



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

André Cristiano dos Santos Sampaio

**MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTAÇÃO PÓLO  
UNIVERSITÁRIO DO METRO DE ARGEL**  
NUMERICAL MODELLING OF THE UNIVERSITY POLE  
STATION OF THE ALGIERS METRO

**Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Engenheiro Civil Miguel Filipe Menezes da Conceição e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.**

Setembro de 2023

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

André Cristiano dos Santos Sampaio

# MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTAÇÃO PÓLO UNIVERSITÁRIO DO METRO DE ARGEL

## NUMERICAL MODELLING OF THE UNIVERSITY POLE STATION OF THE ALGIERS METRO

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia  
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Engenheiro Civil Miguel Filipe Menezes da Conceição

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC  
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2023

1 2  9 0

UNIVERSIDADE DE  
COIMBRA

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero expressar a minha profunda gratidão ao meu orientador, Professor Doutor António Pedro, pela sua orientação perspicaz, apoio constante, paciência e contribuições inestimáveis ao longo deste trabalho. Sem a sua orientação, esta dissertação não teria sido possível.

Quero estender o meu agradecimento ao Engenheiro Miguel Conceição da TPF, pela disponibilidade e informações que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores e professoras que participaram na minha formação académica especialmente aos do perfil de geotecnia. A eles um enorme agradecimento por fomentarem o interesse em geotecnia.

Agradeço ao DEC e à FCTUC por disponibilizar os recursos e o ambiente necessários para a realização deste trabalho.

Ao engenheiro e amigo Tiago Silva um especial agradecimento por todos os ensinamentos e reuniões fora de horas.

À minha família gostaria de agradecer o apoio incondicional que me deram ao longo dos anos, pois foi essencial para que eu conseguisse chegar até aqui. Obrigado aos meus pais e irmãos por estarem sempre ao meu lado e acreditarem em mim, apoiando-me nos momentos mais desafiadores. A vossa presença e amor foram a minha força motriz.

Aos meus amigos, quero expressar também a minha gratidão. Foram muitas as noites de estudo em grupo, as discussões académicas e os momentos de descontração que partilhamos ao longo desta jornada. O vosso apoio e amizade tornaram esta caminhada mais leve e significativa. Cada um de vocês é uma fonte de inspiração, e agradeço por estarem sempre disponíveis para ajudar e apoiar.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à minha namorada. Ana, o teu amor, compreensão e paciência foram essenciais para que eu pudesse concentrar-me no trabalho e na escrita desta dissertação. A tua presença na minha vida trouxe muita felicidade, e sou eternamente grato por ter alguém tão especial ao meu lado.

## RESUMO

Em contexto urbano, é comum surgirem desafios significativos na execução de escavações de grande dimensão, como as necessárias para a construção de estações de metropolitano. Além das limitações evidentes, relacionadas com a preservação de edifícios e a necessidade de manter a circulação de pessoas e veículos à superfície, surgem outros fatores que complexificam o processo, como a existência de uma geologia complexa, elevados níveis freáticos e interferências com infraestruturas já existentes. Todas estas restrições aumentam substancialmente a complexidade das escavações, frequentemente requerendo abordagens inovadoras que se diferenciam das técnicas tradicionalmente usadas.

Esta dissertação concentra-se num caso específico: a escavação da estação Pólo Universitário do Metro de Argel, na Argélia. Neste contexto, as restrições existentes obrigaram a equipa de projetistas a criar soluções inovadoras e a combinar diversos sistemas de suporte para garantir a segurança durante a escavação. Assim, para além do tradicional sistema de escoramento, foi instalada uma laje de betão a meio da profundidade de escavação bem como foram executadas, previamente à realização da escavação, colunas de Jet Grouting na base da escavação.

Além de realizar uma revisão bibliográfica para contextualizar o tema, este trabalho visa, recorrendo à modelação numérica, aprofundar a análise do comportamento da escavação para avaliar a eficácia da solução implementada. A modelação inicia-se com a calibração do modelo numérico, através de um estudo de retroanálise, visando ajustar os resultados da instrumentação aos dados obtidos numericamente. Numa segunda fase, é realizada uma avaliação abrangente para determinar até que ponto outras abordagens, quer mais conservadoras, quer menos conservadoras, poderiam ser consideradas como alternativas viáveis à solução adotada. Por fim, são extraídas as conclusões mais relevantes e indicadas algumas possíveis orientações para aprofundar o tema no futuro.

**Palavras-chave:** Escavações profundas; Jet Grouting; Instrumentação; Modelação numérica

---

## ABSTRACT

In an urban context, it is common to encounter significant challenges when performing large-scale excavations, such as those required for the construction of underground metro stations. Besides the obvious limitations related to preserving buildings and the need to maintain surface traffic flow for people and vehicles, other factors can complicate the excavation process. These can include complex geological conditions, high water table levels and interferences with existing infrastructure. All these constraints substantially increase the complexity of the excavations, often requiring the use of innovative approaches that differ from the techniques traditionally employed.

This dissertation focuses on a specific case: the excavation of the University Pole station of the Algiers Metro in Algeria. In this context, the existing constraints compelled the design team to create innovative solutions and combine various support systems to ensure safety during excavation. Consequently, besides the traditional use of props, a slab of concrete was installed at around half of the depth of the excavation. Jet Grouting columns were also executed at the bottom of the excavation.

In addition to conducting a literature review to contextualize the topic, this work aims to deepen the analysis of the behavior of the excavation in order to evaluate the effectiveness of the implemented solution by performing a set of numerical analyses. The modeling begins with the calibration of the numerical model through a retroanalysis study, aiming to adjust the instrumentation measurements with the data obtained numerically. In a second phase, a comprehensive assessment is carried out to determine to what extent other approaches, whether more conservative or less conservative, could be considered viable alternatives to the adopted solution. Finally, the most relevant conclusions are drawn, and some potential directions for further development of the topic are indicated.

**Keywords:** Deep excavations; Jet grouting; Instrumentation; Numerical modelling.

---

ÍNDICE	
AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE QUADROS .....	ix
1 Introdução .....	1
1.1 – Objetivos.....	1
1.2 – Estrutura .....	2
2 Escavações Profundas.....	3
2.1 – Síntese das Metodologias Construtivas .....	3
2.2 – Jet Grouting .....	5
2.3 – Casos de Referência.....	9
2.3.1 – Estação do Cais de Sodré .....	10
2.3.2 – Escavação em Race Course Road, Singapura .....	13
2.3.3 – Escavação of the Singapore Post Center .....	19
3 Estação Pólo Universitário do metro de Argel .....	25
3.1 – Metro de Argel .....	25
3.2 – Estação Pólo Universitário do Metro de Argel.....	26
3.3 – Condições Geológicas, Geotécnicas e Hidrogeológicas.....	26
3.4 – Solução Adotada.....	28
3.5 – Cálculos Numéricos.....	30
3.6 – Instrumentação e Monitorização .....	32
3.6.1 – Instrumentação.....	32
3.6.2 – Resultados da observação .....	32
4 Modelação Numérica.....	35
4.1 – Modelo numérico.....	35
4.2 – Calibração .....	38
4.2.1 Fase 1 .....	38
4.2.2 Fase 2 .....	39
4.2.3 Fase 3 .....	42
4.2.4 Fase 4 .....	43
4.3 Resultados do cálculo numérico .....	44
4.3.1 – Estado de tensão .....	45
4.3.2 – Estado de deformação.....	46
4.3.3 – Esforços nos elementos estruturais.....	47
4.4 – Influência do Jet Grouting .....	51
4.4.1 – Análise das deformações .....	51
4.4.2 – Análise dos esforços nos elementos estruturais.....	52
5 Considerações finais e trabalhos futuros .....	57

---

5.1 – Considerações finais .....	57
5.2 – Trabalhos futuros .....	58
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	59

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.– Cortina de estacas ( <a href="http://www.ecivilnet.com">www.ecivilnet.com</a> ) e paredes moldadas ( <a href="http://fabriciogonzalez.com.br">fabriciogonzalez.com.br</a> ).....	3
Figura 2.2.– Escoras ( <a href="http://isherwood.to">isherwood.to</a> ), ancoragens ( <a href="http://www.apgeotecnia.pt">www.apgeotecnia.pt</a> ) e bandas de lajes. ....	4
Figura 2.3.– Cortinas tipo Berlim ( <a href="http://wodinz.pl">wodinz.pl</a> ), Munique ( <a href="http://synege.pt">synege.pt</a> ).....	4
Figura 2.4.– Sistemas de Jet Grouting ( <a href="http://railsystem.net">railsystem.net</a> ).....	7
Figura 2.5.– Execução de colunas de Jet Grouting ( <a href="http://www.haywardbaker.com">www.haywardbaker.com</a> ).....	8
Figura 2.6.– Colunas de Jet Grouting (Correia,2016). ....	8
Figura 2.7.– Corte Transversal e faseamento construtivo (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).....	11
Figura 2.8.– Resultado dos cálculos efetuados com o melhoramento com laje de Jet Grouting para deslocamentos laterais da parede (a) e momentos fletores (b) (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003). ....	12
Figura 2.9.– Resultados com a solução construída e com a alternativa com escoramento metálico dos deslocamentos laterais (a) e momentos fletores (b) (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003). ....	13
Figura 2.10.– Perfil do solo e a estrutura de contenção (Zhang et al, 2021).....	14
Figura 2.11.– Efeito da espessura da laje de Jet Grouting na parede moldada (a) deformação (b) momento fletor, (Zhang et al, 2021).....	15
Figura 2.12.– Efeito da largura da escavação sobre (a) a deformação da parede moldada, (b) o assentamento máximo da superfície do solo, e (c) o empolamento, (Zhang et al, 2021).....	16
Figura 2.13.– Efeito da rigidez da cortina sobre (a) deformação da cortina e (b) assentamentos, (Zhang et al, 2021).....	17
Figura 2.14.– Efeito da espessura da camada do solo mole sobre (a) a deformação da cortina e (b) assentamento, (Zhang et al, 2021) .....	18
Figura 2.15.– Planta de escavação do Singapore Post Center, (Wong & Poh, 2000). ....	19
Figura 2.16.– Secção transversal longitudinal do perfil do solo, (Wong & Poh, 2000).....	20
Figura 2.17.– Efeito da laje de Jet Grouting sobre (a) deformação e (b) momento fletor da cortina, (Wong & Poh, 2000). ....	21
Figura 2.18.– Efeito da laje de Jet Grouting sobre (a) os deslocamentos laterais do solo atrás dos painéis da parede e (b) os deslocamentos laterais junto da estação MRT, (Wong & Poh, 2000).....	22
Figura 2.19.– Movimentos laterais totais máximos do solo, incluindo os efeitos da construção de painéis e o efeito do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).....	23

Figura 2.20.– Empolamento máximo de solo durante a execução do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).....	23
Figura 2.21.– Leituras das células de pressão de terra (a) e dos piezómetros (b) durante a execução do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).....	24
Figura 3.1.– Metro da Argélia (a) e a extensão E da linha 1 (b). ....	25
Figura 3.2.– Vista geral da zona de implementação da Estação Pólo Universitário (Correia (2016)). ....	26
Figura 3.3.– Perfil geológico da Estação Pólo Universitário (Correia (2016)). ....	27
Figura 3.4.– Corte transversal da Estação Pólo Universitário, (TPF, 2017).. ....	29
Figura 3.5.– Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional da Estação Pólo Universitário (a) vista em corte e (b) planta, TPF (2017) ....	30
Figura 3.6.– Momentos fletores (kNm/m) (a) e deformações (m/m) (b) nas paredes moldadas das três soluções estudadas (TPF, 2017)). ....	31
Figura 3.7.– Mapa da estação do Pólo Universitário com a localização da instrumentação, (TPF, 2017). ....	33
Figura 3.8.– Deslocamentos horizontais transversais à escavação no inclinómetro I1 (a) e no inclinómetro I3 (b).....	34
Figura 3.9.– Deslocamentos horizontais transversais à escavação no inclinómetro I5 (a) e no inclinómetro I6 (b).....	34
Figura 4.1.– Modelo de elementos finitos RS3. ....	36
Figura 4.2.– Malha de elementos finitos utilizada no modelo.....	36
Figura 4.3.– Condições de fronteira do modelo. ....	36
Figura 4.4.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se utilizaram os parâmetros definidos pela TPF. ....	39
Figura 4.5.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes dos cálculos onde se utilizaram os parâmetros de deformabilidade limites dos diversos estratos.....	41
Figura 4.6.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se avaliou a influência do módulo de deformabilidade do Jet Grouting.....	42
Figura 4.7.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se avaliou a influência da rigidez dos estratos inferiores. ....	43
Figura 4.8.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo de referência.....	44
Figura 4.9.– Tensão total inicial segundo a direção zz (kPa) no cálculo de referência.....	45
Figura 4.10.– Tensão total inicial segundo as direções xx e yy (kPa) no cálculo de referência. ....	45
Figura 4.11.– Tensão total final segundo a direção zz (kPa) no cálculo de referência. ....	46

Figura 4.12.– Tensão total final segundo as direções xx e yy (kPa) no cálculo de referência.	46
Figura 4.13.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção xx (m) determinados no cálculo de referência.	47
Figura 4.14.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção yy (m) determinados no cálculo de referência.	47
Figura 4.15.– Deslocamentos verticais finais segundo a direção zz (m) determinados no cálculo de referência.	47
Figura 4.16.– Esforço axial nas escoras determinado no cálculo de referência.	48
Figura 4.17.– Esforço axial segundo a direção xx na laje intermedia (kN/m) determinado no cálculo de referência.	49
Figura 4.18.– Esforço axial na laje intermedia determinado no cálculo de referência.	49
Figura 4.19.– Momento y na laje intermedia (kNm/m) determinado no cálculo de referência.	50
Figura 4.20.– Momento y segundo a coordenada xx na laje intermedia determinado no cálculo de referência.	50
Figura 4.21.– Deslocamento vertical da laje intermédia determinado no cálculo de referência.	50
Figura 4.22.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção xx (m): a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral.	51
Figura 4.23.– Deslocamentos verticais finais segundo a direção zz (m): a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral	51
Figura 4.24.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes dos cálculos onde se avaliou a influência das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral	52
Figura 4.25.– Esforço axial nas escoras nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral.	53
Figura 4.26.– Esforço axial na laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral	54
Figura 4.27.– Momentos segundo yy na laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral	55
Figura 4.28.– Deslocamento vertical da laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral.	56

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 –Resumo com obras onde foi realizado o melhoramento do solo.....	9
Quadro 2.2 – Propriedades do solo.....	14
Quadro 2.3 – Comportamento da escavação com diferentes comprimentos da parede. ....	17
Quadro 2.4 – Resposta da escavação com e sem laje de Jet Grouting para argilas com diferente rigidez. ....	18
Quadro 3.1 – Resumo das condições geológico-geotécnicas do maciço .....	27
Quadro 3.2 – Resumo das condições geológicas e geotecnias do solo .....	28
Quadro 4.1 – Faseamento adotado no cálculo.....	37
Quadro 4.2 – Resumo dos parâmetros utilizados no cálculo de referência.....	37
Quadro 4.3 – Parâmetros de deformabilidade (MPa) utilizados na fase 2 de calibração do modelo numérico. ....	40
Quadro 4.4 – Parâmetros finais de deformabilidade (MPa) considerados no cálculo de referência. ....	44

## 1 INTRODUÇÃO

As obras geotécnicas, e em particular as escavações profundas, desempenham um papel vital na Engenharia Civil moderna, sendo fundamental a sua realização para a construção de infraestruturas subterrâneas, como túneis, estações de metro e caves de edifícios. Estas intervenções representam desafios complexos, uma vez que frequentemente envolvem a escavação em maciços heterogêneos, sujeitos a pressões variáveis e influenciados por fatores geológicos, hidrogeológicos e ambientais. A modelação numérica assume um papel central na conceção e execução destas obras, permitindo analisar de forma fiável o comportamento da escavação permitindo a formulação de estratégias adequadas de reforço das estruturas por forma a garantir a segurança e a estabilidade das mesmas.

Inserido nesta temática pode considerar-se o caso da estação do Pólo Universitário do metro de Argel, capital da Argélia. De modo a procurar otimizar a escavação da solução adotada, recorreu-se, para além do tradicional escoramento, à utilização de uma laje intermédia bem como à inclusão de colunas de dispersas de Jet Grouting que formam uma “laje” na base da escavação, restringindo dessa forma os movimentos horizontais e verticais expectáveis nessa zona. A não utilização de uma laje integral originou uma solução menos rígida, o que permitiu que a cortina e os próprios sistemas de suporte fossem sujeitos a menores esforços podendo ser otimizado o seu dimensionamento.

### 1.1 – Objetivos

O objetivo da presente dissertação consiste na avaliação do comportamento da escavação da estação de metro do Pólo Universitário na capital da Argélia através da utilização de análises numéricas 3D. Para tal, procedeu-se inicialmente ao seu enquadramento e à descrição da solução adotada. Numa fase seguinte efetuou-se a modelação numérica da escavação recorrendo ao programa RS3 da *Rocscience*. Após a calibração do modelo numérico, através de um estudo de retroanálise, que visou ajustar os resultados da instrumentação aos dados obtidos numericamente, analisou-se o comportamento da escavação bem como a sua influência no estado de tensão e deformação do maciço e nos esforços mobilizados nos diversos elementos de suporte. Por último, estudaram-se outras soluções alternativas, sem tratamento e com um tratamento integral, procurando-se avaliar até que ponto a solução utilizada foi a mais adequada para o caso em estudo.

## **1.2 – Estrutura**

A dissertação está estruturada em cinco capítulos. No primeiro, faz-se a introdução e delineiam-se os objetivos da mesma. No segundo capítulo, são abordados os principais métodos de construção de escavações profundas de grandes dimensões, incluindo-se uma explicação detalhada da técnica de Jet Grouting. Apresentam-se igualmente três casos de estudo relevantes onde foi utilizado este método de tratamento em grandes escavações. O terceiro capítulo é dedicado à descrição dos elementos fundamentais da obra, das condições geológico-geotécnicas, da solução adotada pela equipa projetista e dos resultados obtidos pela instrumentação. No quarto capítulo, procede-se à modelação numérica da estação, apresentando-se o modelo tridimensional utilizado, a sua calibração bem como os principais resultados do cálculo numérico. Apresenta-se igualmente neste capítulo um estudo paramétrico onde se procura avaliar a influência da laje de Jet Grouting. Finalmente, no quinto e último capítulo, apresentam-se as conclusões da dissertação e identificam-se possíveis trabalhos futuros.

## 2 ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

Segundo Terzaghi (1943), escavações profundas são aquelas cuja profundidade é maior do que a sua largura. Posteriormente, Terzaghi e Peck (1967), consideraram que as escavações cujas profundidades eram inferiores a 6 m podiam ser classificadas como escavações superficiais independentemente da sua largura. Uma outra possível definição de escavações profundas baseia-se na premissa de que, se uma escavação colapsasse, as consequências seriam graves, tais como ferir pessoas que estivessem dentro ou adjacentes à escavação (Endicott, 2020). Neste capítulo apresentam-se algumas considerações gerais sobre escavações profundas, sendo referidos os principais métodos construtivos, bem como alguns aspetos relevantes acerca da sua conceção e dimensionamento. Aprofunda-se a questão da utilização de Jet Grouting enquanto reforço da escavação detalhando-se alguns casos de referência.

### 2.1 – Síntese das Metodologias Construtivas

As metodologias construtivas podem genericamente dividir-se em dois tipos: (1) aquelas cuja escavação ocorre após a colocação do suporte (SBE – Support Before Excavation) e (2) aquelas cuja escavação é realizada antes da colocação do suporte (EBS – Excavation Before Support). As estruturas de suporte mais frequentemente utilizadas no método SBE são as cortinas de estacas e paredes moldadas, Figura 2.1, sendo as cortinas de estacas de betão provavelmente a solução mais utilizada como estrutura de contenção. A sua execução é em tudo similar às das estacas convencionais, e dependendo das condições locais podem ser executadas de forma tangente, secante ou afastadas. A utilização de paredes moldadas como estrutura de contenção é cada vez mais frequente devido à sua resistência, versatilidade e funcionalidade.



Figura 2.1.– Cortina de estacas ([www.ecivilnet.com](http://www.ecivilnet.com)) e paredes moldadas ([fabriciogonzalez.com.br](http://fabriciogonzalez.com.br)).

Para garantir a estabilidade da escavação às cargas horizontais do maciço recorre-se à utilização de elementos de apoio, sendo estes materializados geralmente por escoras, ancoragens ou bandas de laje, Figura 2.2, sendo que a escolha do elemento de apoio depende da dimensão da escavação, das condicionantes existentes e das características do solo que variam de obra para obra. Usualmente são utilizadas escoras metálicas devido à sua alta capacidade resistente e à possibilidade de reutilização. Contudo, para escavações muito largas, o escoramento horizontal pode ser demasiado caro ou inadequado devido à possibilidade de rotura por encurvadura lateral, sendo necessário recorrer a outros sistemas de travamento. Assim, uma opção natural sempre que se possa utilizar o solo em redor da escavação, passa pela utilização de ancoragens, uma vez que permitem a aplicação de pré-esforço e garantem um acesso livre ao interior da escavação. Em ambiente urbano, devido às restrições espaciais existentes, é frequente recorrer a outro tipo de soluções como o método top-down em que as próprias lajes do edifício constituem os apoios da escavação e os pisos são parcialmente construídos em cada fase.



Figura 2.2.– Escoras (isherwood.to), ancoragens (www.apgeotecnia.pt) e bandas de lajes.

Por sua vez no método EBS as estruturas de suporte mais frequentemente utilizadas são os chamados muros Berlinenses (Figura 2.3). As cortinas dos muros Berlinenses podem-se dividir em dois tipos: as cortinas com carácter provisório - geralmente designadas por cortinas de Berlim; e as com carácter definitivo - cortinas de Munique. Estas últimas são similares às cortinas de Berlim sendo que a principal diferença está no apoio direto ao terreno. O elemento de apoio direto nas cortinas de Berlim é constituído por pranchas de madeira apoiadas entre os banzos de perfis metálicos cravados no solo enquanto as cortinas de Munique utilizam painéis de betão armado que vão sendo betonados diretamente contra o terreno, envolvendo os perfis metálicos verticais.



Figura 2.3.– Cortinas tipo Berlim (wodinz.pl), Munique (synege.pt).

Em escavações profundas em maciços fracos uma opção pode ser melhorar as características do solo, sendo geralmente utilizados para este fim um dos seguintes métodos: o “Deep Mixing Method”, o “Compaction Grouting Method” e o “Jet Grouting Method” (Ou, 2014). Embora utilizem princípios diferentes, todos estes métodos são semelhantes na sua finalidade que é a melhoria dos solos. O “Deep Mixing Method”, também conhecido por “Deep Soil Mixing”, consiste na mistura do solo in situ com cimento e/ou outros materiais ligantes, como por exemplo cal, cinzas ou gesso. Estes materiais podem ser adicionados ao solo na forma seca (Dry mixing), mais comum em solos siltosos e argilosos, ou em pasta fluida (Wet mixing), tipicamente utilizada em solos granulares (Pereira, 2008). A execução desta técnica passa pelas seguintes fases: (1) é efetuada a furação no solo com recurso a um trado até à profundidade pretendida para o tratamento; (2) injeção de calda de cimento a baixa pressão pelo interior do tubo com que foi efetuada a furação, de baixo para cima misturando a calda de cimento com o solo envolvente, formando-se dessa forma colunas de solo melhorado até à superfície.

O método “Compaction Grouting” consiste em introduzir no solo a elevadas pressões uma argamassa plástica muito viscosa que origina grandes deslocamentos no maciço. É usada preferencialmente em solos arenosos, uma vez que as elevadas pressões de aplicação em solos argilosos se transmitem à água intersticial e a consequente drenagem lenta pode provocar fenómenos de instabilidade (Pereira, 2008). A execução desta técnica consiste na introdução de um tubo no terreno, com a inclinação e comprimento definidos em projeto, até à zona que vai ser tratada. Seguidamente, inicia-se a injeção com o fluido a exercer forças radiais em todas as direções, arrastando e compactando o solo adjacente. É utilizada uma baixa taxa de fluido de forma a prevenir a fratura excessiva do solo e a facilitar a dissipação dos excessos de pressão neutra. Posteriormente o tubo é recolhido para uma menor profundidade sendo o processo novamente iniciado.

Relativamente ao método Jet Grouting apresenta-se no ponto seguinte deste capítulo uma análise mais aprofundada e detalhada, uma vez que foi esta a metodologia de melhoramento de maciços utilizada no caso de estudo apresentado nesta dissertação.

## 2.2 – Jet Grouting

A primeira vez que se fez referência ao Jet Grouting foi em 1962 onde Greenwood relatou uma experiência pioneira para criar uma cortina estanque no Paquistão (Croce et al., 2001). No entanto, é reconhecida a origem desta técnica no Japão na década de 70 (Nakanishi, 1974). A primeira versão patenteada, designada por “Chemical Churning Pile” (CCP) (Miki, 1973; Nakanishi, 1974), despertou o interesse de empresas europeias, em particular italianas, numa altura em que havia uma competição internacional de métodos para estabilizar a Torre de Pisa, encontrando-se o CCP numa das 5 soluções analisadas para a resolução do problema. A técnica

entrou na Europa depois das empresas italianas fazerem um acordo comercial com a Nissan Freeze Company, os donos da patente do método CCP (Croce et al., 2014). Em Portugal a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo de destacar a sua utilização nos trabalhos de ampliação da rede do metropolitano de Lisboa (Mateus, 2010).

O Jet Grouting é uma técnica de melhoria de solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando um ou mais jatos horizontais que, devido à sua elevada energia cinética, desagregam a estrutura natural do terreno permitindo a sua mistura/substituição com a calda de cimento introduzida. O resultado é um material tratado de melhores características mecânicas e menor permeabilidade do que o inicial (Carreto, 2000).

