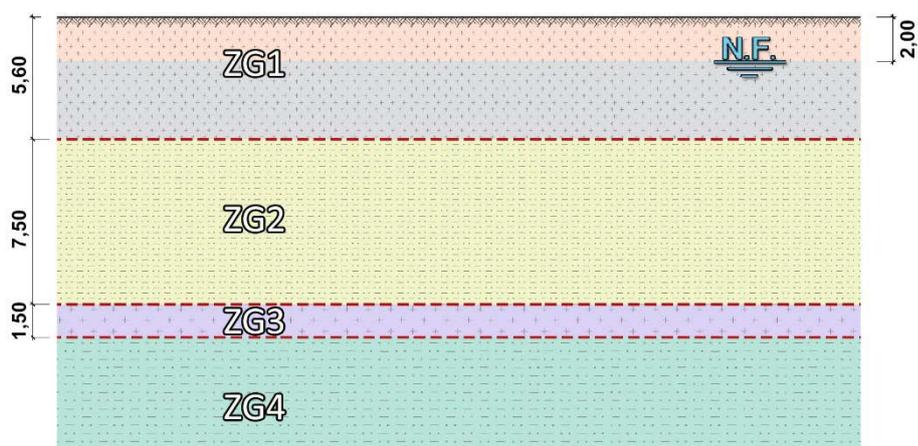


Figura 3.3 - Perfil da secção de estudo; adaptado de AFA Consult (2010).

ZG1 - Aterro

A camada superficial de depósitos de aterro apresenta uma espessura de 5,6m e é constituída por solos areno-argilosos mal compactados, apresentando fragmentos de rocha e de cerâmica. O solo apresenta um peso volúmico, γ , da ordem dos 18kN/m³, tendo-se considerado um peso volúmico saturado de 19kN/m³. A diferença de 1kN/m³ entre o peso volúmico e o peso volúmico saturado foi igualmente considerada para todas as zonas geotécnicas. Esta camada encontra-se parcialmente imersa, com o nível freático a localizar-se a 2m de profundidade. Segundo os ensaios laboratoriais relativos às sondagens realizados na proximidade da seção de estudo, a camada apresenta um índice de plasticidade próximo dos 15%.

ZG2 - Aluviões

A camada das aluviões possui uma espessura de 7,5m, prolongando-se até à profundidade de 13,1m, sendo composta essencialmente por depósitos de solos argilo-lodosos, pontualmente arenosos com níveis dispersos de areias siltosas. Esta camada apresenta uma consistência muito mole (SPT de 0 a 5) e apresenta um peso volúmico da ordem dos 16kN/m³. O índice de plasticidade da camada encontra-se próximo dos 20%.

ZG3 - Miocénico superficial

O substrato do Miocénico é constituído por uma sucessão de estratos sedimentares, tendo uma camada superficial ligeiramente descomprimida o que se traduz em propriedades geotécnicas ligeiramente inferiores às restantes camadas da formação miocénica. Esta camada superficial é composta por argilas com núcleos margosos dispersos e intercalações de níveis de margas com cascões calcários e de calcários margosos, rijas a muito rijas (SPT de 32 a 60), correspondendo a uma argila sobreconsolidada. A camada possui uma espessura igual a 1,5m estendendo-se até à profundidade de 14,6m e apresentando um peso volúmico na ordem dos 19kN/m³.

ZG4 - Miocénico

As argilas base da camada do Miocénico apresentam uma constituição idêntica às designadas miocénico superficial, apresentando no entanto uma consistência maioritariamente rija a muito rija (SPT em geral superior a 60), *i.e.*, fortemente sobreconsolidadas (OCR>5), o que lhes confere uma boa competência face às solicitações impostas. Esta camada prolonga-se em profundidade, apresentando um peso volúmico na ordem dos 20kN/m³.

3.3. Solução adotada em obra

A solução executada em obra, considerada nesta dissertação como caso base, corresponde a um perfil de escavação de 23m suportado por paredes moldadas de 0,8m de espessura de betão armado C30/37, com uma altura enterrada de cerca de 7m. A parede é suportada por 7 níveis de ancoragens espaçadas longitudinalmente de 2,5m e verticalmente com a distribuição apresentada na Figura 3.4.

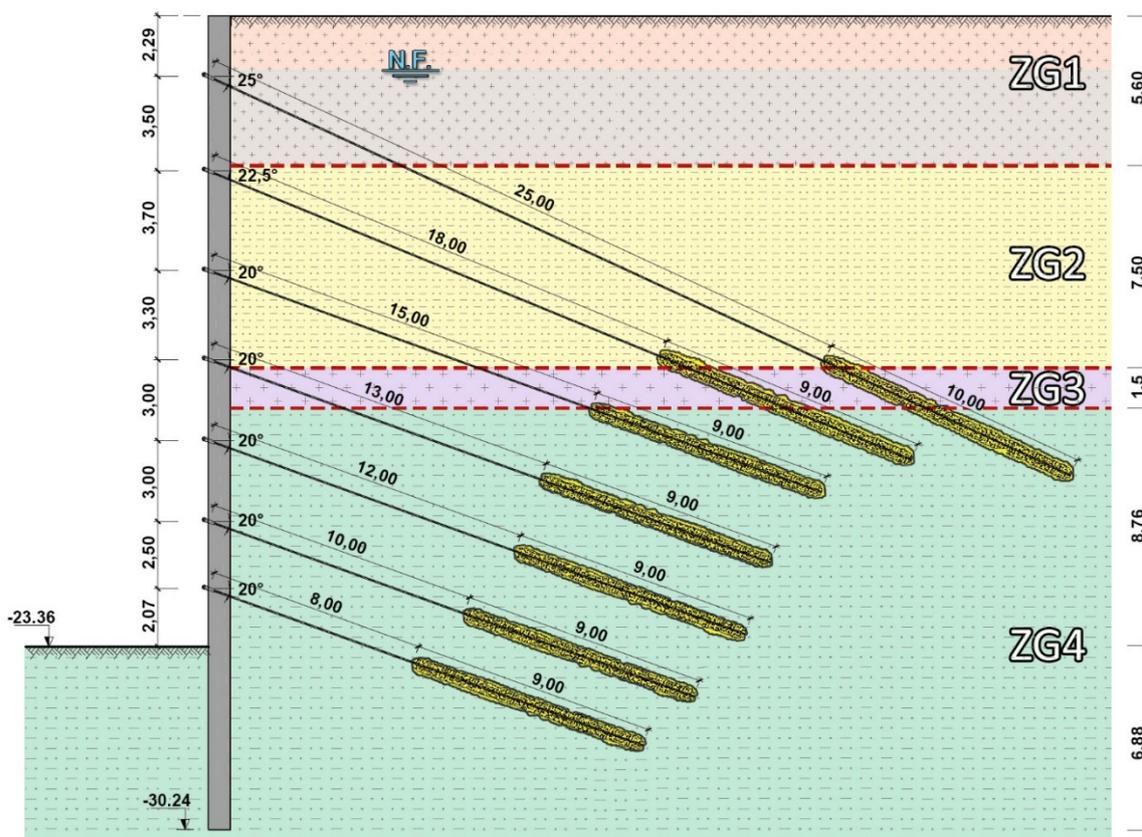


Figura 3.4 - Secção da escavação de estudo.

O comprimento das ancoragens permite uma mobilização de resistência fora da cunha de rotura ativa espectável e simultaneamente permite uma selagem do bolbo numa zona de solo bastante competente. Em cada nível de ancoragem é aplicado um pré-esforço de 950kN por ancoragem, estando este valor inserido nos limites definidos por Terzaghi e Peck (1967) representados na Figura 3.5.

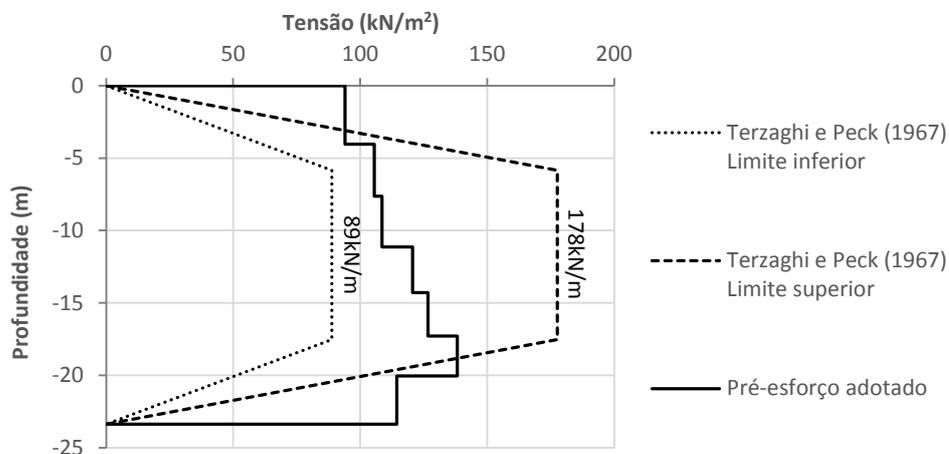


Figura 3.5 – Enquadramento do pré-esforço adotado, nos limites de Terzaghi e Peck (1967).

A realização da escavação é encetada com a execução da cortina de paredes moldadas seguindo-se a escavação faseada dos 7 níveis de escavação e instalação das respetivas ancoragens. Em cada nível de escavação é executada uma sobreescavação de 0,5m.

Faseamento de execução da escavação:

1. Execução da cortina de paredes moldadas de 30m
2. Escavação do 1º nível com uma sobreescavação de 0,5m
3. Execução e instalação do pré-esforço no 1º nível de ancoragens
4. Repetição dos pontos 2 e 3 até atingir o 7º nível de ancoragens
5. Escavação até ao nível final.

Assinale-se que no projeto original as ancoragens são consideradas como provisórias, sendo desativadas após a construção das lajes das caves. Dado o âmbito pretendido para esta dissertação, não se considerou relevante a inclusão do faseamento da construção das lajes, tendo-se considerado as ancoragens como elementos de contenção definitivos, uma vez que apenas se considera para efeitos da análise a execução da escavação.

3.4. Modelação numérica

A modelação foi efetuada recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS v8.2, tendo sido realizada uma análise admitindo-se condições associadas a um estado plano de deformação.

3.4.1. Discretização

A secção considerada para o modelo de cálculo apresenta uma largura de 120m e uma altura de 48m, como representado na Figura 3.6, sendo que estas dimensões se consideram adequadas por forma a não restringirem as deformações causadas pela escavação.

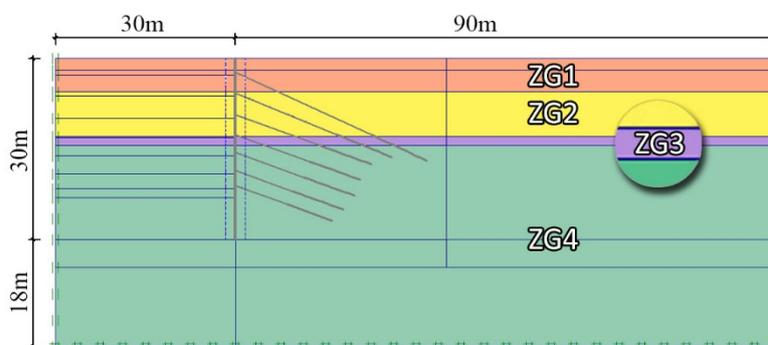


Figura 3.6 - Modelo PLAXIS; dimensões do modelo.

A malha de elementos finitos adotada é constituída por elementos triangulares de 6 nós, contabilizando um total de 3911 elementos a que correspondem 8124 nós. Para a definição do nível de refinamento necessário, procedeu-se a um análise comparativa para 3 diferentes malhas. Face aos resultados obtidos optou-se pelo refinamento 2, representado na Figura 3.7. Este refinamento garante uma redução de tempo de cálculo muito significativa em relação à malha mais refinada (refinamento 3), passando de 19 minutos para cerca de 40 segundos sem que o nível de precisão se altere significativamente. A malha menos refinada (refinamento 1), embora permita reduzir ligeiramente o tempo de cálculo tem como contrapartida uma menor precisão nos resultados obtidos, afastando-se dos valores determinados com a malha mais refinada.

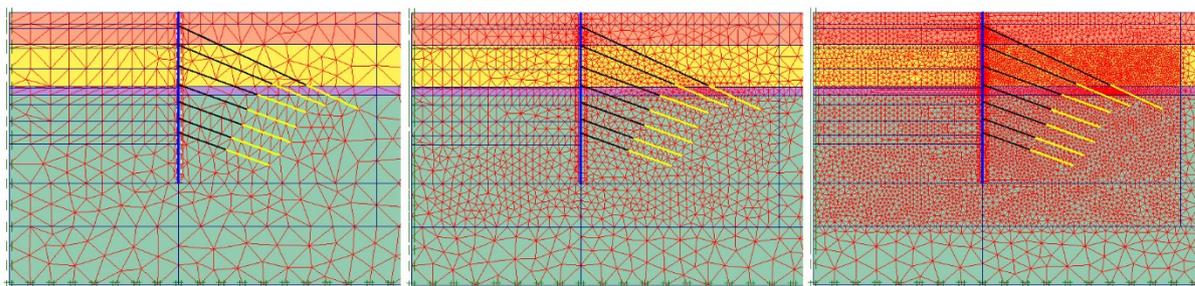


Figura 3.7 - Estudo do refinamento da malha; da esquerda para a direita: refinamento 1, 2 e 3.

As condições de fronteira do modelo foram definidas de acordo com a representação da figura 3.8. A fronteira a) representa o eixo de simetria da secção de escavação, onde por esse motivo apenas são permitidos deslocamentos verticais. Na fronteira b) foi igualmente admitido que não existiriam quaisquer deformações na direção horizontal, possibilitando-se apenas deslocamentos verticais. Na fronteira c) impediu-se a existência de quaisquer deformações simulando desta forma a presença de um estrato rígido.

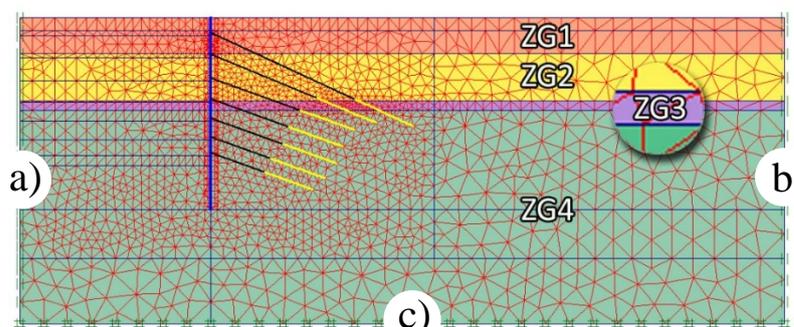


Figura 3.8 - Modelo PLAXIS; condições de fronteira.

