



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Gabriel Castanho Ferro Costa

A COMPLEXIDADE DAS INTERFERÊNCIAS ENTRE
ESCAVAÇÕES E TÚNEIS EM MEIO URBANO - O
CASO DO EDIFÍCIO DA QUINTA DOS CANDEEIROS
EM LISBOA

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo
Professor Doutor Alexandre Pinto e apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Setembro de 2022

Faculdade de Ciências e Tecnologia
da Universidade de Coimbra

**A COMPLEXIDADE DAS INTERFERÊNCIAS ENTRE
ESCAVAÇÕES E TÚNEIS EM MEIO URBANO - O CASO
DO EDIFÍCIO DA QUINTA DOS CANDEEIROS EM
LISBOA**

Gabriel Castanho Ferro Costa

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo
Professor Doutor Alexandre Pinto e apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Setembro de 2022

1 2 9 0



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de agradecer primeiramente ao Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro pela orientação na presente dissertação, sempre com muita disposição e proatividade para sanar dúvidas e guiar para os próximos passos do trabalho que foi desenvolvido. A didática e excelência das aulas lecionadas nos primeiros semestres do mestrado foram também refletidas na orientação e sou muito grato por isso.

Ao Professor Doutor Alexandre Pinto, que foi meu coorientador, ao Engenheiro Ricardo Justiniano e à empresa JET_{SJ} pelo repasse de conhecimentos e informações que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores e professoras que participaram da minha formação acadêmica, pois as transformações positivas que aconteceram na minha vida graças à Engenharia Civil não seriam possíveis sem a presença deles.

À minha família, que sempre esteve presente, mesmo que não fisicamente, e me forneceu apoio para todas as grandes decisões.

Por último, mas não menos importante, aos meus amigos, que foram também a minha família em todo esse período.

RESUMO

Em meio urbano é muito frequente encontrar fortes condicionalismos à realização de escavações uma vez que grande parte do subsolo já se encontra ocupado por outras infraestruturas. A existência destas torna extremamente complexo o faseamento construtivo e as medidas a adotar na realização da escavação, uma vez que geralmente não é permitido que a mesma comprometa as infraestruturas existentes. Nesta tese apresenta-se o caso da escavação do edifício do Lote I da Quinta dos Candeeiros, Moscavide, Lisboa, onde a realização de uma escavação para a construção de duas caves interfere diretamente com o túnel da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa. Tal interferência obrigou a que em fase de projeto tivessem de ser adotadas medidas construtivas suplementares que passaram pela concessão de um engenhoso mecanismo de distribuição das tensões provenientes do edifício no solo, que evitasse que o túnel fosse afetado pela escavação. Para além do enquadramento na temática realizado através de uma completa revisão bibliográfica, estudou-se, com recurso a análises numéricas e comparações com a instrumentação instalada no próprio túnel e nas estruturas de contenção, até que ponto a solução numérica concebida se ajusta aos resultados da monitorização. A análise numérica foi submetida a uma calibração, resumida em quatro cálculos, com diferentes parâmetros mecânicos e modelos constitutivos, sendo eles Mohr-Coulomb e Hardening Soil. O comportamento do túnel e da escavação esteve em acordo com o que era expectável a partir da revisão bibliográfica. Ocorreu empolamento do fundo da escavação e do túnel, na zona que está nas proximidades da escavação. Além disso, verificou-se que o comportamento do túnel depende de sua posição em relação à escavação, podendo sofrer divergência, convergência e/ou distorção.

Palavras-chave: Escavações adjacentes a túneis; Monitorização; Divergência; Convergência; Distorção.

ABSTRACT

In urban areas, it is very common to find strong constraints to carrying out excavations since a large part of the underground is already occupied by other infrastructure. The existence of these makes the construction phasing and the measures to be adopted in carrying out the excavation extremely complex, since it is generally not allowed to compromise the existing infrastructure. This thesis presents the case of the excavation of the lot I building at Quinta dos Candeeiros, Moscavide, Lisbon, where the excavation for the construction of two cellars directly interferes with the Red Line tunnel of the Lisbon Subway. This interference forced that, in the design phase, supplementary constructive measures had to be adopted, including the concession of an ingenious mechanism for distributing the tensions from the building on the ground, which would prevent the tunnel from being affected by the excavation. In addition to framing the theme carried out through a complete literature review, this thesis seeks to study in detail, and using numerical analyses, the merit of the solution found, evaluating the extent to which the tunnel can be affected. In addition to the framework on the subject carried out through a complete bibliographic review, it was studied, using numerical analyzes and comparisons with the instrumentation installed in the tunnel itself and in the retaining structures, to what extent the numerical solution conceived fits the results of the monitoring. The numerical analysis was submitted to a calibration, which can be summarized in four steps, with different mechanical parameters and constitutive models, namely Mohr-Coulomb and Hardening Soil. The behavior of the tunnel and excavation was in accordance with what was expected from the literature review. Heave occurred at the bottom of the excavation and at the tunnel, in the area situated close to the excavation. Furthermore, it was found that the behavior of the tunnel depends on its position in relation to the excavation, and may suffer divergence, convergence and/or distortion.

Keywords: Excavations adjacent to tunnels; Monitoring; Divergence; Convergence; Distortion.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE QUADROS.....	ix
SIMBOLOGIA	x
1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Estrutura da dissertação.....	2
2 CASOS DE ESTUDO	4
2.1 Introdução	4
2.2 Estudos de escavações adjacentes a túneis	4
2.3 Estudos numéricos	5
2.4 Ensaios de centrífugadora.....	7
2.5 Casos de Obra	12
2.5.1 Obra de Toronto	12
2.5.2 Obra de Singapura	16
2.5.3 Obra de Praga.....	17
2.5.4 Obra de Shangai	21
3 EDIFÍCIOS DA QUINTA DOS CANDEEIROS.....	24
3.1 Enquadramento	24
3.2 Condições locais	27
3.2.1 Enquadramento geológico	27
3.2.2 Prospecção e ensaios in-situ	28
3.2.3 Ensaios laboratoriais.....	30
3.2.4 Parâmetros mecânicos	32
3.3 Faseamento construtivo	32
3.4 Instrumentação e observação	35
3.4.1 Interferências de terceiros em estruturas do Metropolitano de Lisboa.....	36
3.4.2 Plano de Instrumentação e Observação (PIO)	37

3.4.3	Resultados da monitorização do túnel	39
3.4.4	Resultados da monitorização da escavação	45
4	ANÁLISE NUMÉRICA DA ESCAVAÇÃO.....	48
4.1	Introdução	48
4.2	Modelo de elementos finitos.....	48
4.2.1	Características gerais do modelo.....	48
4.2.2	Características do solo e das estruturas de suporte.....	49
4.2.3	Discretização da malha e cargas aplicadas	50
4.2.4	Faseamento construtivo	51
4.3	Calibração do modelo.....	52
4.4	Resultados do cálculo de referência	55
4.4.1	Deslocamentos do maciço.....	55
4.4.2	Plastificação do maciço	57
4.4.3	Deslocamentos do túnel	59
4.4.4	Deslocamentos das contenções periféricas	61
4.4.5	Cargas nas ancoragens	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
5.1	Conclusões	64
5.2	Desenvolvimentos futuros	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Posição relativa entre os túneis e a escavação, (Zheng & Wei, 2008).	5
Figura 2 - Deformação dos túneis na construção, a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3 (Zheng & Wei, 2008).....	6
Figura 3 - Ilustração das variações nas pressões radiais, em kPa, durante a escavação a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3 (Zheng & Wei, 2008).....	7
Figura 4 – Ensaio de centrífugadora, a) planta esquemática; b) secção esquemática (Ng et al., 2013).....	8
Figura 5 - Secção transversal do ensaio de centrífugadora (Ng et al., 2013).....	8
Figura 6 - Assentamento normalizado atrás da parede de contenção (Ng et al., 2013).	10
Figura 7 - Empolamento normalizado da base da escavação (Ng et al., 2013).....	10
Figura 8 - Deslocamento vertical normalizado na direção longitudinal do túnel (Ng et al., 2013).	11
Figura 9 - Alterações do raio normalizado do túnel (Ng et al., 2013).....	12
Figura 10 – a) Planta esquemática, b) Secção A-A, c) Perfil Longitudinal (Lo & Ramsay, 1991).	13
Figura 11 - Resultados dos ensaios, a) Triaxial de extensão, b) Variação do módulo de descarga com a profundidade, c) Módulos de carga e descarga em relação à tensão efetiva vertical (Lo & Ramsay, 1991).....	14
Figura 12 - a) Planta esquemática, b) Malha de elementos finitos da seção G-G (Sharma et al., 2001).....	16
Figura 13 - a) Seção A-A, b) Planta esquemática, c) Seção esquemática da escavação (Doležalová, 2001).	19
Figura 14 - Sequência construtiva (Fases 1 e 8) dos túneis e da escavação para o subsolo do edifício (Doležalová, 2001).....	19
Figura 15 - Campo de deformações final (Doležalová, 2001).	20
Figura 16 - Zonas de plastificação (Doležalová, 2001).....	20
Figura 17 – a) Planta esquemática, b) Seção esquemática dos túneis e da escavação (Hu et al., 2003).....	22
Figura 18 - Campo de deslocamentos, a) Horizontal, b) Vertical (Hu et al., 2003).....	23

Figura 19 - a) Deslocamento horizontal da parede diafragma com a profundidade, b) Deslocamento horizontal do túnel norte c) Deslocamento vertical do túnel sul (Hu et al., 2003).....	23
Figura 20 – a) Vista dos lotes 1 e 2 da Quinta dos Candeeiros em Lisboa (adaptado de Google Earth), b) Local do projeto – Lotes sobre o túnel do ML (JETSJ, 2021).....	24
Figura 21 - Planta de implantação esquemática dos lotes 1 e 2 (Adaptado de JETSJ, 2021).	25
Figura 22 - Secção do lote 1 (adaptado de JETSJ, 2021).....	26
Figura 23 - Secção do lote 2 (adaptado de JETSJ, 2021).....	26
Figura 24 - Enquadramento geológico da área em estudo – adaptado da Carta geológica de Portugal – Folha 34-B Loures; escala 1:50000, escala indeterminada, (Geocontrole, 2020).....	28
Figura 25 - Planta de localização dos furos de sondagem (Geocontrole, 2020).....	28
Figura 26 - Perfis geotécnicos interpretativos, a) Secção S1-S2, b) Secção S3-S4 (Geocontrole, 2020).....	30
Figura 27 - Planta esquemática das contenções periféricas (adaptado de JETSJ, 2021).....	32
Figura 28 – Lote 1 - Paredes de contenção e muro periférico parcialmente executado (JETSJ, 2021).....	33
Figura 29 – Berlim Definitivo e Berlim Definitivo Suspenso, a) Alçado D-A, b) Alçado B’-C, c) Alçado A-B’ (JETSJ, 2021).....	34
Figura 30 - Secções instrumentadas (Adaptado de JETSJ, 2021).....	37
Figura 31 - a) Secção instrumentada típica, b) Alvo topográfico, c) Marca de nivelamento geométrico (Geomonit, Lda, 2021).....	38
Figura 32 - Planta de localização dos instrumentos de monitorização (Geosol, 2021).....	38
Figura 33 – Planta de localização dos alvos topográficos das contenções (Geomonit, 2022).	39
Figura 34 - Deslocamentos verticais das marcas de nivelamento (Adaptado de Geomonit, 2022).....	41
Figura 35 - Deslocamentos verticais dos alvos topográficos, a) Secção S9, b) Secção S13, c) Secção S14, d) Secção S17 (adaptado de Geomonit, 2022).....	42
Figura 36 - Deslocamento horizontal (XX’) dos alvos topográficos, a) At 1, b) At 2, c) At 3 (Geomonit, 2022).....	43
Figura 37 - Deslocamento horizontal (YY’) dos alvos topográficos, a) At 1, b) At 2, c) At 3 (Geomonit, 2022).....	44
Figura 38 - Divergência entre cordas (Geomonit, 2022).....	44
Figura 39 - Leitura da deformação acumulada do inclinómetro, a) Direção A, b) Direção B (Geosol, 2022).....	46
Figura 40 - Leituras dos alvos topográficos, a) P5, b) P6, c) P11, d) P12 (Geomonit, 2022)	47
Figura 41 - Modelo de elementos finitos.....	49

Figura 42 – Primeira análise - cargas nas ancoragens no modelo e na monitorização.....	52
Figura 43 – Primeira análise - deslocamentos verticais a) Normalizados, b) No modelo, c) Na monitorização.	53
Figura 44 - Segunda análise, a) Deslocamentos verticais do modelo e da monitorização..	54
Figura 45 - Terceira análise - deslocamentos verticais do modelo e da instrumentação.....	54
Figura 46 - Quarta análise - deslocamentos verticais do modelo e da instrumentação.	55
Figura 47 - Deslocamentos Verticais, a) Fase 16, b) Fase 18.	56
Figura 48 - Empolamento do centro do fundo da escavação.....	56
Figura 49 - Deslocamentos Horizontais, a) Fase 16, b) Fase 16 com vetores, c) Fase 18. .	57
Figura 50 - Plastificação do maciço, a) Fase 10, b) Fase 12, c) Fase 16, d) Fase 18.	59
Figura 51 - Deformada do túnel, a) Fase 5, b) Fase 10, c) Fase 12, d) Fase 14, e) Fase 16, f) Fase 18.....	60
Figura 52 - Deslocamento vertical da soleira do túnel.	60
Figura 53 - Deslocamento horizontal do túnel.	61
Figura 54 - Deslocamentos horizontais no inclinómetro.....	61
Figura 55 - Deslocamento horizontal dos alvos das contenções periféricas.	62
Figura 56 - Carga axial nas ancoragens provisórias.	63

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Estudos de referência.	4
Quadro 2 – Deformações calculadas pela análise bidimensional (Lo & Ramsay, 1991)....	15
Quadro 3 - Comparação entre valores previstos e medidos (Adaptado de Lo & Ramsay, 1991)	15
Quadro 4 - Comparação entre deslocamentos da análise numérica e da instrumentação (Sharma et al., 2001).....	17
Quadro 5 – Resumo dos resultados da análise numérica (Doležalová, 2001).....	21
Quadro 6 - Sondagem SPT e Piezômetros (Geocontrole, 2020).	29
Quadro 7 – Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais, (Geocontrole, 2020).....	31
Quadro 8 - Parâmetros mecânicos (JET _{SJ} , 2021).	32
Quadro 9 – Características das estruturas de suporte.	50
Quadro 10 – Características das ancoragens.	50
Quadro 11 – Faseamento construtivo do modelo numérico.	51
Quadro 12 - Parâmetros mecânicos da terceira análise.	54

SIMBOLOGIA

C - Profundidade inicial do coroamento do túnel

c' – Coesão efetiva do solo

D – Diâmetro do túnel

e – Índice de vazios

E_S – Módulo de deformação

E_u – Módulo de deformabilidade na descarga

$E_T A_T$ – Rigidez axial do túnel

$E_T I_T$ – Rigidez à flexão do túnel

$E_w I_w$ – Rigidez da contenção

F – Distância entre a lateral do túnel e o centro da escavação

g – Aceleração da gravidade

H – Profundidade da contenção

L – Comprimento do fundo de escavação no sentido longitudinal do túnel

RS2 – software “RS2 – 2D Geotechnical Finite Element Analysis 11.016” da empresa Rocscience Inc

S - Espaçamento entre níveis de escoras

SPT – Standard Penetration Test

W - Espessura da contenção

ρ – Densidade

ϕ' – Ângulo interno de resistência ao corte

ψ – Ângulo de dilatação

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 Enquadramento geral

O espaço subterrâneo pode ser utilizado de várias formas, seja para o transporte interurbano de massas, ou para utilidades públicas, como o escoamento de águas pluviais, saneamento e redes de telecomunicações, entre outras. Assim, com a intensificação do processo de urbanização da população mundial, cresce também a demanda por mobilidade urbana e, por consequência, a ocupação do espaço subterrâneo para a construção de túneis para transporte público de alta capacidade.

Nos últimos anos, ocorreu também uma tendência para a priorização da melhoria da qualidade de vida da população, a qual está diretamente relacionada ao uso da superfície para realização de construções nobres, sejam habitações, escritórios ou espaços de lazer. Por sua vez, as infraestruturas, como transportes e armazenamento devem ser transferidas para o subterrâneo. Assim, é necessário construir edifícios que, muitas vezes, necessitam de escavações para a construção de pisos enterrados, podendo estes edifícios situar-se na proximidade de infraestruturas existentes. Como a escavação gera a descompressão do maciço envolvente, pode haver grandes deformações que afetam infraestruturas existentes, podendo inclusive impedir o funcionamento adequado do transporte público subterrâneo.

Idealmente, nestes casos, a escavação dos pisos enterrados é realizada recorrendo a contenções periféricas rígidas, com um faseamento construtivo que minimize a descompressão do maciço e, por consequência, que ocorram grandes deformações nas infraestruturas existentes. Para assegurar o bom comportamento da escavação, as contenções são instrumentadas e monitoradas adequadamente às edificações vizinhas, bem como a todas as outras possíveis infraestruturas subterrâneas, existentes nas proximidades.

Na presente dissertação, discute-se com recurso a um caso concreto a problemática relacionada com o conflito entre escavações a realizar e infraestruturas existentes. Será apresentada uma revisão de vários casos de estudo, que permitem aferir acerca do comportamento típico associado a estas interferências, sendo as conclusões obtidas suportadas pela comparação entre aquilo que foi previsto em projeto e o que foi monitorizado durante a execução das obras. Apresentam-se também resultados de estudos numéricos e laboratoriais, onde foram

comparados diferentes cenários que permitiram estimar o comportamento das infraestruturas quando submetidas a escavações adjacentes.

Este é o enquadramento dos edifícios dos Lotes 1 e 2 da Quinta dos Candeeiros, localizados nos Olivais, em Lisboa, Portugal, os quais possuem pisos subterrâneos cujo fundo de escavação está substancialmente próximo dos túneis da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa (ML), sendo a distância em alguns locais pouco superior a 3 metros. A implantação dos Lotes face ao túnel faz com que este se situe quer imediatamente abaixo do túnel, quer na zona lateral à escavação. Através da modelação numérica deste caso e da sua comparação com a instrumentação existente, é possível atestar acerca do comportamento da escavação e dos túneis, bem como aferir acerca do impacto que algumas considerações têm nos resultados dos cálculos.

1.2 Objetivos da dissertação

O objetivo principal desta dissertação é analisar o comportamento de escavações realizadas nas proximidades de túneis, e para isso, após uma revisão bibliográfica que permitiu aferir acerca do comportamento tipicamente observado, foi analisado um caso real, o correspondente à escavação das caves do edifício do Lote 1 da Quinta dos Candeeiros, realizada nas proximidades do túnel da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa. Através da modelação numérica do caso, foi possível aferir acerca da complexidade destes casos, bem como da implicação que algumas opções numéricas relacionadas com o comportamento dos solos têm nos resultados. Assim, os deslocamentos na zona do túnel e nas contenções periféricas puderam ser estimados e a seu tempo foram comparados às leituras da monitorização, fornecendo uma boa correlação, apesar das simplificações que usualmente são adotadas.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação está estruturada em cinco capítulos. No primeiro capítulo é efetuado o enquadramento introdutório da dissertação, sendo apresentados os objetivos e a estrutura do presente trabalho.

No segundo capítulo estão descritos os estudos de caso de maior relevância relacionados com a realização de escavações adjacentes a túneis. Analisam-se os resultados provenientes de casos reais e estudos numéricos, apresentando-se e discutindo as principais conclusões em função das condicionantes de cada caso.

No terceiro capítulo é descrito o caso dos edifícios da Quinta dos Candeeiros, sendo apresentado o loteamento, bem como o programa de prospeção geológico-geotécnico realizado previamente à obra e o consequente zonamento geotécnico efetuado. São igualmente descritas as contenções periféricas adotadas, o faseamento construtivo preconizado, o Plano de Instrumentação e Observação implementado e os resultados das leituras.

No quarto capítulo é apresentada a análise numérica da escavação do Lote 1, detalhando-se as características gerais do modelo, do maciço, da malha de elementos finitos e o faseamento construtivo adotado. Na sequência, apresenta-se a calibração do modelo, face aos resultados da instrumentação, e por último discutem-se os resultados obtidos, bem como a implicação de diversas hipóteses de modelação no comportamento da escavação.

Por último, no quinto capítulo estão descritas as considerações finais da dissertação, com a apresentação das principais conclusões obtidas e dos possíveis desenvolvimentos futuros que se possam vir a desenvolver a partir do tema estudado.

2 CASOS DE ESTUDO

2.1 Introdução

Neste capítulo serão descritos os estudos de maior relevância relacionados com o assunto da presente dissertação. As análises efetuadas, seja por meio de ensaios laboratoriais, ensaios de campo ou numéricas, foram realizadas conforme a complexidade e necessidade de cada obra, assim como o tempo disponível para realizar cada estudo. Nota-se que, apesar de usualmente as obras que envolvem túneis e escavações adjacentes serem problemas altamente tridimensionais, por vezes é possível, recorrendo a análises bidimensionais, obter resultados muito similares àqueles medidos em obra durante e após a escavação. Serão abordados estudos com diferentes posições relativas entre o túnel e a escavação, assim como uma simulação numérica hipotética e um modelo reduzido submetido a ensaios de centrífugadora.

2.2 Estudos de escavações adjacentes a túneis

No Quadro 1 são apresentados os estudos analisados neste capítulo indicando-se as informações básicas referentes a cada um. Nos pontos seguintes apresenta-se uma descrição mais detalhada de cada um deles.

Quadro 1 - Estudos de referência.

N.	Referência	Local	Observações	Posição relativa entre o túnel e a escavação
1.	Zheng & Wei, 2008	Tiajin – China	Estudo Numérico	Por baixo do centro da escavação e fora da extremidade da contenção.
2.	Ng et al., 2013	Hong Kong – China	Modelação Física e Estudo Numérico	Por baixo do centro da escavação.
3.	Lo & Ramsay, 1991	Toronto – Canadá	Caso de Obra e Estudo Numérico	Por baixo do centro da escavação.
4.	Sharma et al., 2001	Singapura – Singapura	Caso de Obra e Estudo Numérico	Por baixo do centro da escavação.
5.	Doležalová, 2001	Praga – República Tcheca	Caso de Obra e Estudo Numérico	Por baixo do centro da escavação e fora da extremidade da contenção.
6.	Mu et al., 2020	Hangzhou – China	Caso de Obra e Estudo Numérico	Nas laterais da escavação.