Em termos gerais a execução do Jet Grouting envolve os seguintes processos (Carreto, 2000):

- Corte: a estrutura inicial do solo é quebrada e as suas partículas são dispersas pela ação de um ou mais jatos horizontais de elevada velocidade;
- Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada com a calda injetada a partir dos bicos de injeção;
- Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela ação auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

O Jet Grouting pode ser executado segundo três métodos: sistema de jato simples (JET 1), sistema de jato duplo (JET 2) e sistema de jato triplo (JET 3) (Figura 2.4). O tipo de solo e as características mecânicas que se pretendem obter nas colunas de Jet Grouting vão determinar a escolha do tipo de sistema mais apropriado. O sistema de jato simples (JET 1) utiliza apenas um ou mais jatos horizontais de calda de cimento que simultaneamente desagregam e misturam o solo com a calda de cimento. Este sistema é normalmente utilizado nos solos mais soltos ou mais moles. Por sua vez, o sistema de jato duplo (JET 2) difere do JET 1 no facto de utilizar adicionalmente um jato de ar comprimido a envolver o jato de calda. Assim, a desagregação e a mistura/aglutinação do solo é realizada de igual forma pelo jato de calda, sendo que o ar comprimido aumenta o seu alcance (Mateus, 2010). A injeção combinada de ar e calda permite uma maior remoção do solo original e conseqüente substituição por material injetado (Brás, 2009). Por último, o sistema de jato triplo (JET 3) separa as ações de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado, sendo constituído por três jatos com as seguintes funções:

- Jato de água: utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injetada sai através do próprio furo, trazendo algum do solo erodido;
- Jato de ar: o ar é injetado através do mesmo bico de injeção de água envolvendo e aumentando o efeito desagregador daquela; o jato de ar provoca ainda a emulsão da

mistura água-solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior;

- Jato de calda: a calda, injetada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico injetor de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jato de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

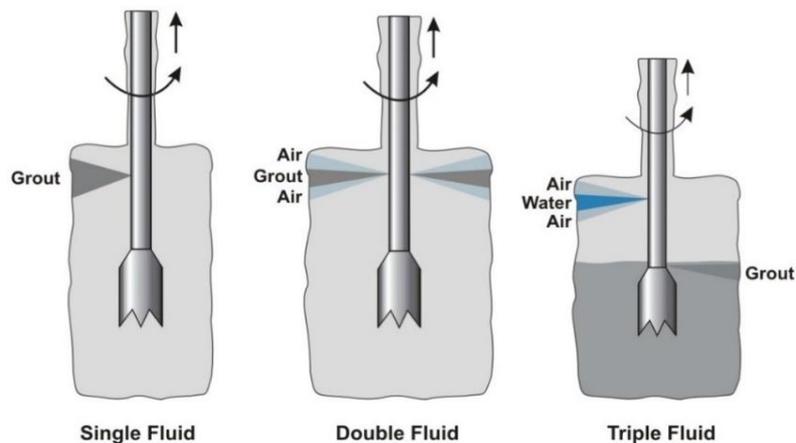


Figura 2.4.– Sistemas de Jet Grouting (railsystem.net).

Na Figura 2.5 exemplifica-se, esquematicamente, o processo de execução de uma coluna de Jet Grouting. Inicialmente é colocada a sonda numa posição o mais nivelada possível, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, caso se pretenda obter um corpo cilíndrico, ou coincidente com uma das extremidades do painel (geometria plana). De seguida, introduz-se a vara no terreno com o auxílio de um jato de água vertical (jato de pré-furação) num movimento rotacional, até atingir a profundidade desejada. A etapa seguinte depende do tipo de geometria de tratamento desejado. No caso de se pretender um corpo cilíndrico, dá-se à vara um movimento rotacional completo e inicia-se a injeção de acordo com o sistema pretendido através dos bicos localizados na extremidade inferior. Simultaneamente a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante. Ao chegar ao topo é retirada a vara do furo e preenche-se o mesmo com calda por ação da gravidade. No caso de se querer obter um corpo com uma geometria plana, o processo é em tudo semelhante ao descrito, exceto na ascensão da vara que se faz sem movimento rotacional completo (Brás, 2009). A Figura 2.6 apresenta uma fotografia de colunas de Jet Grouting no final do processo construtivo após a escavação do solo envolvente.

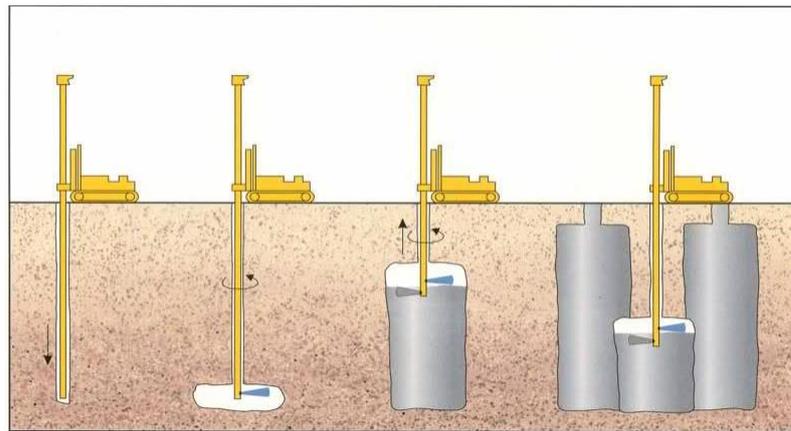


Figura 2.5.– Execução de colunas de Jet Grouting (www.haywardbaker.com).



Figura 2.6.– Colunas de Jet Grouting (Correia,2016).

O Jet Grouting tem vantagens e desvantagens inerentes, que são resumidas de seguida (Mateus, 2010).

Vantagens:

- Possibilidade de executar diversas geometrias, através da interseção de colunas;
- Possibilidade de executar tratamento com qualquer inclinação, às profundidades desejadas;
- Baixos níveis de ruído e ausência de vibrações;
- Capacidade de tratar solos heterogéneos cujas camadas são conhecidas (através da adaptação de parâmetros para cada tipo de solo);
- Aplicabilidade a uma extensa gama de solos.

Desvantagens:

- Difícil controlo de qualidade de material de refluxo (o que pode resultar em consideráveis movimentos do terreno à superfície e das paredes);
- Dificuldade na remoção e manuseamento da grande quantidade de material de refluxo;
- Elevada dispersão das características mecânicas do material tratado;
- Custo elevado tanto no processo de execução como no controlo de qualidade.

## 2.3 – Casos de Referência

No Quadro 2.1 apresenta-se um conjunto de diversos casos publicados na bibliografia onde, na execução de escavações profundas, foi utilizado um método para tratamento do solo. Como é possível verificar até ao ano 2000 foram poucas as utilizações da solução de Jet Grouting para o melhoramento do solo. Contudo, a partir desta data existiu um aumento significativo da utilização deste tipo de solução em todo o mundo. Procurou-se assim, incluir nos casos de obras em diferentes localidades e para vários tipos de tratamento, focando-se essencialmente em obras de escavação suportadas com paredes moldadas e com o melhoramento com recurso a Jet Grouting.

Quadro 2.1 –Resumo com obras onde foi realizado o melhoramento do solo.

Referência	Local	Aplicação	Profund (m)	Cortina	Tratamento		
					Tipo	Contínuo long.	Situação em Corte trans.
<b>Karlsruud (1976)</b>	Oslo, Noruega	Túnel Studenterlundun	15,5	Parede Moldada	Parede transversal de betão	Não	Abaixo da base da escavação
<b>Karlsruud (1983)</b>	Oslo, Noruega	Parque Jernbanetorget	10,0	Parede Moldada	Parede transversal de betão	Não	Abaixo da base da escavação
<b>Ou et al. (1996)</b>		Escavação Hipotética	12,0	Parede Moldada	Jet Grouting (colunas)	Não	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Ou et al. (1996)</b>	Taipé, Taiwan	Edifício Kon-Her	12,75	Parede Moldada	Deep Soil Mixing	Não	Acima e abaixo da base da escavação
<b>O'rourke &amp; O'Donnell (1997)</b>	Boston, EUA	Artéria central e túnel (CA/T)	15,0	Parede Deep Soil Mixing	Deep Soil Mixing e Jet Grouting	Não	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Burke et al. (2000)</b>	New Jersey, EUA	Túnel Atlantic City	7,0	Estacas Secantes	Jet Grouting	Sim	Abaixo da base da escavação
<b>Hu et al. (2003)</b>	Shanghai, China	Estação Xin Zha	12,5	Parede Moldada	Deep Soil Mixing	Sim	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Hsieh et al. (2003)</b>	Taiwan	Habitação residencial (35 andares)	22,3	Parede Moldada	Jet Grouting (colunas)	Não	Abaixo da base da escavação
<b>Matos</b>							
<b>Fernandes &amp; Almeida e Sousa (2003)</b>	Lisboa, Portugal	Estação de Cais do Sodré	16,5	Parede Moldada	Jet Grouting (laje)	Sim	Abaixo da base da escavação
<b>Liu et al. (2005)</b>	Shanghai, China	Estação Yishman Road	16,5	Parede Moldada	Compaction Grouting	Sim	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Ho et al. (2005)</b>	Singapura	The Singapore Post Center	12,0 – 15,5	Parede Moldada	Jet Grouting (laje)	Sim	Abaixo da base da escavação
<b>Shao et al. (2005)</b>	Shanghai, China	Rua Jiangsu	9,0	Colunas de Deep Soil Mixing	Deep Soil Mixing e Chemical Grouting	Sim	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Wang et al. (2005)</b>	Shanghai, China	Estação South Xizan Road	20,6	Parede Moldada	Compaction Grouting	Sim	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Karlsruud et al. (2006)</b>	Gothenburg, Suécia	Túnel Lilla Bommen	17,0	Parede Moldada	Parede transversal de betao	Não	Abaixo da base da escavação
<b>Shirlaw et al. (2006)</b>	Singapura	Race Course Road	17,5	Parede Moldada	Jet Grouting (laje)	Sim	Acima e abaixo da base da escavação
<b>Brito &amp; Matos Fernandes (2006)</b>	Lisboa, Portugal	Estação do Terreiro do Paço	25,0	Estacas Secantes	Jet Grouting (laje)	Sim	Acima da base da escavação

Referência	Local	Aplicação	Profund (m)	Cortina	Tratamento		
					Tipo	Contínuo long.	Situação em Corte trans.
Ho et al. (2005)	Estudo para a realização de um bloco e laje em Jet Grouting		14,5	Parede Moldada	Jet Grouting (laje e bloco)	Sim	Abaixo da base da escavação
Ou et al. (2008)	Taipé, Taiwan	Escavação Song-San	9,3	Parede Moldada	Deep Soil Mixing	Não	Acima e abaixo da base da escavação
Karlsruud & Andresen (2008)	Oslo, Noruega	Túnel Rodoviário	14,5	Parede Moldada	Parede transversal de betão	Não	Acima e abaixo da base da escavação
Matos Fernandes et al. (2007)	Lisboa, Portugal	Estação de Santa Apolónia	18,0	Parede Moldada	Jet Grouting (laje)	Sim	Abaixo da base da escavação

Seguidamente apresentam-se detalhadamente três casos referenciados no Quadro 2.1 que são ilustrativos do potencial da utilização da técnica de Jet Grouting para melhorar o comportamento da escavação. Apresenta-se o caso da estação de metro do Cais de Sodré em Lisboa (Portugal) onde foi executada uma laje de fundo em Jet Grouting previamente à escavação; a escavação localizada na Race Course Road em Singapura onde o tratamento foi igualmente realizado ao nível da base da escavação; e a escavação da cave do The Singapore Post Center em Singapura onde uma grande massa de solo em redor e no interior da escavação foi melhorado.

### 2.3.1 – Estação do Cais de Sodré

Matos Fernandes & Almeida e Sousa (2003) apresentam o caso para a estação de metro do Cais do Sodré, construída entre 1994 e 1995, e que pode ser considerada como uma das estações mais importantes do sistema de transportes de Lisboa. A estação situa-se próximo da margem direita do Rio Tejo e integra o troço Cais do Sodré – Rossio do metro de Lisboa, respeitante à denominada Linha Verde. A solução para esta escavação desta estação consistiu na construção de uma laje de travamento em Jet Grouting das paredes de contenção, executada previamente à escavação e imediatamente abaixo da base desta. A Figura 2.7 mostra um corte transversal simplificado da estação, bem como o faseamento construtivo adotado.

Como se pode observar, as paredes moldadas têm 1 m de largura e atingem cerca de 28.5m de profundidade encontrando-se fundadas em cerca de 3m no firme. Por sua vez a laje de Jet Grouting tem 2 m de espessura e está situada à profundidade de 16.5m, tendo sobre ela sido betonada a laje de fundo estrutural. À superfície existe adicionalmente um elemento de apoio, materializado por vigas de betão armado com cerca de 2m de altura e que se encontram afastadas de cerca de 4m. Com a aplicação desta técnica verificou-se uma melhoria considerável nas propriedades mecânicas dos aluviões silto-argilosos, sendo estimado que o material reforçado resultante teria valores médios de resistência à compressão uniaxial de aproximadamente 4 MPa e cerca de 1 GPa para o módulo de Young. A solução encontrada para a construção da estação permitiu alcançarem-se deslocamentos horizontais da cortina bastante reduzidos, da ordem de 0,1% da profundidade da escavação, devido ao efeito da laje de Jet

Grouting, conjugado com a elevada rigidez da parede moldada e a rigidez das vigas de betão armado que suportam a cobertura.

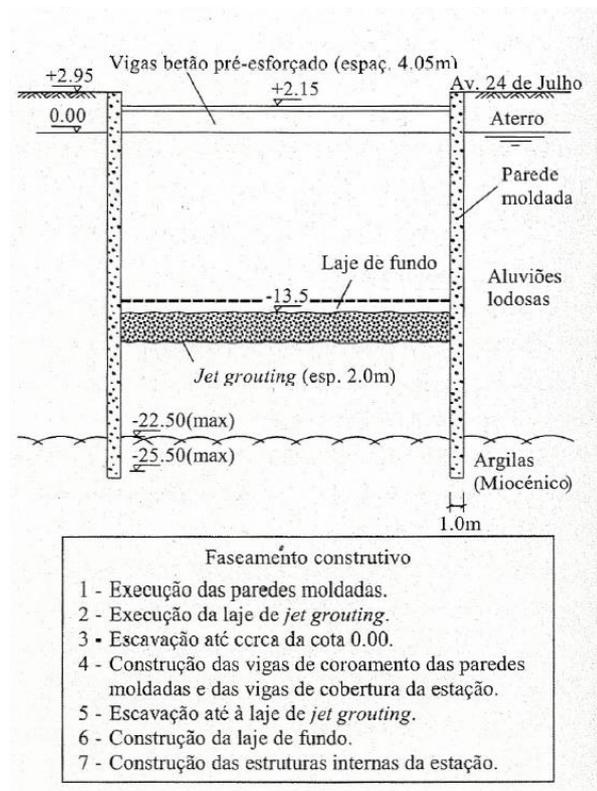


Figura 2.7. – Corte Transversal e faseamento construtivo (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

De modo a ilustrar o efeito da laje de Jet Grouting, Matos Fernandes & Almeida e Sousa (2003) procederam à simulação da obra usando para o efeito um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos. As análises foram efetuadas em tensões totais e assumindo um estado plano de deformação. O maciço e a interface solo-parede foram modelados considerando um comportamento elástico perfeitamente plástico. Por sua vez, os elementos estruturais e a laje de Jet Grouting foram modelados assumindo um comportamento elástico linear. As análises procuraram simular o mais adequadamente possível o faseamento construtivo adotado embora os autores tenham admitido que a execução das paredes moldadas e do tratamento do solo não alteraram o estado de tensão de repouso do maciço. Numa primeira fase, realizaram-se dois cálculos, com e sem laje de Jet Grouting. A Figura 2.8 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais e dos momentos. Ambos os diagramas de deslocamentos diminuem significativamente e para o cálculo com laje de Jet Grouting demonstram de forma clara o efeito favorável do travamento a cerca de 16.5 m de profundidade.

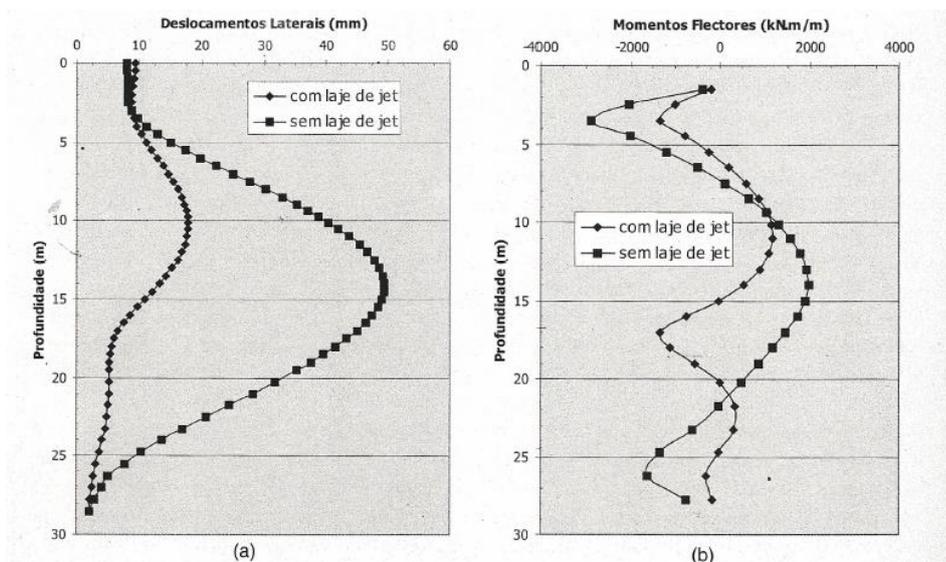


Figura 2.8.– Resultado dos cálculos efetuados com o melhoramento com laje de Jet Grouting para deslocamentos laterais da parede (a) e momentos flectores (b) (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

A realização da escavação sem laje de Jet Grouting e somente com o travamento das vigas superiores não seria possível dadas as condicionantes da obra. Contudo, uma solução variante possível dentro das soluções mais convencionais seria a de complementar o uso das vigas de cobertura com mais dois níveis de escoras de aço de elevada secção dispostas entre as duas cortinas. Por forma a testar a eficácia desta solução os autores procederam à realização de um terceiro cálculo, considerando a escavação faseada de modo a incluir, após a construção das vigas de cobertura, a instalação de dois níveis de escoras não pré-esforçadas com eixos às profundidades de 7,5 m e 11,5 m (com escavações prévias à respetiva instalação até às profundidades de 8,5 m e 12,5 m). A Figura 2.9 apresenta a comparação dos resultados das análises com a solução construída e com a alternativa com escoramento metálico. Pode observar-se que a solução construída apresenta deslocamentos substancialmente menores, devido ao facto de o travamento com Jet Grouting ser realizado antes de qualquer escavação. Em termos de esforços na cortina verifica-se que a magnitude é similar em termos absolutos embora a evolução dos esforços em profundidade seja distinta, com a solução multi-escorada a apresentar momentos máximos positivos próximos da base da escavação, enquanto que a solução com Jet Grouting apresenta momentos negativos bastante elevados à profundidade das colunas.

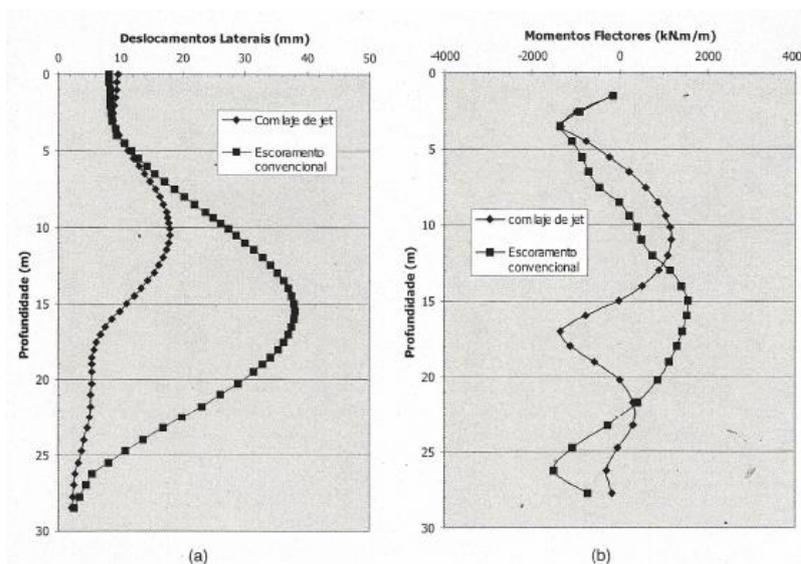


Figura 2.9.– Resultados com a solução construída e com a alternativa com escoramento metálico dos deslocamentos laterais (a) e momentos flectores (b) (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

Com a realização deste estudo, conclui-se que em maciços com solos moles o controlo dos movimentos associados à escavação exige uma cuidada atenção com os movimentos provenientes do fundo da escavação. O prolongamento da cortina até ao firme não garante por si só um bom desempenho da estrutura, pois exige cortinas de elevada rigidez que originam esforços muito elevados. Por sua vez, constata-se que o controlo dos movimentos é bem conseguido quando o travamento da cortina é realizado antes da escavação, surgindo assim como altamente aconselhável efetuar uma laje Jet Grouting imediatamente abaixo da base da escavação. Verifica-se que com a construção desta laje é possível reduzir o número de apoios estruturais convencionais, tendo igualmente a vantagem de permitir uma escavação mais segura e simplificada.

### 2.3.2 – Escavação em Race Course Road, Singapura

Zhang et al. (2021) apresentam o caso da escavação localizada na Race Course Road, em Singapura, em que também se efetuou previamente à execução da escavação uma laje de Jet Grouting situada ao nível da base. Os autores analisaram o efeito de reforço das lajes de Jet Grouting em escavações profundas, tendo realizado estudos paramétricos em que procuraram avaliar a influência da relação profundidade-largura da escavação, a espessura da laje de Jet Grouting, a profundidade da parede moldada, bem como os parâmetros do maciço. Tendo por base os resultados, foi proposta uma espessura 1,5m como sendo adequada para a laje de Jet Grouting.

A escavação em causa tem 16 m de largura e 183 m de comprimento, atingindo uma profundidade de 17,5 m, encontrando-se a laje de Jet Grouting imediatamente abaixo. O perfil do solo e a estrutura de contenção são apresentados na Figura 2.10. Após um aterro superficial

com 1,5 m de espessura encontra-se uma camada composta por uma areia fluvial que se estende até 10 m de profundidade. A terceira camada, compreendida entre 10 e 27,5 m, é uma argila marinha. Abaixo encontra-se um aluvião antigo que se torna mais resistente a partir dos 33m de profundidade. O nível freático está aproximadamente 5 m abaixo da superfície do terreno. Os parâmetros adotados para cada camada encontram-se no Quadro 2.2 tendo sido utilizado nas análises numéricas realizadas por Zhang et al. (2021) o modelo constitutivo HSS (Hardening Soil with Small Strain Stiffness) para simular o comportamento de todas as camadas. O sistema de suporte consiste numa parede moldada com 0,8 m de espessura e 35 m de profundidade e seis níveis de escoras (espaçamento vertical médio de 3 m). A parede moldada e as escoras foram consideradas como tendo um comportamento elástico linear, enquanto a laje de Jet Grouting foi simulada admitindo o modelo Mohr-Coulomb. Para a laje de Jet Grouting foram adotados valores conservadores para o módulo de elasticidade, 120 MPa, e para a resistência ao corte não drenada, 300 kPa. De salientar que a sensivelmente 12 m de distância da escavação existe um edifício de três andares que se estimou aplicar uma pressão de 75 kPa ao maciço.

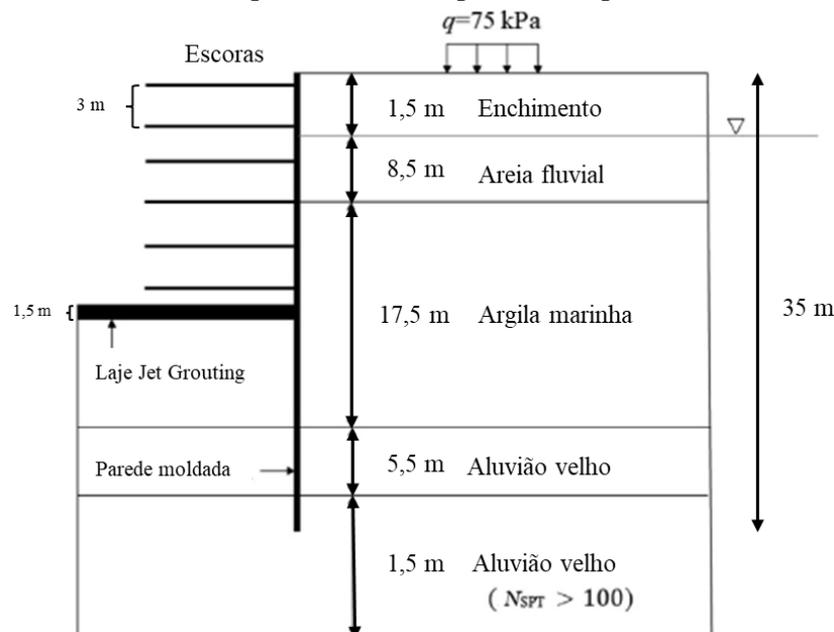


Figura 2.10.– Perfil do solo e a estrutura de contenção (Zhang et al, 2021)

Quadro 2.2 – Propriedades do solo

Soil type	Model	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$m$	$G_0^{ref}$ (kPa)	$\gamma_{0.7}$	$\phi$ (°)	$k$ (m/d)
Fill	HSS	19	6	–	5250	33 000	33 000	99 000	0.8	130 000	0.0002	30	$1 \times 10^{-4}$
Fluvial sand	HSS	19	15	–	7500	23 000	23 000	69 000	0.8	67 000	0.0002	35	$1 \times 10^{-5}$
Marine clay	HSS	16	–	44	6600	7950	7950	23 850	1.0	30 000	0.0002	23	$1 \times 10^{-8}$
Old alluvium	HSS	20	30	150	90 000	107 000	107 000	321 000	0.8	380 000	0.0002	40	$1 \times 10^{-8}$
Old alluvium ( $N_{SPT} > 100$ )	HSS	20	100	500	300 000	270 000	270 000	810 000	0.8	820 000	0.0002	45	$1 \times 10^{-8}$

Notes:

$E_{50}$ —secant stiffness in standard drained triaxial test.