3.4.2. Tipo de Análise

A resposta de um solo argiloso saturado a uma solicitação é geralmente condicionante a curto prazo devido ao seu típico comportamento não drenado. As propriedades intrínsecas da argila, nomeadamente a permeabilidade, não permitem inicialmente a expulsão da água presente nos poros saturados, o que se traduz numa situação de volume constante a que corresponde um coeficiente de Poisson, ν , de 0,5.

Sendo que o maciço em estudo é maioritariamente composto por argila, considerou-se como sendo justificada a opção de efetuar uma análise em tensões totais considerando os parâmetros não drenados do solo, tendo-se adotado o critério de rotura de Tresca para as diversas camadas modeladas.

3.4.3. Estado de tensão inicial

Para além do peso volúmico do solo, já indicado anteriormente, a definição do estado de tensão inicial exige o conhecimento do coeficiente de impulso em repouso. Dada a inexistência de ensaios realizados no local, a definição do estado de tensão inicial do solo em estudo foi estabelecida com base em valores presentes na bibliografia e nas propriedades do solo, tendo-se assumido que o estado de tensão podia ser descrito através do estabelecimento de coeficientes de impulso em repouso.

ZG1

Com base no índice de plasticidade de 10% a 20% obtido através de ensaios laboratoriais realizados às sondagens efetuadas na proximidade da seção de estudo, tomou-se um valor de 0,5 para K_0 . Este valor foi definido tendo por base a proposta de Brooker e Ireland (1965) (figura 3.9).

De forma proceder a uma análise em tensões totais efetuou-se a conversão do valor de K_0 definido em tensões efetivas para um K_{0TT} correspondente à razão das tensões totais horizontal e vertical e desprezando dessa forma a presença de água. Assim, na camada de aterro, tomou-se K_{0TT} com um valor de 0,6.

ZG2

Adotando o mesmo procedimento, e fazendo corresponder o índice de plasticidade de 20% da camada de aluviões ao respetivo valor de K_0 , optou-se o valor de 0,5 para o mesmo. Para o valor do coeficiente de impulso em repouso em termos de tensões totais, adotou-se o valor de 0,72, valor este definido de forma análoga ao referido em ZG1.

ZG3 e ZG4

Tratando-se de um solo antigo com uma história de tensões complexa e um grau de sobreconsolidação elevado, as argilas miocénicas apresentam um elevado coeficiente de impulso em repouso. Recorrendo ao ábaco proposto por Brooker e Ireland (1965) (figura 3.9), e considerando um índice de plasticidade entre 20% e um OCR de 5, adotou-se um K_0 de 0,8.

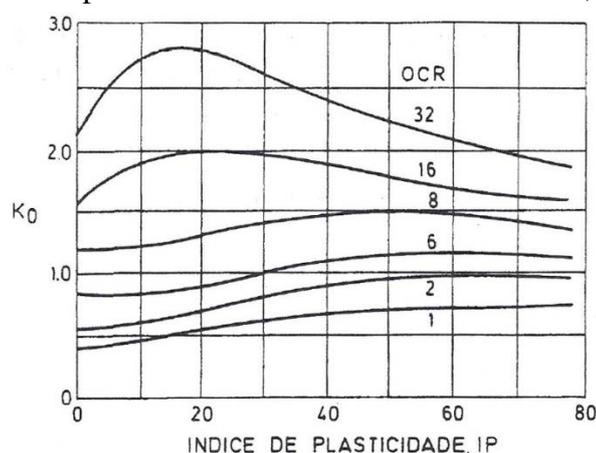


Figura 3.9 - Relação experimental entre K_0 , o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação do solo; Brooker e Ireland (1965).

Para o valor do coeficiente de impulso em repouso em termos de tensões totais considerou-se o valor de 0,9, obtido através da conversão do respetivo valor em tensões efetivas. Registe-se que o valor adotado se encontra dentro do intervalo de valores da proposta de parametrização de Laranjo (2013) para estas camadas miocénicas.

3.4.4. Parametrização

Não existindo dados relativos a ensaios realizados ao solo do local em estudo, a definição dos parâmetros c_u e E_u foi executada com base em valores característicos do tipo de solo, apoiados na parametrização apresentada por Brito e Matos Fernandes (2006) para o projeto da Estação do Terreiro do Paço. Tendo sido verificada, no subcapítulo 2.4, a correlação entre os parâmetros c_u e E_u , a parametrização adotada adiante exposta seguiu em conformidade com a expressão (2.1). De acordo com os respetivos índice de plasticidade e grau de sobreconsolidação, para as camadas ZG1 e ZG2 definiu-se um valor de M de 700 e para as camadas ZG3 e ZG4 optou-se por um valor de 500.

Aterro e Argilas lodosas

Para o material de aterro correspondente à camada ZG1, considerou-se c_u constante ao longo da camada, tomando o valor de referência de 25kPa, valor usual para este tipo de solo. Recorrendo à expressão (2.1) definiu-se um E_u de 17,5MPa, constante em profundidade. Na Figura 3.10 é ilustrada a evolução de c_u e E_u .

Na camada ZG2, correspondente às argilas lodosas, foi considerado um c_u de 35kPa com um acréscimo de 1,4 kPa por metro de profundidade. Este incremento teve como base a variação considerada em Brito e Matos Fernandes (2006) que considera uma resistência ao corte não drenada expressa pela expressão (3.1).

$$c_u = 20 + 0.22 \times \sigma'_{v0} \quad (3.1)$$

O módulo de deformabilidade adotado para o topo da camada foi de 24,5MPa, aplicando um incremento de 1MPa por metro de profundidade.

Argilas miocénicas

A definição dos parâmetros a adotar para o solo miocénico foi feita considerando um horizonte superior mais descomprimido, com valores de resistência sensivelmente menores dos que ocorrem nos níveis mais profundos. Nesse sentido, na camada ZG3 considerou-se c_u de 200kPa constante em profundidade. Aplicando a relação (2.1), com um M de 500, considerou-se um valor E_u de 100MPa igualmente constante ao longo da camada.

Para a camada ZG4 considerou-se um acréscimo de resistência em profundidade. Partindo de 300kPa no topo da camada, estabeleceu-se um incremento 20kPa/m até à profundidade de 35m a partir da qual se considerou o valor de 700kPa. O acréscimo considerado foi fundamentado nos valores de resistência não drenada das argilas miocénicas considerados no projeto da Estação do Terreio do Paço, segundo Brito e Matos Fernandes (2006).

Relativamente ao parâmetro E_u adotou-se, no topo, o valor de 150MPa considerando um acréscimo de 10MPa por metro de profundidade até atingir os 35m a partir da qual foi definido um E_u constante, com o valor de 350MPa. A evolução de ambas as camadas é exposta na Figura 3.10.

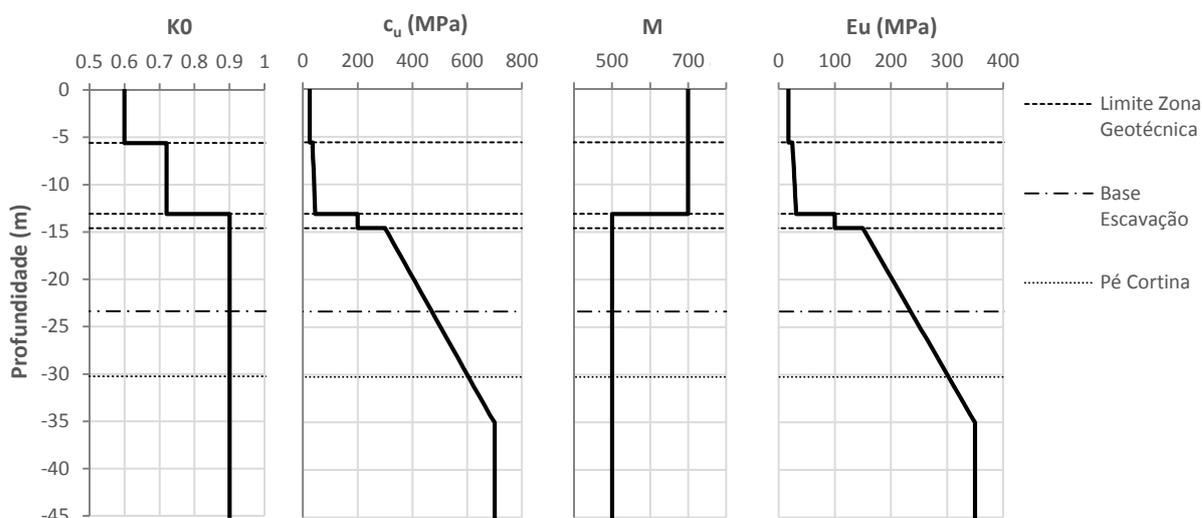


Figura 3.10 - Evolução de K₀, c_u, M e E_u em profundidade.

Cortina de contenção

Na modelação da cortina admitiu-se um comportamento elástico linear isotrópico, caracterizado por um módulo de elasticidade de 30GPa correspondente a um betão moldado e um coeficiente de Poisson de 0,2. A espessura de 0,8m da parede de contenção confere-lhe uma rigidez de flexão (EI) de 1,28E+6kNm²/m e uma rigidez axial (EA) de 2,40E+7kN/m.

Ancoragens

Nas ancoragens consideradas no modelo, admitiu-se igualmente um comportamento elástico linear isotrópico. A rigidez axial adotada para as ancoragens e bolbos de selagem foi de 4,67E+4kN/m e 1,12E+5kN/m, respetivamente, sendo estes valores de acordo com os valores definidos em projeto.

Interação solo-estrutura

Tendo em consideração que o programa PLAXIS relaciona os parâmetros da interface com os do solo de acordo com a expressão (3.2), optou-se pelo valor de 0,67. Este valor é correntemente utilizado para a resistência da interface, R_{int}, e corresponde à razão de aproximadamente dois terços do valor de máxima aderência, numa escala onde 0 representa aderência nula e 1 representa aderência máxima.

$$R_{int} = \frac{c'_{interface}}{c'_{solo}} \tag{3.2}$$

3.5. Análise de Resultados

Deslocamentos da cortina

Na Figura 3.11 mostra-se a evolução do deslocamento horizontal ao longo do faseamento construtivo. Verificou-se que o deslocamento horizontal final máximo, δ_{hm} , é de 30mm e que ocorre a cerca de 16m de profundidade. O deslocamento de 30mm corresponde a apenas 0,13% da profundidade escavada pelo que não serão de prever grandes danos causados nas estruturas vizinhas.

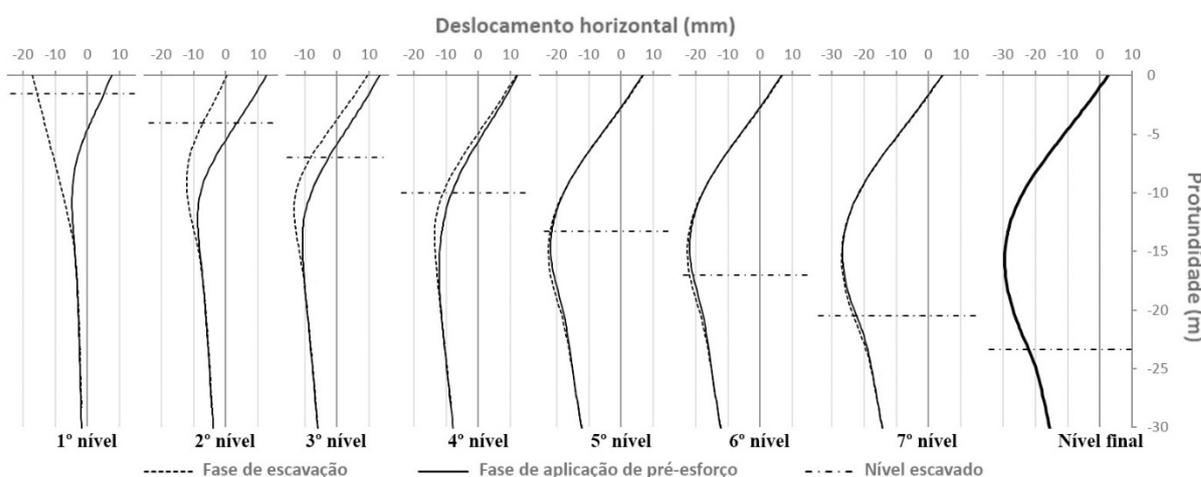


Figura 3.11 - Da esquerda para a direita: evolução do deslocamento horizontal ao longo do faseamento de escavação.

Confrontando os resultados numéricos com os resultados da bibliografia de referência, o valor de δ_{hm} encontra-se abaixo dos 0,2% de h definido por Clough e O'Rourke (1990) e dentro do intervalo 0,05% - 0,25% definido Long (2001) para solos com uma camada de solo mole inferior a 60% da profundidade de escavação (no caso de estudo corresponde a 56%).

Na zona do pé da cortina observou-se um deslocamento de sensivelmente 15 mm, valor este de nível reduzido devido às boas características mecânicas da camada do Miocénico. Aos 23m de profundidade, nível da base de escavação, observou-se um deslocamento de 22mm.

No resultado obtido observa-se que a recuperação do movimento da cortina face à aplicação do pré-esforço é mais relevante nas fases iniciais, correspondendo aos níveis de escavação em solo menos competente, ZG1 e ZG2. Nos níveis de escavação em solo do Miocénico, a aplicação do pré-esforço não produz recuperação relevante.

Assinale-se que o deslocamento verificado na 1ª fase de escavação, correspondente a cerca de 20mm, constitui um valor relativo elevado. Este ponto poderia ser contornado com a recolocação do 1º nível de escavação a uma menor profundidade, idealmente ao nível da superfície.

Assentamentos à superfície

Os resultados do cálculo numérico evidenciaram um perfil de assentamentos do tipo côncavo cujo valor máximo se distânciava da cortina ao longo do faseamento de escavação. Na Figura 3.12 observa-se essa evolução, a qual atinge um valor máximo de 11mm a cerca de 30m de distância da cortina, na fase final de escavação.