2.3 Estudos numéricos

A resposta de um túnel existente à construção de uma escavação sobrejacente foi estudada por Zheng & Wei (2008), através de uma análise bidimensional de elementos finitos. No estudo, foram consideradas três posições para o túnel: debaixo do centro da escavação (Caso 1), debaixo da parede diafragma (Caso 2) e fora do limite da contenção (Caso 3). Na Figura 1 está ilustrada a geometria em estudo.

O túnel tem um diâmetro externo de 6.00 m e a espessura do suporte é de 0.30 m nos três casos. Os centros dos túneis dos casos 1 e 2 estão a 20 e 30 m (B_t), respetivamente, do centro da escavação. A parede diafragma tem uma profundidade total de 16 m (h_w), espessura de 0.80m (B_w) e está apoiada em três níveis de escoras, espaçadas verticalmente por 2 m (h_s). O fundo da escavação tem 40 m de comprimento (B) e está a uma profundidade de 8 m (h_e). Esta escavação foi realizada em quatro fases, sendo cada uma com 2 m. O bedrock está a uma profundidade de 70 m (H). No modelo, o coroamento dos túneis foi analisado com diferentes profundidades em relação ao pé da parede diafragma, sendo elas 1, 3, 5, 8 e 12 m (h_t).

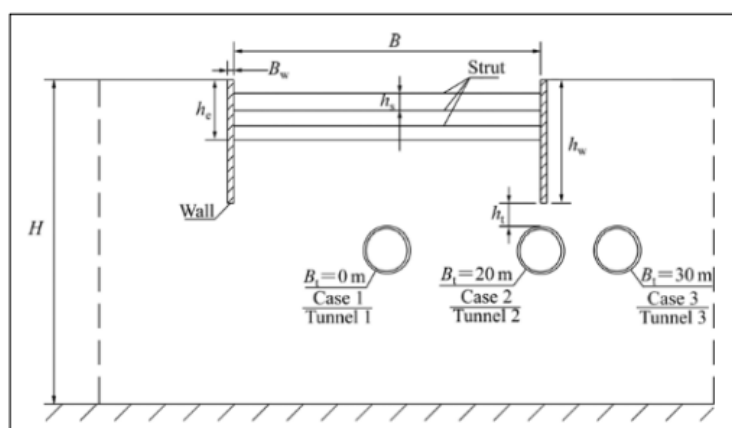


Figura 1 - Posição relativa entre os túneis e a escavação, (Zheng & Wei, 2008).

Neste trabalho, a fim de limitar os resultados aos objetivos pretendidos, foram adotadas diversas simplificações pelos autores do estudo: a camada de solo é homogênea e com características representativas de uma argila siltosa, a escavação tem um desenvolvimento longitudinal suficiente para que se possa adotar um estado plano de tensões e as juntas do revestimento do túnel não foram consideradas. O modelo constitutivo adotado foi o Cam-Clay Modificado, e os elementos da parede diafragma e do revestimento dos túneis foram modelados com comportamento elástico-linear.

O estudo procurou para os três casos avaliar as deformações e o caminho das tensões no solo circundante ao túnel com a evolução da escavação, assim como a influência de parâmetros

como a distância vertical da parede diafragma ao túnel e a distância do centro do túnel ao centro da escavação. Segundo os autores, nota-se que, a depender da posição relativa entre os túneis e a escavação, podem sofrer convergência ou divergência. No Caso 2, em que o túnel está abaixo da parede diafragma, o túnel sofre distorção. Afirmam ainda que tanto a deformação vertical quanto a horizontal do túnel são menores para profundidades maiores de recobrimento do túnel.

Conforme Zheng & Wei (2008), à medida que a escavação avança, o solo abaixo da base da escavação tende a empolar, e o solo lateral tende a deslocar-se para o interior da escavação, fator que influencia o comportamento do revestimento do túnel em função da posição relativa entre a escavação e o túnel. Os autores afirmam que com a evolução da escavação:

- Ocorrem deformações nos três casos, como pode ser visto na Figura 2 a seguir. Ocorre um assentamento com convergência na direção vertical e divergência na horizontal;
- Só ocorre distorção significativa no Caso 2;
- No Caso 2 a máxima divergência ocorre com uma inclinação de 30° com a horizontal, enquanto a máxima convergência ocorre na perpendicular desta;
- No Caso 3 ocorre pouca distorção pois, como afirmam os autores, nesta posição há menor descompressão do terreno na zona onde se situa o túnel quando comparado com as demais localizações analisadas;
- Assim, constatam que evidentemente as deformações induzidas no túnel estão diretamente relacionadas à posição relativa entre o túnel e a escavação.

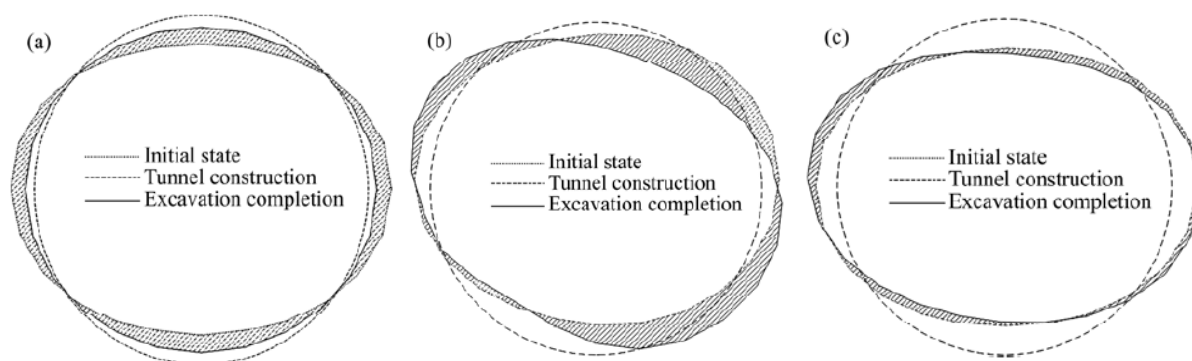


Figura 2 - Deformação dos túneis na construção, a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3 (Zheng & Wei, 2008).

As variações das pressões radiais no revestimento do túnel estão ilustradas na Figura 3. Os autores notaram que a redução na tensão radial é significativa no Caso 1, com magnitude média

de 102 kPa, e ligeira no Caso 3, com magnitude média de 30 kPa. No Caso 2 a variação é mais complexa: no coroamento do túnel, do lado superior direito, aumenta ligeiramente devido ao movimento do solo induzido pela escavação, e no lado superior esquerdo, a redução é significativa.

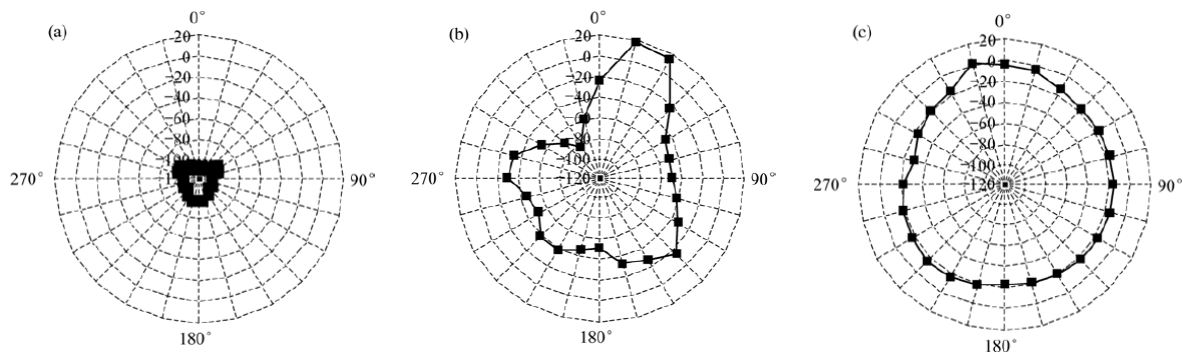


Figura 3 - Ilustração das variações nas pressões radiais, em kPa, durante a escavação a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3 (Zheng & Wei, 2008).

2.4 Ensaios de centrífugadora

A fim de estudar a resposta das direções longitudinal e transversal de túneis, quando submetidos à descompressão por escavações adjacentes, Ng et al. (2013) efetuaram ensaios de centrífugadora em um modelo de areia de dimensões 1245 x 990 mm² (Figura 4), com túneis a diferentes profundidades e em duas posições relativas à escavação (Figura 5). O Teste C refere-se a um túnel posicionado logo abaixo do centro da escavação, e o Teste S a um túnel cujo hastear está afastado 25 mm da extremidade da escavação, distância a qual equivale a 1,50 m no protótipo. Ambos os ensaios foram efetuados a uma aceleração de 60g (Ng et al., 2013).

No geral, a resposta do túnel deve-se à geometria do fundo de escavação, à posição do túnel relativa à escavação e às propriedades dos materiais (túnel, contenção e solo) (Ng et al., 2013). No presente estudo, foram levadas em consideração 19 variáveis. As que definem a geometria são: o comprimento do fundo de escavação no sentido longitudinal do túnel (L), a largura (B) e a profundidade (H_e) da base de escavação; a profundidade (H) e a espessura (w) da contenção; e os espaçamentos entre suportes (S). As que definem a posição relativa são: a profundidade inicial do coroamento do túnel (C), o diâmetro do túnel (D) e a distância entre a lateral do túnel e o centro da escavação (F) (Figura 4 e Figura 5). As que definem as propriedades são: a rigidez à flexão do túnel ($E_T I_T$), a rigidez axial do túnel ($E_T A_T$), a rigidez da contenção ($E_w I_w$), a rigidez (E_S), densidade (ρ), índice de vazios (e), ângulo interno de resistência ao cisalhamento (ϕ'), dilatância (ψ) e a coesão efectiva (c') do solo, além da aceleração da gravidade (g) devido à natureza centrífuga do ensaio (Ng et al., 2013).

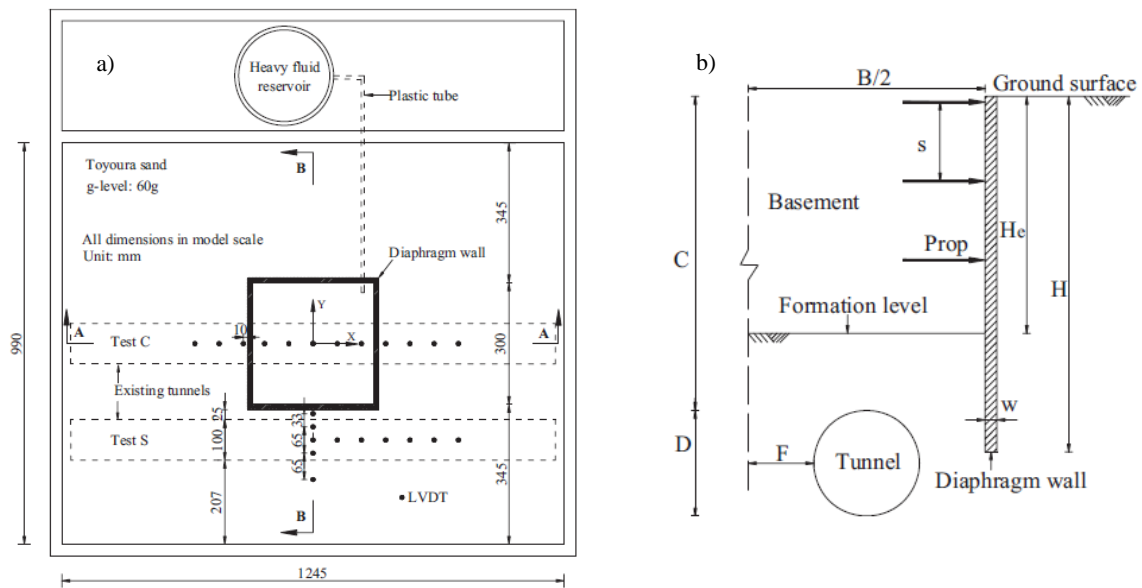


Figura 4 – Ensaio de centrífugadora, a) planta esquemática; b) secção esquemática (Ng et al., 2013).

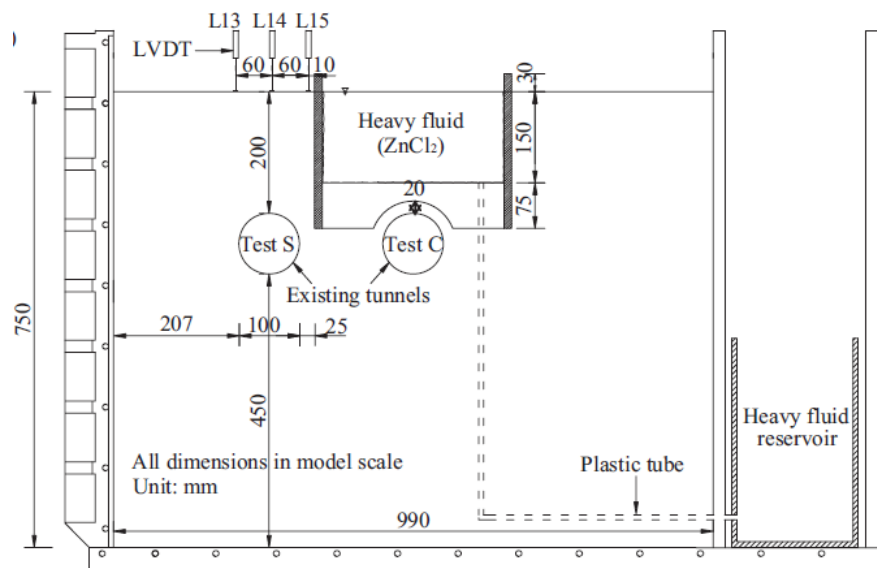


Figura 5 - Secção transversal do ensaio de centrífugadora (Ng et al., 2013).

Ao elaborar o modelo físico, os autores garantiram que a distância entre a contenção e a fronteira limite da caixa era superior ao dobro da profundidade final da escavação (cerca de $2,2H_e$), garantindo assim que esta distância fosse superior à área de influência identificada por Peck (1969). Como seria expectável, o maior assentamento, normalizado pela profundidade total da escavação (H_e), ocorreu próximo à parede de contenção e diminuiu à medida que a distância à parede aumentou (Figura 6). Observou-se que o maior assentamento próximo à contenção ocorreu na secção transversal ao túnel (A-A) do Teste C e o menor no Teste S.

Li & Lehane (2010) desenvolveram um estudo com o objetivo de investigar assentamentos à superfície em um muro de estacas instrumentado, realizado em um maciço arenoso. Ng et al. (2013) verificaram menores assentamentos, normalizados em relação à profundidade total de escavação (H_e), à superfície no ensaio de centrífugadora do que os assentamentos medidos por Li & Lehane (2010) em obra. Segundo os autores, isto provavelmente foi verificado devido ao muro de suporte da obra ser composto de estacas contínuas de diâmetro entre 200 e 300 mm e, portanto, ter características de uma estrutura de contenção flexível.

Gaba et al. (2003) verificaram que os assentamentos esperados à superfície de um muro de suporte variam conforme a distância deste do muro de suporte. Os assentamentos à superfície normalizados em relação à profundidade total da escavação (H_e), verificados por Ng et al. (2013) estão abaixo dos assentamentos medidos por Gaba et al. (2003). Segundo os autores, diferentemente do ensaio da centrífugadora, Gaba et al. (2003) basearam a estimativa dos assentamentos à superfície dos muros de suporte em 7 casos históricos nos quais foram utilizadas estruturas de contenção com características flexíveis.

Na Figura 6 verifica-se o assentamento à superfície, normalizado pela profundidade total de escavação (H_e), em relação à distância da contenção periférica. Nos Testes C e S, os assentamentos obtidos estiveram abaixo dos encontrados por Li & Lehane (2010) e Gaba et al. (2003).

Na Figura 7, verifica-se o empolamento normalizado da base da escavação, quando a base da escavação está às profundidades H_{ec} de 3, 6 e 9 m. O resultado confirmou que a descompressão gera empolamento da base da escavação, sendo que a magnitude do empolamento aumenta concomitantemente ao aumento de H_{ec} . Verificou-se igualmente que a máxima redução da tensão vertical ocorreu no centro do fundo de escavação, sendo menor para distâncias mais afastadas do centro. No Teste S o empolamento foi de 0,11% H_e no centro e atingiu 0,08% H_e a uma distância 0,4 L, sendo L o comprimento do fundo de escavação. Além disso, para melhor compreensão do empolamento resultante da escavação, os autores calcularam a distribuição de tensões verticais abaixo da escavação pela equação de Boussinesq. Ignoraram os efeitos do túnel existente, consideraram uma carga de descompressão à superfície da base da escavação, calcularam um módulo de elasticidade médio (E) e dois módulos de elasticidade de descompressão (E_u), sendo estes 2E e 3E, e com a distribuição de tensões da equação de Boussinesq, estimaram o empolamento da base da escavação. Por sua vez, a comparação desta solução com os empolamentos medidos no modelo está na Figura 7, e verifica-se que a solução $E_u=3E$ forneceu a estimativa mais próxima do empolamento medido nos Testes C e S, sendo que o valor máximo é subestimado ou superestimado em cerca de 20% (Ng et al., 2013).

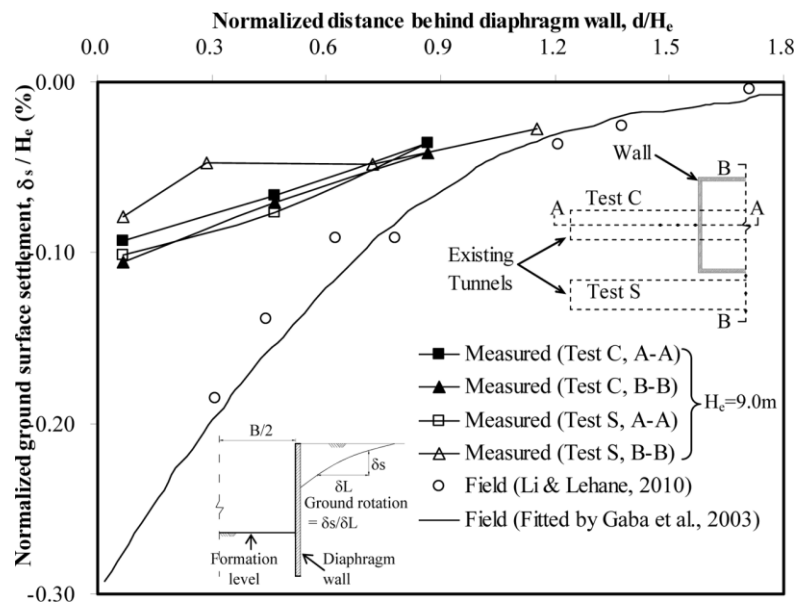


Figura 6 - Assentamento normalizado atrás da parede de contenção (Ng et al., 2013).

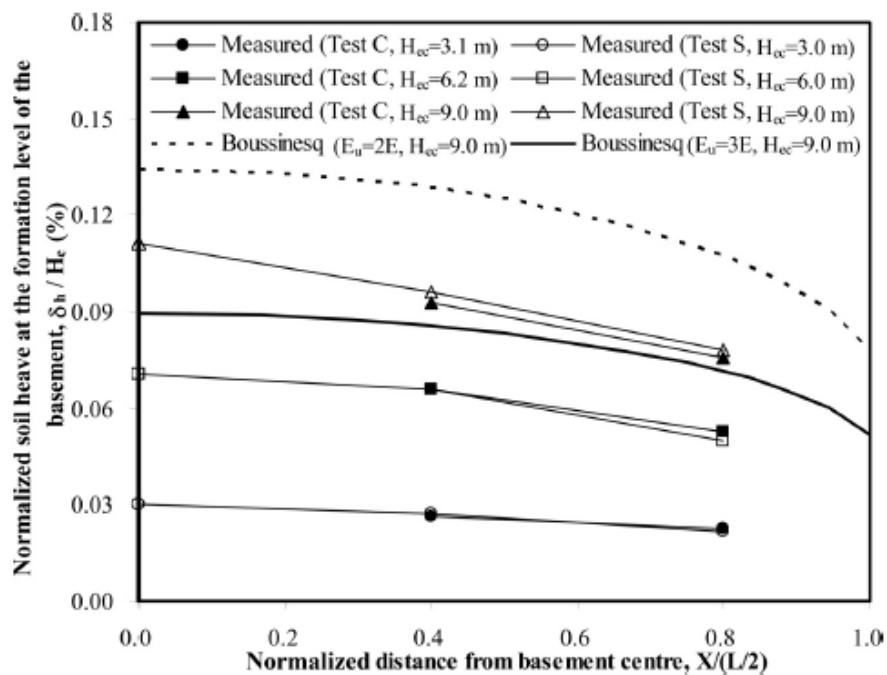


Figura 7 - Empolamento normalizado da base da escavação (Ng et al., 2013).

No sentido longitudinal, verificou-se que no Teste C o empolamento da zona do túnel foi de 0,07 % H_e a uma distância 0,2 L do centro da escavação, e zero a uma distância 1,2 L também do centro da escavação. Assim, concluíram que para o Teste C há influência da escavação no sentido longitudinal do túnel a até uma distância de 1.2 L do centro do fundo da escavação (Ng et al., 2013). A rotação máxima observada foi de 1:1500, sendo esta inferior à tolerância máxima de 1:1000 para túneis existentes (WBTC, 2002). Porém, como afirmam os autores no

estudo, o empolamento do solo no fundo de escavação foi menor no sentido longitudinal. Já no túnel do Teste S, ao contrário do anterior, houve um assentamento da zona do túnel, de magnitude $0,014\% H_e$ no centro da escavação, e zero a uma distância $0,6 L$ do centro (Ng et al., 2013). De acordo com os autores, este mesmo comportamento foi detetado por Liu et. Al (2010) e Ge (2002). Ao compararem-se os dois casos, notou-se que o túnel do Teste S deslocou-se com uma magnitude inferior a 20% à do Teste C, e a zona de influência também foi significativamente menor (Ng et al., 2013).