$E_{50}^{ref}$ —reference secant stiffness in standard drained triaxial test.

$E_{oed}^{ref}$ —reference secant stiffness for primary oedometer loading.

$E_{ur}^{ref}$ —reference unloading/reloading stiffness.

$G_0^{ref}$ —reference shear modulus when  $\varepsilon < 10^{-6}$ .

$m$ —power for stress-level dependency of stiffness.

$\gamma_{0.7}$ —shear strain at which  $G_{secant} = G_0^{ref}$ .

O faseamento construtivo considerado pelos autores foi o seguinte:

- (1) processo de consolidação inicial (processo K0);
- (2) aplicação da carga uniforme para simular a construção do edifício;
- (3) zeragem dos deslocamentos e instalação da parede moldada e da laje de Jet Grouting;
- (4) execução da escavação até 3 m de profundidade e montagem da primeira escora;
- (5) de forma semelhante, execução gradual da escavação até 6 m, 10 m, 12.5 m, 15 m, e 17,5 m de profundidade, e montagem das outras cinco escoras.

Zhang et al. (2021) realizaram 22 simulações numéricas para avaliar a influência da espessura da laje, da largura da escavação, da rigidez da parede molada, da rigidez e espessura da argila marinha. Na Figura 2.11 são apresentadas as deformações e os momentos fletores na cortina obtidos para 4 espessuras distintas da laje de Jet Grouting e para um cálculo onde esta não foi considerada. Os resultados mostram que a utilização das lajes reduz substancialmente a deformação e o momento fletor da parede. Mesmo para uma laje com uma espessura de apenas 1,5 m já se obtém uma redução das deformações de cerca de 40%. Com o aumentar da espessura da laje conseguem-se ainda maiores reduções embora a relação custo de execução vs benefício deixe de ser a melhor. A Figura 2.11 mostra ainda que as deformações têm a mesma forma independentemente de se considerar ou não a laje. A deformação máxima ocorre a uma profundidade de cerca de 22 m, já abaixo do nível da escavação, devido à presença da camada de argila marinha. Também se observa uma diminuição significativa dos momentos fletores na cortina com o aumento da espessura da laje verificando-se que o momento fletor máximo negativo se situa aproximadamente à profundidade onde se verifica a deformação máxima (Figura 2.11). Por sua vez o momento fletor máximo positivo localiza-se na interface entre a argila marinha e o aluvião antigo a cerca de 28 m de profundidade.

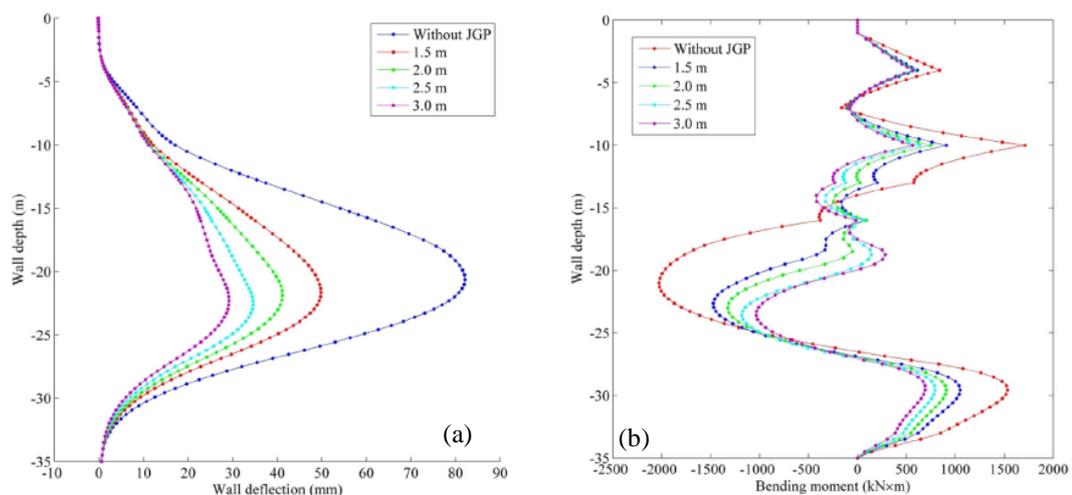


Figura 2.11.– Efeito da espessura da laje de Jet Grouting na parede moldada (a) deformação (b) momento fletor, (Zhang et al, 2021)

Para avaliar a relação entre a largura e a espessura da laje Zhang et al. (2021) simularam vários cenários, correspondendo a 4 larguras distintas, 16, 20, 32 e 48 m, e a diferentes espessuras da

laje de Jet Grouting. Verificaram que a um aumento da largura da escavação correspondia a uma maior deformação máxima na cortina e a uma maior deformação quer à superfície quer na base da cortina (Figura 2.12 (a)-(c)). Naturalmente, quanto maior a espessura da laje de Jet Grouting menores foram as deformações registadas. Do mesmo modo para o empolamento na base da cortina, que também diminuiu com o aumento da largura. Por conseguinte, a laje de Jet Grouting teve um melhor desempenho quando a profundidade da escavação foi maior do que a largura da escavação. Com base nos resultados os autores estabeleceram que uma espessura razoável da laje se situaria entre 1,5 m e 3,0 m.

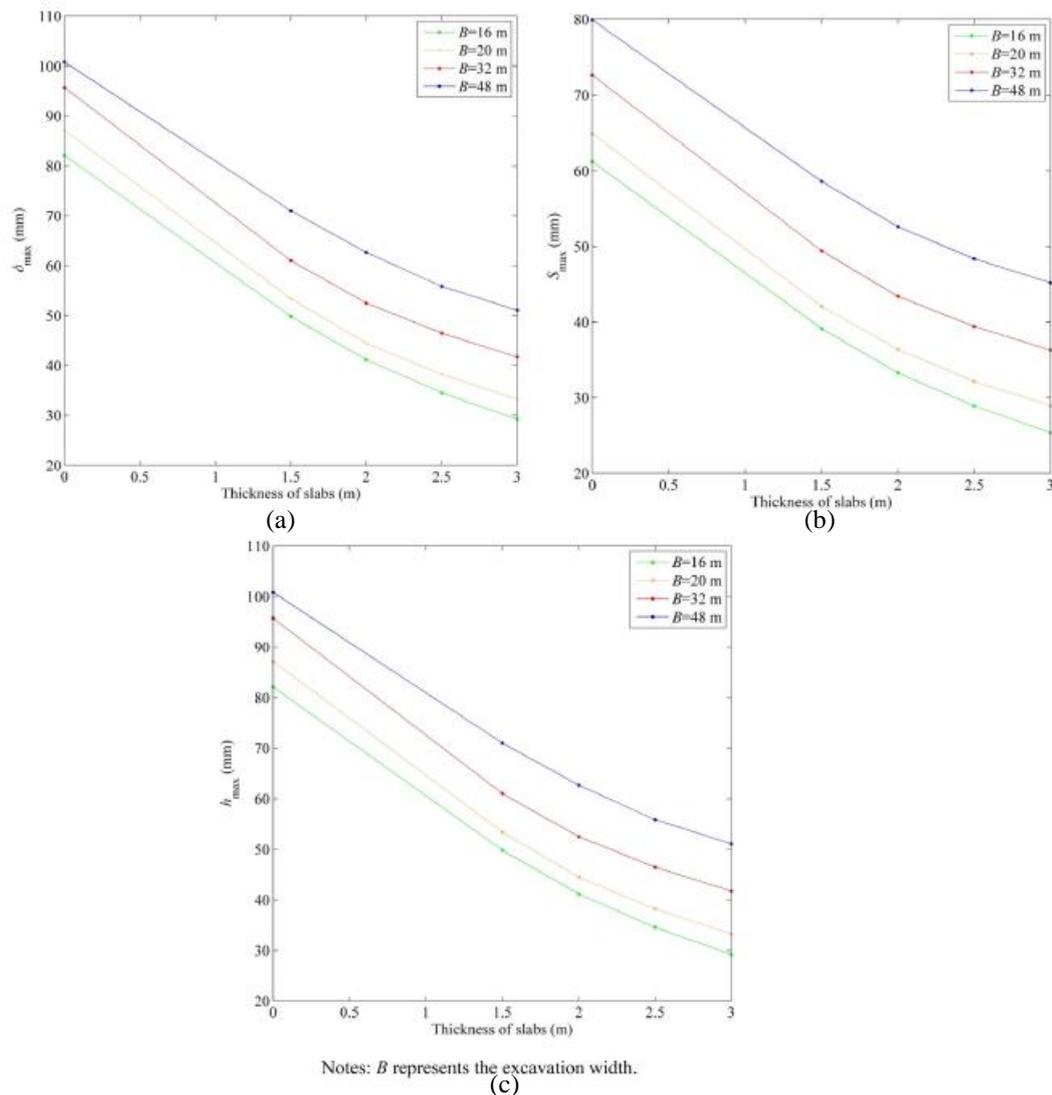


Figura 2.12.– Efeito da largura da escavação sobre (a) a deformação da parede moldada, (b) o assentamento máximo da superfície do solo, e (c) o empolamento, (Zhang et al, 2021)

Para avaliar os efeitos da profundidade e rigidez da cortina Zhang et al. (2021) simularam quatro casos com diferentes profundidades da parede e cinco casos com diferentes rigidezes. Como mostra o Quadro 2.3, somente se obtêm resultados distintos quando a parede é mais curta, 30m,

obtendo-se nesse caso maiores deformações e esforços, uma vez que o encastramento da cortina deixa de ser o ideal.

Quadro 2.3 – Comportamento da escavação com diferentes comprimentos da parede.

Diaphragm-wall length (m)	$\delta_{\max}$ (mm)	$h_{\max}$ (mm)	$S_{\max}$ (mm)	$M_{\max}$ (kN/m)
30	54.66	94.12	41.50	1678
35	49.82	88.21	39.13	1474
40	49.44	87.83	38.70	1467
45	49.44	87.82	38.70	1467

A influência da rigidez da cortina foi avaliada através de uma rigidez equivalente  $\lambda$  calculada através da expressão seguinte, onde  $E_{wall}$  representa a rigidez da parede,  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água e  $h_{avg}$  representa a distância vertical média das escoras.

$$\lambda = \ln \left( \frac{E_{wall}}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} \right) \quad (2.1)$$

Ao alterar a distância vertical das escoras e a espessura da parede moldada, foram simulados cinco cenários. No caso 1, com uma espessura da parede moldada de 0.8 m e o afastamento vertical das escoras foi de 6 m ( $\lambda = 4,1671$ ). Nos casos 2 a 5, a espessura da parede moldada considerada foi de 0.4 m ( $\lambda = 4,8602$ ), 0.6 m ( $\lambda = 6,0766$ ), 0.8 m ( $\lambda = 6,9397$ ), e 1.0 m ( $\lambda = 7,6091$ ), respetivamente, e escoras afastadas 3 m. Os resultados da análise são apresentados na Figura 2.13 (a) e (b). Claramente, a rigidez da parede moldada desempenha um papel importante no sistema de apoio. Quando a espessura da parede diminui a deformação da cortina e os assentamentos à superfície aumentam bastante. Comparando os casos 1 e 4 com a mesma espessura (0.8 m) obtém-se no caso 4 uma rigidez superior e os deslocamentos e assentamentos são inferiores para um menor afastamento das escoras.

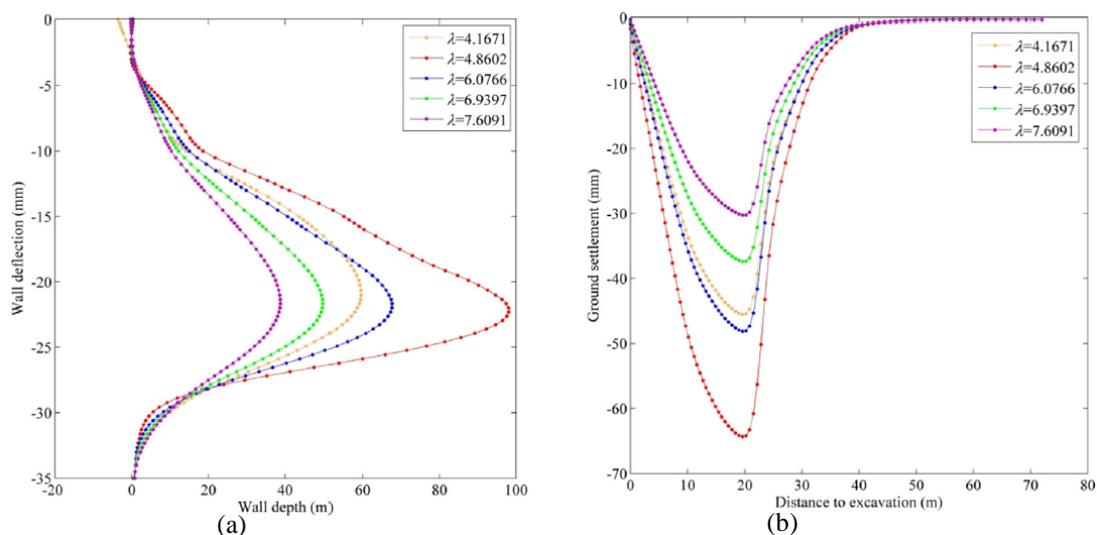


Figura 2.13.– Efeito da rigidez da cortina sobre (a) deformação da cortina e (b) assentamentos, (Zhang et al, 2021)

Para estudar os efeitos da espessura da camada de argila marinha Zhang et al. (2021) consideraram cinco espessuras distintas para esta camada (12,5 m, 15 m, 17,5 m, 20 m, e 22,5 m). Adicionalmente, variaram o módulo de deformabilidade não drenado da argila marinha, tendo examinado quatro casos,  $E = 150c_u$ ,  $200c_u$ ,  $250c_u$ , e  $300c_u$ . A Figura 2.14 (a) e (b) demonstra que a espessura da camada de solo mole é um dos fatores importantes que podia afetar as deformações provocadas pela escavação. Com o aumento da espessura da argila marinha, a deformação da parede e o assentamento aumentaram significativamente. Com o aumento da espessura da camada de argila marinha verifica-se que a deformação máxima da parede moldada ocorre a uma maior profundidade.

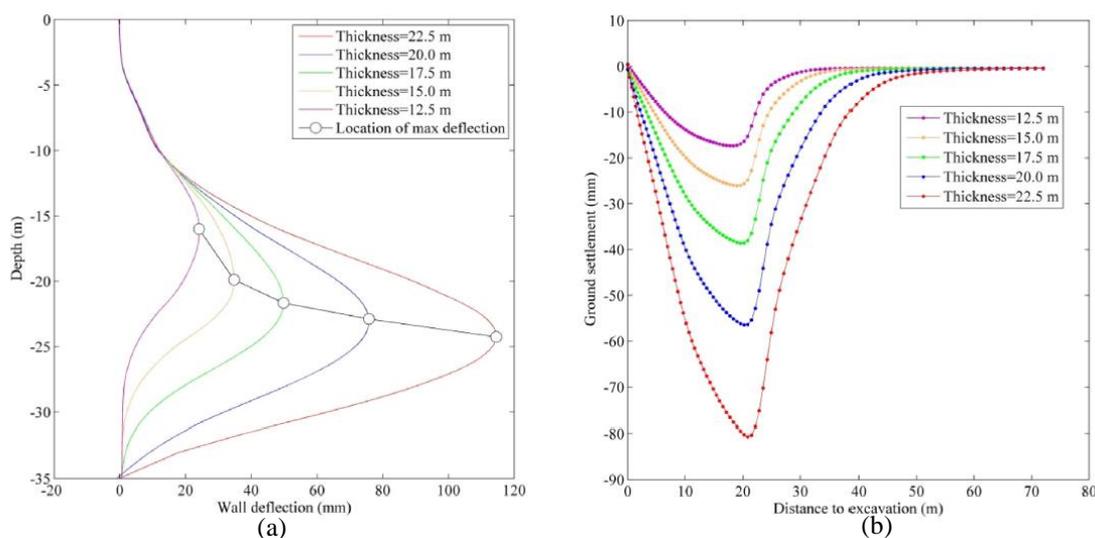


Figura 2.14.– Efeito da espessura da camada do solo mole sobre (a) a deformação da cortina e (b) assentamento, (Zhang et al, 2021)

Como mostra o Quadro 2.4, a deformação da parede, o assentamento do solo e o levantamento da base diminuíram com o aumento do módulo de deformabilidade não drenada. Comparando os resultados obtidos com e sem laje de Jet Grouting pode-se constatar que a deformação com a laje de Jet Grouting é de cerca de 60% a 70% da deformação equivalente sem laje, permitindo concluir que a laje de Jet Grouting controla eficazmente a deformação da escavação.

Quadro 2.4 – Resposta da escavação com e sem laje de Jet Grouting para argilas com diferente rigidez.

Jet grouting slabs	$E_{50}$	$\delta_{max}$ (mm)	$h_{max}$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$M_{max}$ (kN × m)
Without jet grouting slabs	$150c_u$	82.08	128.8	61.20	2028
	$200c_u$	71.33	112.3	53.74	1831
	$250c_u$	64.19	101.1	48.71	1667
	$300c_u$	58.86	92.94	44.90	1542
With jet grouting slabs	$150c_u$	49.82	88.21	39.13	1474
	$200c_u$	43.02	76.09	34.24	1305
	$250c_u$	38.50	68.29	30.92	1188
	$300c_u$	35.30	62.65	28.54	1102

Com a realização deste estudo concluiu-se que a laje de Jet Grouting é bastante eficaz no controle das deformações da escavação, sendo tanto mais eficaz quanto maior for a sua espessura. A espessura da argila marinha e a rigidez da parede moldada também afetam significativamente as respostas da escavação. Neste caso, a utilização de uma laje de Jet Grouting com uma espessura de 1,5 m permite uma redução da deformação horizontal da cortina e dos assentamentos à superfície e na base da escavação em aproximadamente 30%.

### 2.3.3 – Escavação of the Singapore Post Center

Wong & Poh (2000) apresentam o caso de estudo da escavação da cave do Singapore Post Center, edifício com 14 andares, e que implicou a execução de uma escavação profunda numa argila marinha. A escavação foi suportada por paredes moldadas tendo sido utilizado Jet Grouting para melhorar a argila marinha presente no interior da escavação.

A escavação tem uma profundidade de 14,7 m, tendo aproximadamente o formato retangular com 88 m de largura e 241 m de comprimento. A planta da escavação e a localização dos instrumentos de monitorização são mostrados na Figura 2.15. Como o local está próximo de uma estação de metro e de um viaduto tiveram de ser cumpridos requisitos que limitaram os movimentos induzidos até um máximo de 15 mm não se podendo rebaixar o nível freático mais de 1 m.

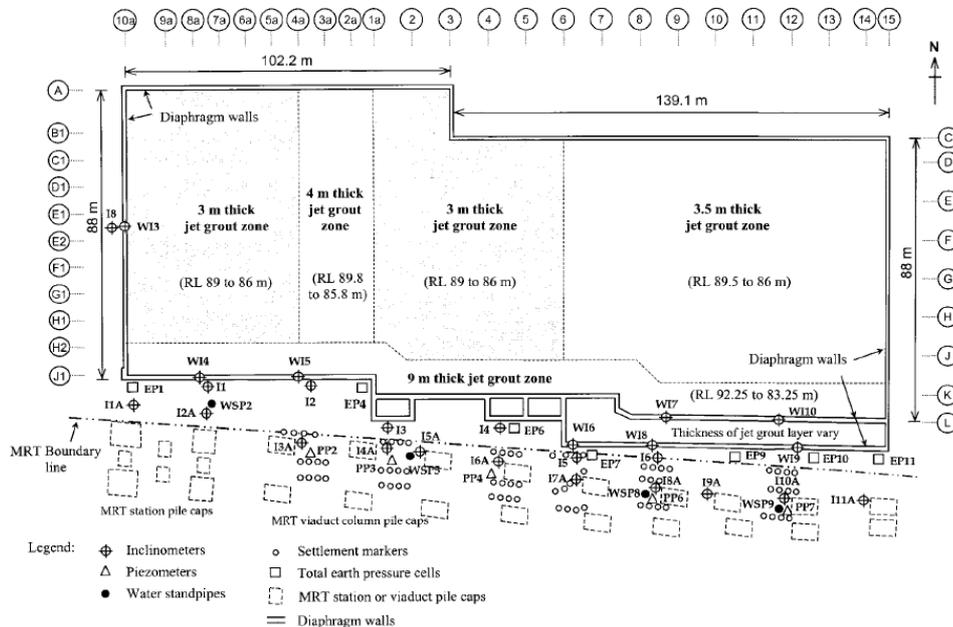


Figura 2.15.– Planta de escavação do Singapore Post Center, (Wong & Poh, 2000).

Uma secção transversal longitudinal do perfil do solo ao longo do limite da escavação junto à estação e ao viaduto é apresentada na Figura 2.16. Após um aterro superficial com 1,5 m de

espessura encontra-se uma camada composta por argilas marinhas moles a médias com 12 a 15 m de espessura. A terceira camada, com espessura de 10 m, é uma argila siltosa média a muito dura. Abaixo encontra-se uma areia argilo-siltosa média a densa com espessura 5 m. A quinta camada é uma areia argilo-siltosa muito densa com cerca de 10 a 20 m de espessura. Abaixo encontra-se um granito muito alterado.

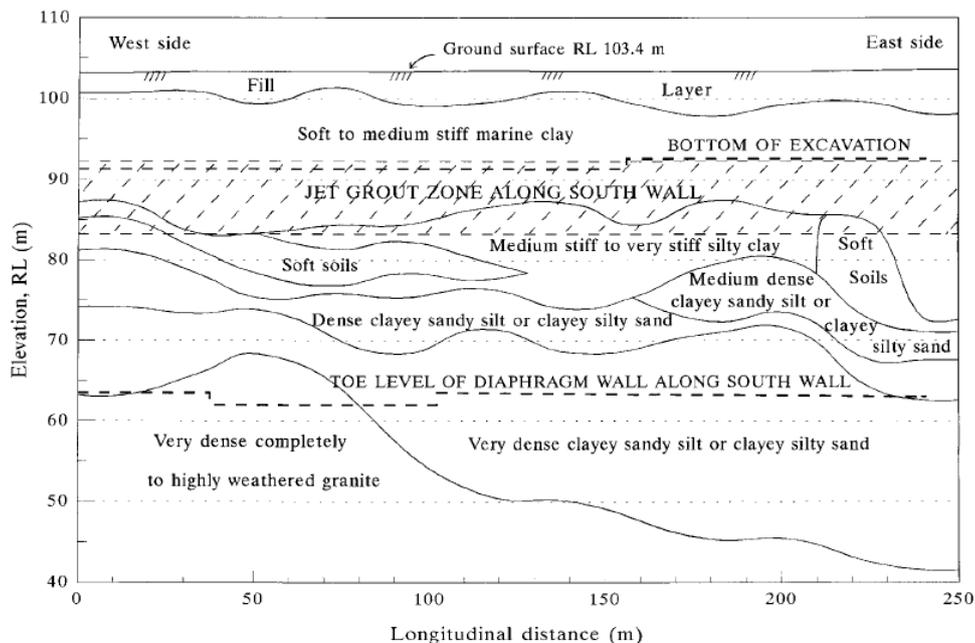


Figura 2.16. – Secção transversal longitudinal do perfil do solo, (Wong & Poh, 2000).

Dada a presença das espessas camadas de argila marinha mole no local e os rigorosos requisitos construtivos, foi concebida uma estrutura de contenção materializada por uma parede moldada com 1,2 m de espessura na zona limítrofe com a estação de metro e 0,8 m de espessura para a zona limítrofe do viaduto. Antes do início da escavação da cave, a camada de argila marinha no interior da escavação foi tratada com Jet Grouting. O diâmetro das colunas executadas foi de 1,8 m, sendo estas formadas numa grelha triangular espaçada de 1,55 m e 1,35 m entre cada centro, paralela e perpendicular, respetivamente, ao longo do eixo da escavação. Antes da execução das colunas, foi realizado um ensaio de Jet Grouting de campo no local para avaliar os efeitos da sequência de instalação das colunas nas paredes moldadas e no solo adjacente, tendo-se concluído acerca da fiabilidade do processo construtivo. Testes à compressão não confinada nas amostras de Jet Grouting concluíram que a resistência ao corte não drenada e o módulo de elasticidade da massa de solo tratada tinham valores de 2,3 MPa e 173 MPa, respetivamente. A espessura da camada de Jet Grouting variou ao longo do local como se pode ver na Figura 2.15. Foi formada uma camada de Jet Grouting de 9 m de espessura e 10 m de largura na zona limítrofe da escavação junto à estação de metro e ao viaduto. No resto da cave, a espessura da camada de Jet Grouting variou de 3 m a 4 m. As camadas de Jet Grouting localizam-se geralmente dentro da argila marinha, sendo a área total do solo tratado de cerca de 22.000 m<sup>2</sup>, com um volume total de 87.000 m<sup>3</sup>.

Foram instalados vários instrumentos para monitorizar os efeitos do Jet Grouting no comportamento das paredes moldadas, do solo e das estruturas. Estes instrumentos incluíram inclinómetros, marcas superficiais, piezómetros pneumáticos, poços de observação de água, células de pressão, clinómetros e alvos topográficos 3D. A localização destes instrumentos é igualmente apresentada na Figura 2.15. A monitorização realizou-se desde o período de execução do Jet Grouting até à conclusão da escavação da cave. Foram instalados um total de 18 inclinómetros no solo que serviram para monitorizar os movimentos laterais do solo. Oito inclinómetros (WI) foram instalados nos painéis das paredes moldadas e os outros (I) a uma distância entre 5,5 a 20,5 m do tardo da parede. Os efeitos da construção das paredes sobre os movimentos laterais do solo foram monitorizados e separados dos movimentos medidos devido à escavação.

Os movimentos laterais das paredes induzidos pelo Jet Grouting são mostrados na Figura 2.17(a). O movimento negativo refere-se ao movimento em direção ao solo. Os movimentos laterais máximos variaram de 9,7 mm a 36,4 mm, sendo particularmente relevantes nos inclinómetros WI3 e o WI4. A análise da Figura 2.17(b) também permite verificar que o tratamento de Jet Grouting induziu momentos fletores na cortina. Como esperado, os momentos fletores máximos variaram em proporção da rigidez da parede. A parede com 1,2 m de espessura, teve momentos máximos maiores que chegaram a atingir 1043 kNm/m.