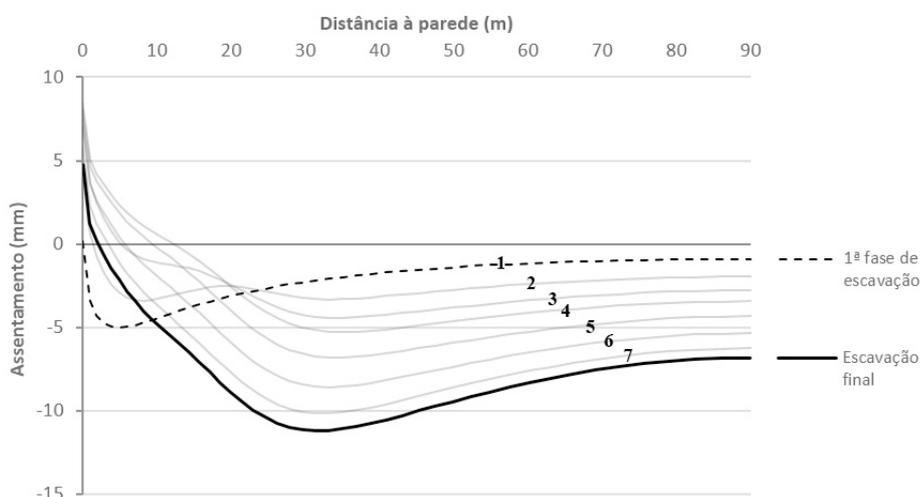


Figura 3.12 - Evolução dos assentamentos à superfície ao longo da escavação.

Os valores observados permitem classificar esta escavação como pertencente à zona I de acordo com os valores de referência indicados por Peck (1969). O facto de a escavação em estudo ser fundada no solo miocénico, aliada ao facto de esta ser suportada por métodos muito mais eficientes que os utilizados à época, traduz-se em movimentos consideravelmente inferiores aos estimados pelo mesmo autor.

O assentamento vertical máximo corresponde a cerca de 0,05% da profundidade de escavação, dentro do intervalo de 0% - 0,2% proposto por Long (2001) e inferior aos 0,15% indicado Clough e O'Rourke (1990). A razão entre δ_{vm} e δ_{hm} obtida no cálculo é de sensivelmente 0,4 que corresponde a um valor no intervalo 0,2 - 0,6 observado por Wang (2005) nos caso de estudo de Shangai e no intervalo 0,5 - 0,7 indicado por Ou (1993).

Da análise ao perfil de assentamentos obtidos no cálculo evidenciou-se um ponto que merece clarificação: nas zonas distantes do paramento, onde a tendência deveria ser a redução do

assentamento para zero, observa-se um assentamento praticamente constante e não desprezável. Esta situação é justificada pela limitação do modelo adotado para a análise da escavação, que considera um valor de E_u constante com o nível de deformação. Assim, o modelo utilizado não tem em consideração a degradação do módulo de distorção com o aumento da extensão de corte que existe na realidade (Figura 3.13). A adoção de um modelo deste género implica necessariamente que os deslocamentos nas zonas mais afastadas da escavação sejam sobrestimados enquanto os deslocamentos junto à escavação podem inclusivamente ser subestimados, dependendo no valor de E_u adotado.

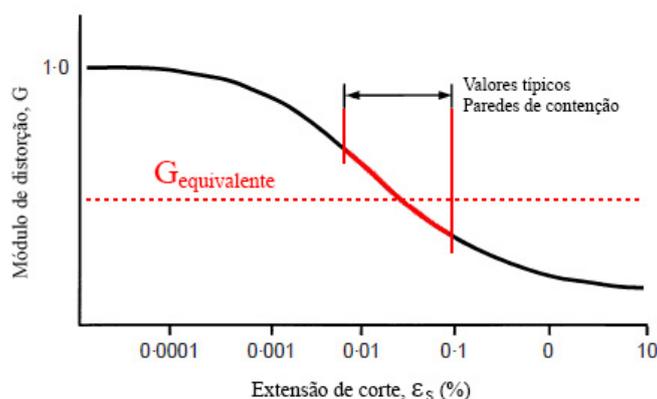


Figura 3.13 - Evolução do módulo de distorção com a variação da extensão de corte; adaptado de Atkinson e Salfors (1991).

A crítica descrita, é evidenciada de forma clara na Figura 3.14, onde são expostas as configurações de assentamento definidas pelos métodos de Hsieh e Ou (1998) e de Clough e O'Rourke (1990).

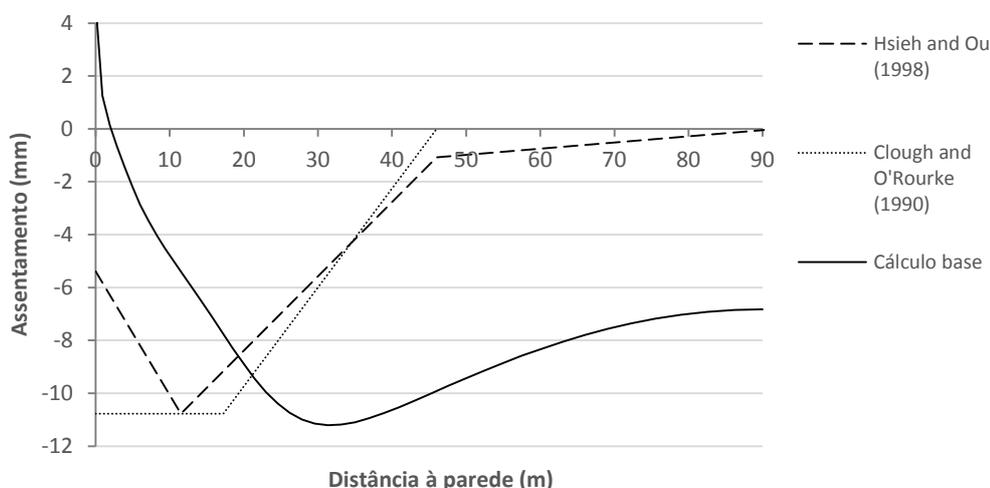


Figura 3.14 - Confrontação do perfil de assentamentos de cálculo com previsões empíricas.

Em linha com o resultado de cálculo, o assentamento proposto por Hsieh e Ou (1998) para o tipo de solo do caso de estudo é do tipo côncavo, registando um assentamento junto à cortina de 5mm e com um pico máximo aos 10m de distância. Denota-se um desfasamento de cerca de 20m entre a localização do máximo observado no método empírico e o cálculo numérico. Atendendo ao facto do método de Hsieh e Ou (1998) ser referido como um método de bons resultados de previsão, é concebível que o assentamento real se aproxime dessa configuração.

Pressão de Terra

O diagrama de pressões de terra na interface parede-solo na fase final de escavação é exposto na Figura 3.15, sendo este confrontado na mesma figura com digrama de impulso em repouso.

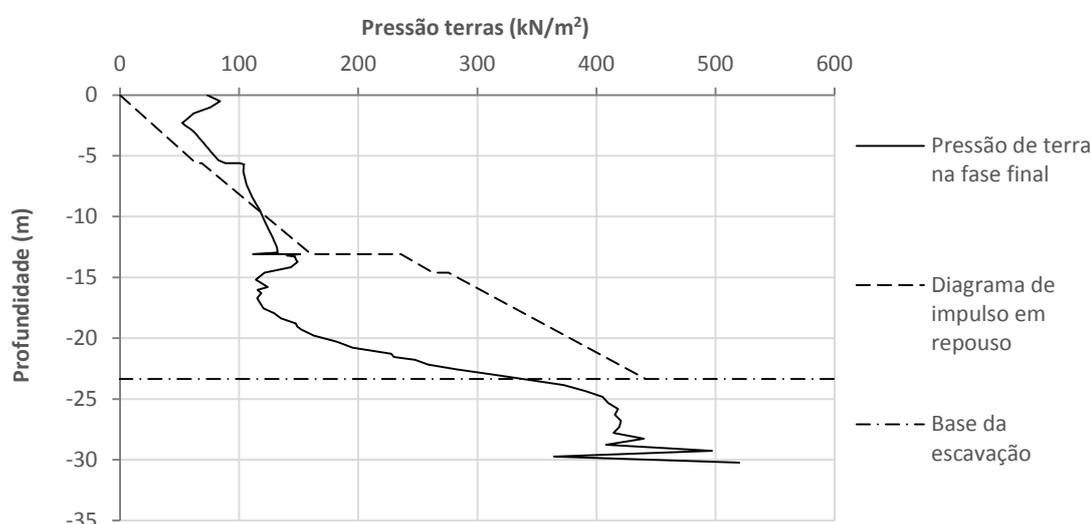


Figura 3.15 - Comparação entre o valor de cálculo do diagrama de pressões de terra e o diagrama de impulso em repouso.

Da análise dos diagramas verifica-se que nos primeiros 10m de escavação o nível de pressão de terras final encontra-se acima dos valores relativos às pressões de terra em repouso. Tal facto pode ser resultante do elevado valor de pré-esforço aplicado nessa zona. Em sentido inverso, para as profundidades entre -15m e -23m, verifica-se na fase final um valor de pressão de terras muito inferior ao diagrama de impulso em repouso, ao qual está associado um maior deslocamento horizontal da cortina.

Destes dados conclui-se que o nível de pré-esforço aplicado nos níveis superiores aparenta ser algo excessivo enquanto nos níveis inferiores peca por defeito. De modo a aumentar a eficiência das ancoragens e uma conseqüente diminuição do deslocamento máximo na cortina, reconhece-se a conveniência do estudo de uma solução que passe por uma distribuição trapezoidal com redução do pré-esforço nos primeiros níveis de ancoragem e um aumento do mesmo nos níveis

inferiores. Ressalva-se que a redução do pré-esforço nos níveis iniciais poderá apresentar um efeito contrário, devido ao aumento dos deslocamentos na cortina nas fases iniciais.

Esforços nas ancoragens

A Figura 3.16 mostra a evolução do esforço axial nos 7 níveis de ancoragem ao longo da escavação.

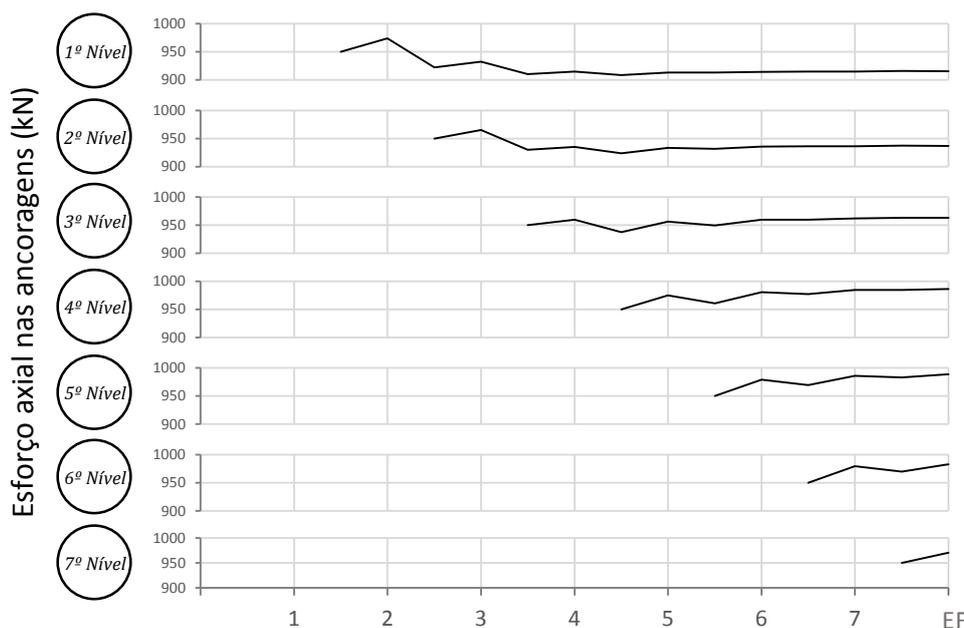


Figura 3.16 - Evolução do esforço axial nas ancoragens ao longo do faseamento de escavação.

No cômputo geral verificou-se uma variação relativamente próxima do valor do pré-esforço inicialmente aplicado, o que é indicativo de que o nível de pré-esforço aplicado se revelou apropriado. Em todos os níveis de ancoragem se verificou um aumento do esforço nas fases correspondentes à escavação, sobretudo na escavação imediatamente subsequente à sua instalação, e uma diminuição nas fases correspondentes à instalação das ancoragens dos níveis inferiores e respetiva aplicação do pré-esforço.

O primeiro nível de ancoragem apresenta um decréscimo de 5%, estabilizando para valores próximos de 900kN. O 2º e 3º nível de ancoragens, aplicados na camada de argilas aluvionares, mostram uma variação reduzida face aos valores de pré-esforço aplicado inicialmente. Nos últimos 4 níveis de ancoragem, localizados na zona do miocénico de fundação e que corresponde à zona onde ocorrem os deslocamentos horizontais máximos da cortina, existe um acréscimo da ordem dos 5% na força nas ancoragens, aproximando-se dos 1000kN na fase de escavação final. Tal como constatado na análise ao diagrama de pressões de terra, os primeiros

2 níveis de ancoragens parecem bem ajustados, enquanto os restantes níveis inferiores denotam pré-esforço insuficiente.

Esforços na cortina

Relativamente aos esforços na cortina destacam-se as envolventes de momento fletor e de esforço transversal, apresentados na Figura 3.17.

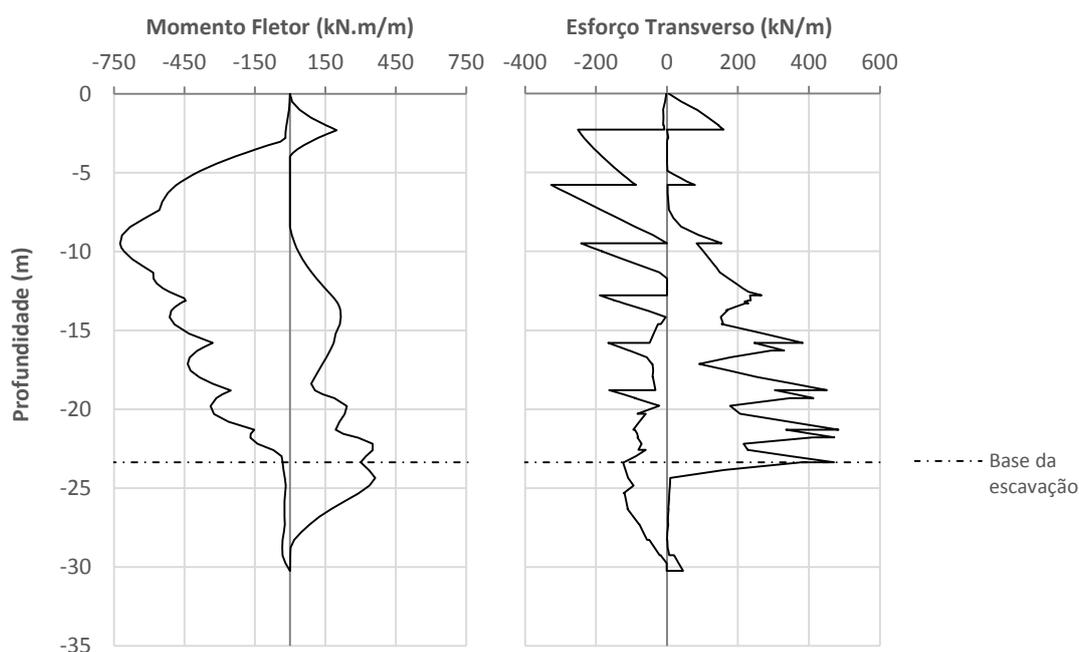


Figura 3.17 - Envolvente de esforços na cortina.