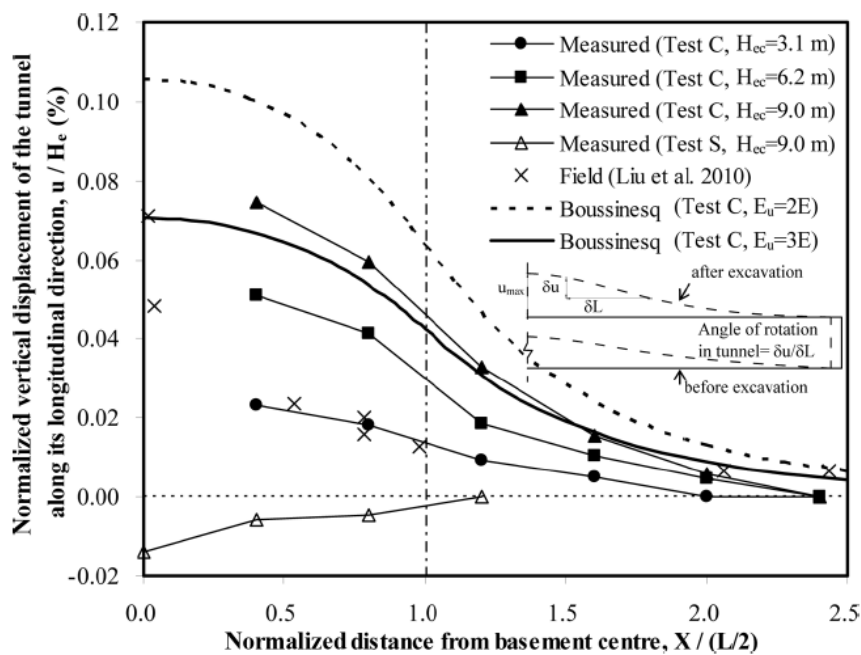


Figura 8 - Deslocamento vertical normalizado na direção longitudinal do túnel (Ng et al., 2013).

Como pode-se observar na Figura 9, o túnel do Teste C sofreu divergência vertical e convergência horizontal, devido ao alívio de tensão vertical acompanhado de um alívio menor da tensão horizontal no túnel existente. Verificou-se também que a divergência aumentou com a profundidade da escavação, sendo que na profundidade total escavada a divergência vertical e a convergência horizontal foram de $0,27\% R$ e $0,32\% R$, respetivamente, sendo R o raio do túnel. Além disso, o deslocamento divergente da abóboda e da soleira foi de $0,18\% R$ e $0,09\% R$, respetivamente. Esta diferença, segundo os autores, dá-se pelo fato de que sobre a abóboda existe menos volume de solo para resistir ao movimento do que na soleira do túnel, resultando tal num maior alívio de tensão no coroamento (Ng et al., 2013).

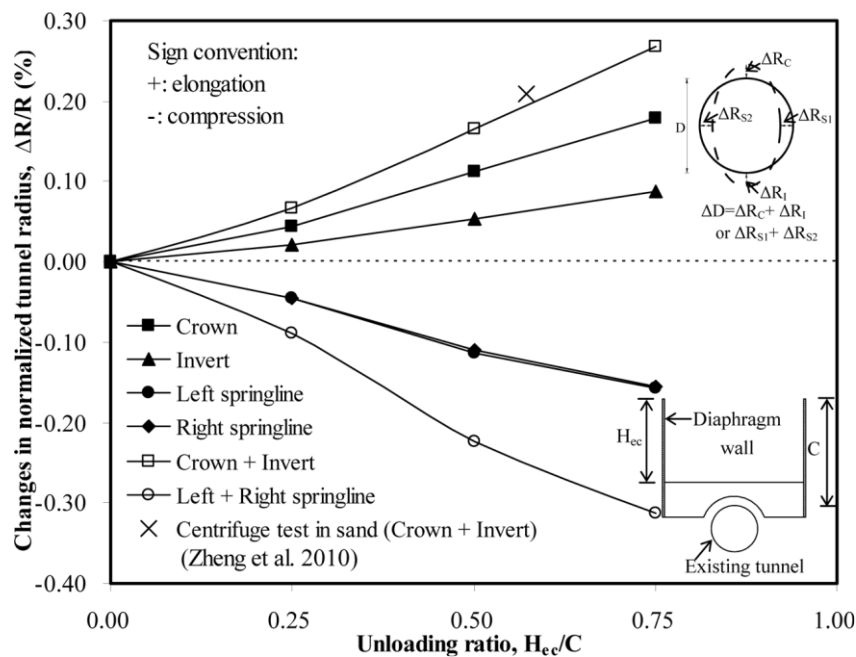


Figura 9 - Alterações do raio normalizado do túnel (Ng et al., 2013).

2.5 Casos de Obra

2.5.1 Obra de Toronto

Com o objetivo de prever os deslocamentos de túneis, e a respetiva distorção do suporte, ocasionados por escavações adjacentes, tanto na direção longitudinal como transversal, Lo & Ramsay (1991) estudaram uma escavação realizada sobre os túneis do metropolitano de Toronto – Canadá, conforme ilustrado na Figura 10. Segundo os autores, os carregamentos provenientes das estruturas devem ser transferidos para as camadas de solo mais competentes abaixo dos túneis, por meio de um projeto de fundações e de métodos de construção adequados. Porém, com frequência, há necessidade de escavações para infraestruturas, as quais podem estar próximas o suficiente para causar deformações em túneis existentes.

A profundidade de escavação está na faixa de 7 a 9 metros e, no local mais crítico, chega a apenas 2 m de distância do coroamento dos túneis. A escavação tem aproximadamente 90 x 40 m² e localiza-se diretamente sobre os túneis, os quais têm 4.9 m de diâmetro interno. A distância entre os centros dos túneis é de 12.4 m e a abóboda de ambos está entre 11 e 12 m profundidade, aproximadamente.

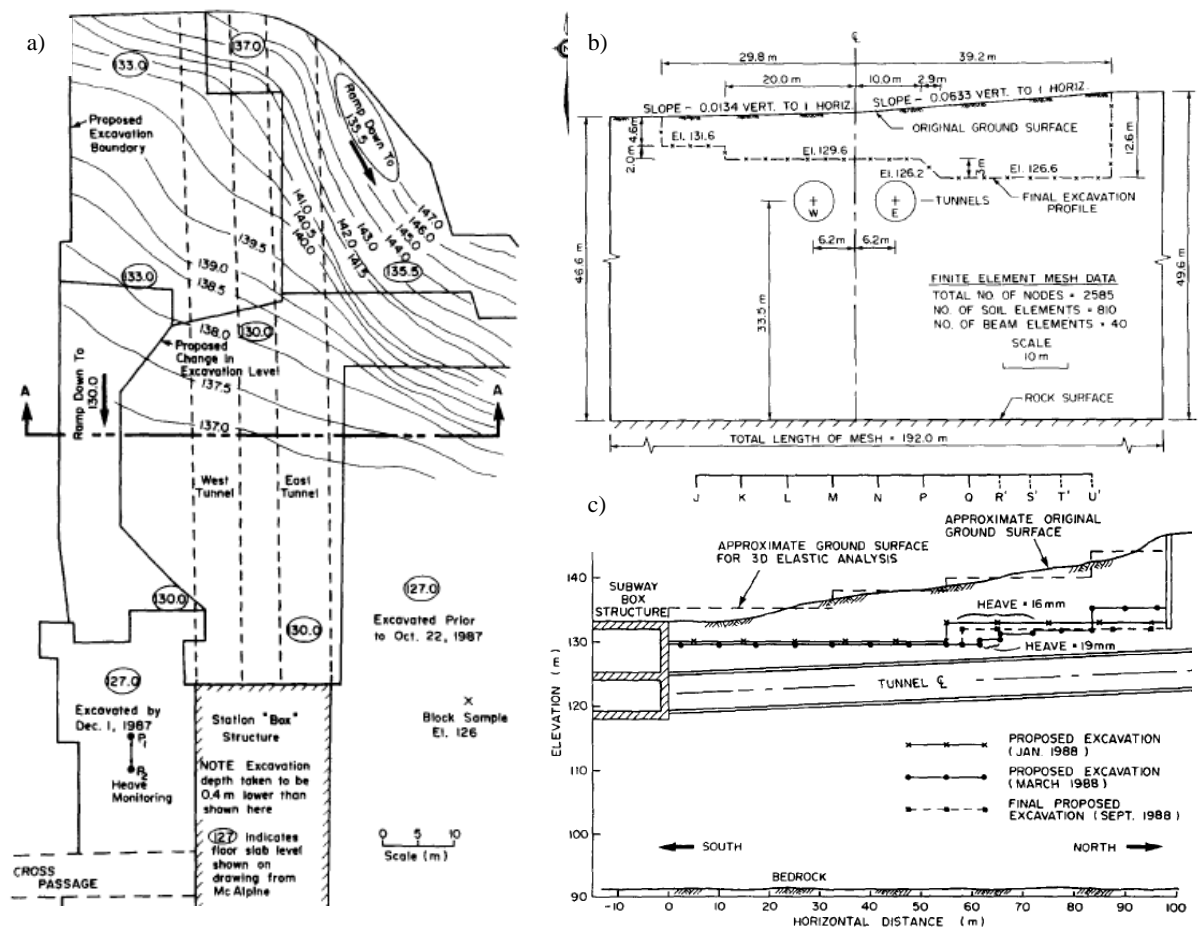


Figura 10 – a) Planta esquemática, b) Secção A-A, c) Perfil Longitudinal (Lo & Ramsay, 1991).

Neste estudo os autores compararam os deslocamentos previstos no projeto com os obtidos na monitorização, causados pelo alívio de tensões da escavação. O subsolo consiste numa camada homogênea siltosa, cuja espessura aproximada é 47 m, localizada sobre o bedrock. Por forma a caracterizar a camada, foram realizados ensaios triaxiais drenados em amostras consolidadas anisotropicamente, tanto em compressão como em extensão. Neste tipo de obra, o módulo de deformabilidade determinado no ensaio de extensão, para pequenas deformações, é de suma importância em fase de projeto pois o ensaio é efetuado segundo uma trajetória de tensões similar à que é expectável de ocorrer em obra (Ng & Lo, 1985). Os resultados dos ensaios encontram-se apresentados na Figura 11. Verificou-se no ensaio de extensão (Figura 11-a) que o módulo de elasticidade possui uma relação praticamente linear até 0,4% da deformação axial e a rotura ocorre a aproximadamente 1% de deformação. Estimou-se um coeficiente de poisson de 0,42 e um ângulo de resistência ao corte de 40°. Por sua vez, verifica-se na Figura 11-b que os módulos obtidos pela monitoração do empolamento na obra (perfil 1) foram superiores aos calculados no laboratório (perfil 2) e que ambos aumentam com a profundidade. Pela análise da Figura 11-c, verifica-se que o módulo de deformabilidade é maior quando o solo está a ser descarregado do que quando está a ser carregado (Lo & Ramsay, 1991).

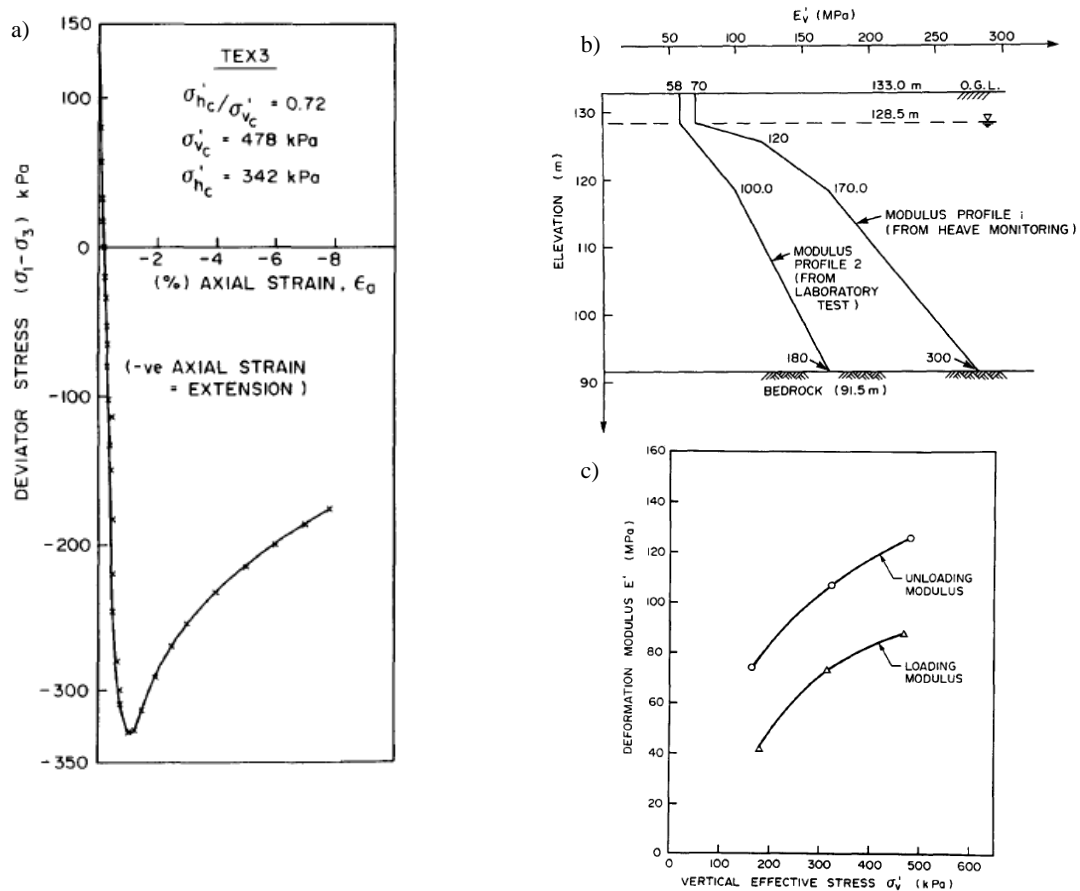


Figura 11 - Resultados dos ensaios, a) Triaxial de extensão, b) Variação do módulo de descarga com a profundidade, c) Módulos de carga e descarga em relação à tensão efetiva vertical (Lo & Ramsay, 1991).

Os autores desenvolveram também modelos numéricos efetuando duas análises numéricas, sendo uma bidimensional, recorrendo ao método dos elementos finitos e assumindo um estado plano de deformação, e outra tridimensional. Em ambas as análises foram utilizados os perfis 1 e 2 do módulo de deformabilidade ilustrados na Figura 11-b. A análise bidimensional permitiu verificar que o empolamento, a divergência vertical e a convergência horizontal são menores com o perfil 1 do que com o perfil 2 do módulo de deformabilidade. Lo & Ramsay (1991) verificaram que as deformações obtidas com o perfil 2, apesar de maiores, são ainda modestas, logo não se formaram zonas plásticas. Os resultados das deformações calculadas pela análise bidimensional estão no Quadro 2.

A análise numérica tridimensional permitiu estimar as deformações no sentido longitudinal do túnel (Figura 10-c). No momento da publicação das análises, a escavação ainda não estava concluída e já havia ocorrido 11 mm de empolamento. A previsão do estudo foi um empolamento máximo de 15 mm. Para essa estimativa, os autores optaram por não considerar a influência da estrutura porticada existente (à esquerda da Figura 10-c) na restrição dos movimentos do túnel, tendo esta sido considerada como solo. A provável consequência dessa

simplificação é a estimativa por excesso dos deslocamentos próximos à estrutura. Com o perfil 2 do módulo de deformabilidade, estimou-se que o empolamento máximo seria de 26 mm. Assim, tendo por base as análises realizadas, os autores concluíram que a escavação adjacente ao túnel era possível de efetuar sem que se verificassem grandes danos no suporte do túnel.

Quadro 2 – Deformações calculadas pela análise bidimensional (Lo & Ramsay, 1991).

Tipo de deformação	Perfil 1 do módulo de deformabilidade		Perfil 2 do módulo de deformabilidade	
	Túnel Oeste	Túnel Leste	Túnel Oeste	Túnel Leste
Empolamento médio (mm)	14	17	24	29
Divergência vertical (mm)	6	7	9	10
Convergência horizontal (mm)	4	4	8	8
Empolamento da soleira (mm)	11	14	19	24

Um plano de monitorização foi elaborado para acompanhar a obra e permitiu avaliar até que medida a variabilidade dos parâmetros existente poderia condicionar a escavação e afetar o suporte do túnel e a estrutura adjacente (Lo & Ramsay, 1991). A instrumentação contemplou a colocação de alvos de precisão na abóboda e na soleira do túnel para monitoração dos deslocamentos. Os critérios de controlo definidos foram: o empolamento da abóboda do túnel deveria ser menor que 15 mm, enquanto que a divergência na direção vertical deveria ser menor ou igual a 10 mm e a convergência na direção horizontal deveria ser menor ou igual a 10 mm.

A comparação entre valores previstos e medidos, nas seções de máxima deflexão, pode ser conferida no Quadro 3. As variações de convergência medidas estão próximas ou abaixo das previstas e, segundo os autores, abaixo dos critérios de controlo do projeto. Os desvios verticais dos túneis, estimados na análise tridimensional, forneceram valores para o empolamento que estiveram muito próximos, e ligeiramente acima dos valores medidos em campo, para ambos os túneis (Lo & Ramsay, 1991).

Quadro 3 - Comparação entre valores previstos e medidos (Adaptado de Lo & Ramsay, 1991)

Localização no túnel	Valores previstos na modelação numérica		Valores da monitorização	
	Túnel Sul	Túnel Norte	Túnel Sul	Túnel Norte
Divergência vertical (mm)	6	7	4	4
Convergência horizontal (mm)	4	4	2.9 – 3.5	3.8 – 4.4

Os autores verificaram que neste estudo o parâmetro do solo mais importante consistiu no módulo de deformabilidade em extensão (descarga) e que estimativas conservadoras,

elaboradas a partir de ensaios triaxiais convencionais, podem levar à conclusão equivocada de que o projeto não é exequível. Além disso, este estudo permitiu verificar que para problemas deste tipo, além da análise transversal em estado plano de deformações, deve-se elaborar uma análise no sentido longitudinal do túnel para a avaliação do desvio do túnel, o qual permite ter uma noção do seu comportamento global. Fundamental é igualmente a conclusão de que a elaboração de um plano de monitorização que permite efetuar e comparação sistemática entre valores previstos pelo projeto e medidos em obra é imprescindível para validar as opções de projeto.

2.5.2 Obra de Singapura

A fim de prever as deformações nos túneis norte e sul do MRT (*Mass Rapid Transit*) de Singapura, causadas por uma escavação próxima, Sharma et al. (2001) realizaram um estudo em que compararam os seus resultados aos obtidos pela instrumentação da obra. Esta escavação, de 140 x 200 m² e 15 m de profundidade, surgiu aquando da construção de duas caves do hospital Tan Tock Seng (TTS). Conforme ilustrado na Figura 12, a escavação encontra-se a uma distância aproximada de 14,5 m dos túneis, os quais têm 6 m de diâmetro, estão espaçados por aproximadamente 15 m e têm seu coroamento com profundidades entre 15 e 27 m. Foi elaborada uma análise numérica bidimensional recorrendo ao método dos elementos finitos para as seções G-G e H-H indicadas na figura. A análise foi realizada considerando-se um comportamento não drenado (tensões totais) e um modelo elástico perfeitamente plástico para o solo.

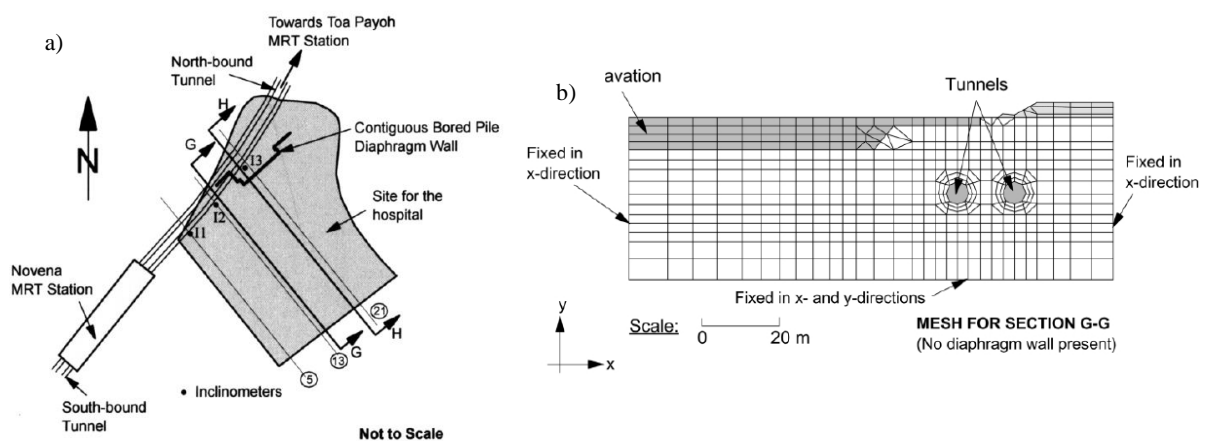


Figura 12 - a) Planta esquemática, b) Malha de elementos finitos da seção G-G (Sharma et al., 2001).

A comparação entre os resultados da monitorização (TM) e da análise numérica (FEM) na secção G-G encontra-se no Quadro 4. Os autores determinaram na análise numérica deslocamentos horizontais maiores do que os obtidos na monitorização, porém o oposto

verificou-se relativamente aos deslocamentos verticais, com os do modelo a serem menores do que os medidos. O estudo permitiu verificar também que os deslocamentos no túnel norte são menores do que os verificados no túnel sul, o que se encontra de acordo com o posicionamento dos mesmos face à escavação. Os autores concluem ainda que, apesar de diferentes, os deslocamentos medidos e previstos têm tendências similares e que os previstos são, em termos gerais, maiores do que os medidos. Sharma et al. (2001) realizaram também uma análise paramétrica entre duas espessuras de suporte do túnel: 250 e 400 mm. Para a espessura maior, devido à sua maior rigidez, ocorrem menores deslocamentos e maiores momentos fletores. Segundo os autores, este fator deve ser levado em conta no projeto para otimizar o suporte de túneis, sendo mais vantajoso adotar um revestimento flexível caso a eficiência funcional do túnel não seja afetada por pequenas distorções da sua forma.

Quadro 4 - Comparação entre deslocamentos da análise numérica e da instrumentação (Sharma et al., 2001).

Secção G-G (deslocamentos em mm)								
	Túnel Sul				Túnel Norte			
	Deslocamento horizontal		Deslocamento vertical		Deslocamento horizontal		Deslocamento vertical	
Local	TM	FEM	TM	FEM	TM	FEM	TM	FEM
Base	3.6	7.0	2.8	1.4	2.5	5.1	1.3	0.1
Coroamento	6.0	8.0	3.0	2.6	2.8	5.7	1.2	0.3
Lateral Direita	5.8	6.5	3.4	2.3	2.7	5.8	0.8	0.2
Lateral Esquerda	4.5	7.5	3.5	1.9	2.7	5.2	1.4	0.4

2.5.3 Obra de Praga

A fim de determinar a influência de uma escavação realizada sobre um conjunto de túneis na cidade de Praga – República Tcheca, Doležalová (2001) elaborou modelos bidimensionais de elementos finitos assumindo um estado plano de deformação. Trata-se de uma escavação de aproximadamente 19 x 32 m² e 12.70 m de profundidade, para a construção de um edifício para escritórios com garagens no subsolo (Figura 13). Como há dois níveis de túneis abaixo da escavação, foi desenvolvido este estudo que permitiu prever as deformações e variações das tensões do maciço.