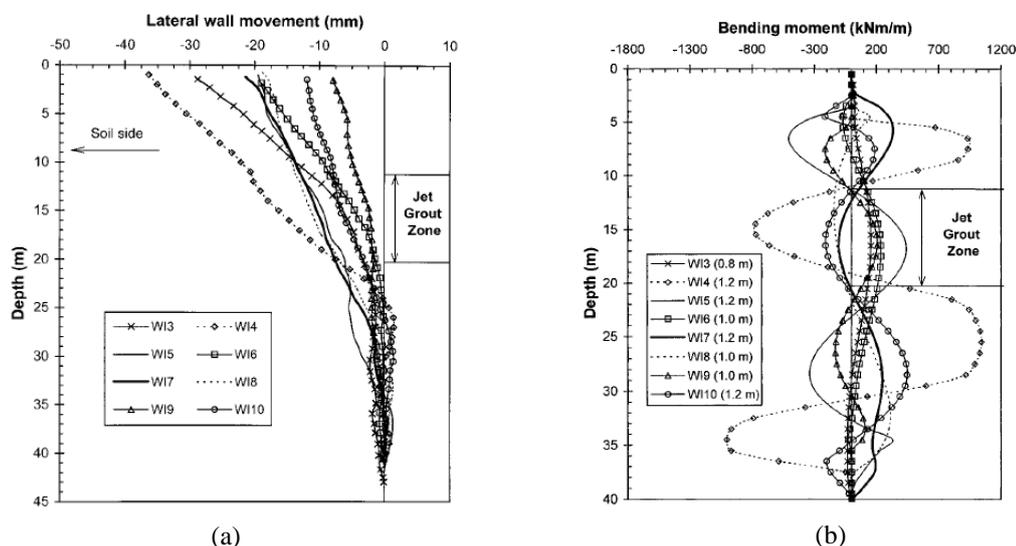


Figura 2.17.– Efeito da laje de Jet Grouting sobre (a) deformação e (b) momento fletor da cortina, (Wong & Poh, 2000).

A Figura 2.18(a) mostra os movimentos laterais do solo causados pelo Jet Grouting registados pelos sete inclinómetros situados na proximidade dos painéis de parede. O movimento lateral máximo do solo foi de 53,6 mm (I8), ocorrendo na secção intermédia da parede oeste. Ao longo do limite da parede sul, os movimentos laterais máximos do solo variaram de 35,3 mm a 51,0

mm (I1 a I6). Em geral, os movimentos do solo abaixo da zona do Jet Grouting foram insignificantes, exceto no caso do I8. As magnitudes dos movimentos laterais do solo foram consideradas grandes para a zona junto à estação e aos pilares do viaduto. Estes movimentos foram ligeiramente maiores do que os correspondentes movimentos das paredes, uma vez que os movimentos do solo refletiam os efeitos cumulativos totais causados pelo Jet Grouting, enquanto os movimentos das paredes mostravam apenas os efeitos do Jet Grouting depois de as paredes terem sido colocadas. Os efeitos do Jet Grouting nos movimentos laterais do solo junto à estação e aos pilares do viaduto são mostrados na Figura 2.18 (b). Estes inclinómetros estavam na sua maioria localizados entre 9,5 m e 20,5 m atrás dos painéis das paredes (os valores entre parênteses na legenda da figura indicam a distância do inclinómetro às paredes). Os movimentos laterais máximos do solo variavam entre 19,8 mm e 32,8 mm, exceto para o inclinómetro I11A, onde o movimento lateral máximo do solo foi de apenas 13,5 mm. A maior taxa de deformação ocorre à profundidade do Jet Grouting, enquanto os movimentos abaixo dessa zona foram praticamente insignificantes.

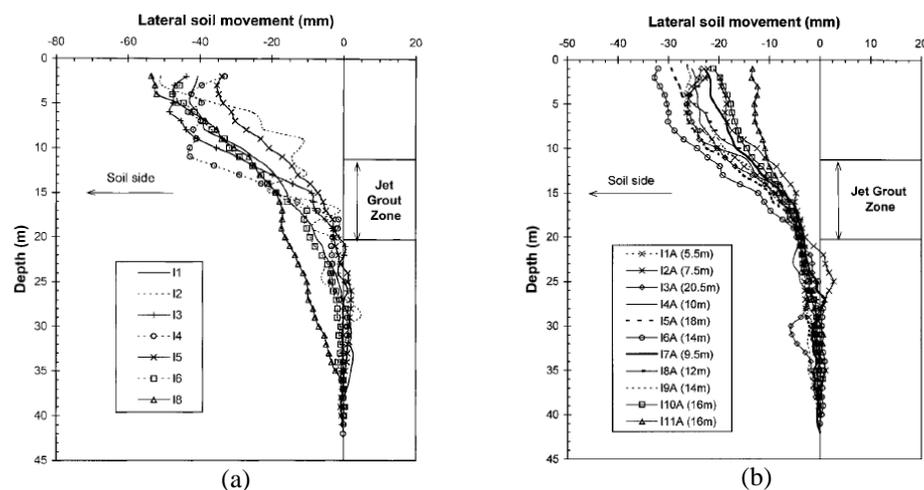


Figura 2.18.– Efeito da laje de Jet Grouting sobre (a) os deslocamentos laterais do solo atrás dos painéis da parede e (b) os deslocamentos laterais junto da estação MRT, (Wong & Poh, 2000).

Na Figura 2.19 apresentam-se os deslocamentos laterais máximos (excluindo os efeitos da construção das paredes) em função da distância a que se encontravam da parede. Na figura pode-se verificar que os movimentos laterais máximos do solo são significativos nos primeiros 5m junto à parede. A partir daí os deslocamentos diminuem significativamente, embora a uma distância de 20 m da parede ainda se registre um movimento lateral máximo de cerca de 21 mm.

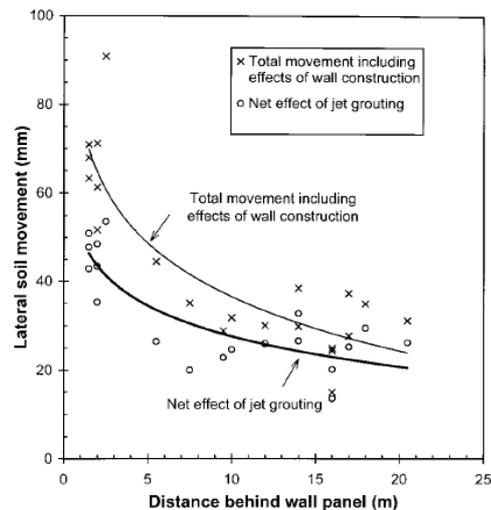


Figura 2.19.– Movimentos laterais totais máximos do solo, incluindo os efeitos da construção de painéis e o efeito do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).

O empolamento máximo de solo registado pelas marcas superficiais durante a execução do Jet Grouting é apresentado na Figura 2.20. As marcas superficiais encontravam-se colocadas entre 3,5 a 29,5 m atrás das paredes, ao longo dos maciços de encabeçamento das colunas do viaduto. Os resultados apresentados incluem os efeitos da construção dos painéis das paredes podendo observar-se que o empolamento do solo causado pelo Jet Grouting é bastante variável. Os empolamentos geralmente não ultrapassaram os 10 mm, com exceção da zona norte, cujas paredes foram as últimas a serem construídas e onde o Jet Grouting tem 3,5 m de espessura (Figura 2.15), onde se registaram valores máximos de 24mm.

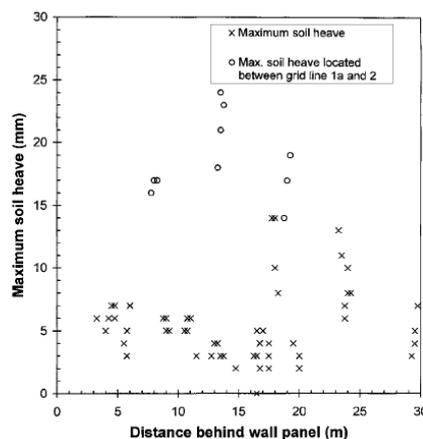


FIG. 10. Soil Heave versus Distance behind Wall Panels for Production Grouting

Figura 2.20.– Empolamento máximo de solo durante a execução do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).

As leituras das células de pressão de terra durante a execução do Jet Grouting são apresentadas na Figura 2.21(a). Como as leituras foram efetuadas apenas duas vezes por semana, os efeitos da construção dos painéis de parede não podem ser separados dos efeitos do Jet Grouting. A figura mostra que as pressões laterais do solo atingiram em geral um valor máximo aquando da

execução do Jet Grouting e que depois diminuíram com o executar da escavação. O aumento máximo da pressão total da terra causado pelo Jet Grouting variou entre sensivelmente 10 kPa e 43 kPa dependendo da marca, a que corresponde um aumento de 3,7 % a 16,9%, em relação aos valores iniciais. Estes resultados indicam que a execução do Jet Grouting causou apenas um aumento temporário das pressões laterais de terra nos solos adjacentes, que pode estar associado à posterior dissipação do excesso de pressão gerado.

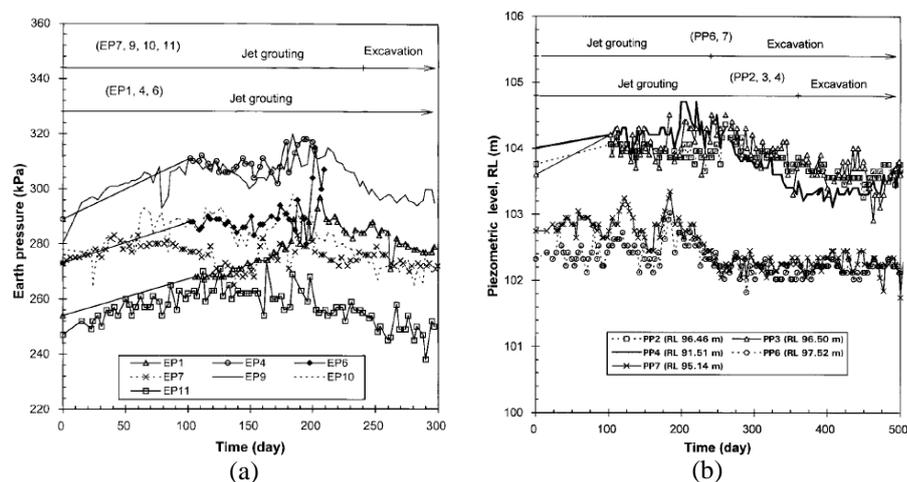


Figura 2.21.– Leituras das células de pressão de terra (a) e dos piezómetros (b) durante a execução do Jet Grouting, (Wong & Poh, 2000).

A Figura 2.21(b) mostra as leituras de alguns piezómetros durante a execução do Jet Grouting. Os resultados mostram que o nível de água aumentou ligeiramente durante a execução do Jet Grouting, tendo diminuído ainda antes do início da escavação da cave, o que está de acordo com o observado nas células de pressão de terra e com a dissipação do excesso de pressão de água nos poros. Durante a escavação existiu uma ligeira diminuição do nível de água embora pouco significativa.

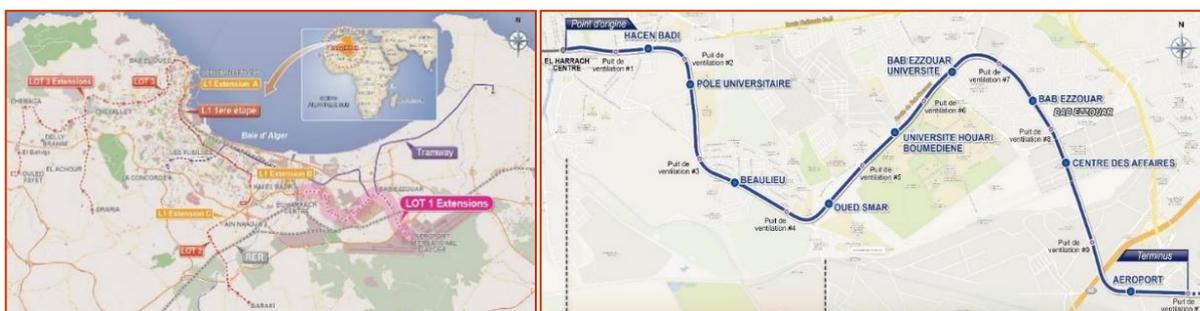
O desempenho do Jet Grouting durante a construção da cave do Singapore Post Center foi avaliado para estudar os seus efeitos nas paredes moldadas, nos solos adjacentes e nas estruturas próximas. Com base nos resultados, podem ser tiradas as seguintes conclusões. A execução do Jet Grouting fez com que as paredes moldadas e os solos adjacentes se deslocassem significativamente. Tais movimentos induziram momentos flectores nas paredes moldadas que não podem ser considerados desprezáveis. A execução de Jet Grouting causou igualmente um ligeiro aumento da pressão lateral do solo bem como um aumento do nível de água nos piezómetros. Do exposto percebe-se que embora existam inúmeras vantagens na utilização do Jet Grouting a sua execução por si só pode induzir esforços, pressões e deslocamentos que devem ser consideradas em fase de dimensionamento.

### 3 ESTAÇÃO PÓLO UNIVERSITÁRIO DO METRO DE ARGEL

Neste capítulo será efetuada uma apresentação geral do caso em estudo da escavação realizada para a Estação Pólo Universitário, descrevendo o seu enquadramento no metro de Argel (Argélia), as condições geológicas e geotécnicas encontradas, a solução adotada e respetivos cálculos e, por fim, os resultados da instrumentação e monitorização.

#### 3.1 – Metro de Argel

O metro de Argel na capital da Argélia começou a ser planeado no ano 1971, mas, devido a diversos problemas, a sua construção foi adiada e a abertura prevista para o ano 2009 só foi possível em 2011. É composto por uma linha que tem 10 estações (Grande Poste até Hai El Badr), sendo uma delas, Les Fusillés, uma central de intercâmbio de transportes. Na linha de metro circulam 14 comboios com capacidade de 1200 pessoas cada sendo o tráfego de 21.000 passageiros/hora/direção (Figura 3.1a). Está já prevista a expansão em mais 15 estações da atual linha e a construção de duas novas linhas que vão permitir servir de uma forma mais efetiva a cidade.



(a) (b)  
Figura 3.1.– Metro da Argélia (a) e a extensão E da linha 1 (b).

A obra em estudo situa-se na extensão E (El Harrach – Aéroport) da linha 1, num troço que tem 9575 m de comprimento, 9 estações e respetivos acessos, 10 poços de ventilação e 1 poço adicional para a retirada da TBM, como mostra a Figura 3.1(b).

### 3.2 – Estação Pólo Universitário do Metro de Argel

A obra em estudo nesta dissertação é a estação de metro Pólo Universitário (Figura 3.2), que está incluída no projeto de extensão do Metro de Argel e situa-se no Município de Grand-Argel em Oued Smar, na Argélia, a sul da interseção da avenida ALN com a estrada N24 e junto às Escolas nacionais de Agronomia, Veterinária e de Arquitetura e Urbanismo (École Nationale Supérieure d’Agronomie; École Nationale Supérieure Vétérinaire; e École Polytechnique d’Architecture et d’Urbanisme).

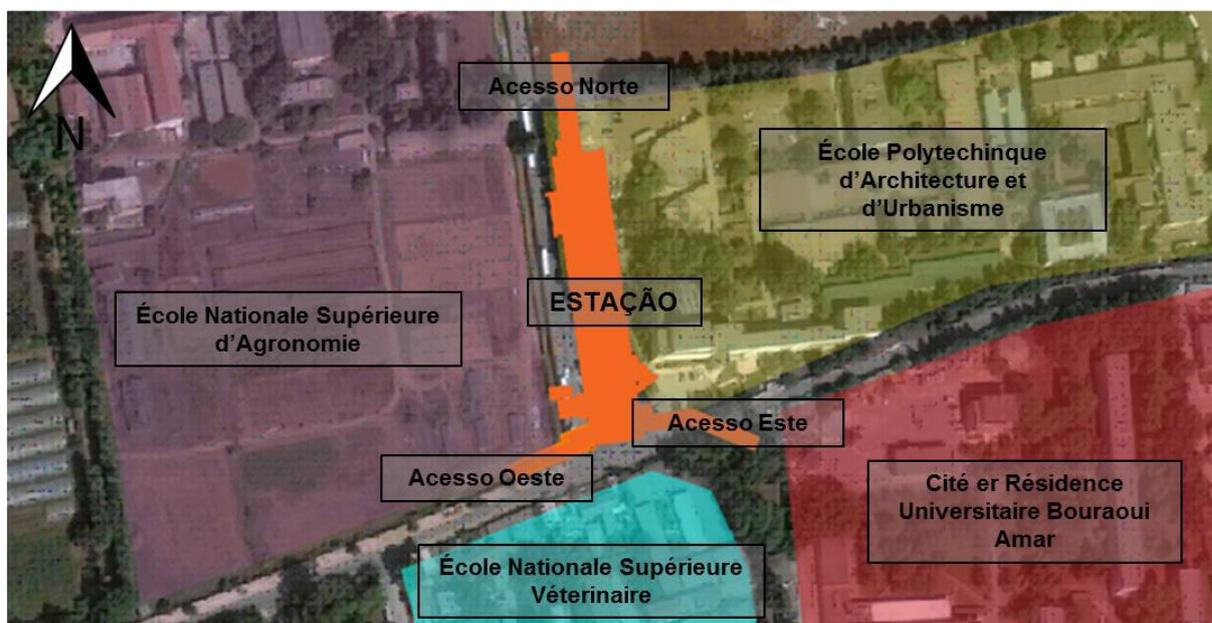


Figura 3.2.– Vista geral da zona de implementação da Estação Pólo Universitário (Correia (2016)).

A zona de implementação da estação, conjuntamente com os respetivos acessos (Norte, Este e Oeste), corresponde a uma área de aproximadamente 4560 m<sup>2</sup>. A escavação da estação terá um comprimento de aproximadamente 133m, uma largura corrente de 23 m e uma profundidade média de 38m.

### 3.3 – Condições Geológicas, Geotécnicas e Hidrogeológicas

Na Figura 3.3 é apresentado o perfil geológico da estação Polo Universitário e no Quadro 3.1 é exposto um resumo das condições geológico-geotécnicas de cada formação.

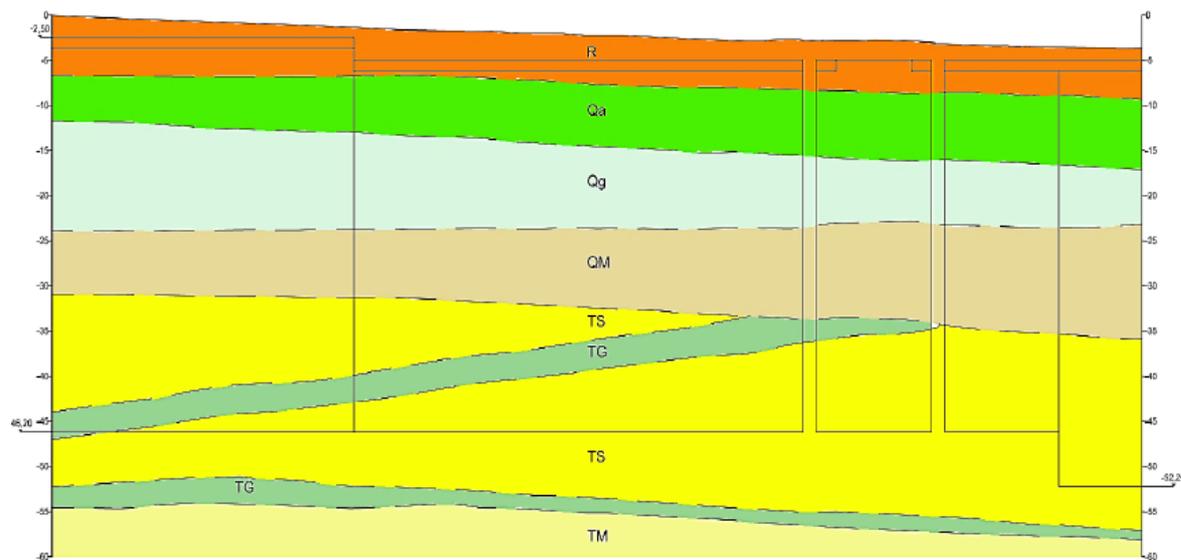


Figura 3.3.– Perfil geológico da Estação Pólo Universitário (Correia (2016)).

Quadro 3.1 – Resumo das condições geológico-geotécnicas do maciço

Localização (PK)	Profundidade das sondagens	Horizonte Geotécnico	Simbologia	Comportamento	Profundidade média (m)
1 + 511	0.0 – 58.5	Aterro	R	Não drenado	0.0 – 5.0
		Argilas amarelas e verdes	Qa	Não drenado	5.0 – 11.5
		Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa	Qg	Drenado	11.5 – 23.5
		Argilas Siltosas com pouco cascalho	QM	Não drenado	23.5 – 31.0
		Areias Siltosas	TS	Drenado	31.0– 52. 0
		Grés medio a grosseiro	TG	-	32.0 – 50.0 50.0 – 55.0
		Margas e argilas margosas cinzentas	TM	Não drenado	>52.0

De acordo com as informações disponíveis (TPF, 2017), os solos onde será escavada a Estação Pólo Universitário são antigos depósitos quaternários, constituídos por camadas de argilas (Qa, Qg e QM) alternadas com cascalhos, sobrepostas às formações Pliocénicas que constituídas por areias com algumas camadas de grés (TS e TG) sob as quais se encontram argilas margosas cinzentas (TM). A disposição geológica-geotécnica é constituída, de cima para baixo, por uma camada de aterro (R) com 5m de espessura; por argilas verdes e amarelas (Qa) entre 5,0 e 11,5 m de profundidade; por cascalhos numa matriz arenosa – siltosa compacta a densa (Qg), 11,5 – 23,5 m de profundidade; por um nível de argilas siltosas com pouco cascalho rijas a muito rijas (QM), 23,5 – 31,0 m de profundidade; abaixo encontram-se areias siltosas compactas a densas (TS), entre os 31,0 m e os 52,0 m de profundidade, aproximadamente. Este nível de areias contém duas intercalações de grés (TG), com 3,0 – 6,0 m de espessura, que ocorrem aproximadamente ao nível do fundo da escavação as quais para simplificação da modelação não foram consideradas neste trabalho; abaixo dos 52,0 m de profundidade, encontram-se

margas e argilas margosas cinzentas muito rijas (TM) (TPF, 2017). Analisando os dados dos piezómetros instalados na Estação Pólo Universitário, verificou-se que o nível freático se encontra aproximadamente a 32,0 m de profundidade. Esse nível corresponde sensivelmente ao limite superior da camada de areia com passagens de grés, que se encontra assim saturada. O comportamento drenado ou não drenado admitido para cada formação foi baseado na observação de dados piezométricos e na quantidade de finos na matriz do solo, que permitiram ter uma ideia acerca da permeabilidade dos materiais. No Quadro 3.2 apresenta-se um resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados na solução adotada que constam da bibliografia (TPF, 2017).

Quadro 3.2 – Resumo das condições geológicas e geotecnicas do solo

Horizonte Geotécnico	Aterro (R)	Argilas amarelas e verdes (Qa)	Cascalhos numa matriz areno-siltosa (Qg)	Argilas siltosas com pouco cascalho (QM)	Areias siltosas (TS)	Margas (TM)
Profundidades médias (m)	0 – 5	5 – 11,5	11,5 – 23,5	23,5 – 31	31 – 52	> 52
Peso volúmico saturado, $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20	21	20	21	21
Peso volúmico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	17,0	18	17,5	18,0	17,2
Resistência não drenada, $c_u$ (kPa)	30	86	-	186	-	208
Módulo de deformabilidade não drenado, $E_u$ (MPa)	12	67	-	113	-	125
Angulo de atrito efetivo, $\phi'$ (°)	20	21	35	22	35	22
Coesão efetiva, $c'$ (kPa)	0	25	0	25	10	35
Módulo de deformabilidade drenado, $E'$ (MPa)	10	58	100	100	120	110
Coefficiente $K_0$	0,65	0,65	0,6	0,65	0,5	0,6
Coefficiente de Poisson, $\nu'$	0,4	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4

### 3.4 – Solução Adotada

A Figura 3.4 ilustra um corte transversal da solução adotada para a realização da escavação do corpo principal da estação de metro Pólo Universitário.

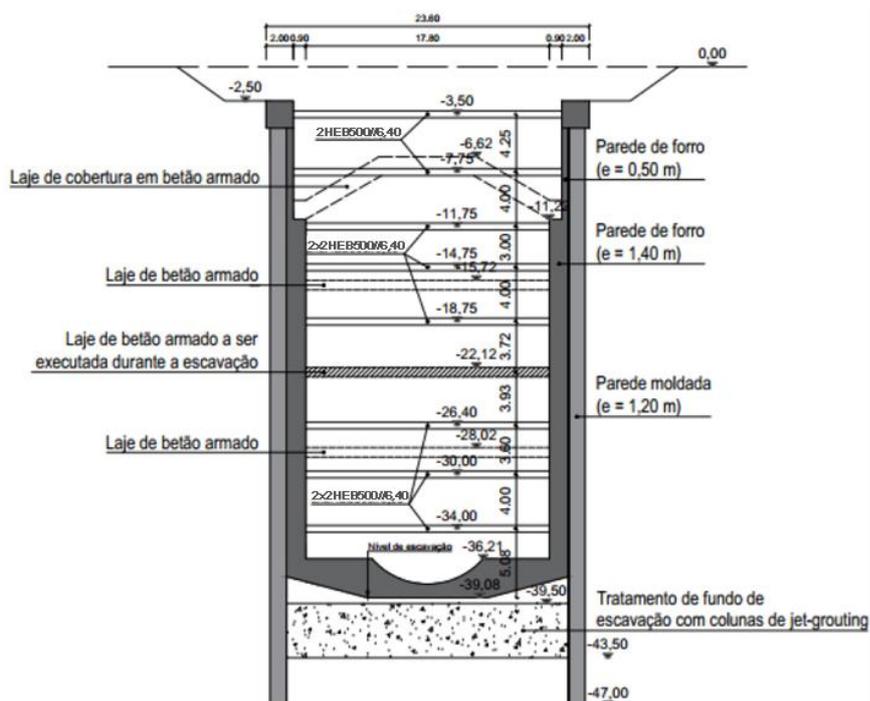


Figura 3.4.– Corte transversal da Estação Pólo Universitário, (TPF, 2017)..