Observou-se um momento fletor máximo de 720kN/m correspondente à 3ª fase de escavação e um esforço transversal, que se encontra concentrado nas zonas de aplicação do pré-esforço, que atinge um máximo de 470kN/m correspondente à fase final de escavação.

Flexibilidade de deslocamento

Na figura 3.18 sobrepõem-se os resultados obtidos para o caso de estudo ao diagrama proposto por Addenbrooke (1994) relativo ao conceito de *Flexibilidade de Deslocamento*. Os resultados obtidos podem considerar-se bem enquadrados com a proposta do autor embora se verifique uma ligeira sobrestimação.

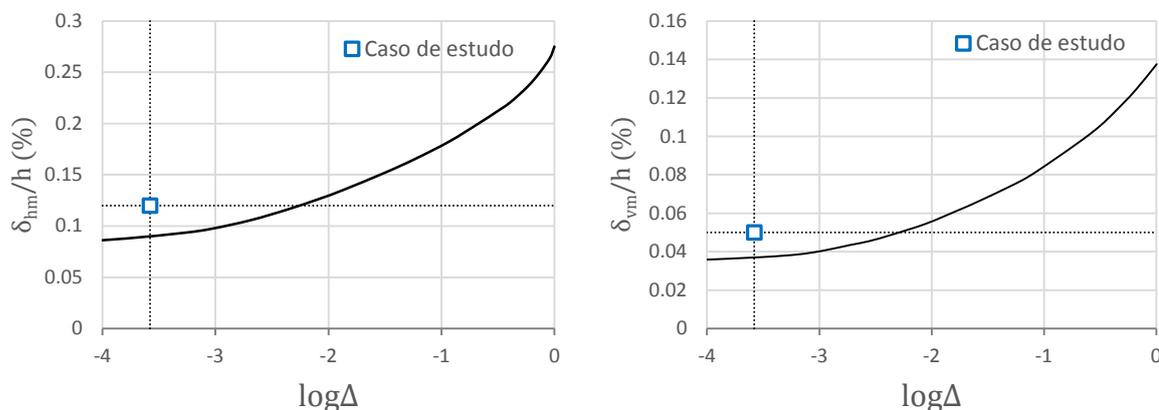


Figura 3.18 - Flexibilidade de Deslocamento *versus* deslocamento horizontal e vertical máximo; adaptado de Addenbrooke (1994).

Fator de segurança à rotura da base de fundação

A aplicação da relação proposta por Clough *et al.* (1989) que permite avaliar a relação entre o deslocamento horizontal da cortina, a rigidez da cortina e o fator de segurança à rotura da base de escavação, é ilustrada na Figura 3.19.

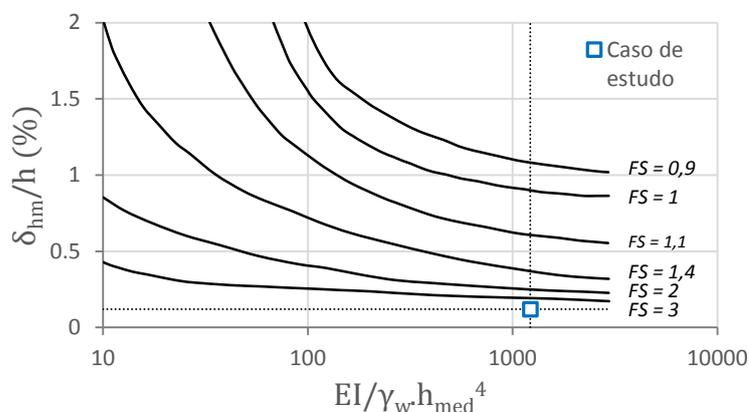


Figura 3.19 - Resultados da relação de Clough *et al.*; adaptado de Clough *et al.* (1989).

Sobrepondo a relação do deslocamento com a altura da escavação obtida no cálculo (δ_{hm}/h) de 0,12% e a rigidez da parede ($EI/\gamma_w \cdot h_{med}^4$) de 1220 observa-se que, de acordo com o ábaco de Clough *et al.* (1989), o fator de segurança deve ser superior a 3 o que se encontra enquadrado com o fator de segurança de 5 obtido no cálculo numérico.

Na Figura 3.20 apresenta-se a aplicação dos resultados à envolvente proposta por Mana e Clough (1981).

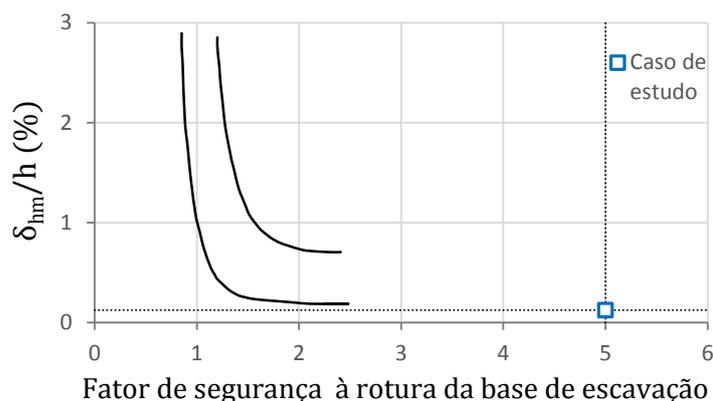


Figura 3.20 - Resultados na envolvente definida por Mana e Clough; adaptado de Mana e Clough (1981).

Nota-se que o fator de segurança obtido através do cálculo numérico se apresenta superior à gama de valores que constitui a envolvente de Mana e Clough (1981). Este afastamento entre resultados deve-se sobretudo ao facto de o método passar por uma abordagem conservativa devido aos processos construtivos considerados à época pelos autores.

3.6. Confrontação entre os resultados numéricos e experimentais

Os dados obtidos na observação da obra, através de um inclinómetro instalado na cortina na zona de estudo e por via das medições em 3 células de carga instaladas em diferentes níveis de ancoragens na mesma zona, permitiram a confrontação do comportamento real com o estimado, a partir do cálculo numérico.

Deslocamentos da cortina

Os dados relativos ao deslocamento horizontal da cortina, aos quais foi possível aceder, consistem em leituras do inclinómetro numa fase intermédia correspondente à 5ª fase de escavação e na leitura final. O comparativo do deslocamento horizontal da cortina encontra-se representado na Figura 3.21.

Deve salienta-se que, uma vez que o inclinómetro está selado na base da cortina, as suas leituras correspondem a deslocamentos relativos, pelo que os valores numéricos representados correspondem à diferença entre os valores dos deslocamentos obtidos nos diferentes pontos da cortina e o deslocamento da sua base.

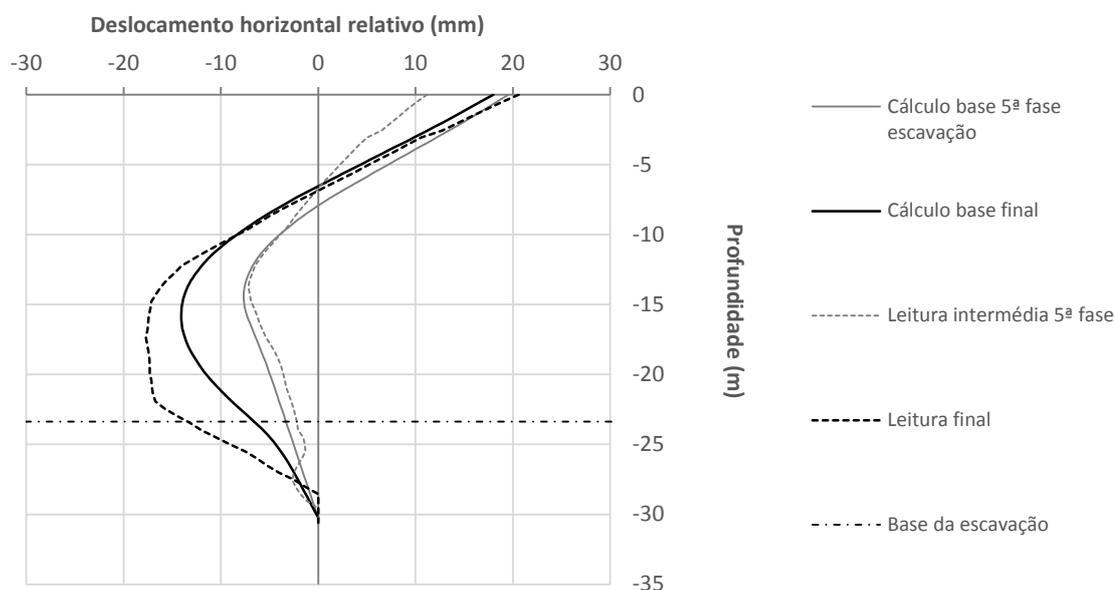


Figura 3.21 - Confrontação entre o valor das leituras e o deslocamento do cálculo numérico para a 5ª fase e para fase final de escavação.

Em relação às leituras intermédias, a observação da figura permite concluir que, a partir dos 10m de profundidade, a concordância obtida, quer qualitativa quer quantitativa, é muito favorável, uma vez que a curva experimental praticamente coincide com a resultante do cálculo numérico. Na parte superior da parede a concordância não se apresenta tão ajustada, verificando-se que no cálculo numérico se obteve uma recuperação contra o terreno maior que a observada.

Situação contrária acontece com a leitura final. Agora a concordância obtida apresenta-se muito bem ajustada na parte superior da parede e menos satisfatória a maior profundidade. Aqui, para além da forma da curva ser diferente, o valor máximo do deslocamento relativo observado é ligeiramente superior ao valor obtido numericamente. Abstraindo dos possíveis erros de leitura, esta diferença poderá indiciar que a rigidez real da formação miocénica, onde a cortina está encastrada, é um pouco menor que a admitida no cálculo.

Esforços nas ancoragens

As leituras das células de carga disponíveis para análise comparativa correspondem às células de carga nº9, 12 e 15, instaladas nos respetivos 2º, 4º e 6º nível de ancoragens. A confrontação dos resultados experimentais com os obtidos numericamente é apresentada na Figura 3.22.

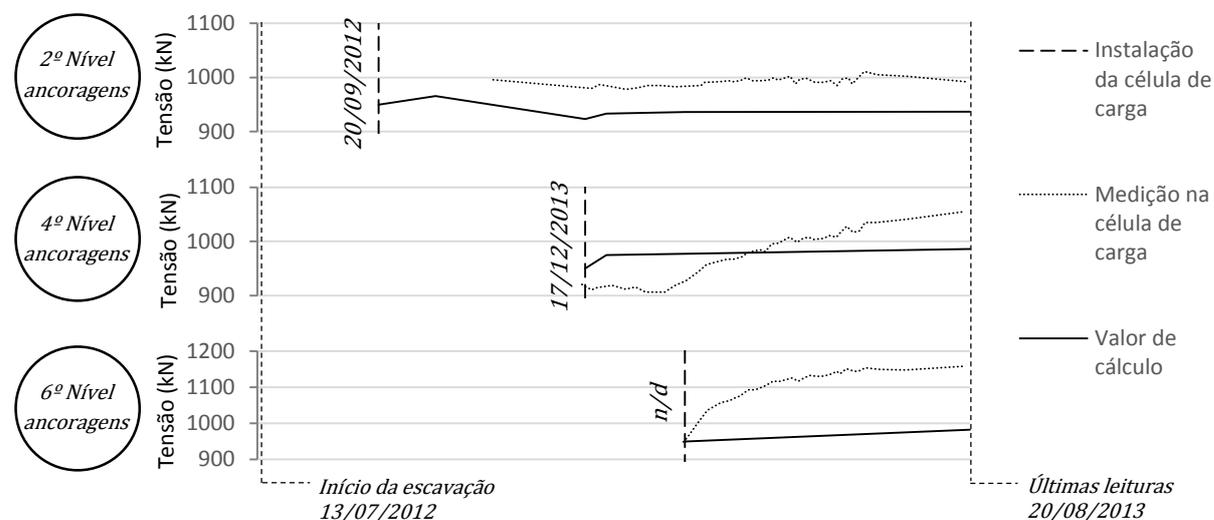


Figura 3.22 - Confrontação entre o valor da tensão das leituras das células de carga e a evolução resultante do cálculo numérico para os 3 níveis de ancoragem instrumentados.

A análise da figura permite concluir que, em termos gerais, a concordância entre os resultados experimentais e os numéricos é bastante satisfatória, ainda que os valores finais destes últimos sejam um pouco inferiores.

O valor da tensão no 2º nível de ancoragens apresenta na obra e no cálculo um valor constante ao longo do faseamento construtivo. Este comportamento constante reflete a reduzida variação nos deslocamentos da cortina de contenção a esta profundidade. A diferença entre os valores finais calculados e os medidos pode estar associada a um maior pré-esforço efetivamente aplicado.

Nos 4º e 6º níveis observou-se um acréscimo de tensão nas ancoragens ao longo do faseamento. Este acréscimo é particularmente evidente no 6º nível onde a tensão medida na ancoragem cresce imediatamente após a sua instalação e não dá sinais de uma estabilização completa na última leitura disponível. O mesmo comportamento é observado na ancoragem do 4º nível embora nesta exista uma maior proximidade entre o valor medido e o calculado. A diferença, em particular no 6º nível, deve estar associada ao maior, em relação ao calculado, deslocamento horizontal da cortina observado nas últimas fases de escavação.

Um aspeto positivo tem a ver com o facto de, tal como foi obtido no cálculo numérico, na obra os esforços nas ancoragens variaram pouco no decorrer dos trabalhos, tendo a variação sido menor que 20%.

4. ANÁLISE PARAMÉTRICA

De forma a avaliar a importância de alguns dos fatores definidos no capítulo 2 no comportamento da obra, nomeadamente nos movimentos induzidos no maciço e nos esforços dos elementos estruturais, procedeu-se a uma análise paramétrica. A modelação adotada em todas as análises realizadas foi análoga à descrita para o caso de estudo apresentado no capítulo 3, tendo os resultados obtidos neste capítulo servido como base de comparação.

4.1. Parâmetros geotécnicos

A correta caracterização dos parâmetros geotécnicos constitui a base de um projeto de escavação fiável. Como constatado no capítulo relativo ao estado da arte, a magnitude dos movimentos induzidos pela escavação depende diretamente das propriedades mecânicas do solo. A sua incorreta definição tende a conduzir a um dimensionamento desproporcionado, podendo levar tanto a situações de sobredimensionamento e desperdício de recursos, como, em sentido contrário, conduzir a soluções instáveis e de risco de rotura.