O primeiro nível é composto por três túneis e pertence ao Metropolitano de Praga, enquanto que o segundo nível é utilizado para a circulação subterrânea. O coroamento dos túneis está a uma profundidade aproximada de 20 e 35 m, respetivamente. O primeiro e o segundo túnel do Metropolitano (1 e 2 VRT) têm 9 m de largura e 8 m de altura, e o terceiro (3 VRT) tem 8.8 m de diâmetro interno e 9.5 m de diâmetro externo. Já os túneis da circulação subterrânea (1 e 2 CIRC) têm 5.6 e 5.4 m de diâmetro, respetivamente. Os túneis estão contidos no maciço xistoso da região e houve especial preocupação devido à possibilidade de perturbar o estado

consolidado de um longo período de tempo dos contatos entre o suporte e o maciço e impermeabilidade das estruturas, assim como a possível fissuração do suporte devido à descompressão causada pela escavação.

Conforme a autora afirma, devido ao pouco tempo disponível para este estudo antes do início da escavação, a investigação geotécnica não pôde contemplar análises complexas, bem como incluir a parametrização detalhada dos parâmetros de resistência do maciço. Assim, foram feitas simplificações para avaliar este problema extremamente complexo e que deveria ter sido alvo de avaliação tridimensional. Doležalová (2001) simulou o estado geostático de tensões, procedido pela escavação de cada túnel e, por fim, a escavação profunda para as caves do edifício. Os objetivos específicos desta modelação consistiram em verificar se a escavação era viável, bem como especificar limites no comportamento das estruturas e fornecer recomendações para o plano de monitorização.

O maciço é composto por um xisto alterado, com diferentes graus de meteorização. A camada mais superficial, de profundidades entre 2 e 4 metros, consiste num aterro, situado sobre uma camada de 9 m de aluvião, seguida por 4 m de xisto desintegrado e finalmente um xisto-argiloso não meteorizado, onde se situam os túneis.

No modelo numérico, utilizou-se o modelo constitutivo elástico perfeitamente-plástico com os parâmetros de rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb para o xisto-argiloso, alvenarias e betão. Para os elementos estruturais utilizou-se o modelo constitutivo elástico-linear. A pressão de água foi introduzida em concordância com o nível freático, inicialmente a 10.60 m de profundidade, e as análises foram realizadas assumindo-se uma condição drenada, devido à alta permeabilidade do xisto. Foi utilizado um módulo de deformabilidade médio de 900 MPa para o maciço. Na discretização da malha, foram utilizados elementos quadriláteros isoparamétricos de oito pontos nodais para o solo e o suporte de alvenaria dos túneis do metropolitano. Por sua vez, o suporte dos túneis inferiores foi modelado com elementos de viga. Os contactos entre rocha e alvenaria, e ferro fundido e aço, foram simulados através de elementos de interface com 6 pontos nodais. Após a geração do estado geostático de tensões, com $K_0 = 0,5$, o faseamento construtivo foi composto por 8 fases, ilustrando-se na Figura 14 a primeira e a última fase. A primeira diz respeito à escavação do primeiro túnel no maciço. Nas fases seguintes, cada túnel é aberto e, no penúltimo e último, a escavação é efetuada e o carregamento do edifício é simulado por uma carga distribuída de 200 e 300 kPa, respetivamente, na base da escavação.

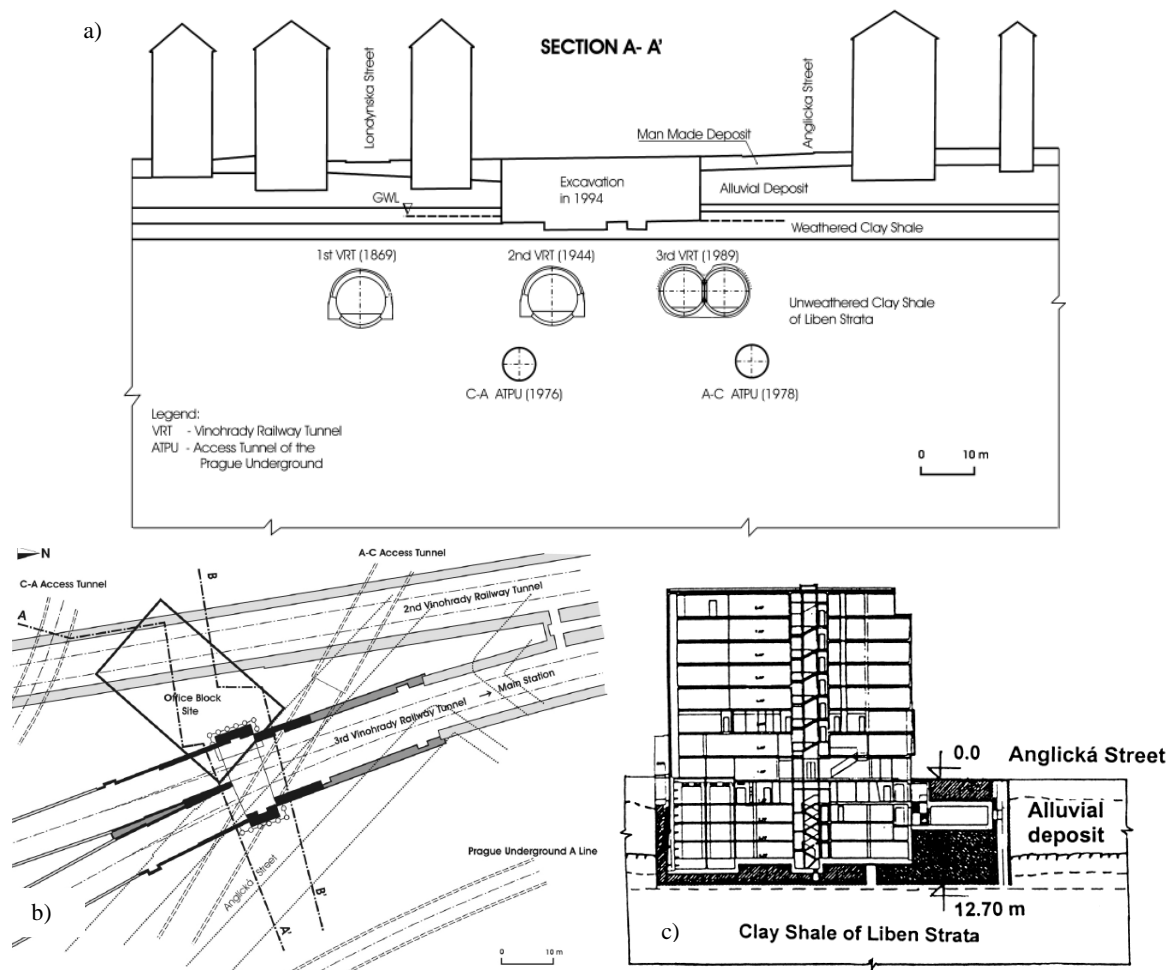


Figura 13 - a) Seção A-A, b) Planta esquemática, c) Seção esquemática da escavação (Doležalová, 2001).

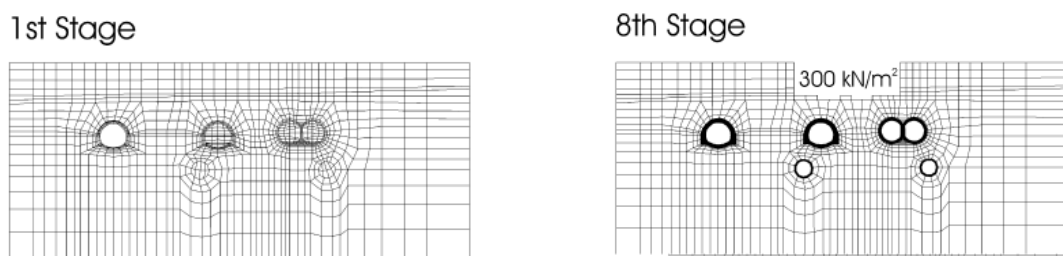


Figura 14 - Sequência construtiva (Fases 1 e 8) dos túneis e da escavação para o subsolo do edifício (Doležalová, 2001).

A estimativa das deformações devido à escavação é de difícil estimativa quando se utiliza um simples modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico (Doležalová, 2001). Por este motivo, não se conseguiram obter resultados próximos aos valores dos assentamentos medidos durante a escavação do terceiro túnel do metropolitano. O campo de deformações final, previsto numericamente após a escavação da cave, pode ser visto na Figura 15. Verifica-se que os empolamentos previstos na análise numérica foram de 22 mm no centro e 9 mm nas extremidades do fundo de escavação, enquanto que a maior divergência vertical ocorreu no

túnel 3 VRT, seguido pelo túnel 2 VRT, com 4.5 e 4.0 mm, respetivamente. No segundo nível de túneis, a divergência limitou-se a 2.5 mm no 1 CIRC.

A análise numérica permitiu verificar que existiu plastificação na zona entre a abóboda dos túneis e a base da escavação, causada pela redução considerável da tensão vertical. Estes locais estão destacados na Figura 16, onde se apresenta o nível de plastificação do maciço, correspondendo 1.00 à situação de plastificação, isto é, quando a tensão de corte instalada iguala a máxima tensão de corte resistente. Observou-se que a abertura de um novo túnel adjacente induziu a formação de zona plástica ao redor dos túneis, compressão nas laterais, e descompressão acima e abaixo do túnel.

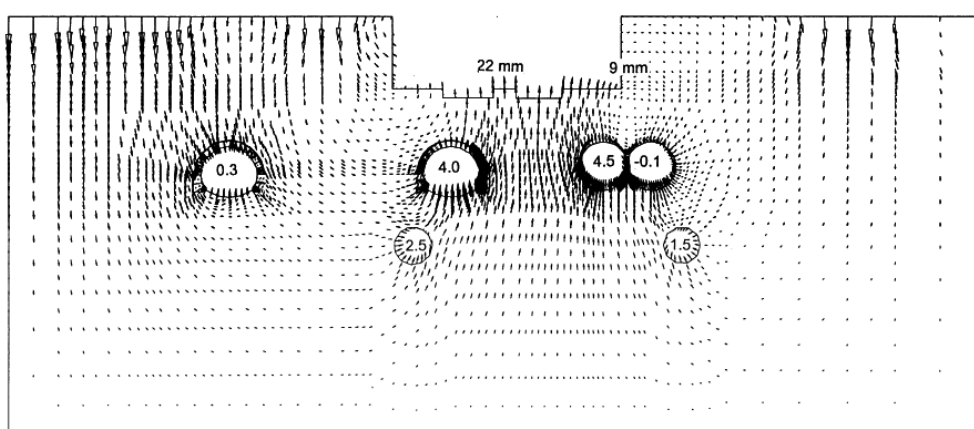


Figura 15 - Campo de deformações final (Doležalová, 2001).

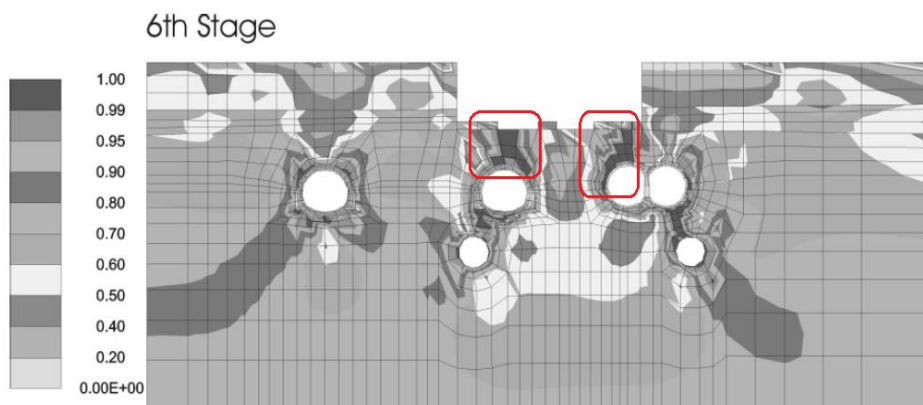


Figura 16 - Zonas de plastificação (Doležalová, 2001).

O resumo dos resultados da análise numérica pode ser observado no Quadro 5. Verifica-se que o maior levantamento na zona dos túneis foi de 14 mm, tendo ocorrido no 2 VRT A, e o menor foi de 3 mm, detetado no 2 CIRC. Por sua vez, na instrumentação não foram observados deslocamentos acima dos previstos pela análise numérica. A divergência vertical do túnel esquerdo do 3 VRT limitou-se a 3.7 mm, e foi inferior a 2 mm nos túneis 1 e 2 CIRC. Logo, a

solução numérica forneceu uma boa estimativa, apesar das simplificações adotadas (Doležalová, 2001).

Quadro 5 – Resumo dos resultados da análise numérica (Doležalová, 2001).

	1 VRT	2 VRT	3 VRT	1 CIRC	2 CIRC
Levantamento da zona do túnel	-	10 a 14 mm	8.3 a 13 mm	5 a 7.5 mm	3 a 4 mm
Divergência vertical	0.3 mm	4 mm	4.5 mm	2.5 mm	1.5 mm
Consequência	-	Sem redução na capacidade do suporte. Possível fissuração e inundação.	Sem redução na capacidade do suporte. Possível fissuração e inundação.	-	-
Programa de Monitoração	Nenhuma medida especial	Convergência, dilatação de juntas e entrada de água.	Convergência, dilatação de juntas e entrada de água.	Nenhuma especial	Nenhuma especial
Base da escavação					
Empolamento	9 a 22 mm				
Consequências	Considerável redistribuição de tensões. Presença de zonas de plastificação abaixo da base da escavação. Distúrbio da integridade do maciço nas zonas plastificadas. Aumento da permeabilidade.				
Faseamento construtivo	Desconfinamento pela abertura dos túneis no subsolo e, posteriormente, pela escavação dos subsolos do edifício.				
Conclusão	Execução da obra foi considerada viável. Tempo de construção limitado a 3 meses para evitar inundação dos túneis.				

2.5.4 Obra de Shangai

Hu et al. (2003) apresentaram uma comparação entre o projeto e a construção de uma escavação localizada nas laterais e acima dos túneis do metropolitano de Shangai, conforme ilustrado na Figura 17. Neste estudo, os autores compararam as deformações previstas em projeto com as medidas em obra. Além disso, expuseram os critérios e medições para o controlo das deformações do maciço e dos túneis. Foi realizada em obra a monitorização de paredes diafragma apoiadas em escoras, a consolidação do maciço por bombeamento de água, estacas com misturas de solo-cimento e a execução de um faseamento construtivo que visou minimizar as deformações causadas pela escavação.

Os túneis têm um diâmetro externo de 6.20 m e estão distantes por aproximadamente 11 m. O coroamento de ambos está a uma profundidade de 4.40 m. A escavação tem profundidade total de 11.50 m na região leste e 12.50 m na região oeste dos túneis (à direita e à esquerda da Figura 17-b, respetivamente). A escavação foi realizada para a construção de caves de edifícios comerciais sendo que a obra está localizada em uma região aluvionar, caracterizada por uma argila cinzenta muito mole, com grande índice de vazios, alta plasticidade, baixa permeabilidade, alto teor de água, baixa resistência ao corte e baixo módulo de deformabilidade (Hu et al., 2003). Adotou-se um K_0 de 0.52.

Com o objetivo de conter lateralmente a escavação, foram previstas paredes diafragmas de 800 mm de espessura, apoiadas em 3 níveis de escoras (Figura 17). Foi desenvolvido um modelo numérico bidimensional, sendo o comportamento do maciço simulado por um modelo constitutivo elástico. Pela análise do modelo, as deformações da contenção não passariam de 15 mm (Figura 19-a) e o assentamento à superfície sobre os túneis não seria superior a 4 mm.

Previamente à escavação, foi realizada uma pré-consolidação do solo, bombeando água para fora do maciço, a fim de melhorar as suas características mecânicas. Os autores citam que a resistência não drenada melhorou entre 21 e 42% na camada de argila mole. Foi igualmente efetuado um melhoramento do solo ao redor dos túneis e na região da fundação dos edifícios, com construção de estacas de misturas de solo-cimento (Figura 17-b). Em alguns pontos este melhoramento do solo foi realizado a apenas 1 m do coroamento dos túneis.

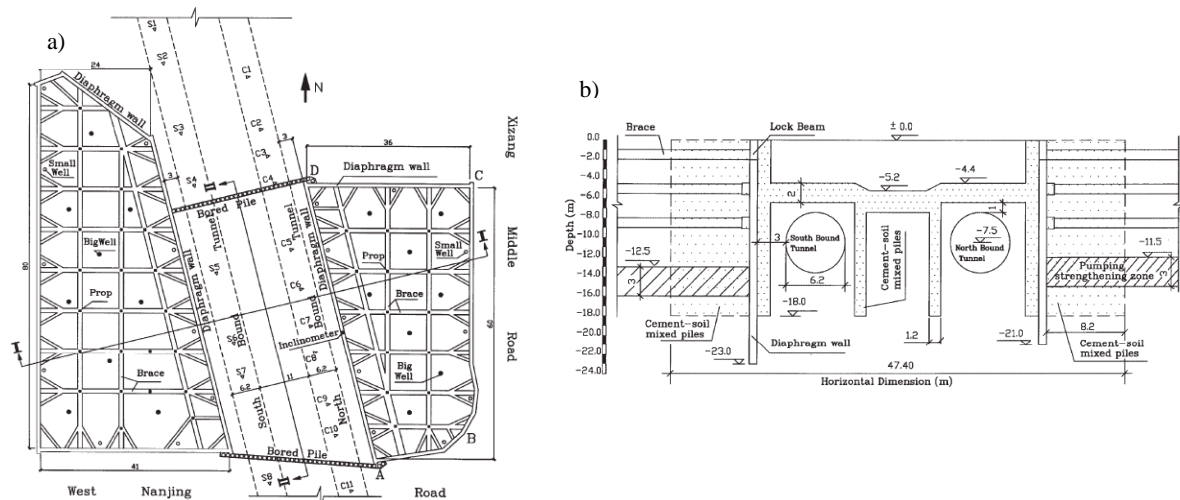


Figura 17 – a) Planta esquemática, b) Seção esquemática dos túneis e da escavação (Hu et al., 2003).

Os autores verificaram que a parede diafragma sofreu a maior deformação horizontal 2 m acima da base da escavação, com uma magnitude de 0,12% da profundidade total da escavação. A deformação horizontal em profundidade prevista no modelo esteve muito próxima da medida posteriormente em obra, conforme a comparação da Figura 19-a.

Os deslocamentos horizontais (Figura 19-b) e verticais (Figura 19-c) medidos no sentido longitudinal de ambos os túneis estão na Figura 19-b e c. Os pontos C1 a C11 e S1 a S8, medidos na abóboda dos túneis, estão localizados em planta na Figura 17-a. Concluiu-se que o sistema previsto foi suficiente para controlar deslocamentos indesejados nos túneis. O deslocamento vertical esteve abaixo dos 5 mm, o horizontal abaixo dos 9 mm e a curvatura no sentido longitudinal abaixo dos 1/15.000, o que, segundo os autores, foi suficiente para o bom funcionamento do metropolitano.

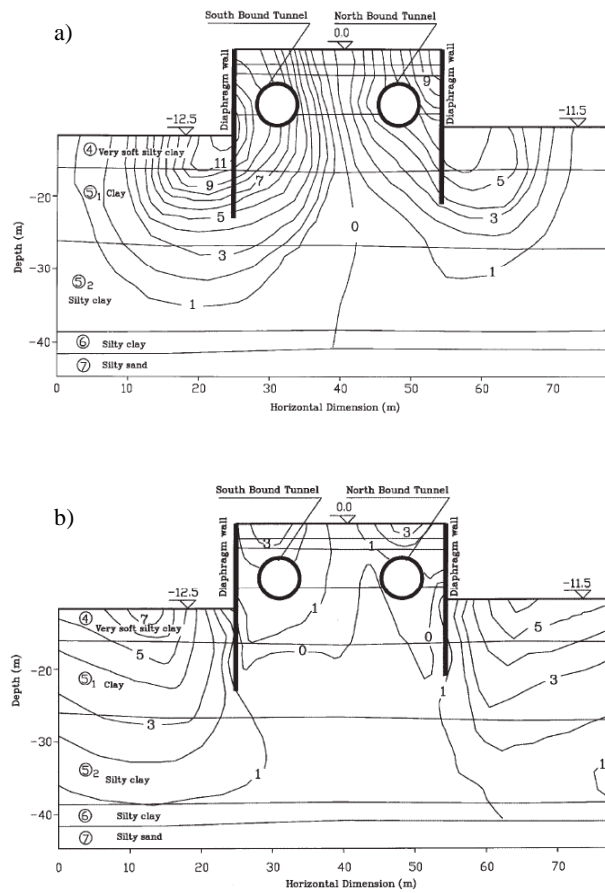


Figura 18 - Campo de deslocamentos, a) Horizontal, b) Vertical (Hu et al., 2003).

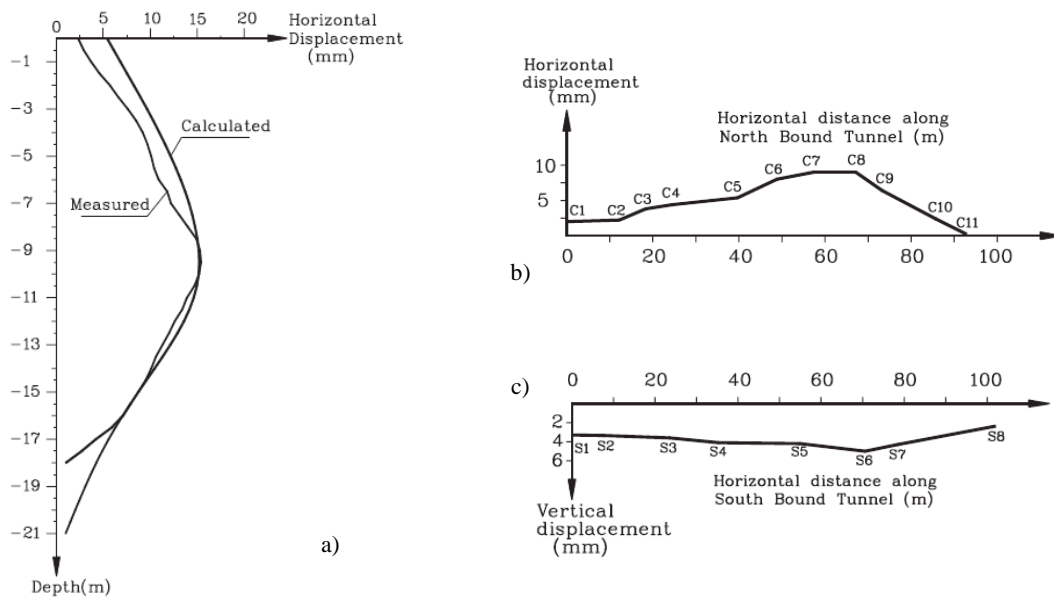


Figura 19 - a) Deslocamento horizontal da parede diafragma com a profundidade, b) Deslocamento horizontal do túnel norte c) Deslocamento vertical do túnel sul (Hu et al., 2003).