A escavação é contida por paredes moldadas de betão armado com 1,2m de espessura e com uma altura total de 44,5m. As paredes moldadas são revestidas, à medida do avanço das escavações, por uma parede de forro em betão armado com 0,5m de espessura desde o topo até à laje de cobertura (11,75m de profundidade) e com 1,4m de espessura desde a laje de cobertura até à laje de fundo. A utilização de paredes moldadas permite garantir a estanquidade da escavação, pois atingem grandes profundidades, bem como um maior controlo das deformações na envolvente pois são instaladas antes do início da escavação. Foram previstos 8 níveis de escoramento, às profundidades de 3,5m, 7,75m, 11,75m, 14,75m, 18,75m, 26,40m, 30,00m e 34,00m, e com afastamento longitudinal de 6,40m. As escoras utilizadas consistem em perfis metálicos HEB500 soldados para formarem um “caixão” (dois perfis metálicos soldados nos banzos) nos dois primeiros níveis e por duplos perfis metálicos (2x2HEB500) soldados para formarem um “caixão” nos restantes níveis. A parte inferior da escavação é realizada em top-down, tendo sido prevista a construção de uma laje intermédia com 0,7 m de espessura à profundidade de 22,47m, com o objetivo de possibilitar a realização das estruturas internas enquanto se espera pela passagem da tuneladora.

As análises preliminares efetuadas revelaram que a realização da escavação sem tratamento do fundo de escavação iria conduzir a esforços muito elevados nas paredes moldadas, nos elementos de escoramento e, principalmente, na zona da laje intermédia, devido à elevada profundidade da escavação e às características muito pobres dos materiais encontrados nesta zona. Para além disso ainda existia o risco de empolamento excessivo devido ao elevado alívio de tensões que é gerado no fundo da escavação. Em contraste, a execução de um tratamento

integral através da construção de uma laje de Jet Grouting no fundo de escavação daria igualmente origem a esforços extremamente elevados nas paredes moldadas na zona onde se localiza a laje de Jet Grouting. Uma forma de controlar esses esforços passava pela diminuição da rigidez da laje de Jet Grouting, ou seja, pela construção de uma laje aligeirada ou então pelo tratamento de uma zona pontual e não integral. A solução proposta pela TPF (2017) passou por uma solução intermédia, executado um tratamento parcial com inclusão de colunas de Jet Grouting com 1 metro de diâmetro e 4 de altura ao nível do fundo da escavação. Com este tratamento parcial consegue-se que os esforços na cortina sejam menores, devido aos menores impulsos horizontais, enquanto se controlam as deformações quer horizontais quer verticais, pois as colunas têm resistência à tração e ao corte que evitam o deslocamento ascendente do solo envolvente.

### 3.5 – Cálculos Numéricos

Conforme referido o efeito desejado de rigidez só é garantido por uma disposição não contínua das colunas de Jet Grouting. Contudo, essa distribuição torna o problema mais complexo e com carácter tridimensional, sendo o comportamento do conjunto solo-coluna crucial para a avaliação da sua eficácia. Assim, a malha das inclusões rígidas de Jet Grouting não pode ser representada diretamente num modelo bidimensional, assumindo um estado de deformação plana, pelo que a TPF (2017) efetuou no dimensionamento análises 3D que foram complementadas com estudos paramétricos 2D para avaliar a influencia de fatores como:

- i. Critério de rotura: Tresca e Mohr-Coulomb;
- ii. Diâmetro das colunas: 1,00 m e 1,50 m;
- iii. Altura das colunas: 3,00 m e 4,00 m;
- iv. Execução de colunas de Jet Grouting a partir da superfície ou de um nível intermedio.

A Figura 3.5 (a) e (b) mostra uma secção representativa do modelo de cálculo 3D, podendo-se observar os diversos elementos construtivos bem como as colunas de Jet Grouting no fundo da escavação.

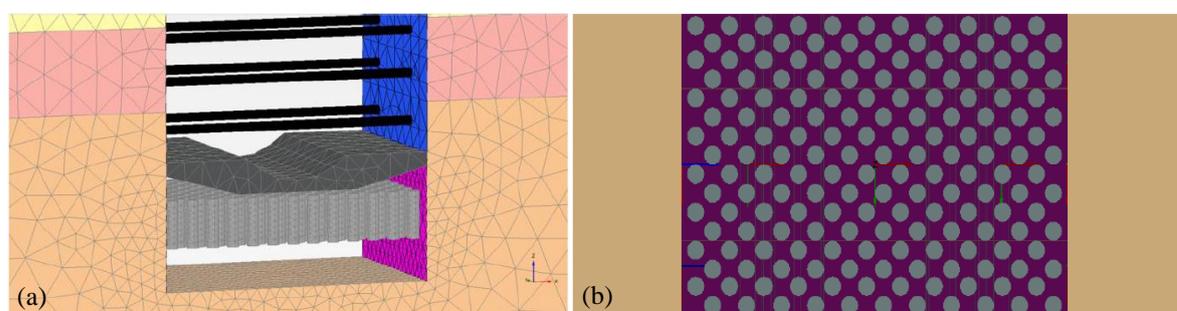


Figura 3.5.– Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional da Estação Pólo Universitário (a) vista em corte e (b) planta, TPF (2017)

As propriedades das colunas de Jet Grouting foram estimadas tendo por base ensaios de amostras realizados bem como o estudo efetuado por Croce et al. (2014). Tendo por base os resultados, a resistência à compressão não confinada foi considerada igual a 3,0 MPa, a resistência não drenada igual a 1,5 MPa e a resistência à tração igual a 300 kPa (10% da resistência à compressão não confinada de acordo com as recomendações bibliográficas). O outro parâmetro estimado foi o módulo de deformabilidade do Jet Grouting, para o qual foi considerada como válida a equação (3.1) (TPF, 2017), definindo-se um valor de  $\beta_E$  igual a 400 (areia siltosa). Esta fórmula permitiu estimar o módulo de deformabilidade a 50% da resistência de rutura ( $E_{50}$ ) em 1,2 GPa.

$$E_{50} = \beta_E \times q_u \quad (3.1)$$

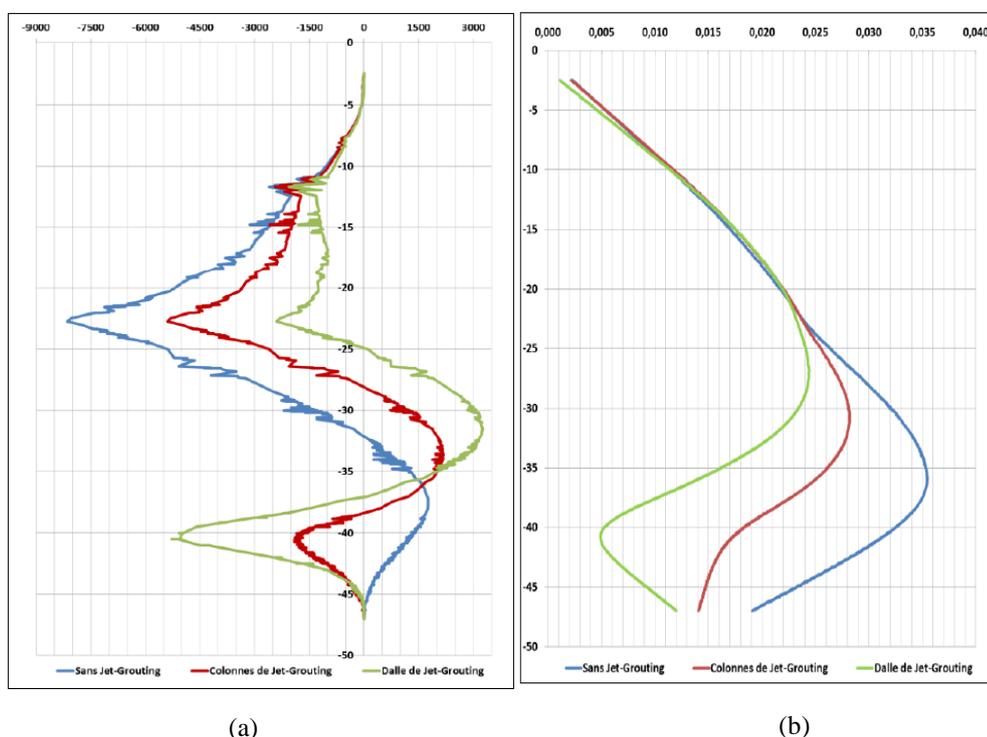


Figura 3.6.– Momentos fletores (kNm/m) (a) e deformações (m/m) (b) nas paredes moldadas das três soluções estudadas (TPF, 2017)).

A Figura 3.6 mostra os resultados dos momentos fletores e das deformações horizontais nas paredes moldadas para três soluções estudadas (TPF, 2017): sem a laje de Jet Grouting (azul); tratamento completo de Jet Grouting (verde); e tratamento parcial do fundo da escavação com as colunas de Jet Grouting como inclusões rígidas (vermelho) numa malha 2,00m x 2,00m com 1m de diâmetro e 4m de altura.

Da observação dos momentos fletores é possível verificar que, quando a escavação não tem tratamento os momentos fletores concentram-se na zona da laje intermédia a cerca de 22 metros de profundidade. Por sua vez quando a escavação tem como solução integral de uma laje de Jet

Grouting verifica-se que os momentos fletores se concentram na zona tratada, junto ao fundo da escavação. Naturalmente, na solução intermédia verificam-se menores momentos fletores máximos, correspondendo a uma solução otimizada. Tendo por base os resultados dos deslocamentos horizontais da cortina é possível observar que no caso sem tratamento os deslocamentos têm um comportamento típico de uma escavação escorada, aumentando em profundidade, verificando-se um deslocamento máximo de 3.5 cm próximo do fundo de escavação. No caso do tratamento com laje de Jet Grouting, os deslocamentos são similares até à zona da laje intermédia sendo significativamente menores para maiores profundidades. Na situação em que se consideraram colunas de Jet Grouting pontuais verificam-se deslocamentos intermédios entre as duas soluções extremas estudadas. Assim, pode concluir-se que a solução escolhida pela TPF (2017) conseguiu alcançar um bom equilíbrio em termos de esforços e deslocamento.

### **3.6 – Instrumentação e Monitorização**

#### **3.6.1 – Instrumentação**

No caso em estudo foram colocados diversos instrumentos com o intuito de permitir o controlo e acompanhamento das deformações no maciço com a execução dos trabalhos de escavação. Assim, foram instalados 9 inclinómetros, 44 alvos topográficos e 32 marcas superficiais ao redor da estação, como se apresenta na Figura 3.7. Todos os dispositivos de monitorização planeados para serem instalados na superfície deviam estar operacionais antes do início dos trabalhos de escavação, e a primeira medição seria efetuada ao mesmo tempo. (TPF, 2017). A frequência das medições dependerá do ritmo da construção, mas pelo menos a cada 2 dias, e após a execução de cada fase de escavação que precede a instalação do respetivo nível de suporte. No entanto, espera-se que as medições sejam efetuadas até à estabilização completa das medições ou até à conclusão das estruturas internas da estação (TPF, 2017). As leituras foram efetuadas mensalmente exceto na altura de escavação cujas leituras foram mais frequentes.

#### **3.6.2 – Resultados da observação**

Deve referir-se que alguns dos resultados registados pela instrumentação não são, de acordo com o projetista, totalmente confiáveis pois não foi possível garantir em obra a correta colocação e manutenção dos equipamentos. Tendo por base o relatório da instrumentação da TPF (2017) é possível compreender o comportamento do maciço através das leituras registadas. Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos em 4 inclinómetros, os quais se admite serem os mais fiáveis.

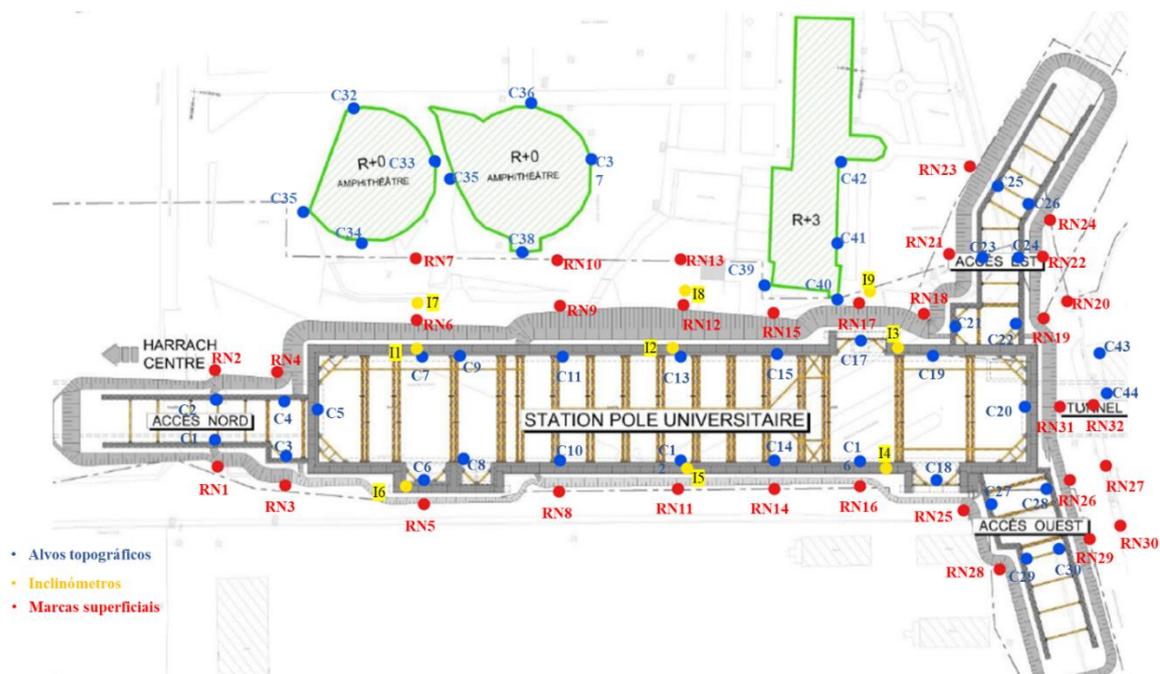


Figura 3.7.– Mapa da estação do Pólo Universitário com a localização da instrumentação, (TPF, 2017).

No inclinómetro I1 obtém-se um aumento gradual até aproximadamente 17 mm à profundidade de 16 m para dentro da escavação, mantendo-se praticamente constante até aos 26 m de fundo, evoluindo para fora da escavação até aos 30 m cerca de 3 mm, voltando a deslocar-se para dentro cerca de 20 mm aos 35 m começando a diminuir até ser nulo. Por sua vez no inclinómetro I3 verificou-se um deslocamento horizontal no sentido do interior da escavação de 5 mm aproximadamente constante até cerca de 10 m de profundidade, registando-se um pequeno aumento, cerca de 15 mm, até aproximadamente 15 m de profundidade, diminuindo de seguida até aos 5 mm aos 20 m, aumentando até aos 15 mm até 26 m e diminuindo até ser nulo.

Relativamente ao inclinómetro I5 obtém-se um deslocamento para o interior da escavação de cerca de 7 mm e aumenta até aos 12 mm até aos 10 m de profundidade tem uma ligeira diminuição e aumenta novamente até 17 m de fundo cerca de 20 mm. De seguida diminui até 5 mm aos 23 m de profundidade aumentando novamente até cerca de 20 mm aos 26 m. Diminui em seguida com umas pequenas variações até ser nulo o deslocamento.

O inclinómetro I6 é o que apresenta maior variações de deslocamentos na direção perpendicular à escavação e como I3 também se mantém aproximadamente constante até aos 10 m mantendo-se nulo até aos 25 m onde tem um pico de deslocamento de 25 mm para dentro da escavação na passagem para o estrato de argila. Diminuindo com uma pequena variação até ser nulo.

Em relação aos alvos topográficos e às marcas superficiais obtiveram-se em todos os casos valores máximo inferiores a 5 mm, pelo que se considerou que não seriam relevantes para a análise da escavação.

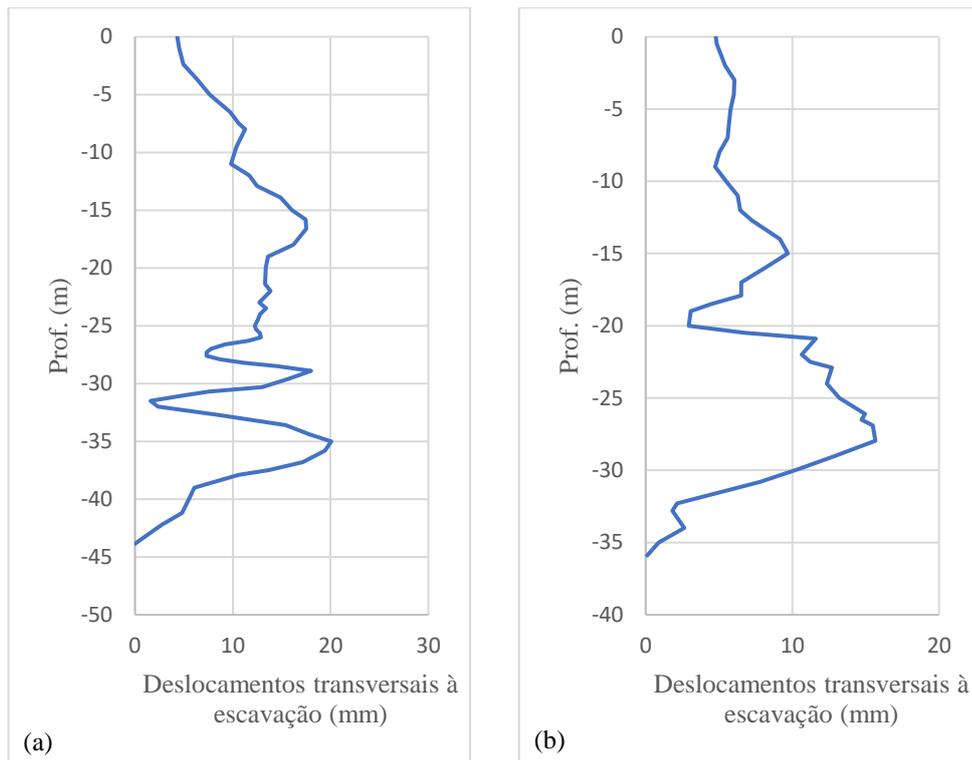


Figura 3.8.– Deslocamentos horizontais transversais à escavação no inclinómetro I1 (a) e no inclinómetro I3 (b).

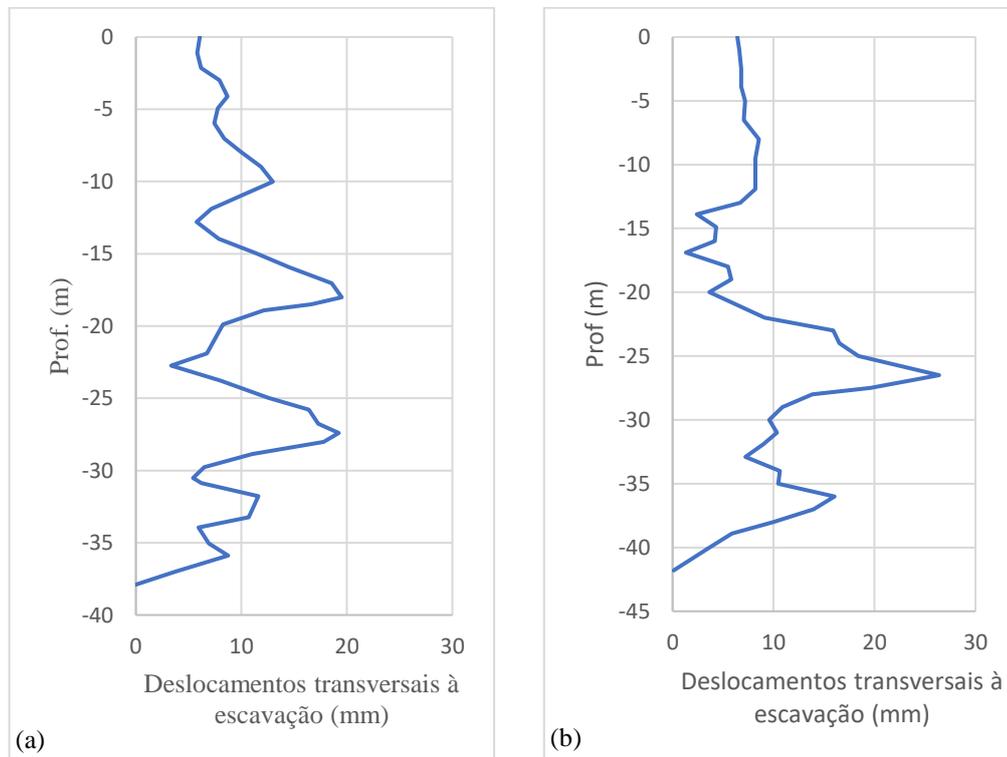


Figura 3.9.– Deslocamentos horizontais transversais à escavação no inclinómetro I5 (a) e no inclinómetro I6 (b).

## 4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

O presente capítulo tem como principal objetivo analisar numericamente o comportamento da estação de Pólo Universitário do metro de Argel. Por forma a alcançar resultados fidedignos o primeiro passo da modelação consistiu na calibração do modelo numérico, onde se procurou ajustar os resultados da instrumentação apresentados anteriormente aos obtidos numericamente. Na fase seguinte avaliou-se até que ponto outro tipo de soluções, mais e menos conservadoras, poderiam ser utilizadas como alternativas a solução adotada.

### 4.1 – Modelo numérico

A utilização de programas de elementos finitos tem como objetivo procurar reproduzir de uma forma simplificada o mais fielmente a realidade. Neste trabalho o programa utilizado é o RS3 da *Rocscience*, um programa 3D para a análise de estruturas geotécnicas aplicável tanto a rochas como a solos. É um programa de análise de elementos finitos de uso geral adequado para modelar escavações subterrâneas, túneis, escavações superficiais, fundações, aterros entre muitas outras aplicações geotécnicas. O modelo de cálculo utilizado para simular a escavação da Estação do Pólo Universitário do Metro de Argel é apresentado na Figura 4.1 e tem 60 m de altura, 19.2 m de comprimento e 160 m de largura. Deve salientar-se que dadas as dimensões da escavação não era viável a simulação de todo o comprimento da estação pelo que se optou por modelar uma fatia com 19.2 m de comprimento que permitia posicionar 3 escoras à sua real distância (afastamento de 6.4 m) incluindo a sua respetiva área de influência. A necessidade de utilizar um modelo 3D justifica-se pelo carácter pontual das escoras bem como das colunas de Jet Grouting que dessa forma puderam ser corretamente modeladas. No modelo, para além da estratificação existente simularam-se igualmente as diversas etapas construtivas bem como todos os suportes utilizados na contenção. Estes foram simulados como elementos do contínuo por forma a representar a sua verdadeira grandeza. Elementos barra nas escoras e de casca na laje intermédia com rigidez praticamente nula (mas proporcional à existente nos suportes) foram considerados por forma a permitir diretamente a retiradas dos esforços mobilizados nos suportes. Infelizmente, e apesar de múltiplas tentativas, não foi possível posicionar um elemento de casca na cortina de contenção devido a erros sistemáticos no programa e, como tal, não são apresentados resultados para este elemento estrutural.

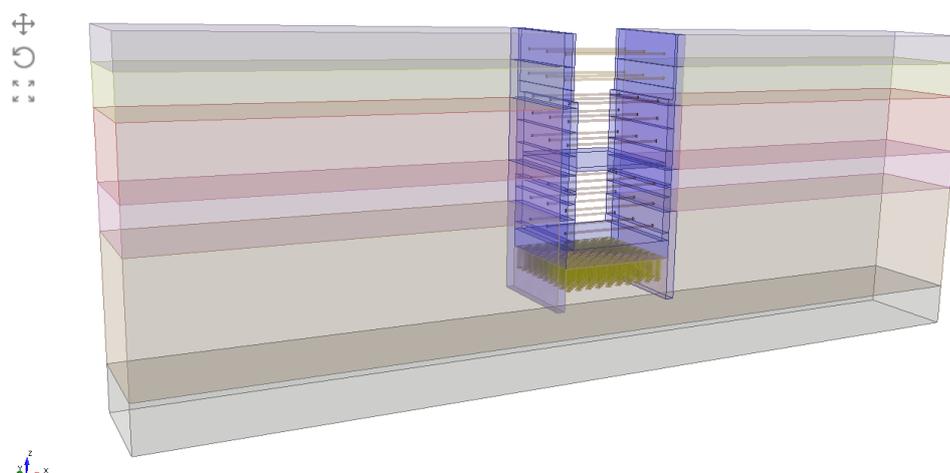


Figura 4.1.– Modelo de elementos finitos RS3.

Sabendo que o refinamento da malha tem relevância para a fiabilidade dos resultados do modelo, mas reconhecendo que malhas muito densas tornam o seu cálculo lento, considerou-se uma malha que se enquadrasse entre estes pontos. Assim, para discretizar o domínio do problema, utilizaram-se 2269154 elementos finitos tetraédricos de 4 nós distribuídos de acordo com o apresentado na Figura 4.2. Relativamente às condições de fronteira restringiram-se os movimentos perpendiculares a todas as fronteiras laterais. À superfície não houve qualquer restrição de movimentos e na base do modelo todos os deslocamentos foram bloqueados como apresenta a Figura 4.3. Não foi considerada nenhuma interface entre a cortina e o solo.