De entre os parâmetros geotécnicos do qual depende a resposta da estrutura, aqueles que, para além de se apresentarem como de difícil caracterização, mostram ter maior influência, são o módulo de deformabilidade e o coeficiente de impulso em repouso.

4.1.1. Módulo de deformabilidade

Na análise à influência da variação do módulo de deformabilidade, E_u , no comportamento da estrutura, foram consideradas duas situações distintas. Na primeira situação admitiu-se uma variação do módulo de deformabilidade das camadas de aterro e argilas aluvionares, respetivamente ZG1 e ZG2, enquanto na segunda situação se considerou a variação do mesmo parâmetro nas camadas da formação miocénica, ZG3 e ZG4, que constituem a fundação do pé da cortina.

Nas análises correspondentes à primeira situação, a variação do módulo de deformabilidade considerada para as camadas ZG1 e ZG2 foi de $0,5E_u$, $2E_u$ e $3E_u$, sendo E_u o valor do módulo de deformabilidade adotado no caso de estudo. Os principais resultados obtidos são expostos na Figura 4.1.

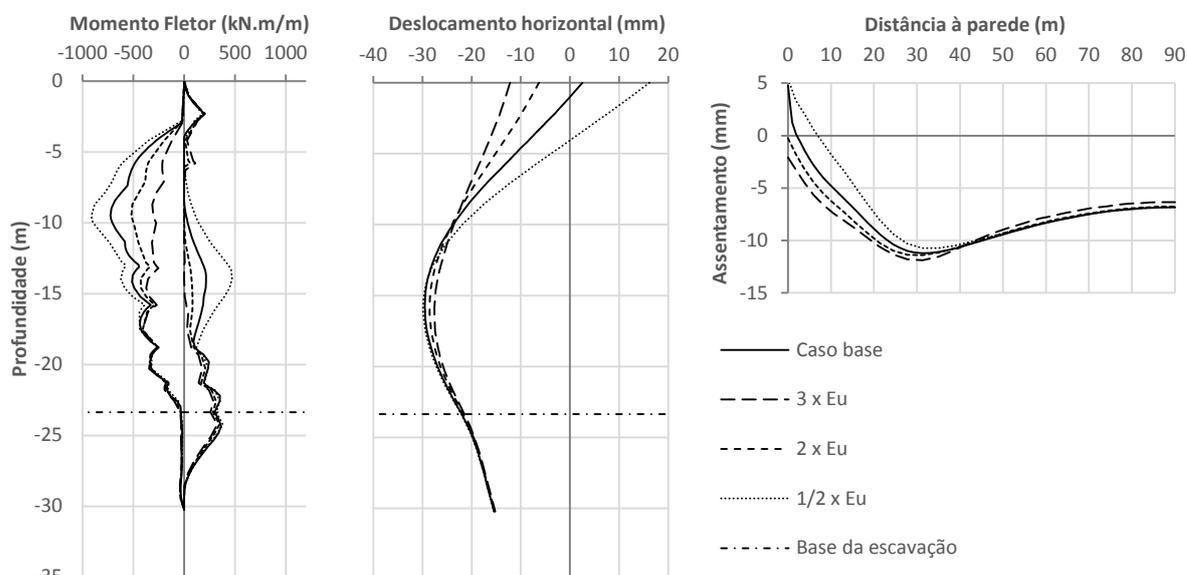


Figura 4.1 - Influência de E_u das argilas aluvionares e de aterro no comportamento da obra: envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

A primeira constatação que a análise da figura permite fazer é a de que a variação de E_u nas camadas ZG1 e ZG2 provoca uma alteração da deformada na cortina apenas na parte superior desta. Com efeito, às profundidades correspondentes à formação miocénica as alterações são insignificantes, pelo que é muito pequena a alteração no deslocamento horizontal máximo (δ_{hm}). Já às profundidades correspondentes ao aterro e às formações aluvionares, a alteração é mais significativa, constatando-se que um aumento de E_u originará uma menor recuperação dos movimentos da cortina nas fases correspondentes à aplicação do pré-esforço, passando a ser maior o deslocamento no topo da escavação. Por conseguinte, esta variação reflete-se nos esforços dos 2 primeiros níveis de ancoragens, verificando-se um aumento de cerca de 5% do esforço axial.

As alterações da deformada na parte superior da cortina são responsáveis pela variação do assentamento do terreno nas proximidades daquela. Como a Figura 4.1 mostra, no caso da análise em que se adotou para E_u o valor mais baixo, o deslocamento do topo da cortina na direção do maciço induziu à superfície um levantamento, ao contrário do que ocorreu nas restantes análises. Apesar destas diferenças verificadas nas proximidades da cortina, o deslocamento vertical máximo (δ_{vm}) obtido em todas as análises, que ocorre a uma distância daquela de aproximadamente 30m, é praticamente constante.

Relativamente aos esforços na cortina, ao contrário do que ocorreu com o esforço transversal, o momento fletor exibiu alguma sensibilidade face à alteração do valor de E_u . Como a figura em

análise evidencia, a diminuição do módulo de deformabilidade conduziu a valores maiores do momento fletor, tanto positivos como negativos.

Na segunda situação analisada, a variação do módulo de deformabilidade considerado nas camadas miocénicas, ZG3 e ZG4, foi de $0,5E_u$, $0,67E_u$, $1,5E_u$ e $2E_u$, sendo E_u o valor adotado no caso de estudo. O confronto dos resultados obtidos nas diferentes análises realizadas pode ser observado na Figura 4.2.

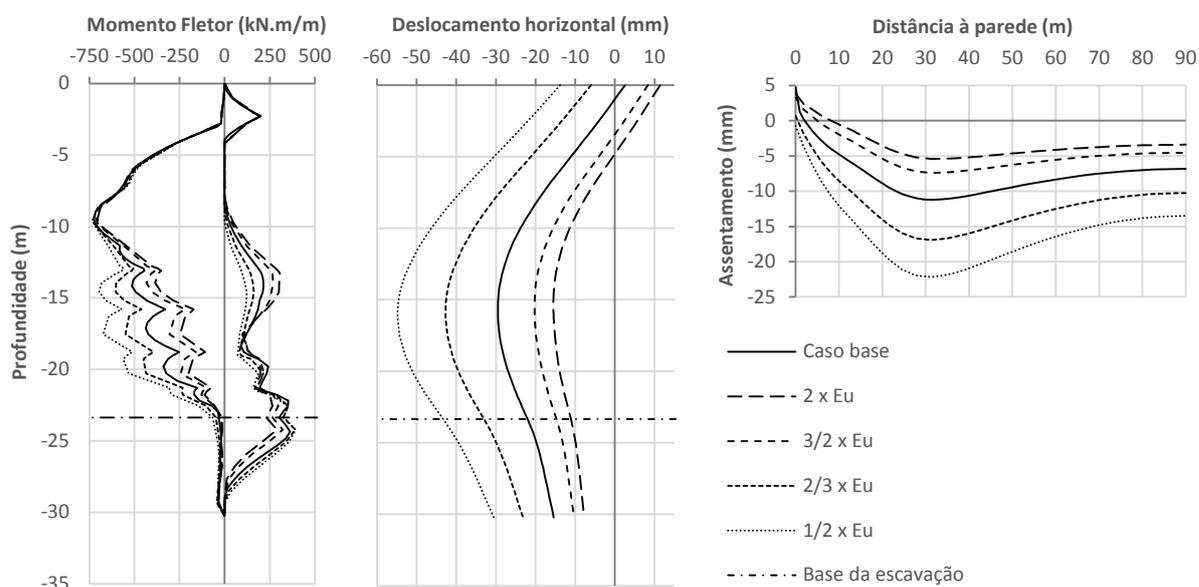


Figura 4.2 - Influência de E_u da formação miocénica no comportamento da obra: envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

A principal conclusão que se pode retirar destas análises realizadas, alterando apenas, em relação ao caso de estudo, o módulo de deformabilidade da formação miocénica, relaciona-se com a importância que a rigidez do solo de fundação tem no controlo da magnitude dos movimentos induzidos. Um *bedrock* competente, com um E_u elevado, pode minimizar em grande escala os movimentos induzidos por uma escavação.

Com efeito, a análise da figura anterior mostra perfeitamente a importância da variação do E_u da formação miocénica na deformada da cortina. O decréscimo de E_u origina um aumento generalizado dos movimentos daquela e, em sentido inverso, a consideração de um valor superior para E_u conduz a uma natural redução dos movimentos. Para a gama de valores de E_u avaliada, a variação de δ_v chegou a 40mm, valor este correspondente a 0,17% da altura da cortina.

Naturalmente que ao originar maiores movimentos horizontais da cortina, o decréscimo da rigidez da formação miocénica induz à superfície do terreno maiores assentamentos, verificando-se, curiosamente, que existe quase proporcionalidade entre o valor do assentamento máximo e o valor do módulo de deformabilidade.

A envolvente de momentos fletores mostrou uma ligeira variação nas zonas ZG3 e ZG4, não existindo alteração significativa do seu valor máximo. O esforço transversal não mostrou alteração assinalável.

Variando os deslocamentos horizontais da cortina com o módulo de deformabilidade da formação miocénica, era expectável que os esforços mobilizados nas ancoragens sofressem alteração. A Figura 4.3, onde se representa a evolução dos esforços nos quatro últimos níveis de ancoragem, é comprovativo de tal. Com a redução de E_u os esforços mobilizados nas ancoragens tendem a crescer.

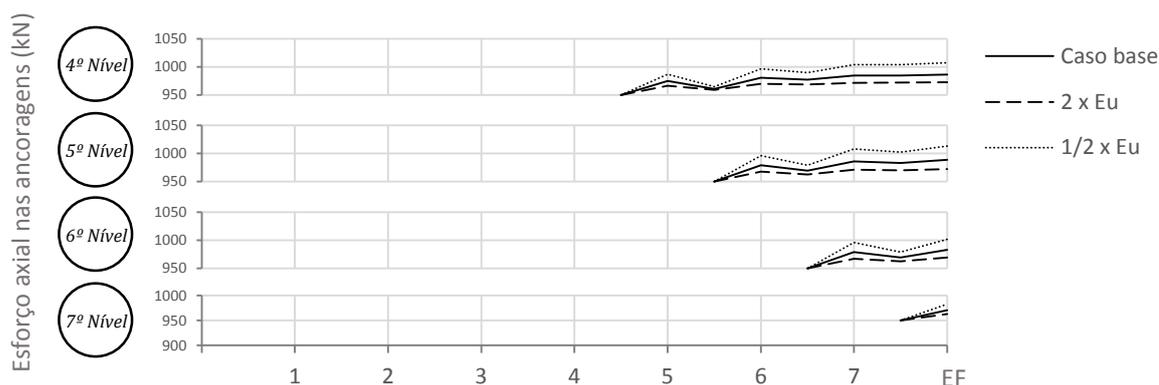


Figura 4.3 - Evolução do esforço axial nos últimos 4 níveis de ancoragens ao longo da escavação.

4.1.2. Coeficiente de impulso em repouso

Para a avaliação da influência de K_0 procedeu-se à análise de dois casos extremos: minimização do valor de K_0 e maximização de K_0 , designando-os respetivamente como limite inferior e limite superior, obtendo assim uma envolvente de deslocamentos expectáveis para estrutura. Para o limite superior considerou-se um K_0 de 0,9 para ZG1 e ZG2 e 1,5 para ZG3 e ZG4. Para o limite inferior considerou-se 0,5 para ZG1, 0,6 para ZG2 e 0,75 para ZG3 e ZG4. A gama de valores considerada teve como base os valores propostos por Laranjo (2013) para as argilas miocénicas de Lisboa. A Figura 4.4 expõe os resultados dos deslocamentos obtidos.

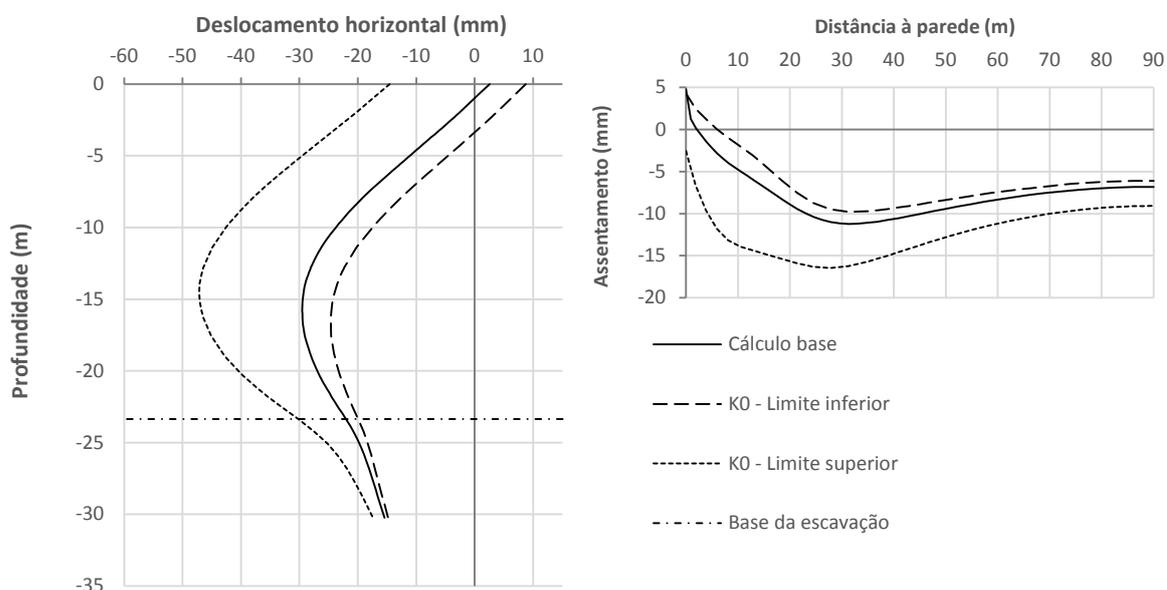


Figura 4.4 - Influência de K_0 na magnitude dos movimentos: deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

A envolvente de deslocamentos horizontais apresenta uma diferença máxima de cerca de 23mm (0,1% de h), sendo o valor máximo 75% superior ao correspondente limite inferior. Este valor mostra-se elevado, comprovando a variabilidade de resultados que podem advir da escolha inadequada para o valor do coeficiente de impulso em repouso do solo. A menor diferença observada abaixo da base de escavação é justificada pelo facto de a cortina se apresentar encastrada, com uma ficha de 7m que lhe permite a mobilização do impulso passivo do solo. Os assentamentos à superfície mostraram um crescimento proporcional ao deslocamento horizontal da cortina, sendo a relação entre δ_{hm} e δ_{vm} cerca de 0,3. O caso base mostrou-se próximo dos valores do limite inferior definidos para K_0 .