3 EDIFÍCIOS DA QUINTA DOS CANDEEIROS

3.1 Enquadramento

A sociedade Metropolitano de Lisboa (ML) foi constituída em janeiro de 1948, a fim de elaborar um estudo técnico e econômico de um sistema de transportes coletivos no subsolo da capital de Portugal. Os trabalhos de construção iniciais foram realizados entre agosto de 1955 e dezembro de 1959 e, posteriormente, a rede expandiu-se em fases sucessivas. Em maio de 1998 abriu à exploração a Linha D – Vermelha, Linha do Oriente, a qual permitiu conexões essenciais do ML com a rede ferroviária (suburbana e regional) e com as ligações fluviais para a margem Sul. Posteriormente, em julho de 2012, a linha Vermelha foi expandida, passando a chegar ao Aeroporto.

Em janeiro de 2020, a empresa Mexto Property Investment iniciou o projeto de construção de dois lotes na Quinta dos Candeeiros (Figura 20), os quais estão entre as estações de Moscavide e Encarnação da Linha Vermelha. Nesta obra, foram previstas escavações na ordem dos 12.00 m de profundidade, sendo parte delas realizadas sobre o túnel da linha Vermelha do ML (Figura 20-b). A Norte da escavação existe um edifício industrial abandonado, a Oeste há um edifício habitacional e a Sul encontra-se a rua Carlos George (Figura 20-a e Figura 21).



Figura 20 – a) Vista dos lotes 1 e 2 da Quinta dos Candeeiros em Lisboa (adaptado de Google Earth), b) Local do projeto – Lotes sobre o túnel do ML (JET_{SJ}, 2021).

Nos pontos de maior proximidade, a distância entre os elementos instalados devido à escavação e a abóboda do túnel é de pouco mais de 3.00 m. Esta distância, como será visto adiante, cumpre o mínimo afastamento permitido pela legislação vigente. No Lote 1, o túnel está localizado por

baixo da escavação, enquanto que no Lote 2 o túnel está fora da extremidade da contenção periférica.

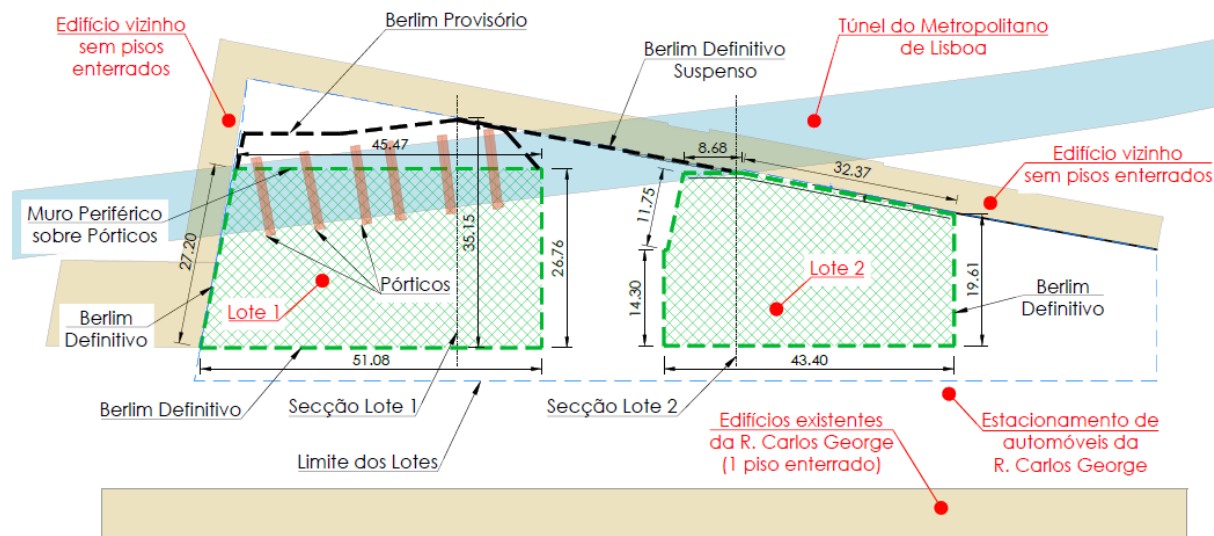


Figura 21 - Planta de implantação esquemática dos lotes 1 e 2 (Adaptado de JET_{SJ}, 2021).

No projeto do edifício do Lote 1 (EL1), o qual tem suas dimensões em planta indicadas na Figura 21 e uma área em planta de aproximadamente 1280 m², estão previstos dois pisos enterrados, oito pisos elevados e a cobertura. A superfície do terreno deste lote está à cota +38.90 m e o fundo de escavação na cota +32.60 m, totalizando 6.30 m de escavação. Contudo, para a construção da segunda cave, há necessidade de atingir a cota +31,40 m, perfazendo um total de 7.50 m de profundidade desde a superfície. Por sua vez, a abóboda do túnel situa-se à cota +27.81 m e a soleira do túnel na cota +21.62 m, pelo que as escavações necessárias para construir as vigas dos pórticos que suportam a parede exterior do edifício ficam a aproximadamente 4.00 m da abóboda do túnel, chegando algumas das microestacas a ficar a 3.30 m de distância (Figura 22).

Como pode ser visto na Figura 22, para a execução do EL1, será necessária a escavação do maciço sobre a galeria do ML e, na região destacada em amarelo, haverá posteriormente um reaterro, a ser contido por um muro convencional de betão armado que servirá como parede exterior do edifício.

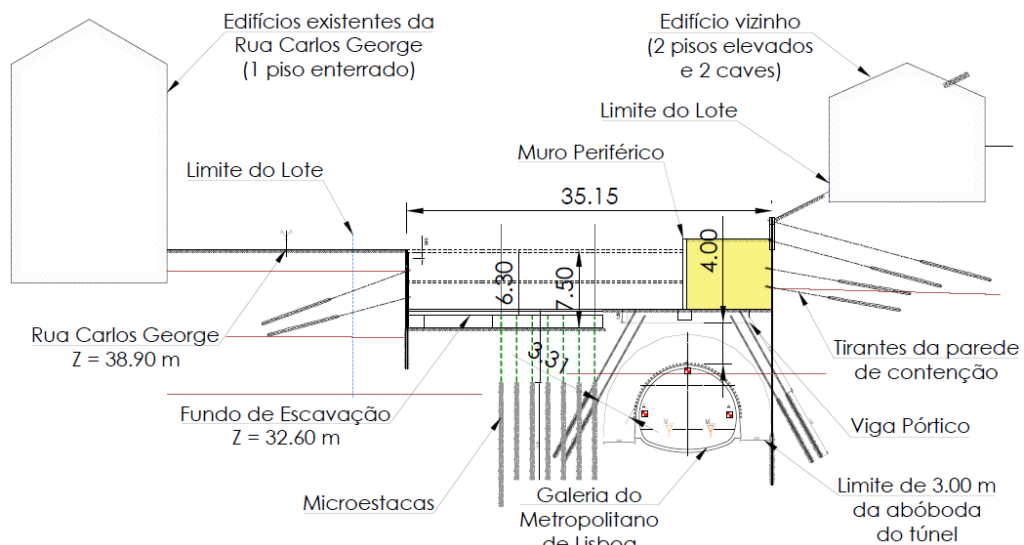


Figura 22 - Secção do lote 1 (adaptado de JETSI, 2021).

O projeto do edifício do lote 2 (EL2), cujas dimensões em planta estão indicadas na Figura 21, prevê uma área aproximada em planta de 1040 m². Estão projetados três pisos enterrados, oito pisos elevados e a cobertura. O piso zero deste lote está à cota +38.90 m e a base do edifício à cota +30.30 m, totalizando 9.30 m de profundidade, sendo que a escavação prolonga-se até a cota +29.22 m, perfazendo 9.68 m de profundidade desde a superfície. A abóboda do túnel está situada à cota +25.66 m e a soleira do túnel à cota +17.28 m, sendo que a fundação da contenção periférica fica a aproximadamente 4.50 m da abóboda do túnel e algumas microestacas situam-se a apenas 4.00 m de distância (Figura 23).

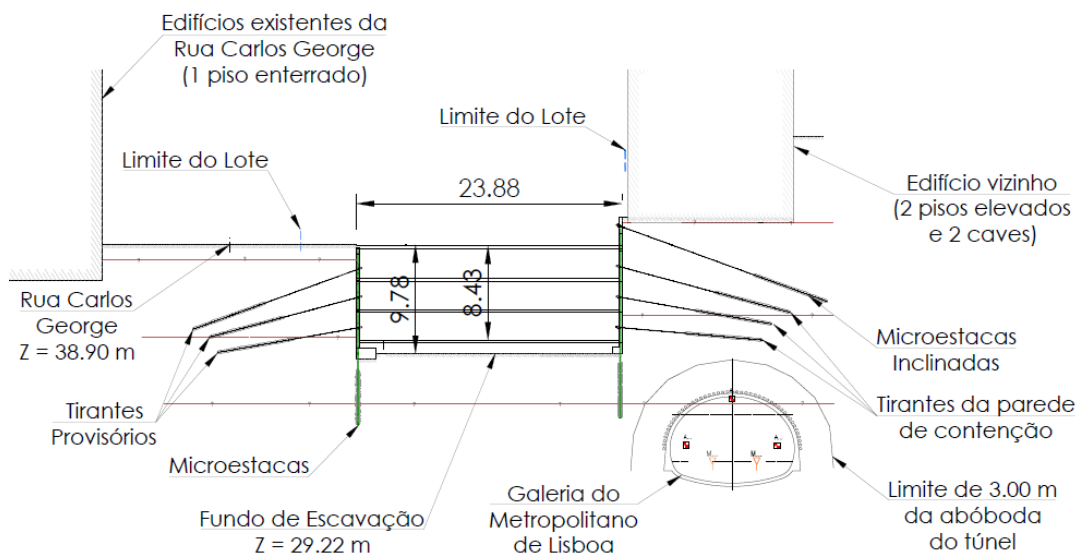


Figura 23 - Secção do lote 2 (adaptado de JETSJ, 2021).

3.2 Condições locais

Visando a caracterização geológico-geotécnica do maciço terroso onde a obra está localizada, foi efetuada uma campanha de prospeção. Esta incluiu para além do enquadramento geológico, a realização de ensaios in-situ e a recolha de amostras para ensaios laboratoriais, executados entre janeiro e março de 2020. A campanha permitiu que fossem elaborados dois perfis geotécnicos interpretativos, um para cada lote, que contêm o zonamento geotécnico adotado no projeto. A partir dos ensaios, foi possível estimar também os parâmetros mecânicos dos solos interessados.

3.2.1 Enquadramento geológico

A obra situa-se no enquadramento geológico da região de Lisboa (Figura 24), onde há ocorrência de aterros no topo de camadas miocênicas. Estes aterros (A_t) são de gênese recente, têm profundidades aproximadas de 1.50 m e grande variabilidade granulométrica. Estão depositados diretamente sobre o substrato sedimentar Miocênico de Lisboa, mais especificamente sobre as formações da Sequência Depositional T (M_T) (Geocontrolo, 2020).

Os aterros (A_t) têm gênese artificial, isto é, de origem antrópica, são heterogêneos e constituídos essencialmente por depósitos de restos líticos e cerâmicos, tendo uma matriz silto-areno-argilosa, de estrutura descomprimida, pouco resistente e com elevada deformabilidade.

Abaixo destes, na Sequência Depositional T (M_T), foram identificados três horizontes distintos. O superior, de aproximadamente 6.00 m de espessura, é constituído por siltes fortemente arenosos (areolas), por vezes com níveis de argila siltosa, de tonalidades esverdeadas. Em seguida, com espessuras na ordem de 6.00 a 7.50 m, há um nível intermédio de argilas fortemente siltosas e por vezes com restos coníferos e pequenas passagens de cascão greso-carbonatado, de tonalidades cinzento-azuladas e passagens esverdeadas. Abaixo deste, entre 13.50 e 16.00 m de profundidade, há camadas de areia siltosa com níveis de cascão greso-carbonatado, de tonalidade amarelo-torrado (Geocontrolo, 2020).

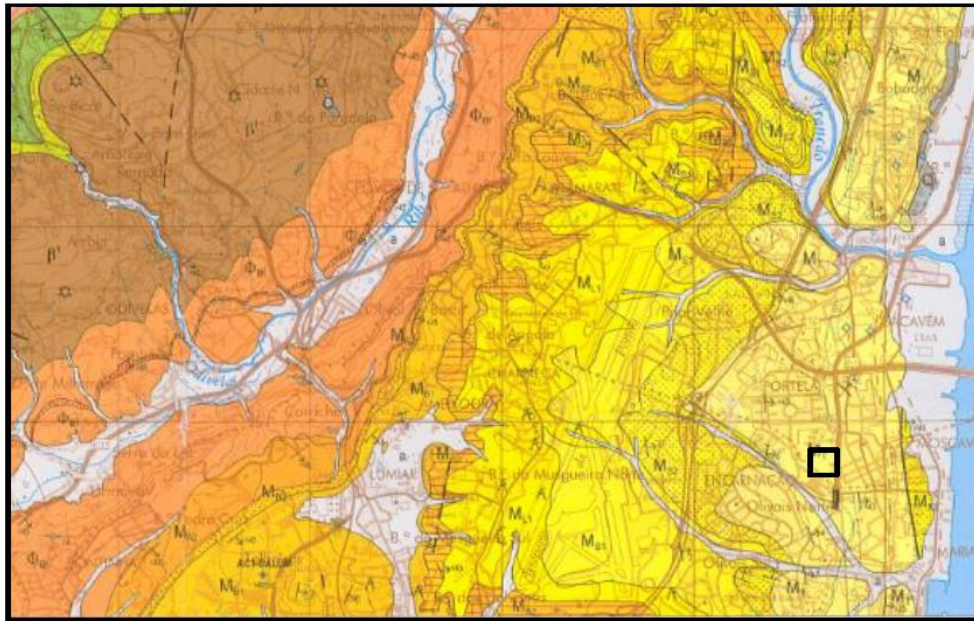


Figura 24 - Enquadramento geológico da área em estudo – adaptada da Carta geológica de Portugal – Folha 34-B Loures; escala 1:50000, escala indeterminada, (Geocontrolo, 2020).

3.2.2 Prospecção e ensaios in-situ

Para a caracterização do maciço, foram executados quatro furos de sondagem, acompanhados de ensaios normalizados de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test). Os furos de sondagem S1 e S2 foram realizados no lote 1, e os furos S3 e S4 no lote 2, como pode ser visto na Figura 25. Em S2 e S4 foram implementados piezômetros hidráulicos de circuito aberto por forma a monitorizar o nível de água no maciço.

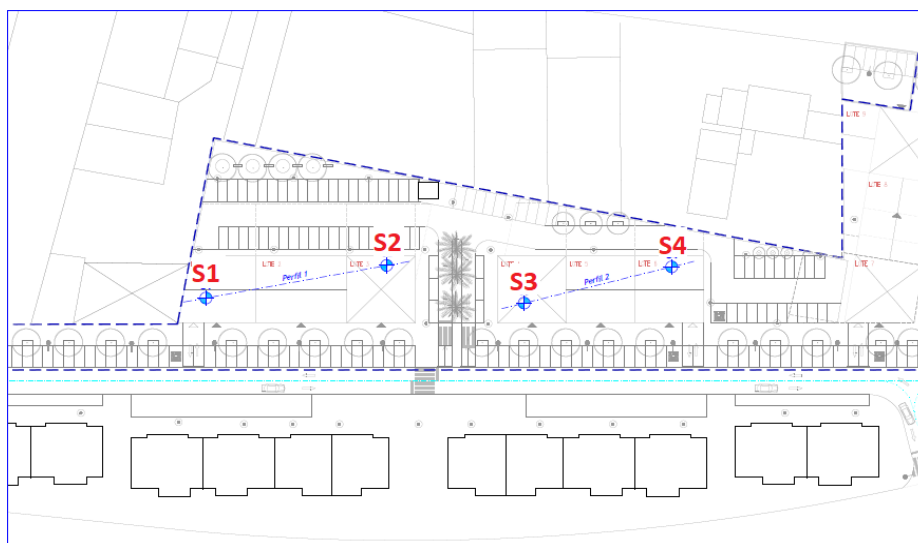


Figura 25 - Planta de localização dos furos de sondagem (Geocontrolo, 2020).

No total, foram realizadas 48 unidades de SPT e instalados 37.50 metros lineares de piezômetros hidráulicos. No Quadro 6 estão identificadas as profundidades de furação, a quantidade de ensaios SPT por cada sondagem e o comprimento dos piezômetros.

Quadro 6 - Sondagem SPT e Piezômetros (Geocontrole, 2020).

Sondagem	Estratigrafia	Furação (m)	SPT (Un)	Piezómetro (ml)
S1	A _t / M _T	16.55	11	-
S2	A _t / M _T	18.05	12	18.00
S3	A _t / M _T	18.05	12	-
S4	A _t / M _T	19.54	13	19.50
Total	-	72.19	48	37.50

Segundo os relatórios de sondagem, nos ensaios SPT (S1, S2, S3 e S4), entre a superfície e 1.50 m de profundidade, observa-se um aterro heterogéneo, de matriz silto-areno-argilosa, descomprimido e composto por restos líticos e cerâmicos em matriz argilosa, acastanhado. Debaixo do aterro, identificou-se uma camada do horizonte superior do substrato miocênico, composta por um silte arenoso (areolas) rijo, localizada aproximadamente entre 1.50 m e 7.50 m de profundidade, onde registou-se um N_{SPT} entre 20 e 60 pancadas nas sondagens S2, S3 e S4, enquanto que em S1, o N_{SPT} situou-se entre 12 e 20 pancadas. O mesmo intervalo de N_{SPT} verificou-se na camada seguinte, considerada como a camada intermédia do substrato miocênico, composta por uma argila siltosa rija, localizada aproximadamente entre as profundidades de 7.50 m e 11.50 m. Por sua vez, na camada inferior do substrato miocênico, situada abaixo dos 11.50 m de profundidade, identificada nas sondagens por uma areia siltosa muito compacta, foi detetada a ocorrência de N_{SPT} superior a 60 pancadas nas quatro sondagens.

A partir destes resultados, a empresa JET_{SJ} optou por adotar um zonamento geotécnico com quatro estratigrafias:

- ZG4: Aterro silto-areno-argiloso;
- ZG3: Silte arenoso (aréolas) ($12 < N_{SPT} < 60$) – trata-se do horizonte superior do substrato miocênico;
- ZG2: Argila siltosa ($20 < N_{SPT} < 60$) – trata-se do horizonte intermediário do substrato miocênico;
- ZG1: Areia siltosa com frequentes níveis de “cascão” ($N_{SPT} > 60$) – trata-se do horizonte inferior do substrato miocênico;

Nas furações, foi detetado nível freático às profundidades de 12 e 13.50 m nas sondagens S1 e S3, enquanto que nos outros furos não foi detetada a presença de água. O nível de água detetado situava-se muito próximo à interseção entre as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, abaixo da escavação e da abóboda do túnel, porém acima da soleira do túnel.

Uma vez definidas as quatro camadas do subsolo dos terrenos e a posição do nível freático, foram propostos no Relatório Geológico-Geotécnico (Geocontrolo, 2020) os perfis geotécnicos interpretativos da Figura 26 (indicados em planta na Figura 25):

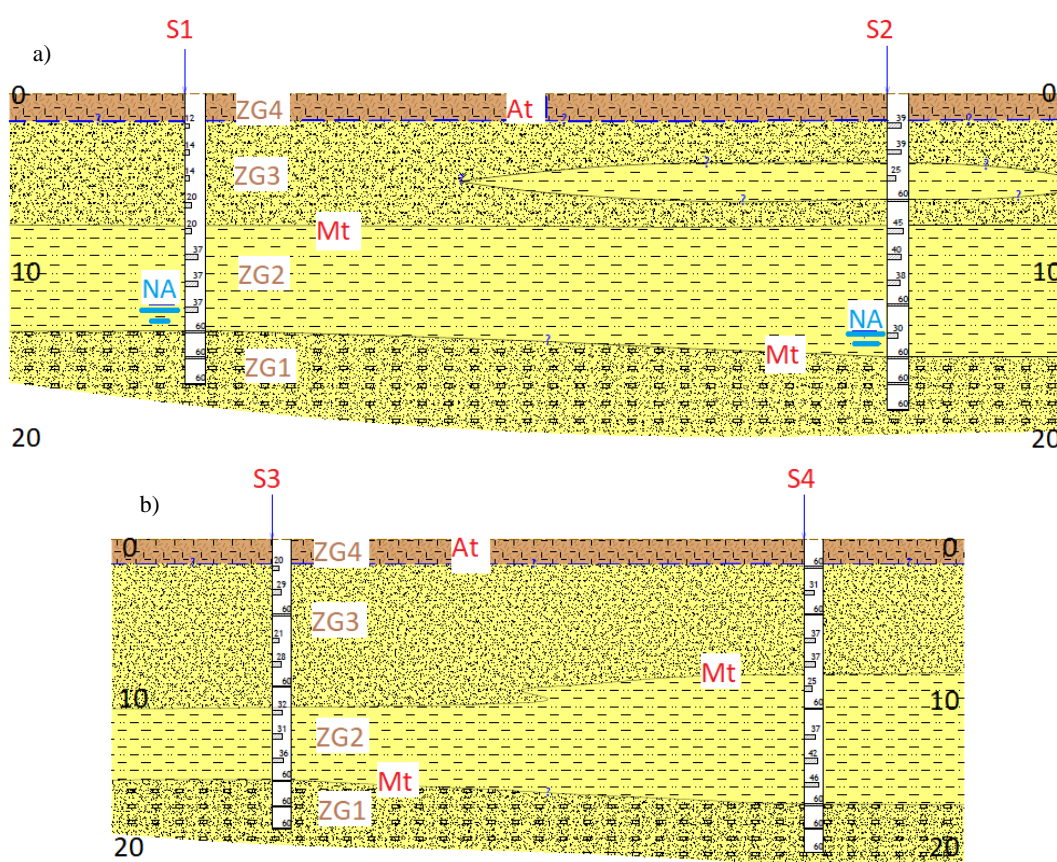


Figura 26 - Perfis geotécnicos interpretativos, a) Secção S1-S2, b) Secção S3-S4 (Geocontrolo, 2020).