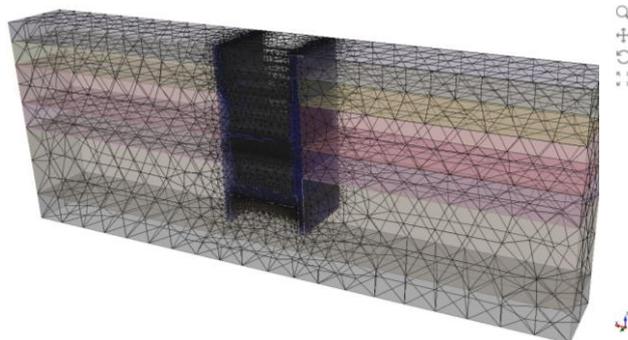


Figura 4.2.– Malha de elementos finitos utilizada no modelo.

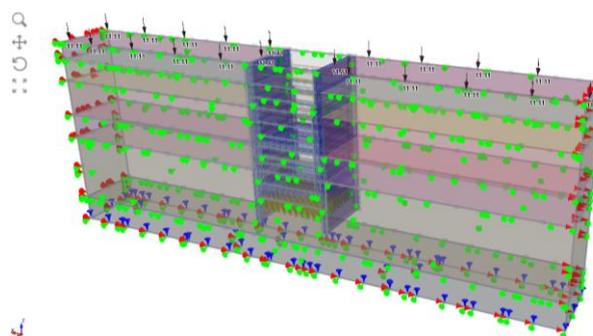


Figura 4.3.– Condições de fronteira do modelo.

No Quadro 4.1 apresenta-se o faseamento construtivo utilizado que é, com as inevitáveis simplificações, praticamente igual ao efetuado em obra. No total a escavação foi simulada através de 14 fases sendo que a primeira corresponde à geração do estado de tensão inicial. Seguiu-se uma fase onde se aplicou uma sobrecarga à superfície para simular a existência dos múltiplos equipamentos que se encontravam na envolvente da escavação. Na terceira fase instalou-se a cortina através da substituição dos elementos de solo pelos elementos de betão. Na fase 4 iniciou-se a escavação sendo que nas fases seguintes à medida que se avançava com a escavação ia-se instalando no nível superior as devidas escoras. Este procedimento foi

repetido até se chegar à profundidade de 34 m sendo que na última fase apenas se procedeu à instalação da laje de fundo. De salientar que na fase 10 ao invés das escoras foi instalada a laje intermédia prevista no projeto. No Quadro 4.2 apresentam-se os parâmetros de todos os materiais utilizados na modelação e que correspondem aos definidos em fase de projeto pela TPF (2017). Deve salientar-se que para os elementos sólidos representativos das escoras se considerou uma deformabilidade equivalente à deformabilidade real.

Quadro 4.1 – Faseamento adotado no cálculo.

Fase	Faseamento
1	Geração do estado de tensão inicial geostaticamente e considerando o coeficiente de impulso de repouso
2	Aplicação da sobrecarga de 11.11 kPa na superfície;
3	Instalação da parede moldada e tratamento do fundo
4	1ª fase de escavação até à profundidade de 5,5 m
5	2ª fase de escavação até à profundidade de 9,25 m e instalação do 1º nível de escoras à profundidade de 3,5 m
6	3ª fase de escavação até à profundidade de 11,25m e instalação do 2º nível de escoras à profundidade de 7,75 m
7	4ª fase de escavação até à profundidade de 16,25 m e instalação do 3º nível de escoras à profundidade de 11,75 m
8	5ª fase de escavação até à profundidade de 20,25 m e instalação do 4º nível de escoras à profundidade de 14,75 m
9	6ª fase de escavação até à profundidade de 23,5 m e instalação do 5º nível de escoras à profundidade de 18,75 m
10	7ª fase de escavação até à profundidade de 28,5 m e ativação da laje intermédia à profundidade de 22,47 m
11	8ª fase de escavação até à profundidade de 31 m e instalação do 6º nível de escoras à profundidade de 26,4 m
12	9ª fase de escavação até à profundidade de 34,85 m e instalação do 7º nível de escoras à profundidade de 30 m
13	10ª fase de escavação até à profundidade de 39,5 m e instalação do 8º nível de escoras à profundidade de 34 m
14	Ativação da laje de fundo

Quadro 4.2 – Resumo dos parâmetros utilizados no cálculo de referência

Estrato	Peso volúmico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coef. de Poisson, $\nu'$	Módulo de deformabilidade, E (MPa)	Coesão efetiva, $c'$ (kPa)	Coeficiente $K_0$	Angulo de atrito efetivo, $\phi'$ (°)
R – Aterro	20	0.4	10	1	0.65	20
Qa – Argilas amarelas e verdes	20	0.4	58	25	0.65	21
Qg – Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa	21	0.3	100	0	0.6	35
QM – Argilas Siltosas com pouco cascalho	20	0.4	100	25	0.65	22
TS – Areias Siltosas	21	0.3	120	10	0.5	35
TM – Margas e argilas margosas cinzentas	21	0.4	110	35	0.6	22
Jet Grouting	21	0.3	1200	1500	-	0
Escoras 2HEB500	0.1	0.3	12800	-	-	0
Escoras 4HEB500	0.1	0.3	25500	-	-	0
Betão	25	0.3	20000	-	-	0

## 4.2 – Calibração

Conforme referido anteriormente por forma a obter resultados fidedignos e compatíveis com os resultantes da instrumentação começou-se por realizar uma retroanálise com o intuito de se calibrar o modelo da TPF (2017). No total o processo de calibração envolveu 4 fases.

### 4.2.1 Fase 1

A Figura 4.4 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais transversais à escavação para a última fase de escavação dos inclinómetros que se consideraram mais fidedignos (I1, I3, I5, I6). Com base nestes resultados definiu-se uma zona sombreada que pode de forma simplificado considerar-se como a envolvente dos deslocamentos horizontais medidos pelos inclinómetros. Dada a dispersão existente definiu-se igualmente uma curva média dos deslocamentos horizontais, representada na figura a preto. O primeiro passo da calibração consistiu na utilização dos parâmetros utilizados pela TPF durante a fase de projeto com o intuito de perceber se estes conseguiam simular adequadamente os resultados da instrumentação. O resultado do cálculo com esses parâmetros (Quadro 4.2) encontra-se representado na Figura 4.4 para dois alinhamentos verticais situados imediatamente por de trás da cortina de contenção considerados como relevantes face às condições de geometria do modelo. O alinhamento A1 (azul) situa-se no seguimento do alinhamento horizontal da escora central enquanto o alinhamento A2 (verde) se situa a meio vão entre os dois alinhamentos das escoras. Conforme se pode constatar pela figura, apesar de se situarem em locais distintos os dois alinhamentos exibem exatamente os mesmos resultados pelo que para simplificação nas fases seguintes de calibração apenas se apresentam os resultados relativos ao A1 (doravante designados apenas por TPF). Conforme se pode verificar pela figura a curva da TPF A1, embora tenha uma forma similar à curva média até uma profundidade de 20 m, apresenta consideravelmente menos deformações verificando-se inclusivamente que existem movimentos da direção contrária (a afastar-se da escavação) aos observados em obra.

Com base nos resultados obtidos facilmente se percebe que os parâmetros dos materiais utilizados pela TPF estão longe de conseguir reproduzir o comportamento observado em obra sendo necessário ajustar os mesmos. Uma vez que as deformações medidas em obra são diminutas e não se registou nenhum fenómeno de instabilidade considerou-se que se estava em presença de um problema de deformabilidade e não de resistência pelo que, por simplificação, se decidiu somente ajustar os módulos de deformabilidade das diferentes camadas de solo até se atingirem deslocamentos próximos dos medidos.

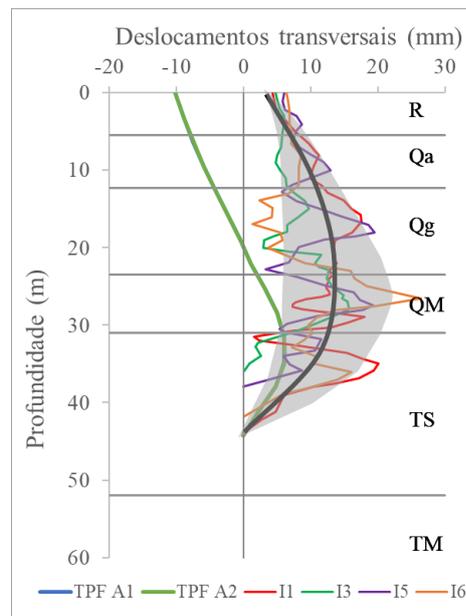


Figura 4.4.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se utilizaram os parâmetros definidos pela TPF.

#### 4.2.2 Fase 2

Na segunda fase procurou-se tentar avaliar qual a influência individual de cada estrato tendo-se definido um limite superior (max) e inferior (min) para cada módulo de deformabilidade com base nos intervalos de variação definidos no estudo geológico-geotécnico (TPF, 2017). Assim, para o primeiro estrato, o aterro (R) considerou-se que o módulo de deformabilidade podia variar entre 5 MPa e 20 MPa. Para o estrato de Argilas amarelas e verdes (Qa) consideraram-se valores extremos de 40 MPa e 80 MPa. No estrato de cascalhos com matriz areno-siltosa (Qg) e de argilas siltosas com pouco cascalho (QM) admitiram-se valores extremos de 50 MPa e 150 MPa. Para os últimos dois estratos (TS e TM) os valores extremos considerados foram de 80 MPa e 160 MPa. Assim, nesta fase, foram efetuados 12 cálculos no total tendo-se para avaliar cada estrato efetuado 2 cálculos em que se considerou um dos valores extremos definidos tendo-se mantido os módulos de deformabilidade de todos os outros estratos iguais aos definidos pela TPF. No Quadro 4.3 apresenta-se uma síntese dos parâmetros utilizados nos cálculos.

Na Figura 4.5 apresentam-se os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos no tardo da cortina para os 12 cálculos efetuados optando-se por representar individualmente as curvas obtidas para os valores extremos de cada estrato bem como os deslocamentos obtidos com os parâmetros de projeto da TPF.

Quadro 4.3 – Parâmetros de deformabilidade (MPa) utilizados na fase 2 de calibração do modelo numérico.

Estrato	TPF	R <sub>min</sub> – R <sub>max</sub>	Q <sub>a</sub> min – Q <sub>a</sub> max	Q <sub>g</sub> min – Q <sub>g</sub> max	QM min – QM max	TS min – TS max	TM min – TM max
<b>R – Aterro</b>	10	5 – 20	10	10	10	10	10
<b>Q<sub>a</sub> – Argilas amarelas e verdes</b>	58	58	40 – 80	58	58	58	58
<b>Q<sub>g</sub> – Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa</b>	100	100	100	50 – 150	100	100	100
<b>QM – Argilas Siltosas com pouco cascalho</b>	100	100	100	100	50 – 150	100	100
<b>TS – Areias Siltosas</b>	120	120	120	120	120	80 – 160	120
<b>TM – Margas e argilas margosas cinzentas</b>	110	110	110	110	110	110	80 – 160

Da análise da figura pode verificar-se que no primeiro estrato (R) os deslocamentos praticamente não sofrem alteração quando se utilizam os valores extremos, tendo-se apenas observado uma pequena diferença à superfície pelo que se conclui que a relevância deste estrato é diminuta. Em relação ao segundo estrato (Q<sub>a</sub>) observam-se pequenas alterações que são ampliadas junto à superfície, embora ainda de pequena magnitude. Passando para o terceiro estrato (Q<sub>g</sub>) começam a observar-se algumas diferenças, verificando-se que quando se diminui a deformabilidade de 100 MPa para 50 MPa existe um aumentar dos deslocamentos embora ainda se esteja longe do verificado nos inclinómetros. No estrato QM verifica-se igualmente alguma influência sendo interessante constatar que quando se diminui o módulo de deformabilidade aumentam-se os deslocamentos em profundidade, indo de encontro ao medido nos inclinómetros, mas diminuem-se as deformações à superfície o que se afasta da realidade observada. O quinto estrato (TS) é aquele que tem maior impacto nos deslocamentos horizontais verificando-se que quando se consideram os valores extremos de 80 MPa e 160 MPa, observa-se uma translação da curva, tendo-se que quando maior o módulo de deformabilidade mais próximo se está dos resultados medidos pelos inclinómetros. Tal parece ser uma contradição uma vez que maiores módulos deveriam corresponder a menores deformações, mas na realidade os resultados obtidos têm justificação, uma vez que com o aumento do módulo de deformabilidade a base do inclinómetro desloca-se menos pelo que o deslocamento relativo calculado relativamente à base, considerada fixa, do inclinómetro é maior. Comportamento similar é observado último estrato (TM) embora com menor magnitude uma vez que este estrato já se situa bem abaixo do nível da base da escavação.

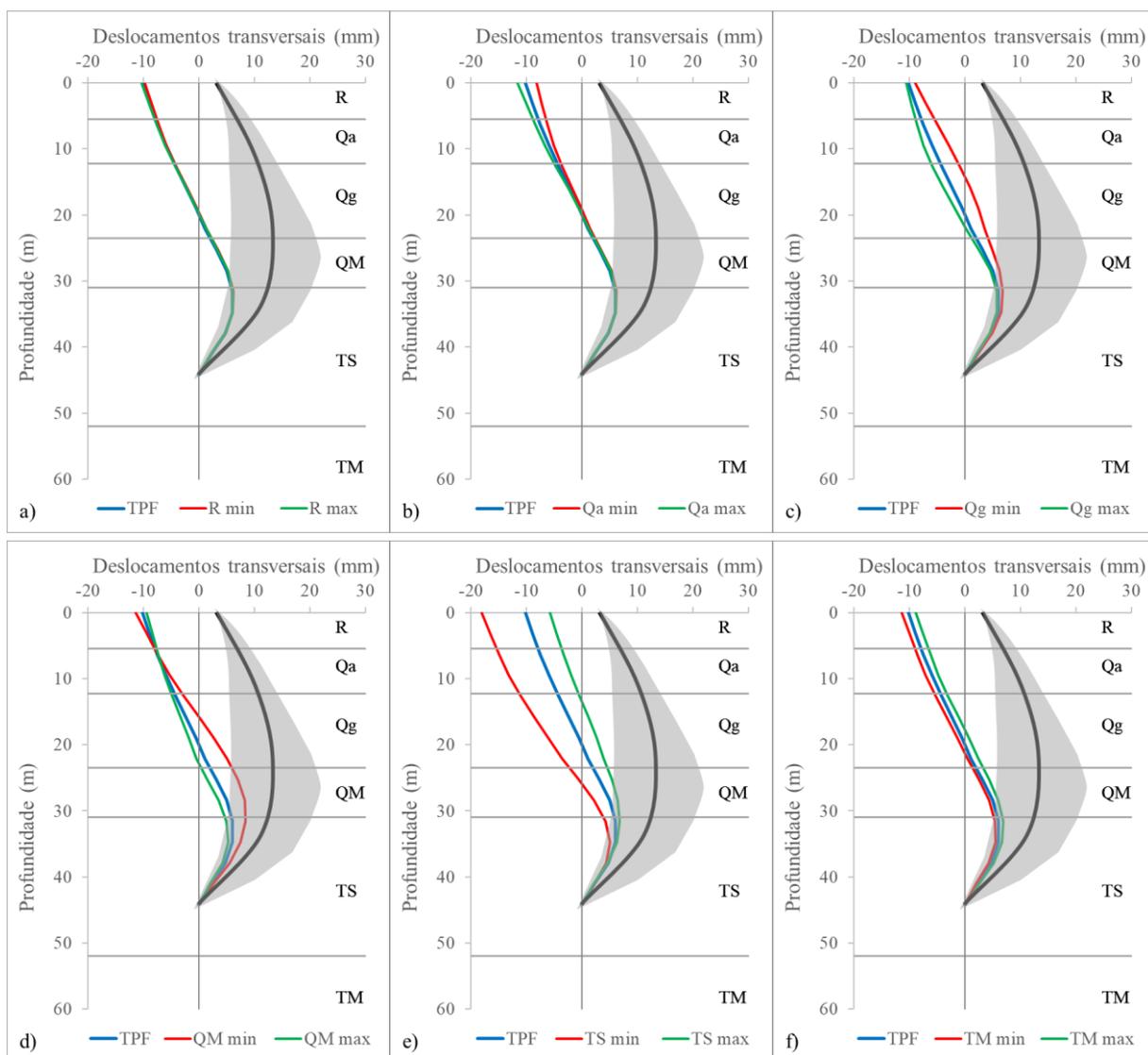


Figura 4.5.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes dos cálculos onde se utilizaram os parâmetros de deformabilidade limites dos diversos estratos.

Para além dos 12 cálculos referidos efetuaram-se adicionalmente nesta fase mais duas análises de modo a avaliar a influência do módulo de deformabilidade do Jet Grouting. Assim, também neste caso consideraram-se nos cálculos dois valores extremos para este parâmetro definindo-se um limite máximo de 1.8 GPa e um limite mínimo de 600 MPa. Na Figura 4.6 apresentam-se os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos podendo-se observar que não existe praticamente nenhuma influência da rigidez do Jet Grouting nos resultados. Tal é justificável pelo facto de mesmo o valor mínimo considerado para o Jet Grouting ser muito superior aos módulos de deformabilidade considerados para os diversos estratos.

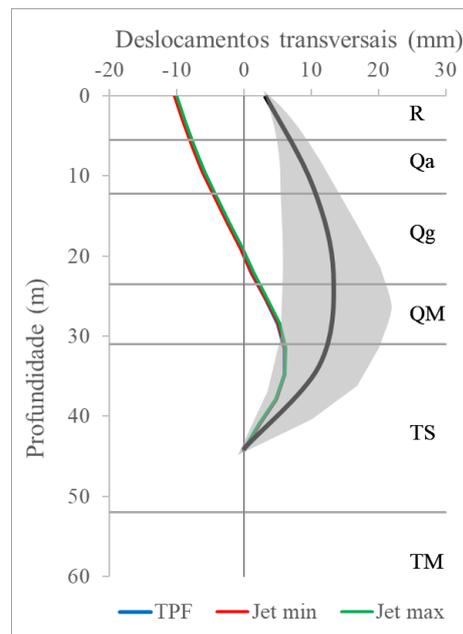


Figura 4.6.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se avaliou a influência do módulo de deformabilidade do Jet Grouting.

### 4.2.3 Fase 3

Tendo por base os resultados anteriores procurou-se melhor aferir acerca da influência da deformabilidade dos estratos inferiores (TS e TM). Assim, efetuaram-se adicionalmente 3 cálculos onde o módulo de deformabilidade dos dois estratos foi aumentado primeiro para 200 MPa (B1), depois para 300 MPa (B2) e finalmente para 400 MPa (B3). Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos nas 3 análises são comparados com os parâmetros de referência da TPF na Figura 4.7. Com base na figura fica claro que um aumento da deformabilidade dos estratos inferiores origina uma melhor correspondência com os resultados dos inclinómetros, tendo-se que para um valor de 400 MPa já se obtém uma curva próxima da registada.

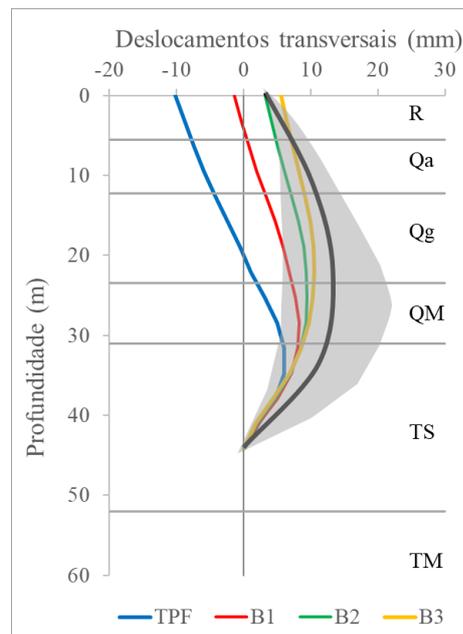


Figura 4.7.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo onde se avaliou a influência da rigidez dos estratos inferiores.

#### 4.2.4 Fase 4

Tendo por base os resultados das fases anteriores procurou-se nesta última fase da calibração proceder a um acerto dos módulos de deformabilidade dos diversos estratos para que pudessem reproduzir adequadamente a curva média dos deslocamentos horizontais registada nos inclinómetros. Ao fim de algumas tentativas conseguiu-se o resultado apresentado na Figura 4.8, onde se pode verificar que o ajuste obtido é bastante bom e praticamente coincidente com a curva média registada pelos inclinómetros em obra. Deve igualmente salientar-se que continuou a verificar-se que os alinhamentos verticais A1 e A2 produziram resultados praticamente iguais.

No Quadro 4.4 apresentam-se os parâmetros utilizados nesta análise que, com exceção dos estratos mais profundos encontram-se dentro dos intervalos de variação referidos no relatório geológico-geotécnico (TPF, 2017). Desta forma considera-se que os módulos de deformabilidade apresentados podem considerar-se como representativos do comportamento global observado aquando da escavação da Estação do Pólo Universitário. Deve salientar-se que os valores encontrados traduzem não só as características dos materiais, mas refletem igualmente todo o processo construtivo e complexidade associada à escavação. Naturalmente que ajustando outros parâmetros dos estratos, do suporte e até mesmo do faseamento se poderia chegar a um resultado similar em termos de ajuste pelo que a solução encontrada não é única. Contudo, por simplificação e seguindo a mesma metodologia já utilizada anteriormente em outros estudos (Pedro, 2013), optou-se por agregar todos esses fatores apenas no módulo de

deformabilidade dos diferentes estratos, pelo que os valores obtidos não devem ser vistos diretamente como parâmetros intrínsecos dos estratos, mas sim como valores resultantes do processo de calibração de toda a escavação.

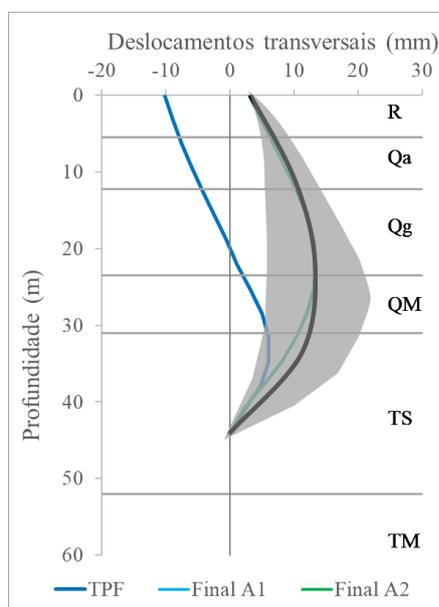


Figura 4.8.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes do cálculo de referência.

Quadro 4.4 – Parâmetros finais de deformabilidade (MPa) considerados no cálculo de referência.

Estrato	TPF	Fase 2	Final
<b>R – Aterro</b>	10	5 – 20	20
<b>Qa – Argilas amarelas e verdes</b>	58	40 – 80	60
<b>Qg – Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa</b>	100	50 – 150	60
<b>QM – Argilas Siltosas com pouco cascalho</b>	100	50 – 150	60
<b>TS – Areias Siltosas</b>	120	80 – 160	300
<b>TM – Margas e argilas margosas cinzentas</b>	110	80 – 160	300

### 4.3 Resultados do cálculo numérico

Nesta secção serão apresentados os principais resultados obtidos com o modelo calibrado. Apresenta-se o campo das tensões, deslocamentos no maciço bem como os esforços mobilizados nos elementos estruturais (escoras e laje intermédia).

### 4.3.1 – Estado de tensão

Na Figura 4.9 e na Figura 4.10 apresentam-se as tensões totais cartesianas obtidas no final da primeira fase, correspondentes ao estado de tensão inicial. Tal como expectável as tensões segundo a direção vertical (eixo  $zz$ ) são constantes no plano horizontal e crescem em profundidade em função do peso volúmico dos estratos. As tensões horizontais, quer segundo a direção  $xx$  quer segundo a direção  $yy$ , são naturalmente iguais tendo sido determinadas em função dos coeficientes de impulso definidos (ver Quadro 4.2). Por sua vez na Figura 4.11 e na Figura 4.12 apresentam-se as tensões totais cartesianas obtidas no final do cálculo. Pela análise da figura consegue-se perceber as alterações significativas no estado de tensão provocadas pela escavação. Naturalmente essas alterações são mais significativas em redor da escavação e especialmente na sua base uma vez que existiu uma descompressão significativa do maciço. Os picos de tensão visíveis são causados pelas elevadas tensões a que os elementos estruturais estão sujeitos.

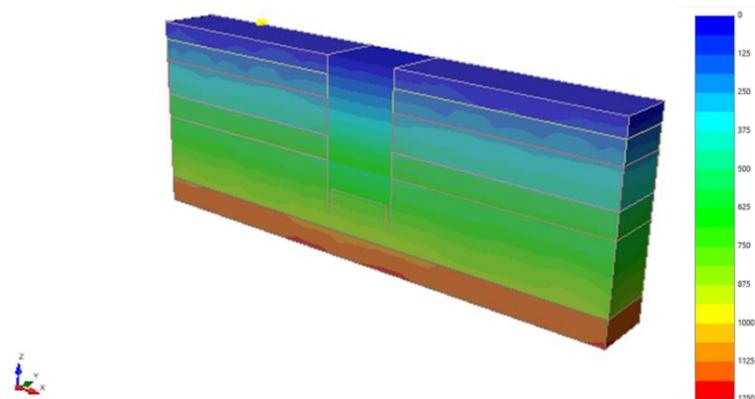


Figura 4.9.– Tensão total inicial segundo a direção  $zz$  (kPa) no cálculo de referência.