A variação de K_0 introduziu diferenças significativas nos esforços. As envolventes do momento fletor e do esforço transverso são apresentados na Figura 4.5.

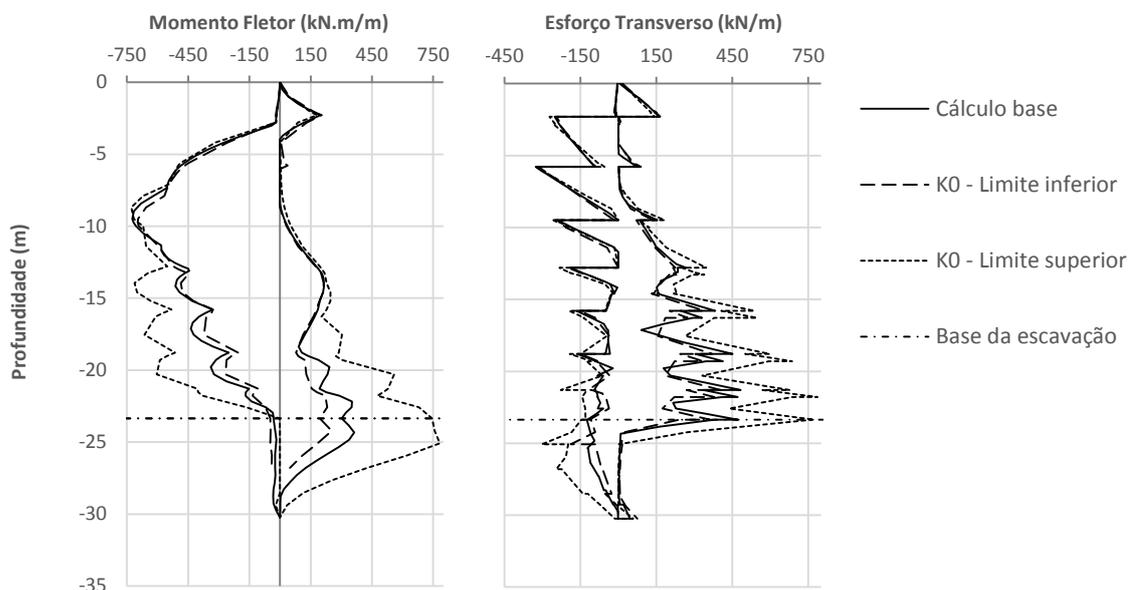


Figura 4.5 - Influência de K_0 nos esforços da cortina: envolvente do momento fletor e do esforço transverso.

Constatou-se que o nível de esforços cresce com o aumento de K_0 , principalmente junto da base, correspondente à zona de encastramento da cortina. O valor máximo de momento fletor sofreu um aumento de 200% enquanto o esforço transverso cresceu 160%. Relativamente aos esforços nas ancoragens a Figura 4.6 mostra a evolução obtida da análise.

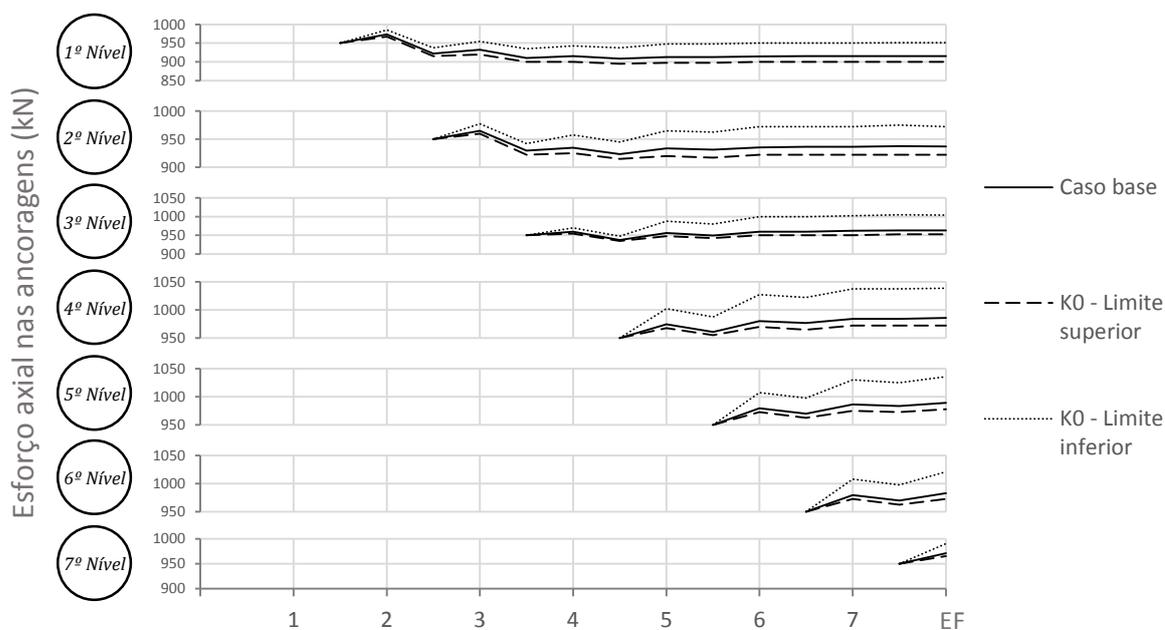


Figura 4.6 - Evolução do esforço axial nas ancoragens ao longo da escavação.

Verifica-se uma resposta idêntica de todos os níveis de ancoragem, onde a tensão tende claramente a crescer para o limite superior de K_0 e a diminuir para o seu limite inferior. A variação máxima observada mostra-se próxima dos 10%.

4.2. Nível de Pré-esforço

Como verificado no capítulo referente ao estado da arte, a utilização do pré-esforço nos elementos de travamento permite controlar de forma eficaz os movimentos associados a uma escavação. O estudo deste parâmetro é apresentado na Figura 4.7, a qual expõe as diferentes respostas da escavação face à variação do nível de pré-esforço aplicado nas ancoragens. Para esta análise executaram-se 4 cálculos, correspondendo a níveis de pré-esforço aplicado de 2/3, 1/2, 1/4 do pré-esforço do caso base.

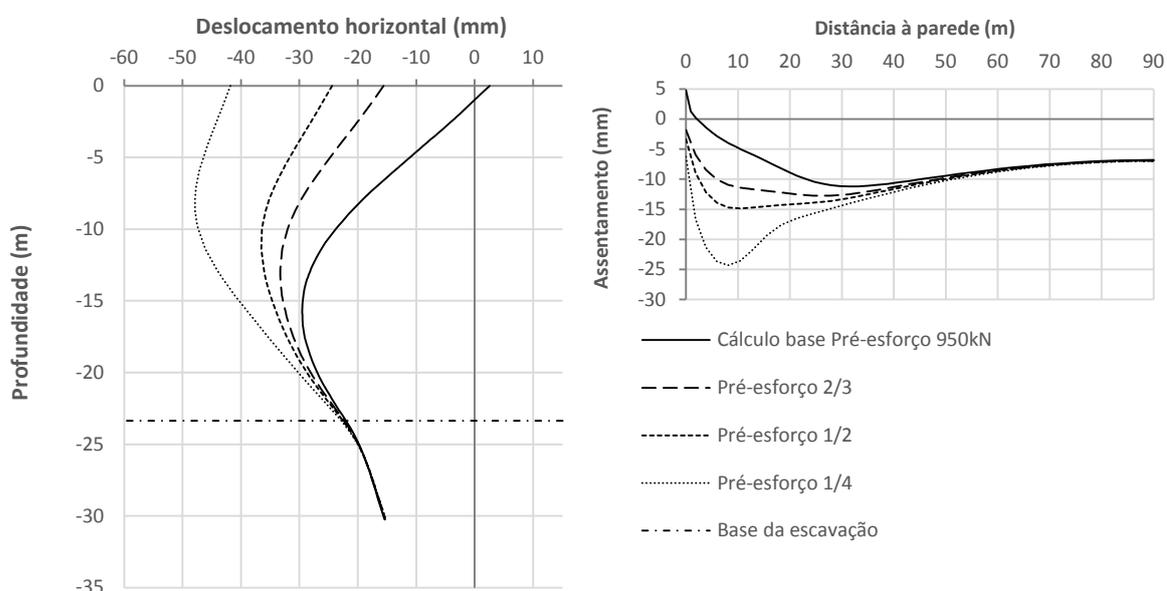


Figura 4.7 - Variação do deslocamento horizontal e assentamento à superfície face à variação do nível de pré-esforço.

A redução da tensão aplicada produz um claro aumento do deslocamento horizontal da cortina, sendo que essa diferença mais acentuada nos níveis de escavação nas zonas ZG1 e ZG2 de fraca competência, apresentando uma diferença de até 45mm face ao cálculo base. Note-se que o nível de pré-esforço aplicado não tem influência nos resultados abaixo do nível da base de escavação. A não dependência deve-se à competência do solo miocénico de fundação e ao facto do pé da cortina se encontrar encastrado.

Em termos de assentamentos à superfície denota-se uma dependência clara entre os deslocamentos horizontais da cortina e os deslocamentos verticais do solo adjacente, observando-se um acréscimo do volume de assentamentos, sobretudo a partir da redução do

pré-esforço para metade do valor base. É perceptível ainda que a diminuição do nível de pré-esforço provoca uma alteração do perfil de assentamentos, mantendo um formato côncavo, mas com o assentamento máximo a localizar-se mais próximo da cortina.

As pressões de terra na cortina, exibidas na Figura 4.8, mostraram um natural decréscimo face à diminuição do nível de pré-esforço, sendo esse alívio superior nas zonas ZG3 e ZG4. Abaixo do nível da base de escavação não se registaram diferenças entre os vários cálculos.

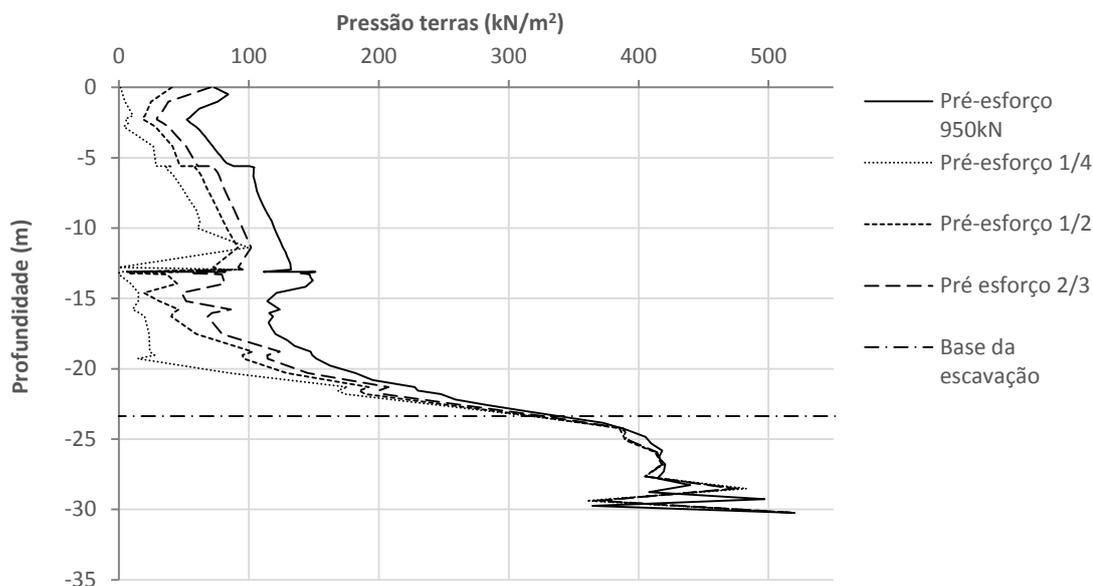


Figura 4.8 - Influência do pré-esforço nas pressões de terra na fase final de escavação.

As envolventes de esforços, apresentados na Figura 4.9, mostram uma influência considerável na envolvente do momento fletor, apresentando uma variação menos evidente no esforço transversal.

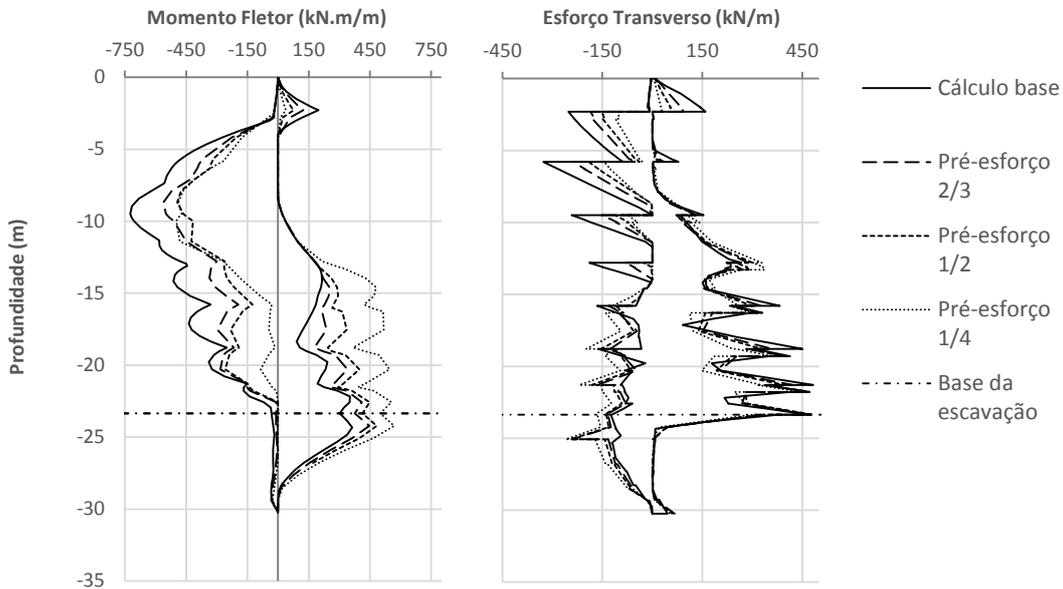


Figura 4.9 - Influência do pré-esforço nos esforços da cortina: envolvente do momento fletor e do esforço transverso.

É possível observar que a redução do nível de pré-esforço tende a provocar uma diminuição do momento fletor negativo ao longo da cortina, sendo que em sentido inverso se verifica um aumento dos momentos fletores máximos positivos devido ao aumento dos esforços na zona do pé da cortina por via da migração das tensões para a zona de encastramento.