3.2.3 Ensaio laboratoriais

A caracterização do maciço foi complementada por quatro ensaios laboratoriais para cada uma das sete amostras intactas recolhidas, com o objetivo de identificar e caracterizar as litologias ocorrentes. Foi recolhida uma amostra na sondagem S1, uma amostra na sondagem S2, duas amostras na sondagem S3 e três amostras na sondagem S4. As profundidades a que cada amostra foi recolhida podem ser conferidas no Quadro 7.

Foram realizados em todas as amostras os seguintes ensaios: teor em água (NP 84); análise granulométrica (LNEC E239); determinação dos limites de consistência de Atterberg (NP 143); e ensaio de permeabilidade (BS 1377). O resumo dos resultados dos ensaios está apresentado no Quadro 7.

A amostra 1, representativa do aterro superficial (ZG4), foi recolhida em S1, entre 0.90 e 1.50 m de profundidade. Conforme a análise da composição granulométrica, verifica-se que se trata de um solo fino com 58% do material tendo um diâmetro inferior ao do peneiro nº 200 (0.075 mm) e possui grau de permeabilidade médio. Já a amostra 2, recolhida entre 3.90 e 4.50 m de profundidade, está situada na camada que intercepta a ZG3, ilustrada no perfil interpretativo da Figura 26-a. Trata-se de uma argila siltosa levemente arenosa de grau de permeabilidade baixo. Por sua vez, a amostra 3 está também localizada no aterro superficial (ZG4) e teve características similares à amostra 1, enquanto que as amostras 4, 5 e 6, representativas da ZG3, tratam-se de um silte arenoso de grau de permeabilidade médio. Por outro lado, a amostra 7 é representativa da ZG2. Foi recolhida em S4 entre 8.40 e 9.00 m de profundidade, sendo caracterizada como uma argila silto-arenosa de grau de permeabilidade baixo.

Quanto aos teores em água das amostras, pode-se inferir que estão próximos do limite de plasticidade, levemente abaixo o que lhes confere um comportamento algo friável. Este comportamento é típico de camadas sedimentares de argila mais antigas (como já visto no enquadramento geológico) que apresentam maior consistência do que solos recentes, cujo teor em água tende a estar mais próximo do limite de liquidez (Matos Fernandes, 2006).

Quadro 7 – Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais, (Geocontrolo, 2020).

Sondagem (Nº)	Representativa da Sondagem	Prof. (m)	Descrição (de acordo com a classificação unificada de solos – ASTM 2487-00)	Classif.	w_n (%)	LL IP (%)	Granulometria	
				ASTM (D2487-00) Rodoviária (E 240)			<2.0 (<0.42 (mm) (%)	<0.074 (<0.002 (mm) (%)
1 (S1)	ZG4	0.90	Silte arenoso, verde.	s(ML)	17.40	N/P	100	58
		1.50		A-4(5)			100	-
2 (S2)	ZG2	3.90	Argila siltosa, levemente arenosa, verde a castanho claro.	(CL)	23.50	41	100	92
		4.50		A-7-6(12)		19	100	-
3 (S3)	ZG4	0.90	Silte arenoso, levemente argiloso, verde a castanho claro.	s(ML)	18.60	33	100	58
		1.50		A.4(5)		8	99	-
4 (S3)	ZG3	2.40	Silte arenoso, com seixo fino, verde.	(SM)	12.70	N/P	84	47
		3.00		A-4(2)			80	-
5 (S4)	ZG3	2.40	Argila siltosa, levemente arenosa, castanho claro.	(CL)	20.30	34	100	83
		3.00		A-6(8)		11	100	-
6 (S4)	ZG3	5.40	Silte arenoso, castanho claro esverdeado.	(ML)	22.00	N/P	100	80
		6.00		A-4(8)			100	-
7 (S4)	ZG2	8.40	Argila silto-arenosa, cinzenta.	(CL)	19.10	34	100	71
		9.00		A-6(8)		13	98	-

3.2.4 Parâmetros mecânicos

A partir da campanha de prospeção, foi possível a estimativa de parâmetros mecânicos para cada zona geotécnica identificada no maciço. Os parâmetros considerados com representativos estão indicados no Quadro 8 e foram fornecidos pela empresa JET_{SI}.

Quadro 8 - Parâmetros mecânicos (JET_{SI}, 2021).

Est.	Tipo de terreno (valores de N_{SPT})	Peso volúmico γ_t (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ' (°)	Coesão c' (kN/m ²)	Módulo de deformab. E' (MN/m ²)
A_t	Aterros – At – ZG4	18	25	2	5
	Miocénico – ZG3	20	33	19	10-60 (adotado 40)
M_T	Miocénico – ZG2	20	33	23	20 – 60 (adotado 50)
	Miocénico – ZG1	21	36	5	60

3.3 Faseamento construtivo

A partir da caracterização e identificação do maciço, e tendo por base os critérios limites de movimentação do túnel (a serem mencionados no item 3.4.1) e das edificações vizinhas, foram adotadas paredes periféricas do tipo Muro de Berlim para conter a escavação. A localização dos alçados está indicada na planta esquemática das contenções periféricas da Figura 27.

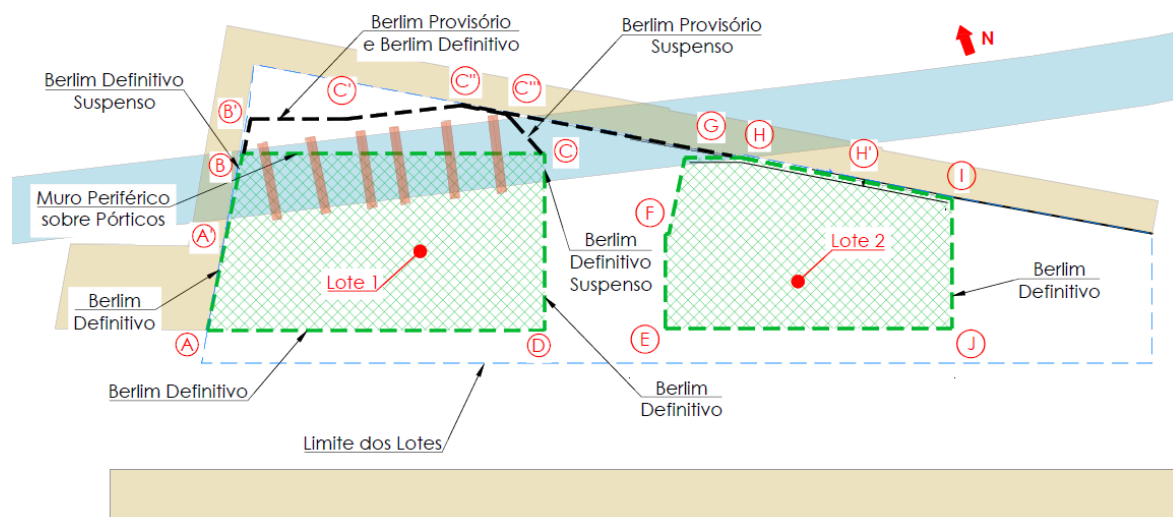


Figura 27 - Planta esquemática das contenções periféricas (adaptado de JET_{SI}, 2021).

Nota-se que nos alçados onde a contenção não está exatamente acima do túnel, mas que tem construções adjacentes, foi utilizada uma contenção do tipo Berlim Definitivo. Especialmente no alçado norte de ambos os lotes, foram necessários ajustes nas contenções para que a distribuição de cargas, sejam elas verticais, provenientes do peso próprio da parede de

contenção e da componente vertical das ancoragens, ou horizontais, provenientes dos impulsos do maciço, causasse o mínimo de impacto no túnel.

Na Figura 28, obtida durante a escavação das caves do lote 1, pode observar-se um aspeto geral da escavação que já se encontra nesta fase próxima da cota final. Pode observar-se as vigas dos pórticos já armadas, assim como as fundações e o paramento do muro periférico (que suportará o aterro já mencionado da Figura 22). Ao fundo encontram-se as contenções periféricas, sendo que o Berlim Definitivo está à esquerda, no alçado Oeste. Por sua vez, à direita, no alçado Norte, encontra-se um Berlim Misto, sendo a parte superior composta por um Muro de Berlim Definitivo, constituído pelo paramento em betão, as ancoragens e a viga de coroamento no topo, e abaixo deste o Berlim Provisório, com vigas de distribuição (perfis metálicos) e barrotes de madeira. No topo de ambas as contenções, podem visualizar-se os edifícios vizinhos.



Figura 28 – Lote 1 - Paredes de contenção e muro periférico parcialmente executado (JET_{SJ}, 2021).

Nos alçados Sul, Leste e Oeste do lote 1, foi adotada a solução do tipo “Berlim Definitivo”. Na Figura 29-a, pode ser visto o alçado Sul D-A (ver localização na Figura 27). O faseamento construtivo do Berlim Definitivo foi o seguinte (JET_{SJ}, 2021):

1. Execução das microestacas com secções $\text{Ø}114,3 \times 9\text{mm}$ e diâmetro de furação 200mm para apoio da contenção periférica, com comprimento de selagem suficiente para que se atinja o nível do substrato mais competente, abaixo da cota final da escavação. No caso desta obra, serão executadas com sistema de injeção IRS.

2. Construção das vigas de coroamento em betão armado, apoiadas no topo das microestacas.
3. Construção da parede de contenção em betão armado, de cima para baixo e por níveis, constituída por painéis escorados e ou ancorados provisoriamente. Inicia-se pela escavação dos painéis primários; posteriormente colocam-se as armaduras; e efetua-se a betonagem; instala-se a ancoragem provisória e são efetuados ensaios de receção simplificados ou detalhados nas ancoragens. A escavação é alternada com painéis secundários, onde se efetua o mesmo procedimento.
4. Repetição do passo anterior até que se atinja a cota final da escavação.
5. Uma vez atingido o fundo da escavação, executa-se a sapata, por troços, correspondentes à largura dos painéis.
6. Construção da estrutura do edifício, de baixo para cima, até a laje do piso 0, na cota do arruamento.
7. Remoção dos escoramentos, e corte das ancoragens provisórias e microestacas cuja localização não seja compatível com o Projeto de Arquitetura.

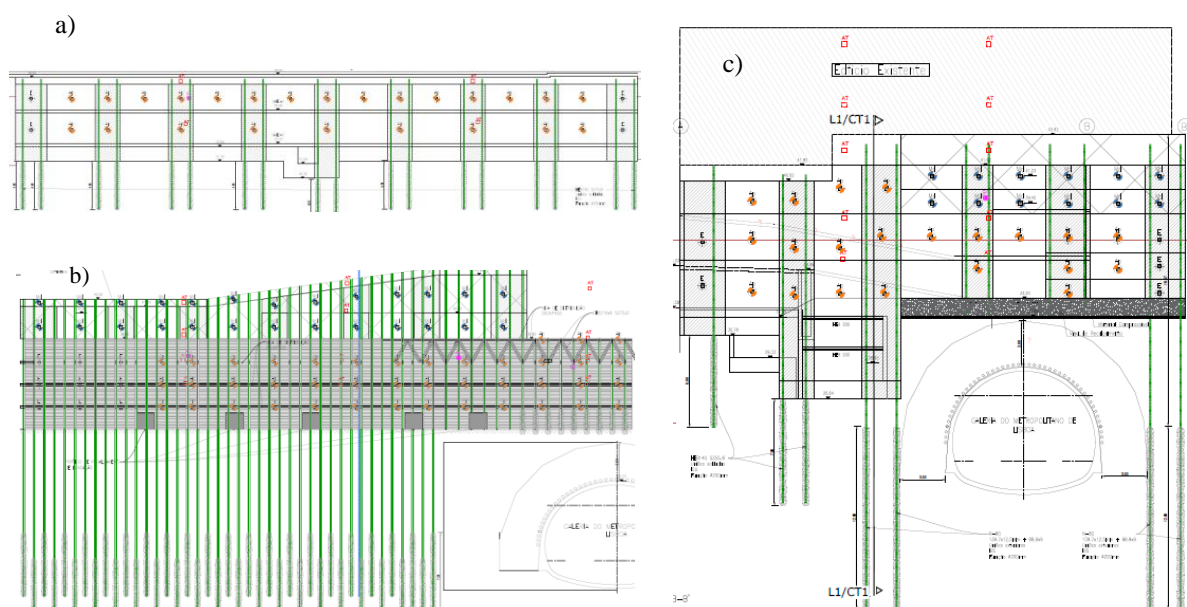


Figura 29 – Berlim Definitivo e Berlim Definitivo Suspenso, a) Alçado D-A, b) Alçado B'-C, c) Alçado A-B' (JET_{SI}, 2021).

No alçado Oeste (A-B') do Lote 1, como visto, adotou-se uma contenção do tipo “Berlim Definitivo Suspenso”. Esta difere-se da primeira pois as microestacas centrais funcionam como

tirantes, transmitindo as cargas verticais da parede de contenção para cima, ou seja, para a viga de coroamento. Esta, por sua vez, é suportada pelas microestacas localizadas nas laterais do túnel (nas regiões adjacentes ao Berlim Definitivo a ser suspenso, que está sobre o túnel na Figura 29-c). Estas últimas são microestacas com secções Ø117.8x12.5mm e Ø114.3x12.5mm alternadas, diâmetro de furação de 240mm e bolbos de selagem localizados abaixo da soleira da galeria do ML.

No alçado Norte, será utilizado também um “Berlim Provisório”. Neste, o faseamento construtivo é similar ao Berlim Definitivo (JET_{SJ}, 2021):

1. Execução das microestacas com secções HEB140 S355 JR para apoio lateral da contenção periférica suspensa, com comprimento suficiente para que se atinja o nível do substrato abaixo da soleira do túnel. O sistema de injeção indicado é também o IRS e o diâmetro de furação 200mm.
2. Execução das microestacas integradas no troço de contenção suspensa, também em perfis HEB140 S355 JR, que funcionam principalmente como tirantes que transferem as cargas verticais à viga de coroamento (treliçada).
3. Construção da viga de coroamento metálica e treliçada (ver Figura 29-b), devidamente suportada pela microestaca lateral citada anteriormente.
4. Colocação de barotes de madeira entre as microestacas. A escavação do solo e colocação dos barotes deve ser feita por níveis, sendo que em cada nível é executada uma viga de distribuição constituída por 2xUPN260 S355 JR, e após esta, a execução dos escoramentos metálicos horizontais e/ou das ancoragens provisórias.
5. Repetição do passo anterior até que se atinja o fundo de escavação.

No lote 2 foram utilizados o Berlim Definitivo, sendo que nas proximidades de G-H a contenção foi suspensa, assim como no lote 1 (JET_{SJ}, 2021).

3.4 Instrumentação e observação

O ML tem condicionantes às quais devem obedecer os projetos de execução de construções localizadas a menos de 25 m do plano exterior das estruturas dos túneis. Como visto anteriormente, o edifício da Quinta dos Candeeiros enquadra-se nesta situação. Além dos projetos, há também critérios definidos para a inspeção a realizar às estruturas do

Metropolitano. Neste capítulo são apresentados os procedimentos, tanto da interferência de terceiros, quanto da inspeção técnica nos túneis, bem como o Plano de Instrumentação e Observação elaborado para esta obra pela empresa projetista JET_{SJ}. Por último, apresentam-se os resultados deste plano obtidos em várias secções da obra.

3.4.1 Interferências de terceiros em estruturas do Metropolitano de Lisboa

A Direção de Empreendimentos (DEM) do ML informa, no Manual de Interferências em Estruturas ML em Exploração, que dever-se-á evitar, na execução das escavações/contenções e/ou fundações, construir a uma distância inferior a 3 m das estruturas enterradas do ML e, quanto às estruturas do ML à superfície, deve haver uma distância mínima de segurança de 8 m em relação à face exterior das estruturas do ML, a toda a sua altura, sem obstruções e sem impasses.

Exige-se, também, que sejam apresentados os seguintes projetos e estudos para análise e acompanhamento futuro da construção: projeto de fundações e de escavação e contenção periférica; memória descritiva e justificativa do processo construtivo (devendo-se, neste, evitar a execução de ancoragens ao nível da interferência); apresentação de estudo geológico/geotécnico dos terrenos envolventes; apresentação de estudo, das deformações expectáveis para o maciço envolvente, e que poderão introduzir esforços e possíveis deformações nas galerias; o plano de instrumentação e observação das estruturas enterradas do Metropolitano e do maciço envolvente; e eventualmente algum pormenor específico.

Deve igualmente ser elaborado um projeto de monitorização que abranja não só o maciço de implantação da construção propriamente dita, mas também as estruturas do ML. Este plano de observação deve ser credível e fiável, funcionando como um instrumento de gestão técnica da obra. A observação deve ser iniciada no mínimo 30 dias antes da data de início da obra e devem ser efetuadas 3 leituras iniciais para aferição dos equipamentos e procedimentos.

A instrumentação das galerias do ML deve ser realizada em secções de observação na zona de influência, espaçadas de 15 em 15 m, se em troços retos, ou de 5 em 5 m, se em curva. Pretende-se, neste controlo plani-altimétrico, avaliar a convergência, por meio de leituras em cada uma das marcas e nivelamento da soleira e dos carris, realizadas de 1 a 2 vezes por semana. Deve-se também avaliar movimentos em fissuras com fissurómetros e eventuais movimentos do maciço com inclinómetros.

Os critérios de alerta e de alarme a considerar no dimensionamento são os seguintes:

- Deformações na estrutura: alerta com 7.00 mm, alarme com 10.00 mm;

- Deformações verticais nos carris (em perfil longitudinal, para uma corda de 6.00 m): alerta com 3.00 mm (positivos ou negativos), alarme com 5.00 mm (positivos ou negativos); e
- Deformações horizontais nos carris (em planta, para uma corda de 4.00 m): alerta com 3.00 mm (positivos ou negativos), alarme com 5.00 mm (positivos ou negativos).

3.4.2 Plano de Instrumentação e Observação (PIO)

O Plano de Instrumentação e Observação relativo ao túnel do ML incluiu o registo de movimentos em alvos topográficos e marcas de nivelamento, com leituras efetuadas com base semanal. Efetuou-se igualmente inspeções visuais e fotográficas; para além do levantamento trigonométrico de carris, tanto na via ascendente quanto na via descendente.

No total, foram instrumentadas dezoito secções, identificadas por S1 a S18, em planta, na Figura 30, espaçadas de 8 m entre si. Em cada secção, foram instalados 3 alvos topográficos (denominados prismas de reflexão total GMP 104) e 2 marcas de nivelamento geométrico de alta precisão chumbadas na soleira de betão da via.

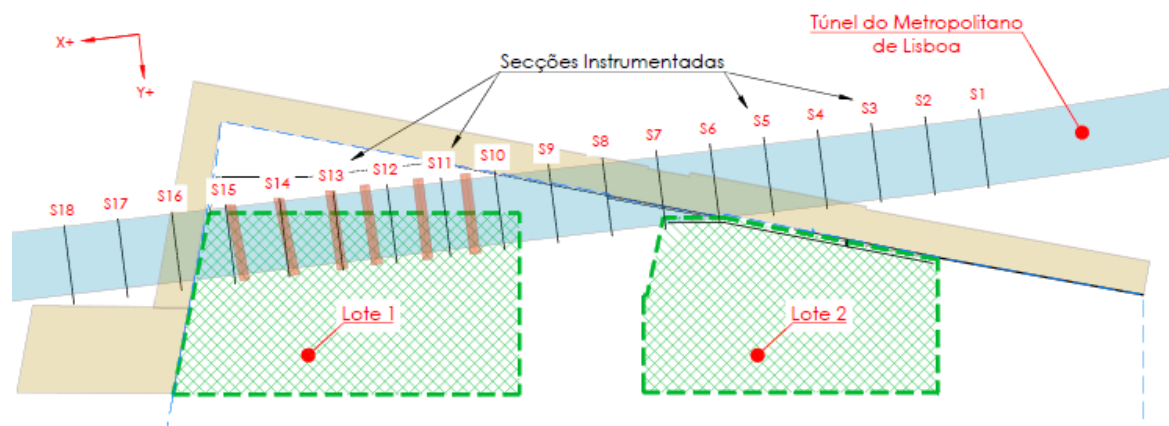


Figura 30 - Secções instrumentadas (Adaptado de JET_{SJ}, 2021).

Além destes, instalaram-se 4 alvos e 2 marcas como apoios da referência principal. Portanto, no total foram instalados 58 alvos e 38 marcas. A secção de instrumentação típica está na Figura 31-a, com 2 alvos nos hasteais, 1 alvo na abóboda, e as 2 marcas na soleira. Pode-se observar o detalhe do alvo e da marca na Figura 31-b e na Figura 31-c, respetivamente.

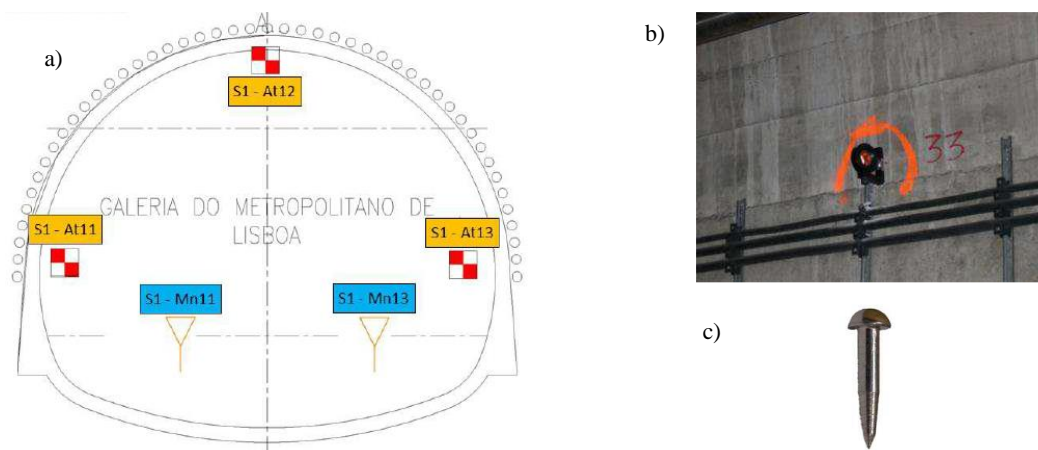


Figura 31 - a) Secção instrumentada típica, b) Alvo topográfico, c) Marca de nivelamento geométrico (Geomonit, Lda, 2021).

O PIO incluiu a instalação de instrumentos de monitorização nas edificações vizinhas e no interior dos lotes. Como indicado pelo Relatório de Monitorização fornecido pela Geosol (2022), foram instalados dois piezômetros (Pz1 e Pz2), um inclinómetro (I1) e cinco células de carga (CC1 a CC5), sendo que a localização destes instrumentos pode ser vista na Figura 32.