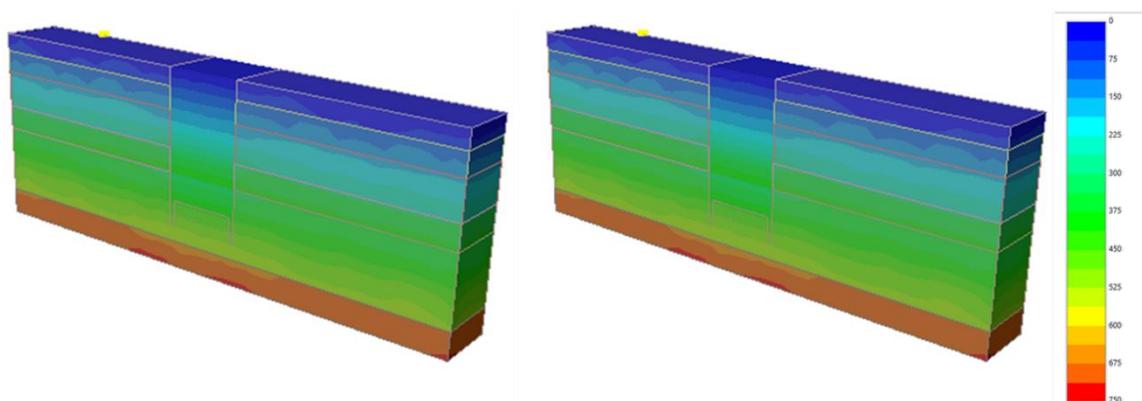


Figura 4.10.– Tensão total inicial segundo as direções  $xx$  e  $yy$  (kPa) no cálculo de referência.

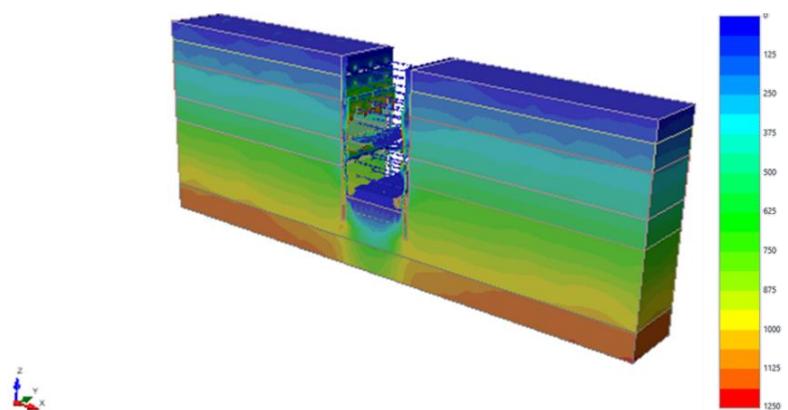


Figura 4.11.– Tensão total final segundo a direção zz (kPa) no cálculo de referência.

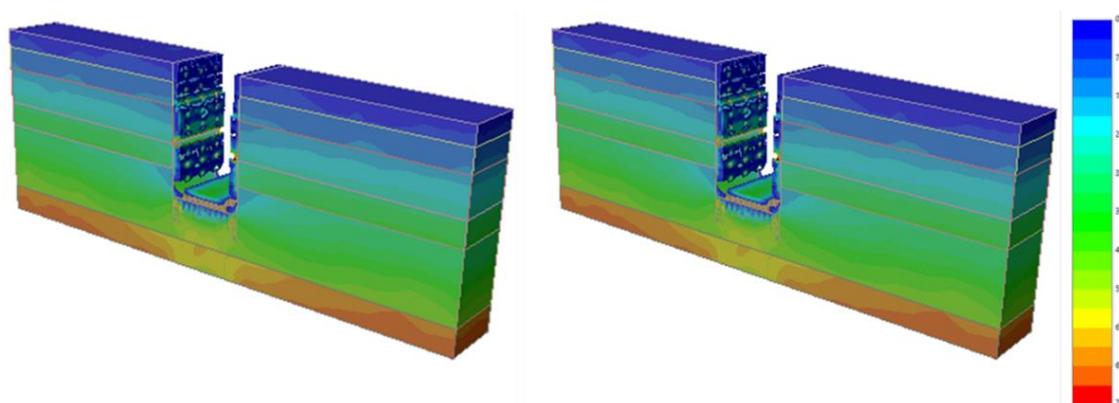


Figura 4.12.– Tensão total final segundo as direções xx e yy (kPa) no cálculo de referência.

### 4.3.2 – Estado de deformação

No que se refere aos deslocamentos horizontais segundo a direção xx, perpendiculares à escavação, é possível verificar através da Figura 4.13 que os maiores movimentos verificam-se junto à parede moldada, atingindo cerca de 0.024 m na zona da laje intermédia, e que são simetrias relativamente ao eixo da escavação. Como seria expectável dadas as características do modelo e o faseamento adoptado, os deslocamentos horizontais segundo a direção yy são nulos como mostra a Figura 4.14. Por sua vez na Figura 4.15 apresentam-se os deslocamentos verticais (segundo a direção zz) obtidos na última fase da escavação. Observa-se que à superfície existe um assentamento cuja magnitude máxima é de aproximadamente 0.011 m. Em contraste, na base da escavação, devido ao alívio existente e apesar da maior rigidez originada pelas colunas de Jet Grouting existentes, verifica-se um empolamento do solo de cerca de 0.027 m. Nota ainda que as maiores deformações verticais se observam na laje intermédia que regista um movimento ascendente de cerca de 0.050 m devido às forças de compressão aí existentes.

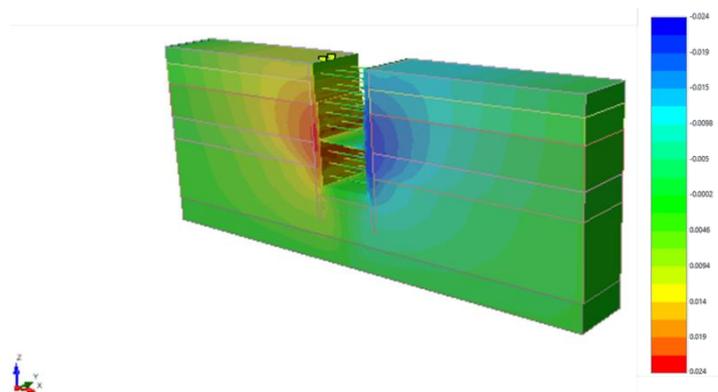


Figura 4.13.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção xx (m) determinados no cálculo de referência.

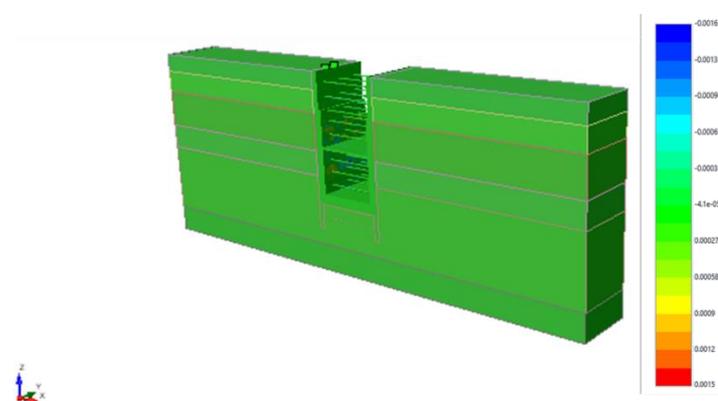


Figura 4.14.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção yy (m) determinados no cálculo de referência.

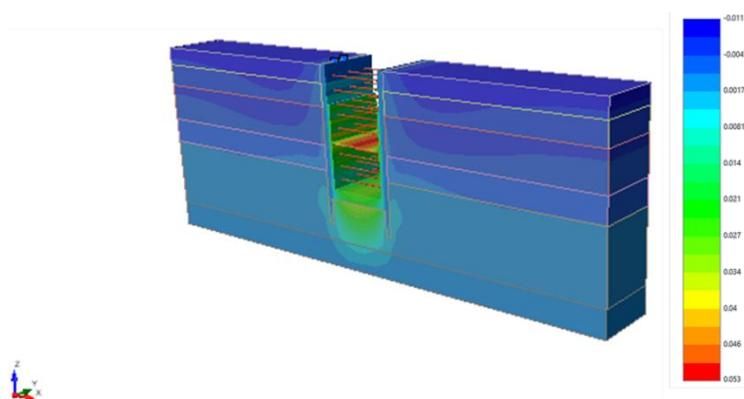


Figura 4.15.– Deslocamentos verticais finais segundo a direção zz (m) determinados no cálculo de referência.

### 4.3.3 – Esforços nos elementos estruturais

Nesta secção, serão apresentados os resultados dos esforços mobilizados nos elementos estruturais, nomeadamente nas escoras e na laje intermédia. Tal como referido anteriormente não foi possível instalar um elemento casca na cortina de contenção pelo que não é possível apresentar os esforços neste elemento estrutural, o que constitui uma limitação importante deste trabalho.

A evolução do esforço axial nas escoras ao longo do faseamento construtivo é apresentado na Figura 4.16. O comportamento global das escoras foi o expectável, havendo uma subida da força axial depois da sua instalação e nas fases de escavação subsequentes seguindo-se uma ligeira descida do esforço à medida que a cota da escavação se afasta. A partir do terceiro nível, coincidente com o início da construção da parede de forro, verifica-se que existe um aumento da força axial nas escoras situadas a maior profundidade. A escora mais carregada é a terceira escora (Esc3) atingindo na fase da sexta escavação um valor máximo de 1060 kN. No quinto nível o esforço axial é praticamente constante devido ao efeito da laje intermédia. Verifica-se igualmente que as escoras situadas abaixo da laje intermédia (Escoras 6 a 8) o esforço axial cresce muito significativamente após a sua instalação. Tal é justificável devido às enormes pressões horizontais que existem a essas profundidades.

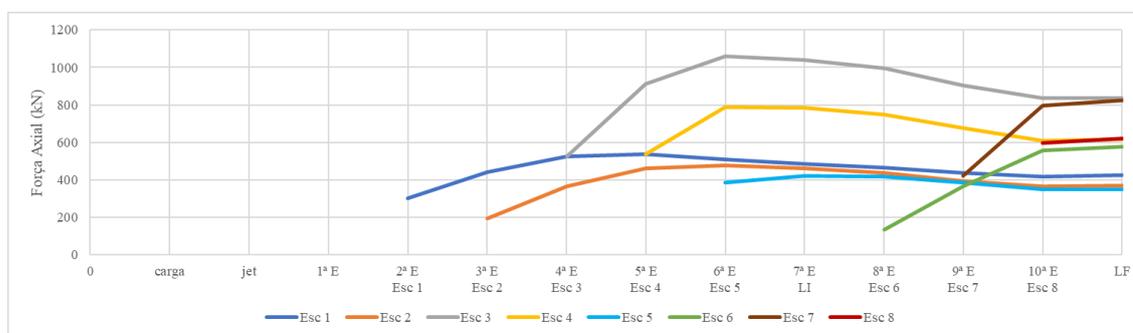


Figura 4.16.– Esforço axial nas escoras determinado no cálculo de referência.

Relativamente aos esforços na laje intermédia apresentam-se de seguida as figuras com a distribuição do esforço axial e do momento fletor mobilizados ao longo do faseamento construtivo. Como se pode verificar na Figura 4.17 o esforço axial mobilizado é igual em todo o comprimento da laje tal como seria expectável atendendo à geometria e à solicitação causada pela escavação. Contudo, como se pode observar pela Figura 4.18 o esforço axial na laje intermédia varia ao longo do seu comprimento, sendo inclusivamente negativo na zona da ligação à parede de contenção e máximo positivo a meio vão. Verifica-se igualmente que à medida que a escavação avança os esforços aumentam significativamente passando de 2080 kN/m na 7ª fase de escavação para 3500 kN/m na fase de ativação da laje de fundo. Também na zona de ligação da parede se observa uma variação do esforço que nas últimas fases passa inclusivamente a positivo. Note-se que estes valores não são plausíveis. Esperavam-se valores constantes em toda a laje, uma vez que a carga sobre ela é praticamente somente axial.

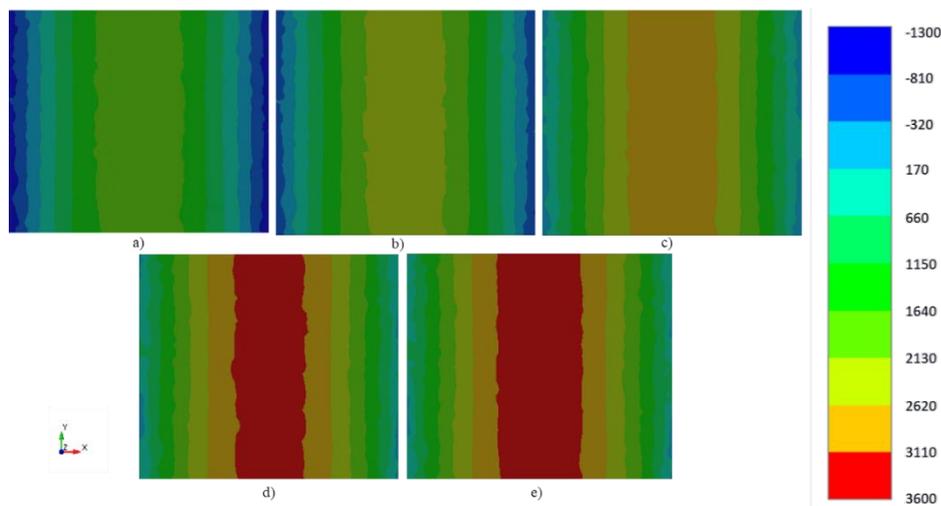


Figura 4.17.– Esforço axial segundo a direção xx na laje intermedia (kN/m) determinado no cálculo de referência.

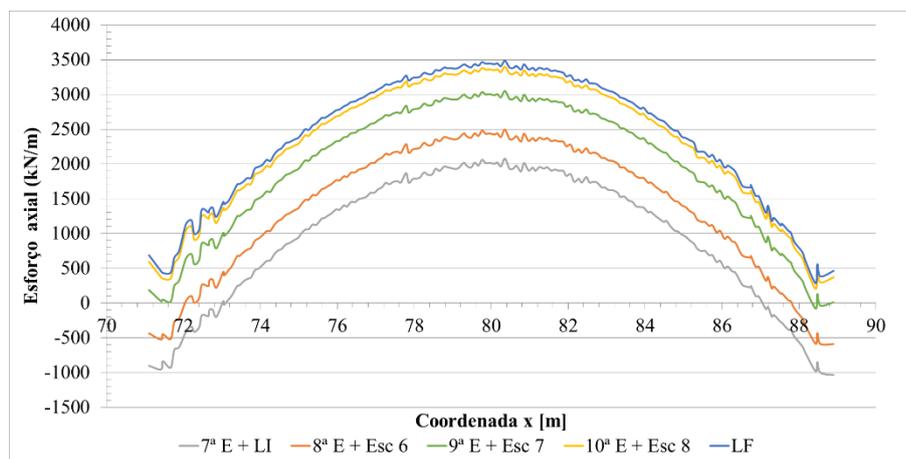


Figura 4.18.– Esforço axial na laje intermedia determinado no cálculo de referência.

Relativamente aos momentos na laje intermédia verifica-se que são positivos junto das paredes moldadas e negativos a meio da laje como mostram as Figura 4.19 e Figura 4.20. À medida que se avança com a escavação o momento máximo negativo e positivo variam de -130 kNm/m e 160 kNm/m, respetivamente, na 7ª fase de escavação para -85 kNm/m e 205 kNm/m, respetivamente, na última fase quando é ativada a laje de fundo.

Estes resultados estão em consonância com os deslocamentos verticais observados na laje (Figura 4.21), verificando-se que desde a sua instalação e até ao final da escavação existe um movimento ascensional, com um máximo a meio vão, da laje. Com o evoluir da escavação verifica-se que não existem grandes alterações na magnitude do deslocamento máximo, situando-se próximo dos 0.047m.

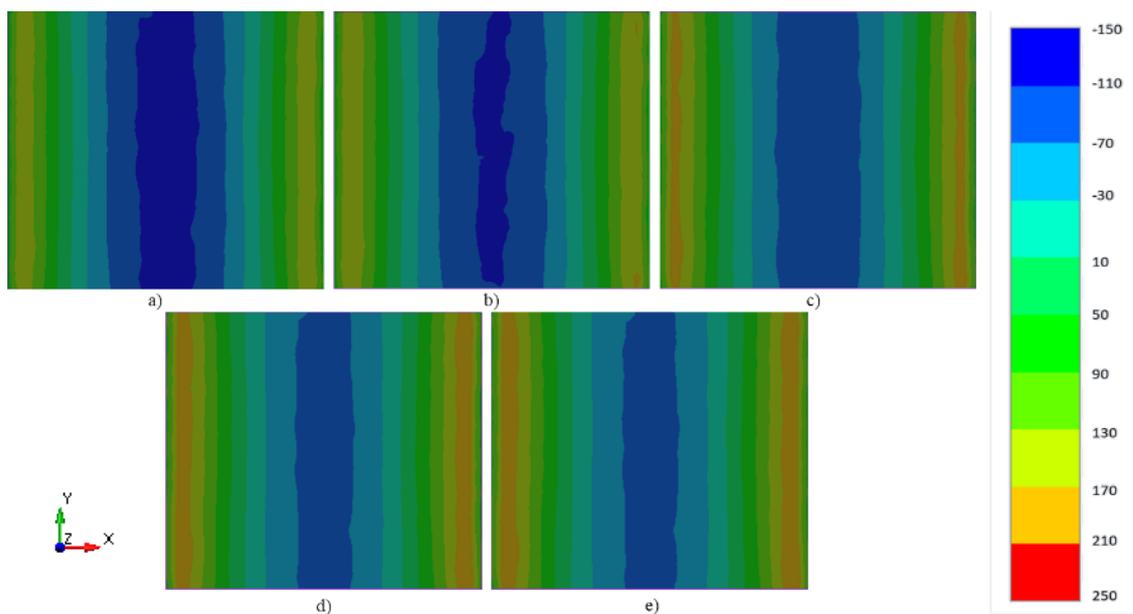


Figura 4.19.– Momento y na laje intermedia (kNm/m) determinado no cálculo de referência.

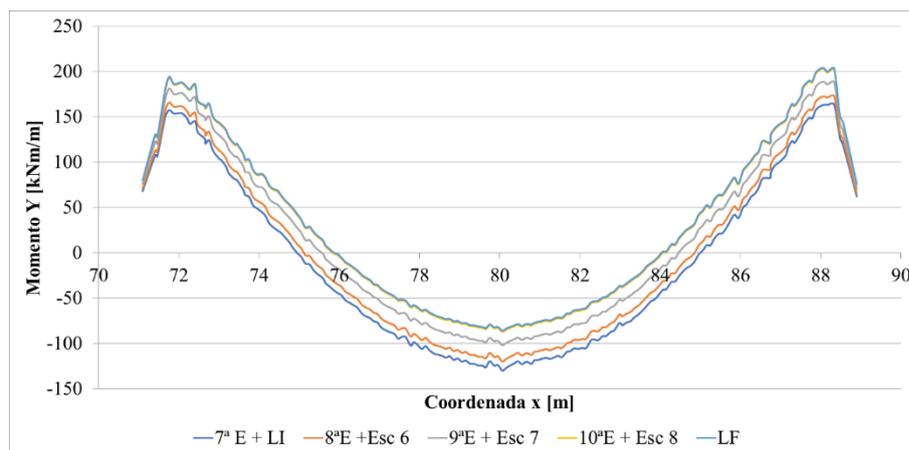


Figura 4.20.– Momento y segundo a coordenada xx na laje intermedia determinado no cálculo de referência.

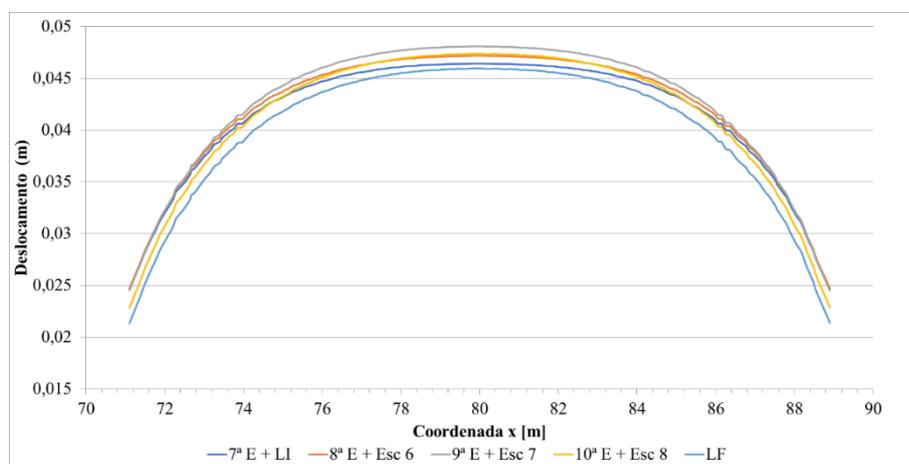


Figura 4.21.– Deslocamento vertical da laje intermédia determinado no cálculo de referência.

## 4.4 – Influência do Jet Grouting

Neste subcapítulo procura-se compreender a influência da utilização das colunas Jet Grouting. Para tal, efetuaram-se dois cálculos adicionais extremos em que no primeiro não se considerou qualquer tratamento de fundo e no segundo instalou-se uma laje integral de Jet Grouting.

### 4.4.1 – Análise das deformações

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais segundo  $xx$ , é possível verificar na Figura 4.22 que praticamente não existem diferenças entre os cálculos. Quando se trata dos deslocamentos verticais (Figura 4.23) percebe-se mais uma vez que a magnitude das deformações é semelhante, observando-se somente um maior empolamento no fundo da escavação na análise em que não se considerou existir tratamento de Jet Grouting

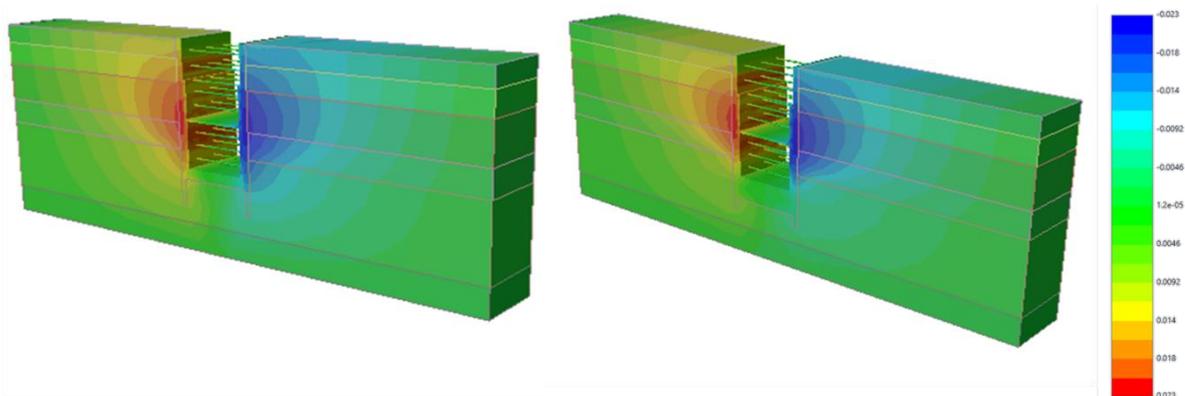


Figura 4.22.– Deslocamentos horizontais finais segundo a direção  $xx$  (m): a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral.

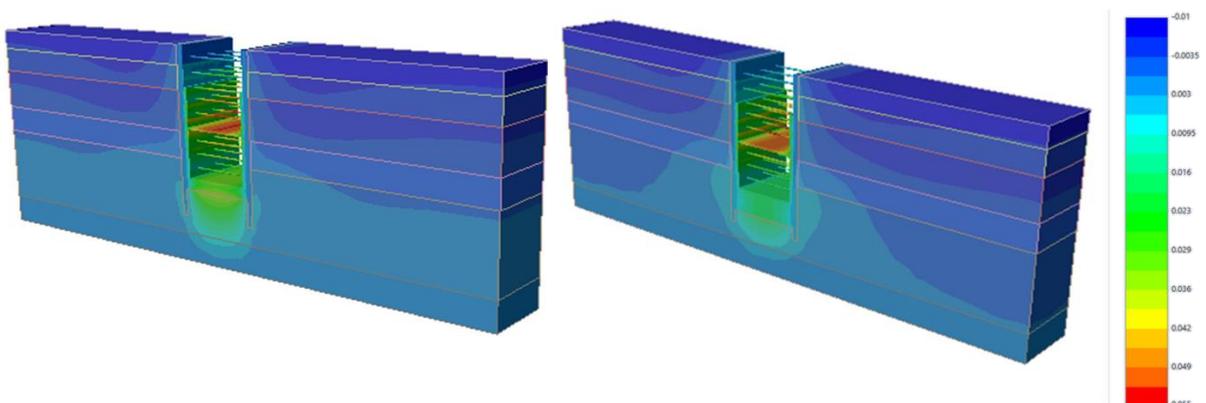


Figura 4.23.– Deslocamentos verticais finais segundo a direção  $zz$  (m): a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral

Na Figura 4.24 apresentam-se os resultados dos deslocamentos horizontais determinados nos alinhamentos A1 e A2 para os cálculos sem Jet Grouting (Figura 4.24a) e com a laje integral de Jet Grouting (Figura 4.24b). Como se pode ver no cálculo onde não se considerou Jet

Grouting existe uma grande diferença relevante entre os dois alinhamentos, com o alinhamento A1 (situado no alinhamento com a escora central) a exibir um comportamento distinto, verificando-se que os deslocamentos horizontais são a todas as profundidades negativos, isto é, afastam-se da escavação. Este resultado é similar ao observado quando se utilizaram módulos de deformabilidade reduzidos para os estratos ao nível da base da escavação pelo que se pode inferir que as condições de rigidez no pé da cortina são fracas sem a ausência do Jet Grouting. Por sua vez no alinhamento A2 observa-se um comportamento igual ao determinado para o cálculo de referência. Em relação à solução com laje integral Figura 4.24b) verifica-se que os dois alinhamentos produzem os mesmos deslocamentos horizontais, mas que estes são maiores do que os observados no cálculo de referência. Tal comportamento é indicativo da elevada rigidez na zona do pé da cortina que inclusivamente dá origem a uma inversão da concavidade dos deslocamentos nessa zona.