Da evolução dos esforços nas ancoragens retém-se que a aplicação de um nível de pré-esforço inicial menor resulta num esforço axial inferior na fase final, apresentando no entanto um acréscimo superior face ao valor inicialmente aplicado. Na Figura 4.10 apresentam-se os respetivos acréscimos, onde se evidencia o elevado acréscimo correspondente a 1/4 do pré-esforço.

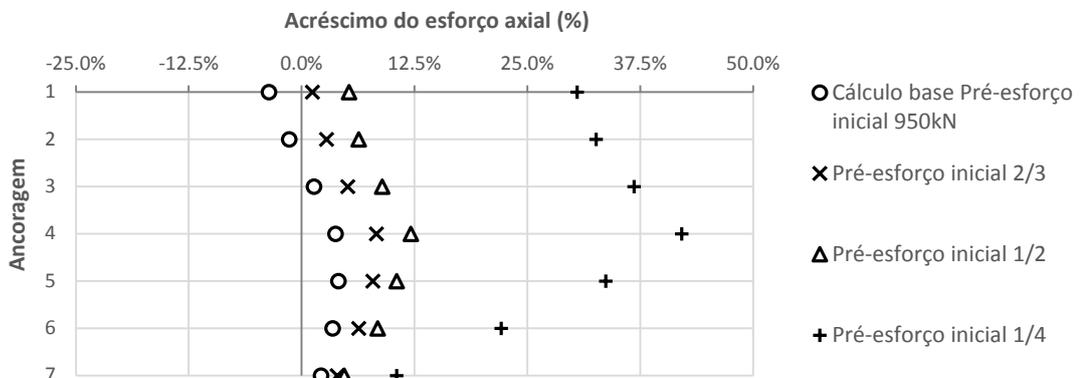


Figura 4.10 - Acréscimo do esforço axial nas ancoragens na fase final, face ao seu valor inicial.

Assinale-se que o resultado relativo à condição de “pré-esforço nulo” não foi incluído na análise comparativa pois essa solução não convergiu numericamente dada a falta de capacidade resistente das camadas ZG1 e ZG2. A Figura 4.11 ilustra a escavação do 6º nível, fase para a qual o cálculo não conseguiu atingir a convergência.

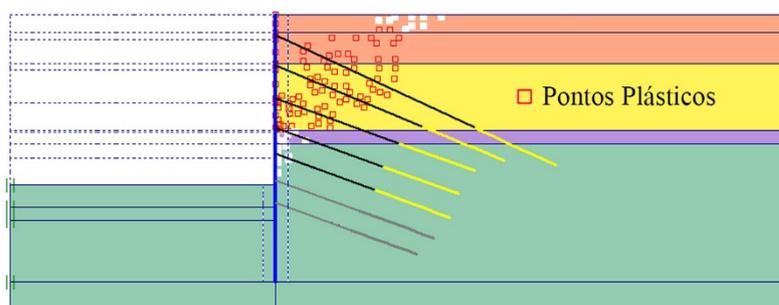


Figura 4.11 - Pontos de plastificação na rotura do solo para ancoragem com pré-esforço nulo.

4.3. Sobreescavação

De acordo com a globalidade dos autores e estando presente nas 8 regras de ouro de Matos Fernandes (2007), o nível de escavação deve ser reduzido ao mínimo necessário em cada fase de forma a reduzir os movimentos induzidos pela escavação. Para a avaliação do efeito da sobreescavação procedeu-se à comparação dos resultados para as alturas de sobreescavação de 0,5m e 2m. A a Figura 4.12 demonstra a comparação entre os dois níveis de sobreescavação para duas fases distintas.

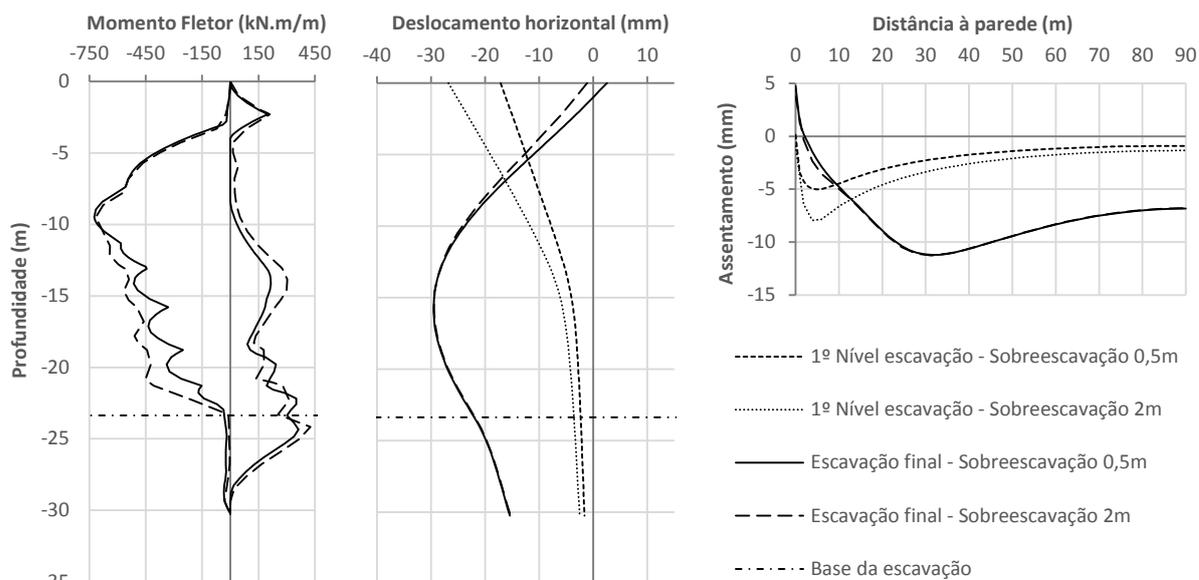


Figura 4.12 - Variação do nível de sobreescavação; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

A altura de sobreescavação mostrou-se mais influente nas primeiras 4 fases, onde a escavação é executada nas camadas ZG1 e ZG2, de competência reduzida. Assinale-se que durante a primeira fase de escavação a cortina apresenta um comportamento equiparado a uma consola, sendo por esse facto ampliada a sua influência, que no caso da sobreescavação de 2m atinge uma diferença de cerca de 10mm face à sobreescavação base, valor máximo de todo o faseamento.

A diferença entre os valores das últimas fases acabam por se esbater devido ao facto de a cortina estar fundada no solo miocénico, reduzindo o efeito global da sobreescavação. As envolventes de esforços não apresentaram variação de relevo.

4.4. Condição do pé da cortina

A influência do encastramento do pé da cortina foi avaliada através da comparação entre o caso base e o caso de uma cortina de iguais características que não se prolonga para além da base de escavação, *i.e.*, não possuindo encastramento. A Figura 4.13 expõe os respetivos resultados.

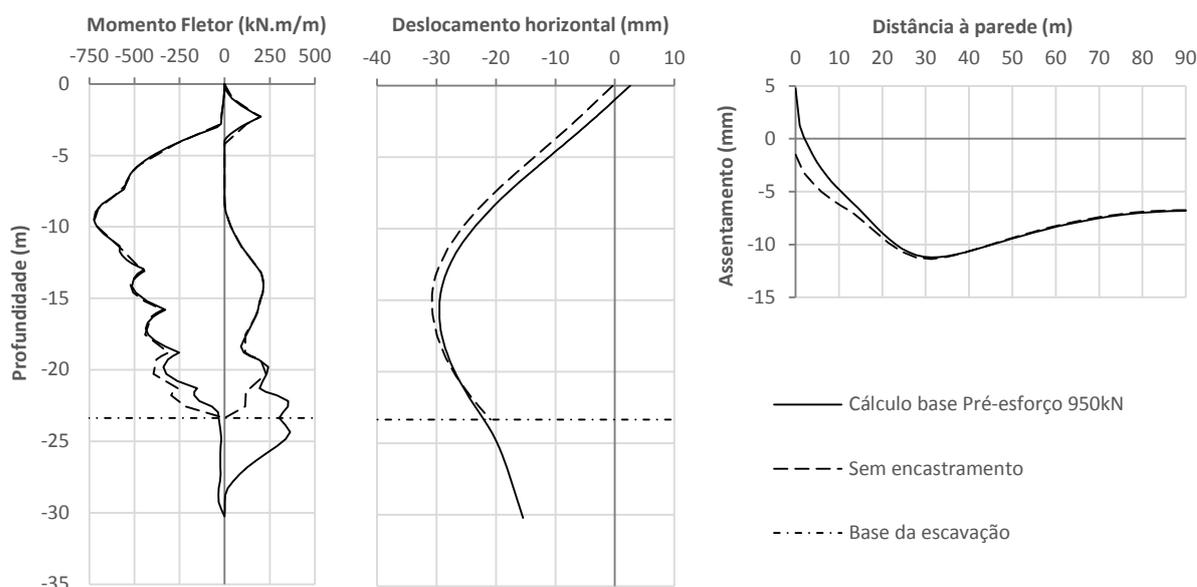


Figura 4.13 - Influência do encastramento do pé da cortina; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

Da análise de resultados constatou-se que o encastramento não apresenta diferenças significativas nos movimentos do solo; quer no movimento horizontal da cortina quer no assentamento à superfície a influência do encastramento da cortina afigura-se aparentemente diminuta, podendo este facto dever-se ao elevado grau de hiperstaticidade que o sistema de ancoragens confere à cortina, indicando também uma elevada capacidade de redistribuição dos esforços por parte do maciço. No entanto, face à eliminação da altura enterrada da cortina,

observou-se uma redução de 45% do fator de segurança da escavação, acentuando-se também o nível de esforço axial nas ancoragens, com um acréscimo de cerca de 10%.

Conforme é perceptível na envolvente de esforços, o não encastramento permite a anulação de momentos fletores junto à base de escavação, o que, considerando uma solução que passe pela supressão da ficha da cortina, poderá resultar num dimensionamento interno menos exigente. Juntando o facto da solução não encastrada apresentar uma área de paredes moldadas inferior, esta torna-se uma solução mais económica.

Apesar de se evidenciarem algumas vantagens na escolha da solução não encastrada, convém não descurar alguns fenómenos que o encastramento da cortina pode limitar. O encastramento permite um melhoramento evidente na estabilidade da base de escavação, *basal heave*. No caso de solos arenosos, este fator permite limitar a perda de finos, *piping*, podendo operar como *cut-off* ou, em casos de solo mais permeável, aumentar o percurso de percolação. Todos estes fatores devem ser devidamente ponderados tendo em conta o solo existente no caso em análise.

4.5. Espessura da cortina

A rigidez da cortina analisada no caso base, conferida pelos seus 80cm de espessura, pode ser considerada como um valor elevado e que garante à cortina uma deformabilidade reduzida. O estudo comparativo da influência da espessura no comportamento da escavação é exposto na Figura 4.14.

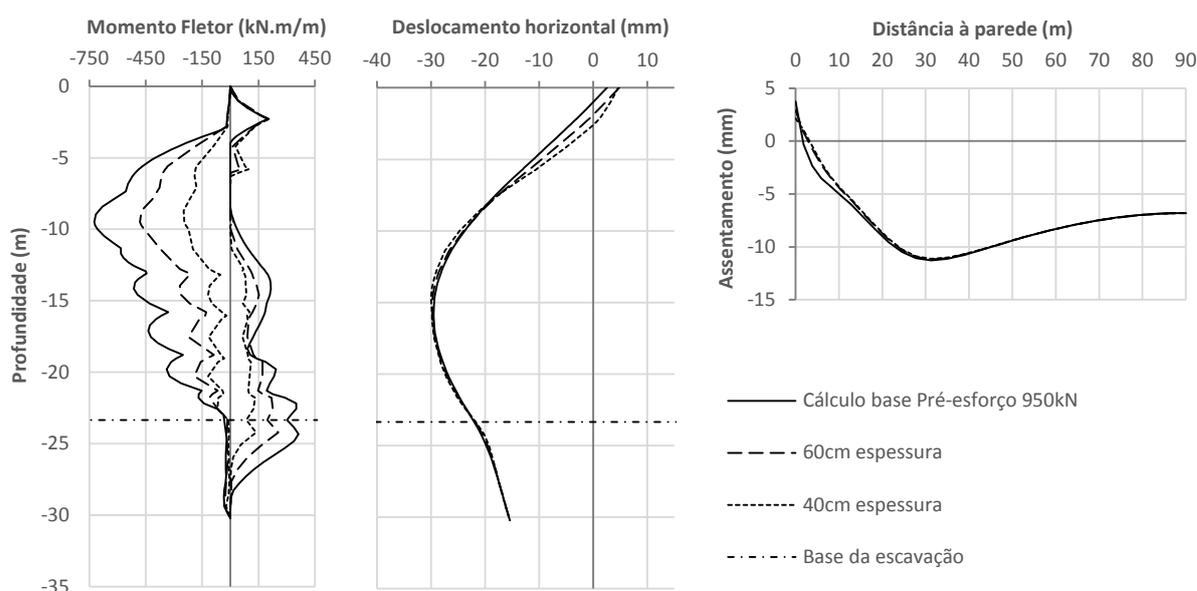


Figura 4.14 - Influência da rigidez da cortina; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

A confrontação de resultados mostrou que para espessuras de 60cm e 40cm o movimento horizontal da cortina e o assentamento do solo à superfície é relativamente próximo dos valores observados para o caso base, apresentando no entanto grandes diferenças em termos de esforços. Para uma cortina de 40cm observou-se uma redução dos momentos flectores máximos próxima de 60% e uma redução de 40% do esforço transversal junto à base de escavação. Em termos de esforços nas ancoragens o esforço axial mostrou-se idêntico ao caso base.

Apesar de os resultados apontarem para um claro benefício na redução da espessura da parede, estes resultados devem ser encarados com prudência. Com a redução da rigidez da cortina de suporte, e apesar de o espaçamento entre ancoragens se apresentar adequado garantindo uma rigidez elevada à estrutura, seria espectável que a redução dos esforços fosse acompanhada com aumento do nível de deslocamentos.

É conveniente ressaltar ainda que para as escavações profundas se torna complicada a execução de paredes de espessura reduzida. Assim, mesmo para casos onde seja claro o benefício da redução da rigidez da cortina, é importante não descurar dos fatores construtivos. Uma espessura demasiado reduzida pode resultar em dificuldades como o preenchimento uniforme do betão e a introdução da armadura da cortina, fatores que poderão conduzir a uma execução imperfeita e conseqüente alteração da resposta expectável da cortina.