Figura 32 - Planta de localização dos instrumentos de monitorização (Geosol, 2021)

Os piezómetros instalados são de tubo aberto simples, um de 9.00 m próximo ao lote 1 (Pz1), e outro de 12.00 m próximo ao lote 2 (Pz2), enquanto que o inclinómetro tem 15.00 m de profundidade e é constituído por calhas biaxiais em ABS, isto é, permite a monitorização dos deslocamentos em duas direções ortogonais entre si. Por conveniência, está posicionado com os eixos nas direções indicadas na Figura 32 e permitem a leitura da direção A, que tem maior probabilidade de deslocamento durante a escavação. As células de carga instaladas Lote 1 são a CC1, CC4 e CC5. A primeira foi instalada no 1º nível de ancoragens provisórias da 1ª cave, enquanto que a CC4 e a CC5 foram instaladas no nível ancorado imediatamente abaixo dos 2 níveis de microestacas.

Em complementação a esta monitorização, foram também instalados alvos topográficos nas paredes de contenção. Como pode ser visto na Figura 33, os alvos de maior interesse são o P5, P6, P11 e P12, por estarem mais próximos ao centro do edifício do Lote 1. Os alvos P5 e P6 foram instalados no primeiro nível da estrutura de contenção, enquanto que os alvos P11 e P12 foram instalados no segundo nível de microestacas.

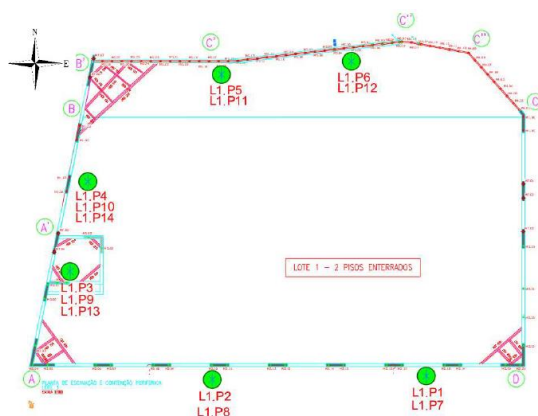


Figura 33 – Planta de localização dos alvos topográficos das contenções (Geomonit, 2022).

As medidas de controlo de risco, face à eventualidade de se atingirem os níveis de alerta e de alarme durante a obra foram as seguintes (Geomonit, 2021):

- Alerta: duplicação da frequência de observação que estiver a ser praticada, até obtenção de três leituras consecutivas inferiores ao nível de alerta ou de total estabilização das deformações introduzidas. Eventual revisão da metodologia construtiva em curso.
- Alarme: Frequência de observação diária até à obtenção de dez leituras consecutivas inferiores ao nível de alarme ou de total estabilização das deformações introduzidas. Suspensão provisória dos trabalhos com eventual revisão da metodologia construtiva em curso e implementação de medidas corretivas, se necessário.

3.4.3 Resultados da monitorização do túnel

As leituras de referência foram realizadas no fim de junho de 2021 em todo o sistema trigonométrico de alvos topográficos e marcas de nivelamento geométrico. A inspeção visual e fotográfica, e o levantamento trigonométrico de carris, foram também realizados em meados de junho de 2021. Os trabalhos acessórios, que consistem na execução de pinturas de identificação de secções e numeração, assim como fotografias a alvos e marcas, foram realizados também nessa altura.

As leituras regulares iniciaram-se uma semana após as de referência. Foi observado durante as leituras de referência que todos os alvos instalados apresentavam taxas de deformação relativa e absoluta sub-milimétricas, o que permitiu considerar que o sistema de micro-geodésia implementado estava coerente, robusto e fiável.

Neste trabalho será dada maior ênfase à escavação do Lote 1. Por isso, serão apresentados mais detalhadamente os dados das secções S9 e S17, por fornecerem dados no exterior da escavação, antes e depois da intersecção entre as caves e o túnel, respetivamente, e das secções S13 e S14, por situarem-se praticamente no centro do edifício. Pode referir-se que os deslocamentos nas outras secções foram inferiores aos das secções destacadas, ressaltando-se os casos que serão devidamente apresentados adiante.

Observando-se os deslocamentos verticais das marcas de nivelamento (localizadas na soleira do túnel), é possível afirmar que as denominadas por “*Mn X3*”, isto é, localizadas à direita da secção (ver Figura 31-a) apresentaram deslocamentos ligeiramente menores que as “*Mn XI*”. Assim, deu-se realce a estas últimas apresentando-se na Figura 34 os deslocamentos verticais obtidos para as diversas secções.

Conforme se pode observar, os deslocamentos foram praticamente nulos até meados de dezembro, tendo-se verificado a partir desta data um ligeiro empolamento da via, devido à escavação total da 1ª cave, sendo que manteve-se em crescimento até o início de março, aquando do fim das escavações. Por sua vez, a partir de meados de março, quando os pórticos e parte da estrutura das caves estavam construídos, notou-se que os deslocamentos diminuíram, tendo estabilizado a partir de junho, com deslocamentos próximos de zero. Pode-se verificar também que os maiores empolamentos no túnel ocorreram entre as secções S10 e S15, isto é, coincidentes com a área de escavação do Lote 1, sendo que o maior deslocamento, com aproximadamente 2.40 mm, ocorreu na secção S13 (centro do edifício). Verifica-se igualmente que nas secções localizadas no exterior da escavação (secções S1 a S9 e S16 a S18), existiu inclusivamente um assentamento ligeiro do túnel, entre março e junho de 2022, pela construção das paredes do edifício, do aterro e das estruturas das caves.

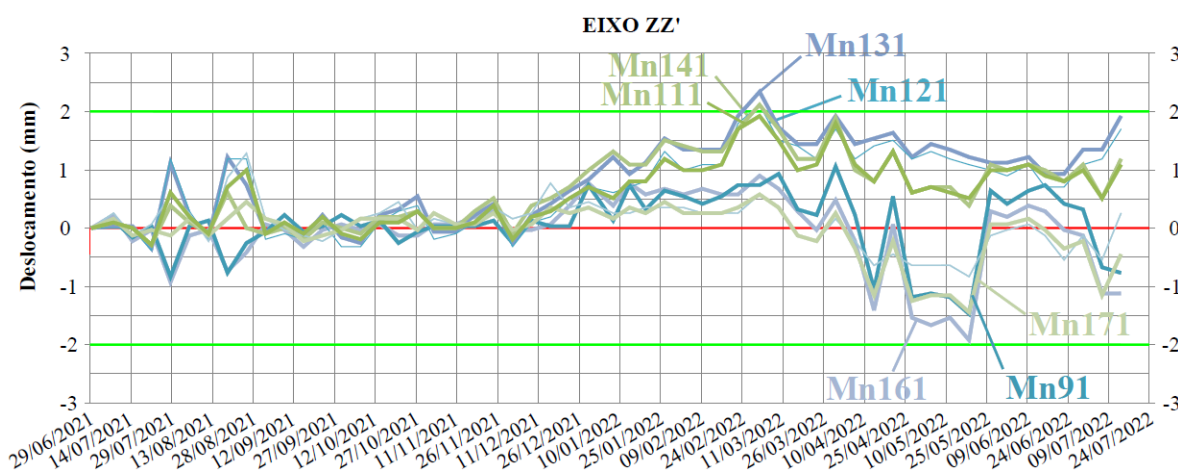
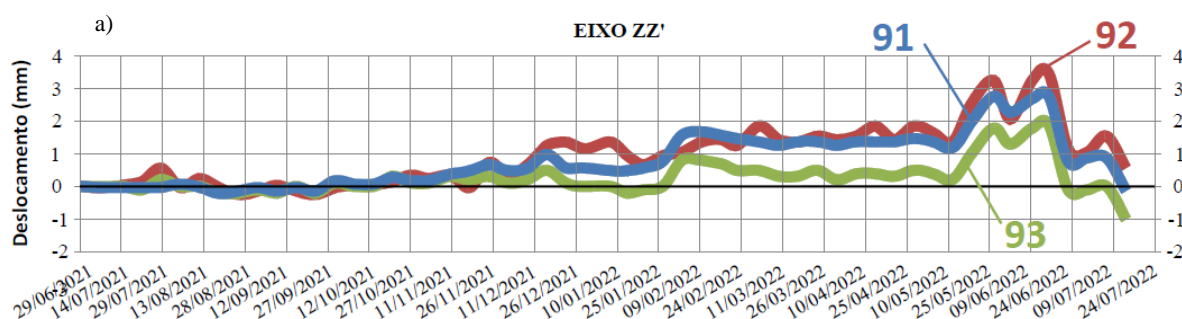


Figura 34 - Deslocamentos verticais das marcas de nivelamento (Adaptado de Geomonit, 2022).

As leituras verticais dos alvos topográficos indicaram deformações similares às das marcas de nivelamento. Pode-se observar pela Figura 35, que apresenta as leituras dos 12 alvos das secções S9, S13, S14 e S17, que o mesmo comportamento, ligeiro empolamento, seguido por uma estabilização e deslocamentos finais próximos de zero, foi detetado nos alvos. A figura permite constatar que os deslocamentos medidos foram bastante reduzidos em todas as secções, situando-se abaixo dos critérios de alerta e de alarme. Verificou-se igualmente que, embora haja algumas diferenças de magnitude, o comportamento observado era similar em todas as secções, independentemente de se situarem ou não por debaixo da escavação.

Analisando os alvos colocados, observa-se que os alvos 1 e 2 (hasteal esquerda e abóboda) de cada secção apresentaram maiores deslocamentos em relação ao alvo 3, o que seria expectável visto que este último é o que se encontra mais longe da escavação. Observa-se também na Figura 35 que a maior deformação altimétrica foi detetada, tal como verificado nas marcas de nivelamento, na secção S13, com um valor aproximado de 3.10 mm e que os menores deslocamentos ocorreram na secção 17, sendo praticamente nulos durante o período monitorado.



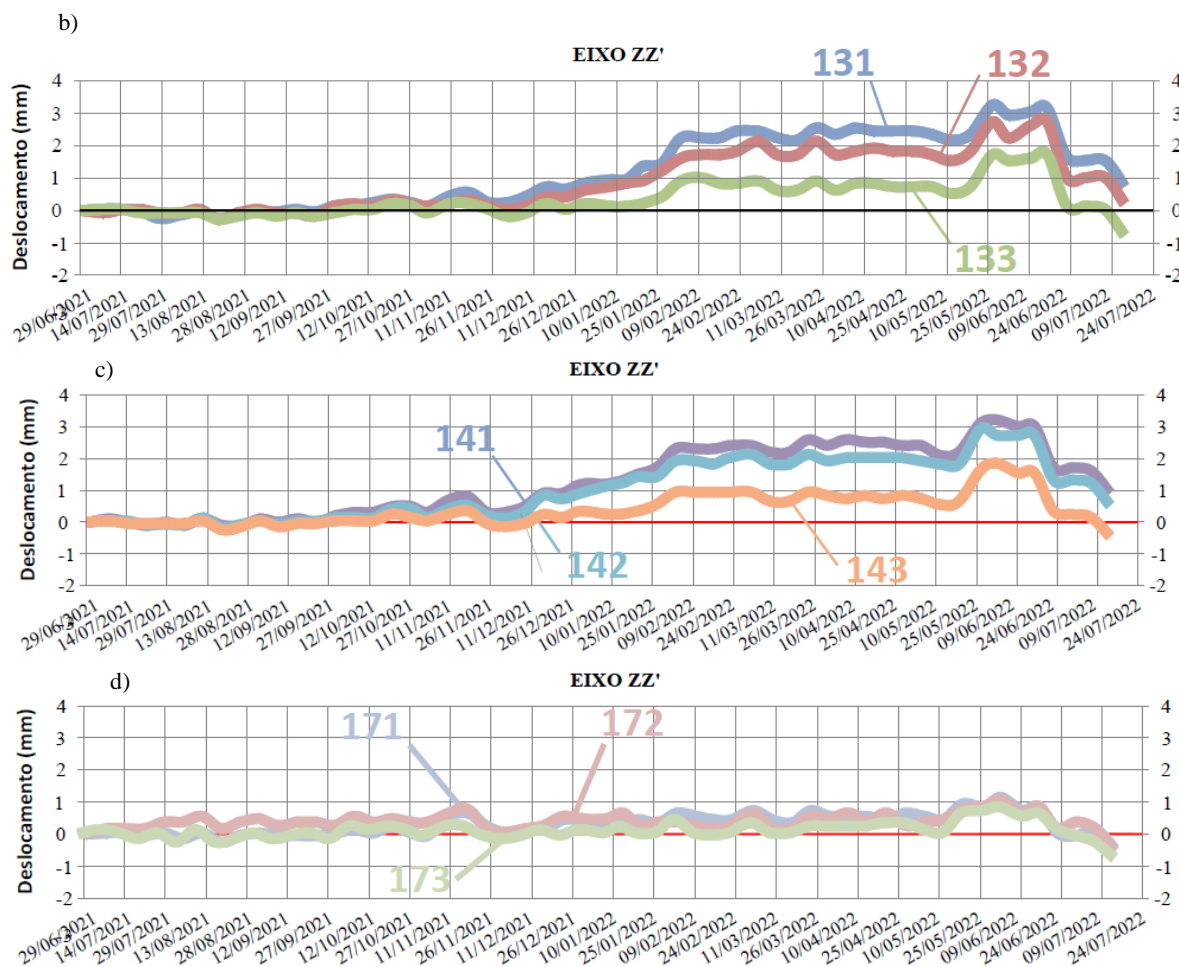


Figura 35 - Deslocamentos verticais dos alvos topográficos, a) Secção S9, b) Secção S13, c) Secção S14, d) Secção S17 (adaptado de Geomonit, 2022).

Já as leituras planimétricas dos alvos topográficos segundo a direção XX' (Figura 36), permitiram observar que o túnel não sofreu quaisquer deslocamentos longitudinais até meados de dezembro. A partir desse momento verifica-se que nas secções S1 a S9 os deslocamentos (negativos) ocorreram no sentido oposto à escavação, enquanto que da secção S10 em diante ocorreram no sentido contrário entre novembro e janeiro, durante as escavações da primeira e segunda cave. No final de fevereiro os deslocamentos voltaram a ser praticamente nulos, sendo que a partir de meados de março o túnel deslocou-se nos mesmos sentidos identificados anteriormente.

Os alvos 1 registaram os maiores deslocamentos, na ordem dos 2.00 mm, enquanto os alvos 2 e 3 tiveram deslocamentos submilimétricos, devendo-se notar que a tendência observada foi similar nos três.

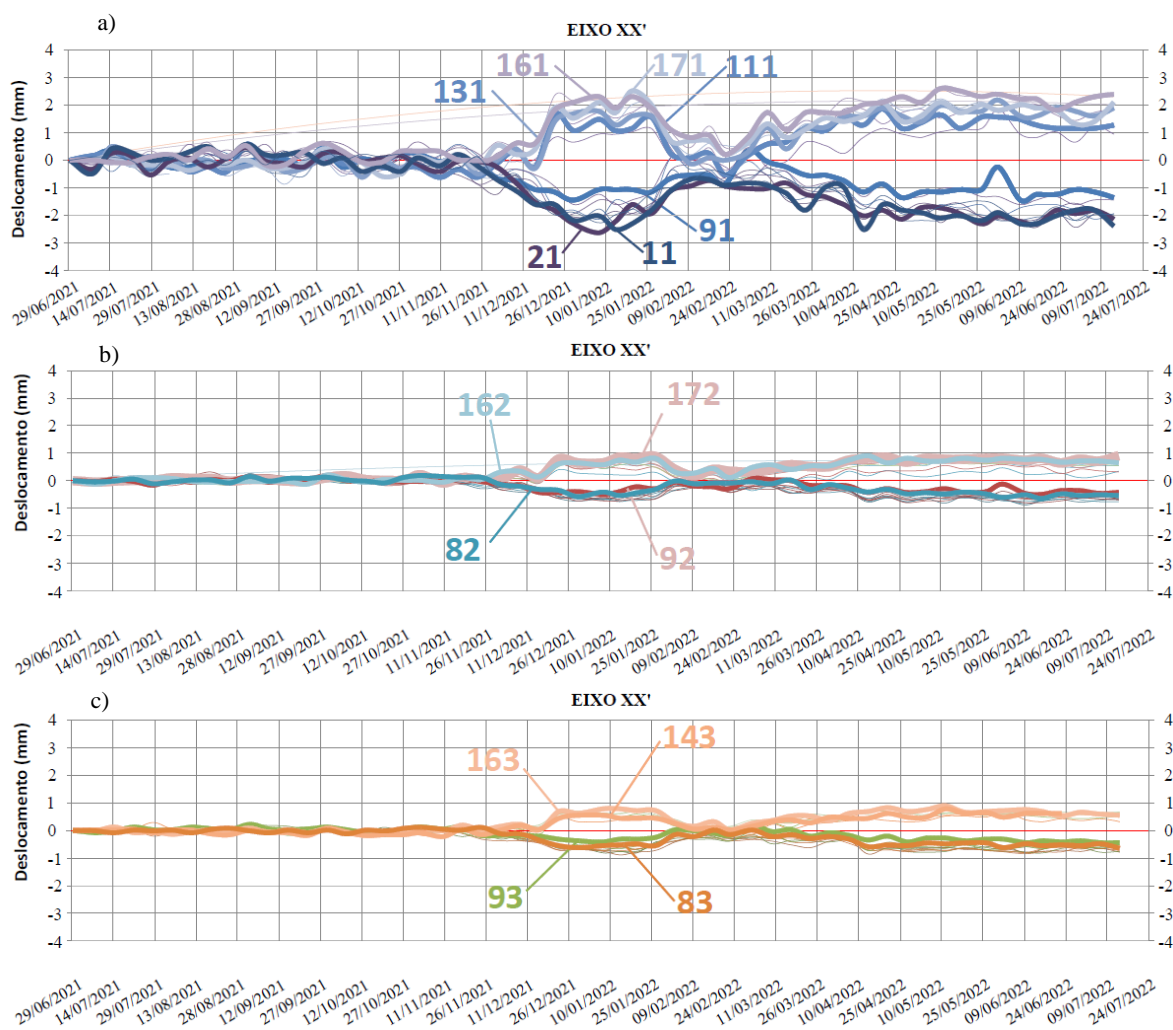


Figura 36 - Deslocamento horizontal (XX') dos alvos topográficos, a) At 1, b) At 2, c) At 3 (Geomonit, 2022)

As leituras planimétricas no sentido transversal do túnel (direção YY') mantiveram-se sempre abaixo dos 2.00 mm e, portanto, abaixo do critério de alerta (Figura 37). No interior do lote, pode-se dizer que praticamente não houve deslocamentos significativos durante todo o período de leituras, ocorrendo os mais significativos nas secções S9 e S17. No alvo de terminação 2, os deslocamentos foram praticamente nulos em todas as leituras, indicando que a abóboda do túnel não se moveu. Os alvos 1 e 3 apresentaram deslocamentos opostos, indicando uma pequena divergência do túnel entre novembro e janeiro, de cerca de 1.00 mm em cada hasteal.

Pela análise dos gráficos da Figura 37, nota-se que os deslocamentos foram nulos até novembro, ou seja, previamente à escavação da 1ª cave. Uma vez escavada, aumentaram para cerca de 1.50 mm na secção S9, sendo que no alvo 1 o hasteal deslocou-se no sentido da escavação (semieixo Y positivo), e no alvo 3 deslocou-se no sentido oposto (semieixo Y negativo), indicando que há divergência horizontal no túnel nesse período. Após fevereiro de 2022, quando os pórticos já estavam construídos, os deslocamentos voltaram a aumentar até cerca de 2.00 mm.

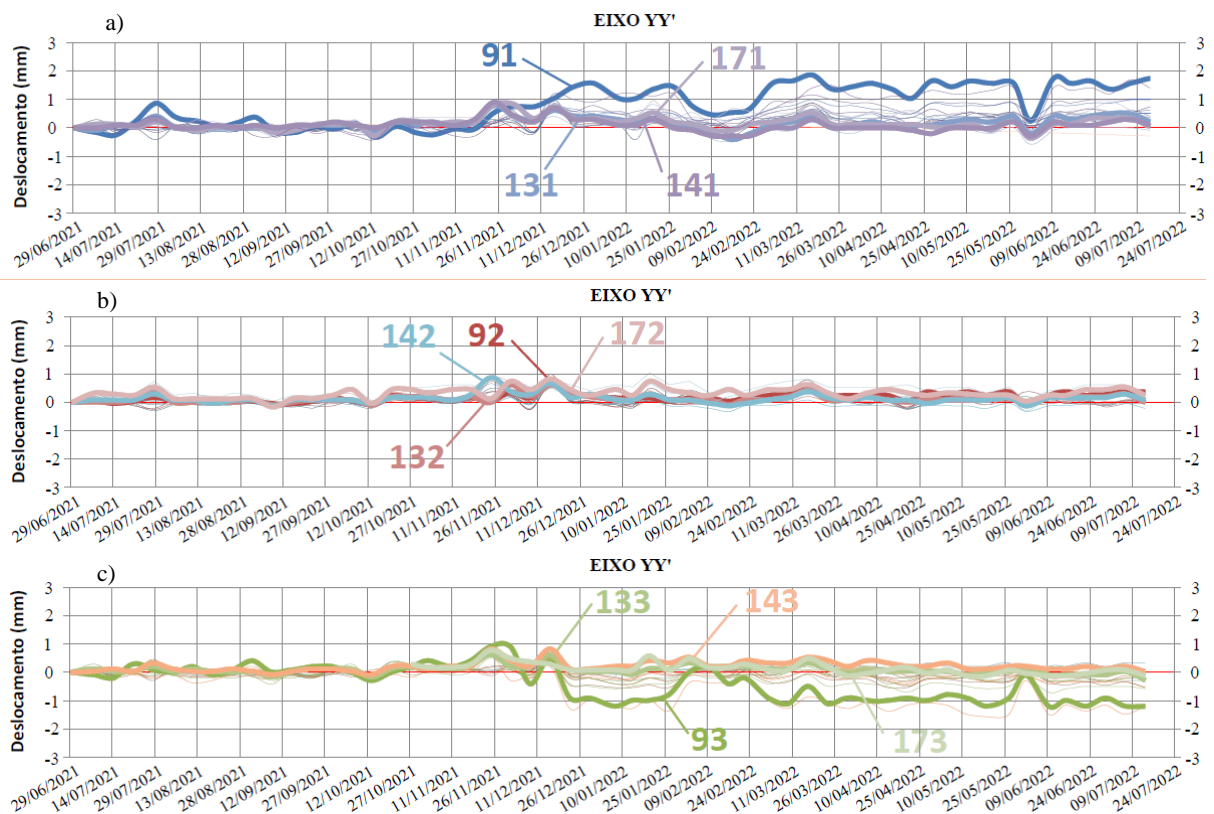


Figura 37 - Deslocamento horizontal (YY') dos alvos topográficos, a) At 1, b) At 2, c) At 3 (Geomnit, 2022)

Em concordância, pela análise da Figura 38, a qual contém resultados finais da divergência do túnel, conclui-se que a maior divergência ocorreu na região entre os Lotes 1 e 2, da secção S7 à S10. Esta divergência, que atingiu o máximo de 3.00 mm, foi maior na corda 1-3, isto é, na corda horizontal (que mede a distância entre os hasteais do túnel), seguida pelas cordas 2-3 e 1-2, respetivamente.