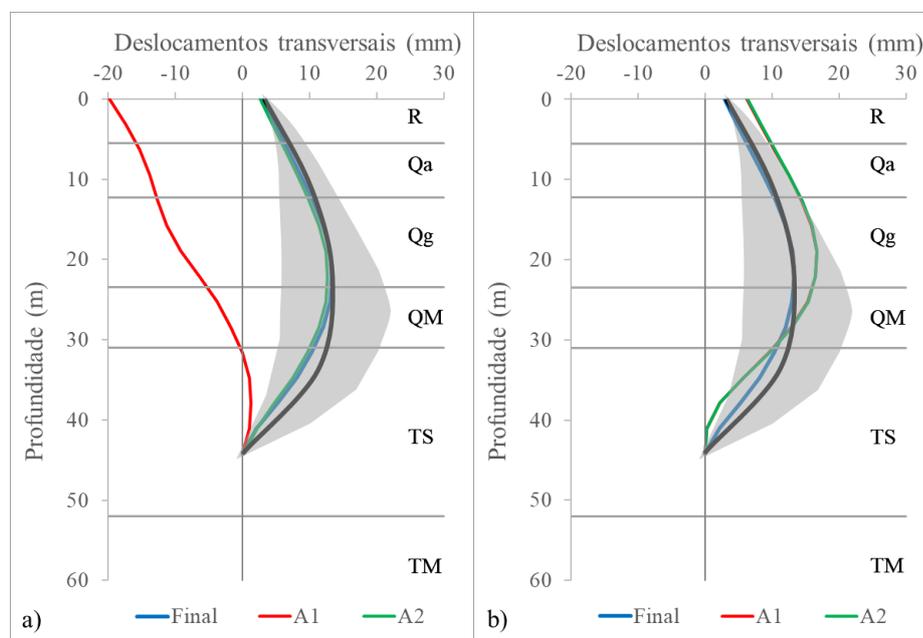


Figura 4.24.– Comparação dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinómetros com os resultantes dos cálculos onde se avaliou a influência das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral

#### 4.4.2 – Análise dos esforços nos elementos estruturais

A Figura 4.25 apresenta os esforços axiais de cada escora ao longo do faseamento construtivo para a solução adotada e as soluções alternativas com a existência de tratamento do fundo e com a solução de laje integral (representadas a tracejado). Como é possível observar os valores do esforço axial para a solução sem tratamento (Figura 4.25 a)) são praticamente coincidentes com a solução adotada, apenas se verificando uma ligeira diferença de valores nas duas últimas escoras em que a solução se tratamento apresenta esforços ligeiramente inferiores. Quando comparada a solução adotada com uma solução com laje integral (Figura 4.25 b)) já se notam

algumas diferenças. Nos dois primeiros níveis de escoras o esforço é coincidente. O terceiro e quarto nível tem um comportamento semelhante exceto ao nas últimas fases em que a solução com laje integral carrega mais esforços. O quinto nível mantém-se praticamente constante durante o faseamento. Nos três últimos níveis de escoras é onde existem maiores diferenças verificando-se que a solução com laje integral causa esforços bastante mais reduzidos nas escoras o que é normal dada a existência de uma zona mais rígida devido ao Jet Grouting.

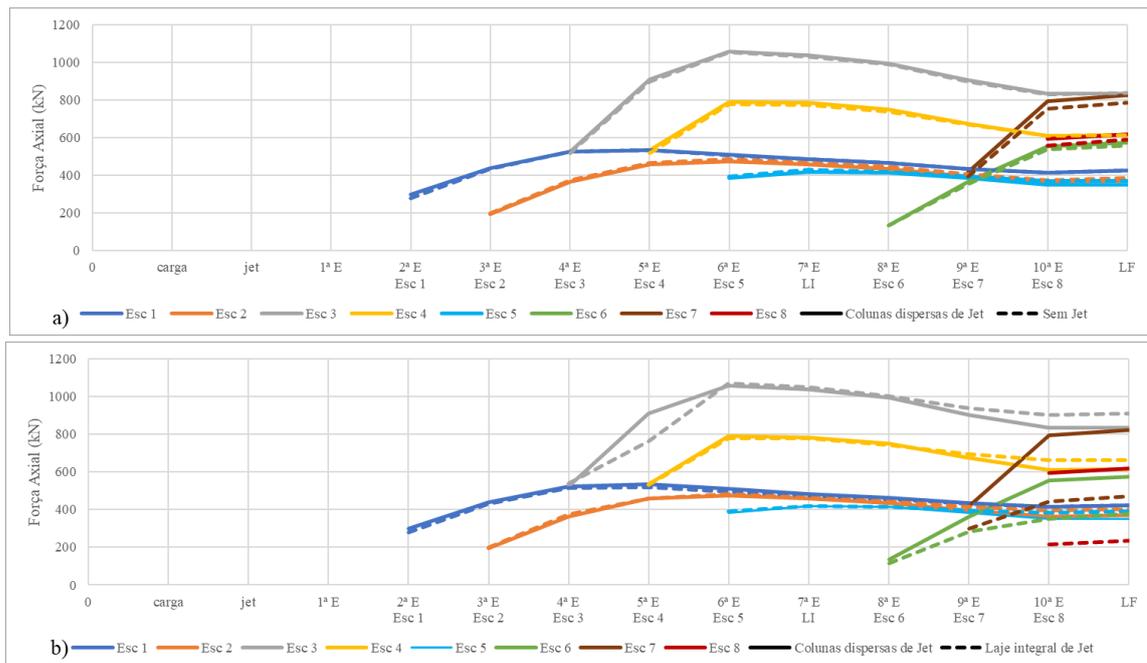


Figura 4.25.– Esforço axial nas escoras nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral

No que toca ao esforço axial na laje intermédia verifica-se que para uma solução sem tratamento (traço interrompido) é menor que o obtido na solução de referência (Figura 4.26a). É igualmente interessante verificar que no cálculo sem tratamento não existem esforços axiais negativos junto à ligação com a cortina de contenção, embora globalmente o comportamento seja igual ao do cálculo de referência. Na Figura 4.26b) é possível comparar o valor do esforço axial da solução de referência com a solução com laje integral (traço interrompido). Também neste caso se observa uma diminuição do valor máximo do esforço axial a meio vão e um aumento, para valores positivos, junto à ligação com a cortina de contenção. Mais uma vez verificam-se resultados estranhos, mas com um padrão similar ao da solução de referência.

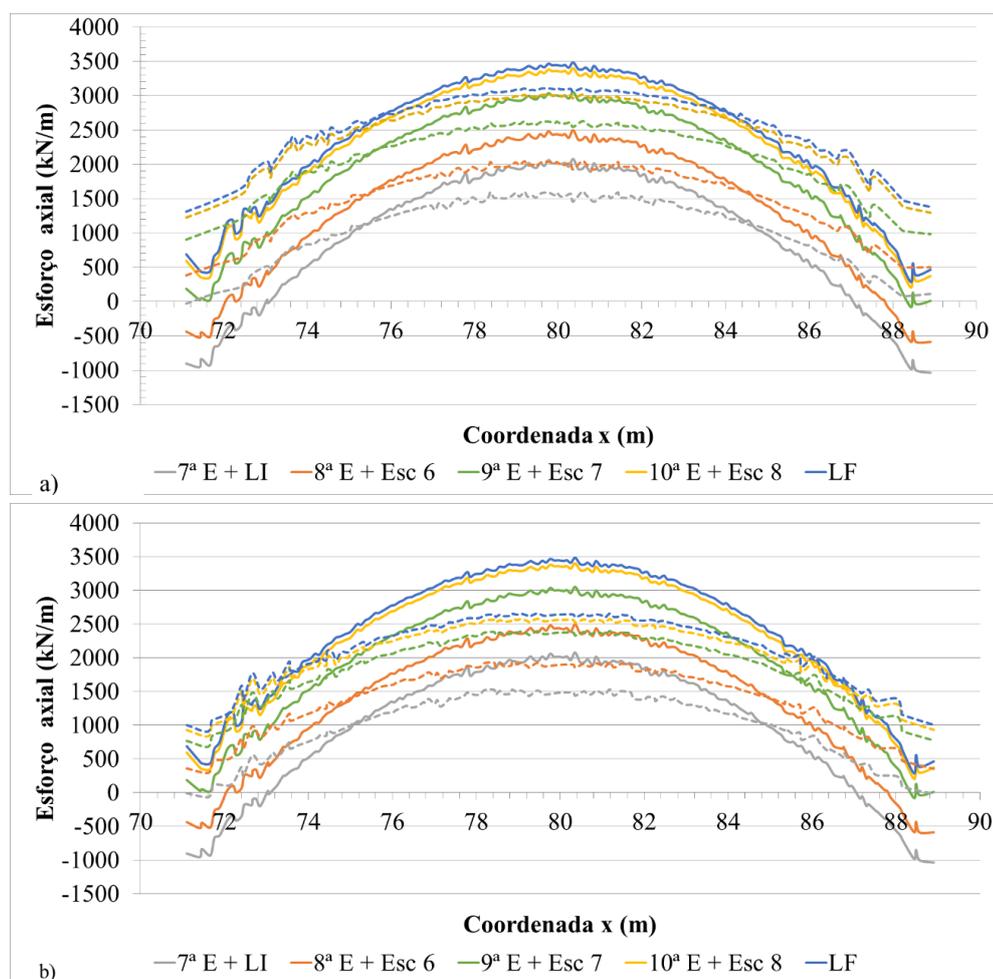


Figura 4.26.– Esforço axial na laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral

Relativamente aos momentos fletores na laje intermédia, verifica-se igualmente um comportamento similar ao da solução de referência. Contudo, em ambos os cálculos adicionais verifica-se uma diminuição dos momentos fletores, quer positivos quer negativos. Como se consegue constatar na solução sem tratamento (Figura 4.27a) à medida que se avança na escavação os momentos máximos negativos e positivos variam de -65 kNm/m e 83 kNm/m, respetivamente, na 7ª fase de escavação para -24 kNm/m e 139 kNm/m, respetivamente, na última fase quando é ativada a laje de fundo. Para a solução com laje integral (Figura 4.27b) à medida que se avança na escavação os momentos máximos negativos e positivos variam de -63 kNm/m e 86 kNm/m, respetivamente, na 7ª fase de escavação para -35 kNm/m e 126 kNm/m, respetivamente, na última fase.

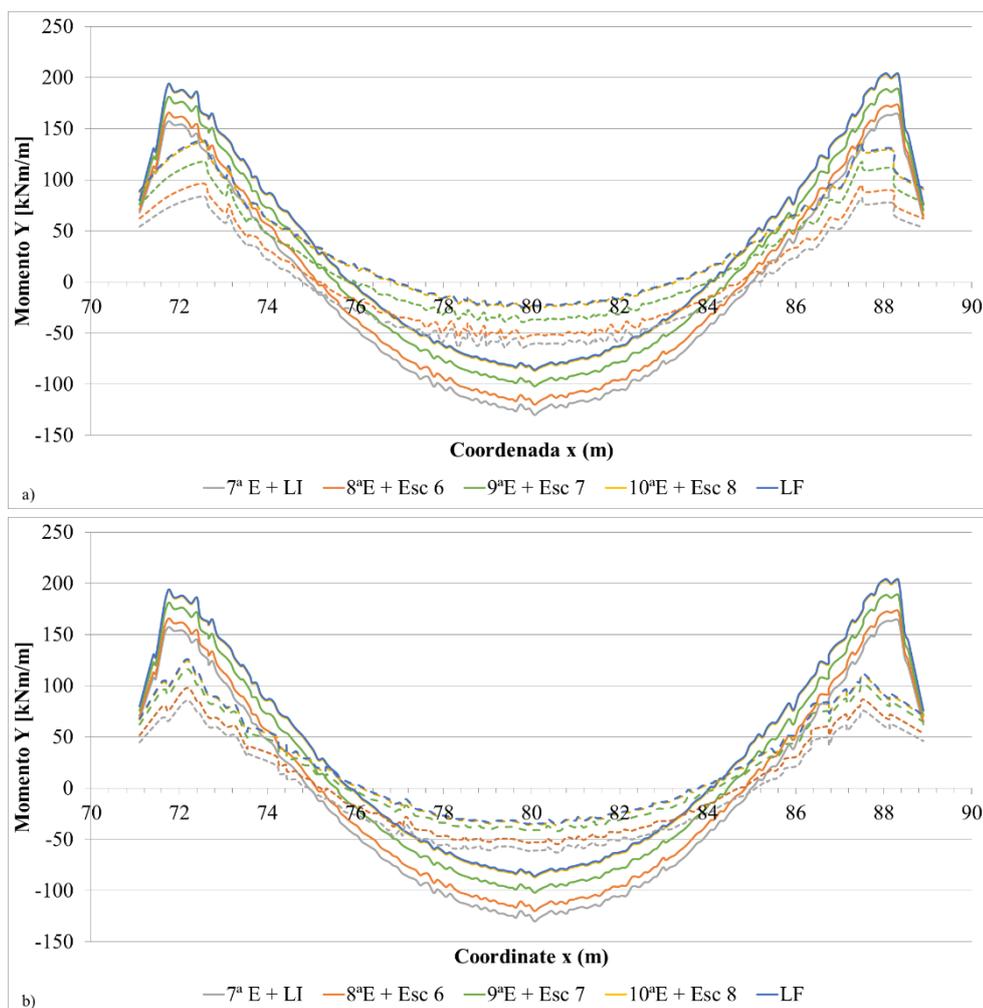


Figura 4.27.– Momentos segundo yy na laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral

Foram também retirados os resultados do deslocamento vertical da laje nas últimas fases de construção para as duas soluções alternativas (Figura 4.28). Verifica-se que em ambas soluções alternativas, representadas na figura a traço interrompido, os deslocamentos são superiores ao da solução de referência embora sejam da mesma ordem de magnitude. Verifica-se igualmente que os deslocamentos verticais obtidos na solução sem Jet Grouting são superiores.

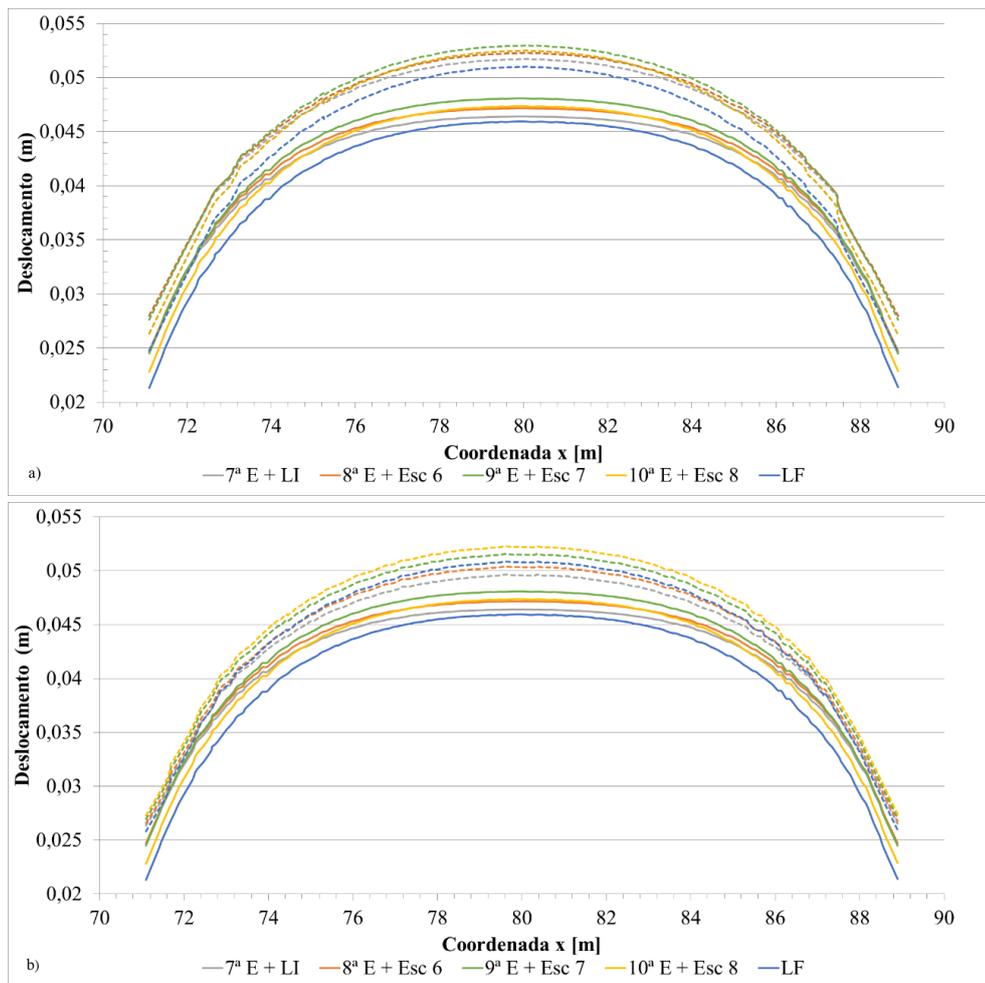


Figura 4.28.– Deslocamento vertical da laje intermedia nos cálculos onde se avaliou a influência da rigidez das colunas de Jet-Grouting: a) solução sem Jet Grouting; b) laje integral.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 – Considerações finais

Neste último capítulo, procura-se realizar um resumo global e apresentar as conclusões dos aspetos mais relevantes desta dissertação, tendo em conta os objetivos inicialmente estabelecidos e descritos. De forma conseguir uma boa base de conhecimentos, efetuou-se inicialmente uma revisão bibliográfica sobre o comportamento típico de escavações profundas e de como a utilização de técnicas como a do Jet Grouting pode melhorar o desempenho da estrutura. Da revisão efetuada constatou-se que a utilização de Jet Grouting é um tipo de solução que cada vez é mais utilizado pois tem grandes vantagens em relação a outras soluções, como a possibilidade de se puderem executar diversas geometrias, tratamentos com qualquer inclinação e às profundidades desejadas, bem como a capacidade de tratar solos heterogéneos de diferentes origens e granulometrias.

A calibração efetuada do modelo numérico permitiu concluir que os parâmetros adotados na fase de projeto não conduziam a deslocamentos similares aos medidos em obra. Contudo, foi possível demonstrar que a maior discrepância se encontrava nas camadas inferiores, junto à base da escavação, que devem possuir uma rigidez maior do que a admitida em projeto. A rigidez dos estratos superiores pode considerar-se em linha com os intervalos de variação propostos para cada estrato. O cálculo de referência permitiu concluir que os deslocamentos horizontais são maiores na zona da laje intermédia. Relativamente aos deslocamentos verticais verifica-se que existe à superfície um assentamento, enquanto que na base da escavação, devido ao alívio existente e, apesar da maior rigidez originada pelas colunas de Jet Grouting, um empolamento do solo. O comportamento global das escoras foi o expectável, havendo uma subida do esforço axial depois da sua instalação que diminui um pouco à medida que a profundidade de escavação aumenta. A partir do terceiro nível, coincidente com o início da construção da parede de forro, verifica-se um aumento do esforço axial nas escoras, à exceção do 5º nível que se mantém praticamente constante de vido ao efeito da laje intermédia. A comparação das soluções alternativas sem tratamento e com tratamento com laje integral com a solução adotada permitiu concluir que os deslocamentos horizontais e verticais são semelhantes aos do cálculo de referência, observando-se apenas um maior deslocamento no fundo da escavação na análise sem Jet Grouting. No que respeita aos esforços axiais nas escoras

concluiu-se que os valores obtidos para a solução sem tratamento são praticamente coincidentes com os da solução de referência. Contudo, na solução com laje integral verificaram-se algumas diferenças sendo as mais marcantes nos três últimos níveis de escoras onde se constatou que a solução com laje integral origina esforços bastante mais reduzidos nas escoras, o que é normal dada a existência de uma zona mais rígida devido à laje de Jet Grouting. Relativamente ao esforço axial na laje intermédia concluiu-se que para uma solução com e sem laje de Jet Grouting o comportamento é similar ao obtido no cálculo de referência, sendo somente os valores um pouco menores dos que observados na solução adotada. Relativamente aos momentos fletores na laje intermédia, concluiu-se que têm igualmente um comportamento similar ao verificado na solução de referência. Porém, em ambas soluções alternativas existe uma diminuição dos momentos fletores máximos positivos e negativos. Por fim, em relação ao deslocamento vertical da laje verificou-se que os deslocamentos das duas soluções alternativas são superiores aos determinados para a solução de referência.

## **5.2 – Trabalhos futuros**

Como complementação do estudo deste caso são apresentados alguns desenvolvimentos futuros possíveis:

- Instalação de um elemento casca na cortina de contenção para obter os esforços neste elemento estrutural e assim avaliar até que ponto as colunas de Jet Grouting permitem reduzir substancialmente os seus esforços
- Avaliação da influência do Jet Grouting com outro tipo de malha para as colunas. Seria interessante procurar avaliar qual a disposição em planta que melhor otimiza, quer em termos de esforços no suporte quer em termos de deformações no maciço, o comportamento da escavação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brás, J. M. P. (2009) O uso de técnicas de jet-grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles.
- Brito, J. & Matos Fernandes, M. (2006) Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: concepção, previsões de projecto e desempenho. In *Proceedings of the Proc. 3rd Portuguese-Brazilian Congress, Curitiba*, pp. 21-42.
- Burke, G. K., Cacoilo, D. M. & Chadwick, K. R. (2000) Superjet grouting: New technology for in situ soil improvement. *Transportation research record*, 1721 (1), pp. 45-53
- Carreto, J. (2000) Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento. In *Proceedings of the VII Congresso Nacional de Geotecnia*, pp. 1043-1054.
- Correia, F. C. (2016) Tratamento de fundo de escavações profundas através do recurso a inclusões de colunas de Jet-Grouting. O caso de estudo da Station Pôle Universitaire do Metro de Argel.
- Croce, P., Flora, A. & Modoni, G. (2001) Experimental investigations of jet-grouting. In *Proceedings of the Foundations and Ground Improvement*, ASCE, pp. 245-259.
- Croce, P., Flora, A. & Modoni, G. (2014) *Jet grouting: technology, design and control*. CRC Press.
- Endicott, J. (2020) *Deep Excavations in Soil*. CRC Press.
- Ho, C. E., Lim, C. H. & Tan, C. G. (2005) "Jet grouting applications for large-scale basement construction in soft clay" *Innovations in Grouting and Soil Improvement*, pp. 1-15.
- Hsieh, H.-S., Wang, C.-C. & Ou, C.-Y. (2003) Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129 (2), pp. 146-157
- Hu, Z., Yue, Z., Zhou, J. & Tham, L. (2003) Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 40 (5), pp. 933-948
- Karlsrud, K. (1976) Practical Experience from the excavation of slurry trenches in Oslo Clay. *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, (110),
- Karlsrud, K. (1983) Performance and design of slurry walls in soft clay. *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, (149),
- Karlsrud, K., ENGELSTAD, O., Wunsch, R. & SVARD, D. (2006) Diaphragm walls with cross-walls used to prevent bottom heave in soft clay for lot 2 of Lilla Bommen tunnel in Gothenburg. In *Proceedings of the Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Proceedings of the 5th international conference of TC 28 of the ISSMGE, the Netherlands, 15-17 june 2005*, pp. 835-844.

- Karlsrud, K. & Andresen, L. (2008) Design and performance of deep excavations in soft clays. In *Proceedings of the Proceedings of the 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. Missouri University of Science and Technology, Arlington, Va.
- Liu, G., Ng, C. W. & Wang, Z. (2005) Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (8), pp. 1004-1013
- Mateus, R. D. d. C. (2010) Escavações multi-escoradas em solos moles incorporando laje de fundo de jet grout e pré-esforço nas escoras.
- Matos Fernandes, M. & Almeida e Sousa, J. (2003) Challenges of Engineering in Portugal.
- Matos Fernandes, M., E., M. D. N., SALGADO, F., CALDEIRA, L., PINA, R., FLOR, A., BRITO, J. M. & TAVARES, A. (2007) Jet Grouting solutions for cut-and-cover subway metro stations in Lisbon downtown. XIV ECSMGE 24-27 September 2007, Madrid. pp. 895-900.
- Miki, G. (1973) Chemical stabilization of sandy soils by grouting in Japan. *Proc. 8th ICSMFE, 1973*,
- Nakanishi, W. (1974) Google Patents.
- O'rourke, T. & O'Donnell, C. (1997) Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (6), pp. 516-524
- Ou, C.-Y., Wu, T.-S. & Hsieh, H.-S. (1996) Analysis of deep excavation with column type of ground improvement in soft clay. *Journal of Geotechnical engineering*, 122 (9), pp. 709-716
- Ou, C.-Y., Teng, F.-C. & Wang, I.-W. (2008) Analysis and design of partial ground improvement in deep excavations. *Computers and Geotechnics*, 35 (4), pp. 576-584
- Ou, C.-Y. (2014) *Deep excavation: Theory and practice*. Crc Press.
- Pedro, A. M. G. (2013) *Geotechnical investigation of Ivens shaft in Lisbon*. PhD Thesis. Imperial College London, London, UK.
- Pereira, C. D. D. (2008) Aplicação de Jet-grouting em escavações profundas em solos moles.
- Shao, Y., Macari, E. J. & Cai, W. (2005) Compound deep soil mixing columns for retaining structures in excavations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131 (11), pp. 1370-1377
- Shirlaw, J., Tan, T. & Wong, K. (2006) Deep excavations in Singapore marine clay. In *Proceedings of the Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proceedings of the 5-th International Symposium, Amsterdam*, pp. 13-28.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967): *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York.
- TPF (2017) L1B1-GCG-COSM28-3150-A2-13-005-A.
- Wang, Z. W., Ng, C. W. & Liu, G. B. (2005) Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (5), pp. 1243-1254
- Wong, I. H. & Poh, T. Y. (2000) Effects of jet grouting on adjacent ground and structures. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126 (3), pp. 247-256

Zhang, W., Hong, L., Li, Y., Zhang, R., Goh, A. T. & Liu, H. (2021) Effects of jet grouting slabs on responses for deep braced excavations. *Underground Space*, 6 (2), pp. 185-194

<https://fabriciogonzalez.com.br/blog-cortina-de-estacas-para-contencoes>

<https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-parede-moldada.html>

<https://isherwood.to/services/excavation-support/>

<https://www.apgeotecnia.pt/geotechnics/anchors.html>

[https://wodinz.pl/portfolio-view/ul-pulawska-113-w-warszawie/attachment/wp\\_20130719\\_004/](https://wodinz.pl/portfolio-view/ul-pulawska-113-w-warszawie/attachment/wp_20130719_004/)

<http://synege.pt/projecto-de-contencao-periferica-provisoria/>

<https://railsystem.net/jet-grouting/>