4.6. Utilização de Jet-grouting

A utilização da técnica de jet-grouting tem vindo a desempenhar uma função de crescente importância nas construções em meio urbano. O Jet-grouting apresenta uma grande versatilidade no melhoramento dos solos uma vez que pode ser aplicado tanto em solos incoerentes como em solos coesivos. A grande vantagem da utilização do jet-grouting na execução de uma escavação prende-se com o facto de poder ser executado sem escavação prévia. Regista-se ainda que caso se pretenda reduzir a permeabilidade do solo, esta poderá ser também uma boa solução uma vez que da mistura, provocada pela injeção de caldas a altas pressões, resulta um material de menor permeabilidade. Um exemplo da eficiência da utilização do método é o caso da Estação do Terreiro do Paço em Lisboa, onde a sua aplicação produziu uma redução muito significativa dos movimentos, aliada à impermeabilização eficaz da base de escavação.

Para avaliar a possibilidade da sua adoção na escavação em estudo e avaliar sua eficiência, modelou-se a escavação base introduzindo uma laje de jet-grouting de 2m de espessura sob a base de escavação. Os parâmetros adotados na modelação da laje foram: E de 1GPa, γ de 18kN/m³ e ν de 0,2.

De forma a tornar a solução economicamente atrativa e tirando proveito da laje de fundo, avaliou-se a supressão dos últimos níveis de ancoragem. De todas as soluções estáveis testadas, a supressão dos últimos 4 níveis de ancoragem mostrou-se como a alternativa mais economicamente viável. A retirada de um 5º nível de ancoragem mostrou-se uma solução instável, que não deve por isso ser equacionada. Na Figura 4.15 encontram-se expostas as soluções de maior viabilidade, as quais são confrontadas com o caso base.

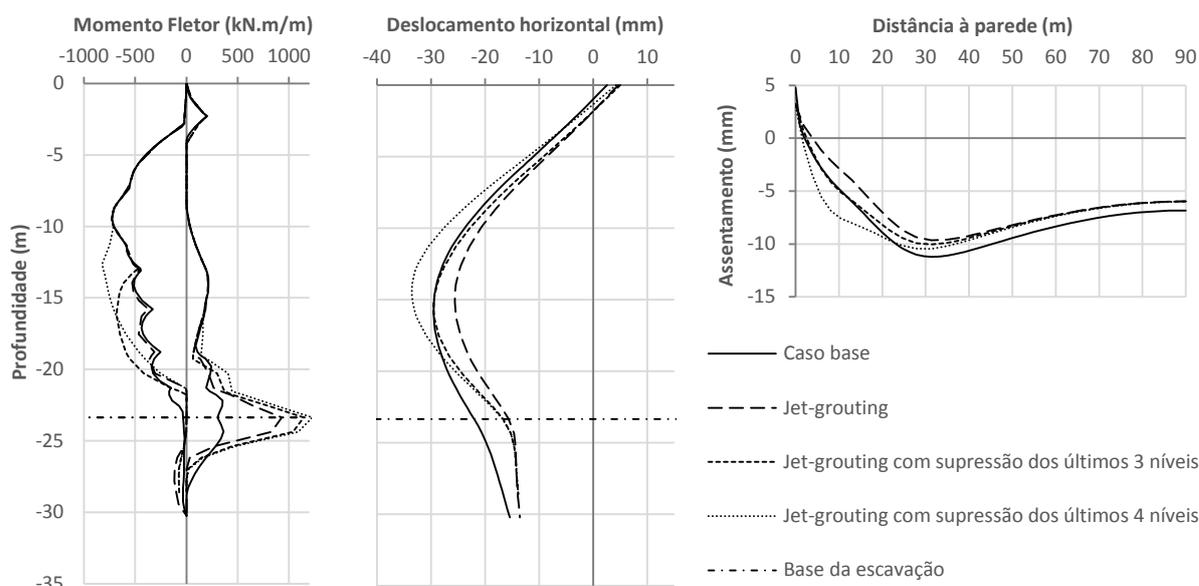


Figura 4.15 - Resultados da utilização de uma laje de jet-grouting; envolvente do momento fletor, deslocamento horizontal da cortina e assentamento do solo.

Dos resultados obtidos regista-se o facto de a utilização da laje de jet-grouting se apresentar como uma melhor solução em termos de deformações face à não utilização da mesma. Relativamente às soluções que passam pela retirada de 3 e 4 níveis de ancoragem, estas apresentaram movimentos da cortina e assentamentos da mesma magnitude do caso base.

Em termos de esforços, observa-se um acréscimo considerável do momento fletor na zona da laje de jet-grouting, que atinge os 1250kNm/m, e do esforço transversal que atinge os 950kN/m. As variações mais significativas ocorrem na zona da base de escavação e são reflexo da retirada dos níveis inferiores de ancoragem e conseqüente migração de tensões para a zona da laje de jet-grouting.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

Com o presente trabalho procurou-se contribuir para uma melhor compreensão dos movimentos induzidos por uma escavação, identificando e analisando os diversos fatores que os condicionam. A revisão bibliográfica efetuada permitiu evidenciar:

- i. a importância do surgimento dos métodos numéricos, que vieram suplantar os métodos empíricos cujos resultados eram falíveis e apenas passíveis de serem utilizados em casos simples.
- ii. que a melhor forma de minimizar os movimentos passa pela instalação dos elementos da estrutura de suporte numa fase precedente à escavação, *e.g.*, paredes moldadas, estacas de betão ou técnicas inovadoras de melhoramento de solo.
- iii. que os assentamentos à superfície estão diretamente relacionados com os deslocamentos laterais da parede de suporte, não sendo por isso possível reduzi-los significativamente sem atuar nos movimentos da cortina.
- iv. que os assentamentos máximos se apresentam tendencialmente inferiores aos valores máximos dos deslocamentos da parede.
- v. que a forma típica do perfil de assentamentos depende do tipo de cortina; cortinas autoportantes apresentam uma bacia de subsidência convexa, enquanto cortinas suportadas por diversos níveis de apoio apresentam uma forma tipicamente côncava.
- vi. que a falta de um material competente na zona do pé da cortina provoca um acréscimo considerável do nível de movimentos laterais.
- vii. que é desejável que o primeiro nível de travamento seja colocado o mais próximo possível da superfície do terreno, e que a sobreescavação em cada nível seja reduzida ao mínimo indispensável.

- viii. que, dependendo do pré-esforço aplicado, é possível suprimir na totalidade o deslocamento acumulado dos níveis de escavação precedentes, preparando ainda o maciço para a fase de escavação seguinte.

Do estudo efetuado relativo à execução de uma escavação real de 23m numa zona constituída por camadas superficiais (até à profundidade de 13m) de baixa resistência e muito alta compressibilidade foi possível retirar as seguintes conclusões:

- i. O deslocamento horizontal final máximo determinado numericamente foi de 30mm, correspondente a apenas 0,13% da profundidade escavada. Tendo por base a bibliografia, não serão de prever grandes danos causados nas estruturas vizinhas.
- ii. Na zona do pé da cortina observou-se, devido às boas características mecânicas da camada do Miocénico, um deslocamento reduzido de sensivelmente 15 mm.
- iii. A recuperação do deslocamento da cortina nas fases em que o pré-esforço é aplicado é mais relevante nos níveis de escavação em solo menos competente. Tal como esperado, observou-se que a recolocação do 1º nível de escavação a uma menor profundidade contribuía para um melhor comportamento da escavação.
- iv. O perfil de assentamentos apresentou um formato côncavo com um máximo de 11mm, correspondente a apenas 0,05% de h . A razão determinada entre δ_{vm} e δ_{hm} foi de 0,4.
- v. A confrontação dos deslocamentos da cortina e dos esforços nas ancoragens determinados numericamente mostraram uma boa concordância com os resultados medidos em obra, validando desta forma o modelo numérico utilizado.

Por último, procurou-se avaliar a influência de diversos fatores identificados como fulcrais no controle da magnitude de movimentos resultantes da escavação, através da realização de diversos estudos paramétricos. A análise dos resultados obtidos por estes estudos permitiu concluir o seguinte:

- i. Na generalidade das análises efetuadas confirmou-se a dependência dos assentamentos à superfície face ao movimento horizontal da cortina, observando-se uma relação que depende do parâmetro analisado.

-
- ii. À redução de E_u correspondeu um aumento generalizado dos movimentos da cortina e, em sentido inverso, a adoção de um valor superior conduziu a uma redução dos mesmos.
 - iii. Um *bed rock* competente, com um E_u elevado, pode minimizar significativamente os movimentos induzidos por uma escavação, observando-se uma proporcionalidade entre a variação de E_u e δ_{vm} .
 - iv. Os movimentos mostraram-se particularmente sensíveis à variação de K_0 , sendo o limite superior da envolvente de deslocamentos resultante cerca de 75% superior ao correspondente limite inferior.
 - v. A redução do nível de pré-esforço aplicado produz um claro aumento do deslocamento horizontal da cortina e dos assentamentos à superfície, sendo essa diferença mais acentuada nas camadas de solo com piores propriedades mecânicas.
 - vi. A diminuição do nível de pré-esforço provoca uma redução da distância à parede do ponto onde ocorre o assentamento máximo.
 - vii. A aplicação de um nível de pré-esforço inicial menor resulta num acréscimo superior face ao valor inicialmente aplicado.
 - viii. A sobreescavação em cada fase deve ser reduzida ao mínimo indispensável, sendo o seu efeito tanto mais notório quanto piores propriedades apresentar o solo e quanto menor for o grau de hiperestaticidade da estrutura. O facto de a cortina estar fundada no solo miocénico reduziu o efeito global da sobreescavação.
 - ix. A supressão da altura enterrada da cortina refletiu-se na redução de 45% no fator de segurança da escavação, acentuando-se também o nível de esforço axial nas ancoragens, com um acréscimo de cerca de 10%, embora os deslocamentos calculados não tenham aumentado significativamente.
 - x. A análise paramétrica relativa à utilização da laje de jet-grouting com supressão de alguns níveis de ancoragem mostrou-se uma alternativa viável no controle das deformações.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimentos futuros sugere-se a realização dos seguintes estudos complementares:

- Estudo paramétrico de uma escavação adotando um modelo numérico mais complexo que permita ultrapassar as limitações inerentes ao modelo empregado neste trabalho e que possibilite o melhoramento dos resultados.
- Estudo dos movimentos associados a uma escavação em solo arenoso com avaliação paramétrica da mesma, a fim de avaliar as principais diferenças entre os movimentos característicos de um solo do tipo arenoso e argiloso.
- Estudo paramétrico de uma escavação em solo mole com más condições de apoio no pé da cortina como forma de avaliar a influência das mesmas na variação dos restantes parâmetros que afetam os movimentos do solo numa escavação.
- Estudo de métodos de escavação inovadores utilizando técnicas de Jet-grouting e Deep Mixing como forma de obtenção de soluções alternativas aos métodos tradicionalmente utilizados.

Coimbra, Julho de 2014

6. BIBLIOGRAFIA

- Addenbrook, T.I. (1994). "Flexibility number for the displacement controlled design of multi propped retaining walls". *Ground Engineering*, Vol. 27:1, p. 41-45.
- Atkinson, J. H. and Salfors, G. (1991). "Experimental determination of the soil properties", *Proceedings of the Xth ECSMFE*, Vol. 3, p. 915-956.
- AFA Consult (2010). "Projeto de escavação e contenção periférica da sede corporativa do grupo EDP".
- Almeida e Sousa, J. (1998). "Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica", Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
- Almeida e Sousa, J. e Pedro, A. M.. (2013). "Apontamentos de Obras de Escavação e Contenção".
- Almeida e Sousa, J.. "Estruturas de suporte flexíveis", Apontamentos de Obras de Escavação e Contenção.
- Bentler, David J. (1998) "Finit element analysis of deep excavations", PhD Thesis. Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Brito, J. M. e Matos Fernandes, M. (2006). "Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: concepção, previsões de projecto e desempenho". III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, p. 21-42.
- Bowles, J. E. (1997). "Foundation Analysis and Design". 5th edition, McGraw-Hill, New York
- Clough, G. and O'Rourke, T. (1990). "Construction induced movements of in-situ walls". *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication 25, p. 439-470.
- Duncan, J.M. & Bentler, D.J. (1998). "Evolution of deep excavation technology". *Proceedings of the International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Darmstadt, Vol. 1, p. 139-150.
-

- Gaba, A. R. *et al.* (2003). “Embedded retaining walls: guidance for economic design”. CIRIA, London.
- Guerra, N. M. (2002). “Estruturas de suporte”, Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil.
- Hsieh, P. G. and Ou, C. Y. (1998). “Shape of ground surface settlement profiles caused by excavations”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, p. 1004-1017.
- Konstantakos, D. C. *et al.* (2004). “Control of ground movements for a multi-level-anchored diaphragm wall during excavation”. Proceedings of the Vth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York.
- Laranjo, M. (2013). “Argilas miocénicas de Lisboa. Parametrização para o dimensionamento de estruturas geotécnicas”. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Long, M. (2001). “Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127:3, p. 203-224.
- Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981). “Prediction of movements for braced cuts in clay”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 107:6, p. 759-777.
- Matos Fernandes, M. (1990). “Estruturas de Suporte de Terras”. FEUP.
- Matos Fernandes, M. *et al.* (1999). “Metropolitano de Lisboa. Estação do Terreiro do Paço. Estrutura de suporte da escavação. Cálculos”.
- Matos Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos Solos. Conceitos e princípios fundamentais”. FEUP edições, Vol. 1.
- Matos Fernandes, M. (2007). “An overview on induced movements by deep excavations in soft ground and the eight golden rules for their control”. Proceedings of the XIVth ECSMGE, Madrid, Vol. 5, p. 379-384.
- Matos Fernandes, M. (2010). “Deep Urban Excavations in Portugal: Practice, Design, Research and Perspectives”. XXIII Manuel Rocha Lecture, Soils and Rocks, Vol. 33, p. 115-141.
-

- Matos Fernandes, M. (2011). “Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica”. FEUP edições, Vol. 2.
- Moormann, C. (2004). “Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on new worldwide database”. *Soils and Foundations*, Vol. 44:1, p. 87-98.
- O’Rourke T.D. (1981). “Ground movements caused by braced excavations”. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 107:9, p. 1159-1178.
- Ou, C. Y. *et al.* (1993) “Characteristics of ground surface settlement during excavation”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30:5, p. 758-767.
- Peck, R.B. (1969). “Deep excavations and tunneling in soft ground”. *Proceedings of the VIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, State of the art volume, p. 225-290.
- Poh, T. Y. *et al.* (2001). “Ground movements associated with wall construction: case histories”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 127:12, p. 1061-1069.
- Puller, M. (2003) “Deep excavations: a practical manual”. 2nd edition, Thomas Telford, p. 521-525.
- Terzaghi, K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”. John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. and Peck, R. (1967). “Soil Mechanics in engineering practice”. John Wiley and Sons.
- Wang, Z. W. *et al.* (2005). “Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42:5, p. 1243-1254.