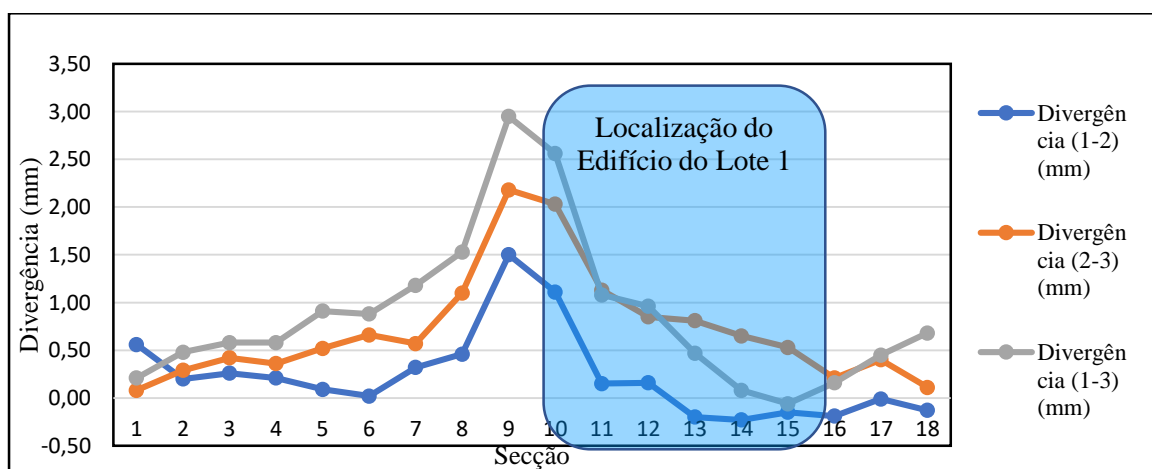


Figura 38 - Divergência entre cordas (Geomnit, 2022)

3.4.4 Resultados da monitorização da escavação

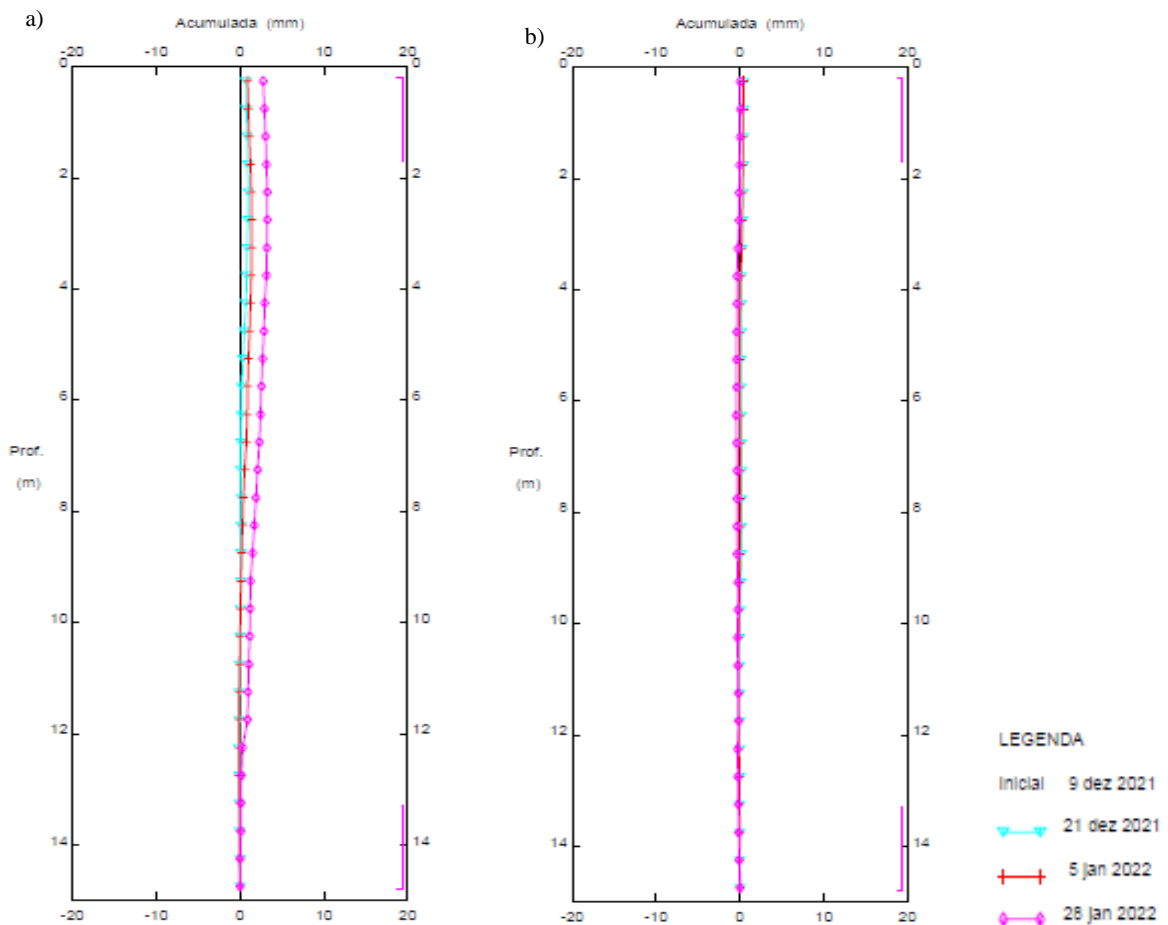
O piezómetros instalados no Lote 1 detetaram nível freático a pouco mais de 8.00 m de profundidade durante as escavações. Isto evidencia que durante a obra o nível freático esteve próximo da abóboda do túnel, porém sempre abaixo da cota do fundo da escavação do Lote 1 (Geosol, 2021). Por isso, não houve interferência do lençol freático nos trabalhos tendo a obra decorrido com a escavação seca.

Quanto às células de carga, em CC1 houve aplicação de 550 kN de pré-esforço na instalação, em 21/09/2021, seguida por uma primeira redução para 540 kN em outubro ao fim da aplicação de pré-esforço nas ancoragens da 2ª cave. A carga estabilizou-se depois em 530 kN, valor que se manteve até ao final da obra. Em CC4 foi aplicado o pré-esforço inicial de 600 kN e não se registaram nas diversas leituras alterações no valor de carga aplicado. Em CC5 houve aplicação de 460 kN de pré-esforço na instalação. A carga sofreu uma ligeira redução progressiva até estabilizar com 440 kN.

Do exposto, pode-se verificar que as células de carga, apesar de terem sido colocadas a diferentes níveis e em diferentes alçados, não apresentaram variação significativa da carga relativamente ao pré-esforço instalado. Logo, não se verificou nenhum comportamento anómalo em nenhuma ancoragem.

Na Figura 39 apresentam-se as leituras da deformação acumulada em função da profundidade, para as direções A e B do inclinómetro instalado no Lote 1, que correspondem à direção transversal e longitudinal da contenção periférica, respetivamente.

No total foram realizadas 4 leituras, nas datas indicadas na legenda da figura. A leitura inicial, de 09 de dezembro de 2021 refere-se à instalação do inclinómetro, realizada após a conclusão do Berlim Definitivo e do 2º nível de microestacas do lado do edifício vizinho. Em 21 de dezembro, foram detetados os primeiros deslocamentos, porém de valores sub-milimétricos, aquando da escavação total da 1ª cave. Na sequência, em 05 de janeiro de 2022, momento em que foi concluída a escavação até o 4º nível de ancoragens do lado do edifício vizinho, verificaram-se pequenos deslocamentos transversais que não ultrapassaram os 2.00 mm, sendo praticamente constantes nos primeiros 8.00 m. Na leitura de 28 de janeiro de 2022, momento no qual já estavam construídos os pórticos e microestacas subhorizontais da fundação, verificou-se um aumento ligeiro das deformações transversais, que não excedeu 5.00 mm ao longo dos primeiros 12.00 m de profundidade. No sentido longitudinal, tal como seria como expectável, praticamente não se registaram deformações.



Os resultados dos alvos P5 e P6 apresentam-se na Figura 40 (a e b), onde pode constatar-se que os maiores deslocamentos ocorreram na direção Norte (a vermelho), ou seja, perpendicularmente ao paramento da contenção. Estes mantiveram-se sempre abaixo dos 4.00 mm em P5 e dos 9.00 mm em P6, sendo positivos, isto é, o paramento movimentou-se na direção do tardo, possivelmente por excesso de pré-esforço. Na direção Leste (a azul), direção aproximadamente paralela ao túnel, não se registaram grandes movimentos com exceção do período entre novembro de 2021 e janeiro de 2022 onde existiu um deslocamento negativo que não ultrapassou os 5.00 mm. De referir que em concordância com o empolamento verificado a cortina deslocou-se verticalmente para cima cerca de 4.00m (curva a verde) de forma praticamente linear com o decurso da escavação. Por sua vez, os deslocamentos nos alvos P11 e P12 apresentam-se na Figura 40 (b e c). Ambos apresentam o mesmo comportamento com um aumento praticamente linear das deformações ao longo da escavação. Independentemente da direção das deformações, estiveram sempre abaixo dos 2.50 mm, não existindo qualquer tipo de comportamento anômalo. Atendendo à reduzida magnitude dos deslocamentos, pode-se dizer que o faseamento construtivo adotado não teve grande influência no comportamento das contenções.

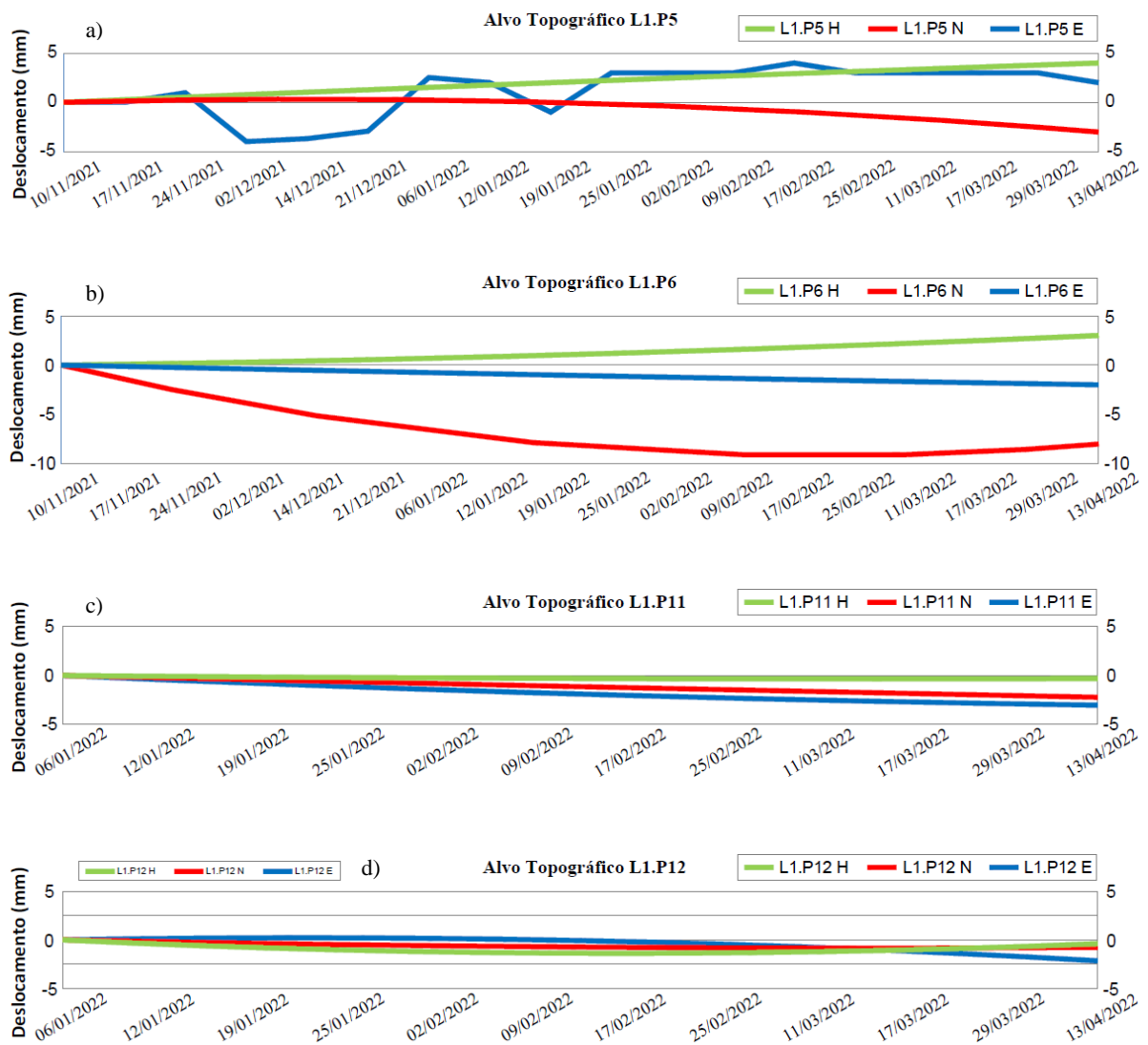


Figura 40 - Leituras dos alvos topográficos, a) P5, b) P6, c) P11, d) P12 (Geomonit, 2022)

4 ANÁLISE NUMÉRICA DA ESCAVAÇÃO

4.1 Introdução

No capítulo 2 foram apresentados alguns casos de obras geotécnicas onde se utilizaram modelos de elementos finitos para a estimativa das deformações produzidas pela alteração no estado de tensão do maciço, induzida pelas escavações nas proximidades dos túneis. No presente capítulo, será também realizado um estudo numérico da escavação no Lote 1 da Quinta dos Candeeiros, utilizando para tal o software “*RS2 – 2D Geotechnical Finite Element Analysis 11.016*” da empresa Rocscience Inc. Procura-se com recurso a esta ferramenta estudar pormenorizadamente o mérito da solução encontrada avaliando até que ponto o túnel pode ser afetado pela execução da escavação.

4.2 Modelo de elementos finitos

A partir dos dados da monitorização apresentados no capítulo anterior, escolheu-se a secção S13 como representativa da escavação, uma vez que se encontra próxima ao centro do Lote 1, de certa forma distante das influências das extremidades da escavação. Para além disso foi nesta secção que se verificaram os maiores deslocamentos nos alvos topográficos, e muito próximos dos maiores nos demais instrumentos.

4.2.1 Características gerais do modelo

O modelo de elementos finitos desenvolvido para o cálculo está na Figura 41. Tal como sugerido pela caracterização geológica efetuada, o perfil geológico é composto pelas 4 zonas geotécnicas, sendo o aterro A_t a camada mais superficial, seguida por ZG3, ZG2 e ZG1, que se encontra a maior profundidade. Os edifícios são representados por cargas distribuídas (10 kPa por piso), sendo que à esquerda representa-se o edifício da Rua Carlos George, a aproximadamente 23.00m de distância da extremidade da escavação, e à direita o edifício vizinho, distante aproximadamente 5.50m. Ao centro do modelo posicionou-se a escavação, juntamente com as contenções periféricas e seus suportes, materializados pelas respetivas

ancoragens provisórias e microestacas. No fundo da escavação, simularam-se as microestacas subhorizontais associadas às vigas dos pórticos, os quais envolvem o túnel do Metropolitano. Acima destes, está o reaterro sustentado pela parede do edifício. Como visto no item 3.2.2, o lençol freático está na interseção entre ZG1 e ZG2. Assim, como a escavação ocorre acima deste nível, não sendo de esperar alterações significativas no seu estado de tensão, e como os materiais são de matriz arenosa, optou-se por na análise numérica não considerar a presença da água efetuando uma análise seca, em tensões efetivas.

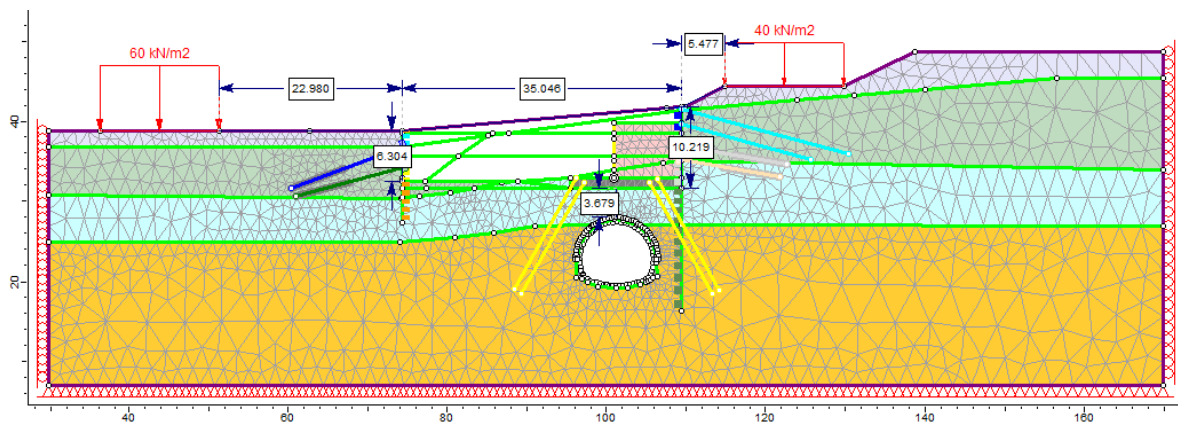


Figura 41 - Modelo de elementos finitos.

4.2.2 Características do solo e das estruturas de suporte

Os parâmetros mecânicos utilizados em uma primeira análise foram os mesmos apresentados no Quadro 8. Admitiu-se um ângulo de dilatância nulo para todos os solos, que é o mesmo que dizer que não há variações de volume quando o maciço plastifica. O estado de tensão inicial adotado é o gravitacional, tendo gerado um estado de tensão partindo de um coeficiente de impulso em repouso (k_0) de 0.46 (JET_{SJ}, 2021). O betão utilizado nas vigas dos pórticos foi inserido como um elemento de solo com comportamento elástico, para o qual utilizou-se um módulo de Young de 32 GPa, como previsto no Eurocódigo (EN, 1992) e um coeficiente de Poisson de 0.2. Já o aterro, também com comportamento elástico linear, foi inserido com um módulo de Young de 30 MPa e um coeficiente de Poisson de 0.3.

Nas contenções periféricas não se considerou necessário modelar interfaces estruturais, pois foram betonadas diretamente contra o terreno. Assim, estes elementos foram inseridos como “*composites*”, isto é, elementos que permitem que diversos “*liners*” possam ser ativos em fases diferentes do faseamento. Como “*liners*”, consideram-se os perfis metálicos (microestacas verticais das vigas de coroamento), as microestacas da fundação e os Muros de Berlim. O muro periférico a construir por cima do túnel foi modelado como uma “*structural interface*”, isto é, duas interfaces, com um ângulo de resistência ao corte de 22° (dois terços do ângulo de atrito

do solo que é 33°), as quais envolvem um núcleo composto por um *liner* de betão com 40 centímetros de espessura. No Quadro 9 estão resumidas as características das estruturas de suporte e dos perfis metálicos utilizados nas análises. Já as características das ancoragens podem ser conferidas no Quadro 10.

Quadro 9 – Características das estruturas de suporte.

Liner	Espessura (m) ou Área (m ²) com Momento de Inércia (m ⁴)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
Berlim Definitivo (R. Carlos George)	0.30 m	20	0.20
Berlim Definitivo (Ed. Vizinho)	0.40 m	20	0.20
Berlim Provisório (Ed. Vizinho)	0.10 m	8	0.20
Perfil Metálico HEB 140 335 JR (R. Carlos George)	0.00191 m ² 6.7e-06 m ⁴	200	0.28
Perfil Metálico HEB 140 335 JR (Ed. Vizinho)	0.00537 m ² 1.886e-08 m ⁴	200	0.28

Quadro 10 – Características das ancoragens.

Ancoragens	Anc. Provisória 1	Anc. Provisória 2	Anc. Provisória 3	Anc. Provisória 4	Microestaca ANP RR64 114.3	Microestaca de fundação N80 177.8
Cor no RS2						
Tipo no RS2	Tieback	Tieback	Tieback	Tieback	Fully Bonded	Fully Bonded
Diâmetro (mm)	91.44	91.44	91.44	91.44	64	177.8
Módulo de Elasticidade (kPa)	2e+08	2e+08	2e+08	2e+08	2.05e+08	5.6e+05
Espaçamento (m)	3.0	3.0	3.0	3.2	0.8	5.85
Furação (mm)	200	200	200	200	-	-
Pré-Esforço (kN)	600	600	400	400	0	0
Comprimento Ancorado (%)	47	50	50	58	100	100

4.2.3 Discretização da malha e cargas aplicadas

A malha é composta por 3575 elementos triangulares de 6 pontos nodais. Como nas proximidades do túnel, das contenções periféricas e das ancoragens ocorrerão as maiores alterações no estado de tensão do solo, considerou-se nessas regiões uma malha mais discretizada.

Quanto às condições de fronteira, como previsto para problemas geotécnicos, na superfície os deslocamentos são permitidos em ambas as direções, nas laterais são impedidos os deslocamentos horizontais e permitidos os verticais, ao mesmo tempo em que na base do domínio ambos os deslocamentos são impedidos. Para simular o carregamento devido aos edifícios, foram consideradas cargas uniformes de 10 kN/m² por piso. Assim, como visto, o

edifício da Rua Carlos Gomes foi substituído por uma carga de 60 kN/m² e o edifício vizinho, ao Norte da escavação, por 40 kN/m².

4.2.4 Faseamento construtivo

O faseamento construtivo do modelo visa simular, com o maior nível de fiabilidade possível, as fases que foram realizados na obra. Contudo, existe sempre necessidade de efetuar algumas simplificações pois é impossível num modelo 2D simular todas as etapas. Também por isso, a escavação prévia do túnel foi simplificada em apenas duas etapas. Na fase de escavação do túnel, foi considerado um fator de alívio (α) de 0.50, isto é, apenas 50% da carga relativa à escavação foi libertada. Na fase seguinte, em que o suporte é instalado, são libertados os restantes 50%. Uma vez que se passaram aproximadamente 10 anos entre a construção do túnel e o início da obra da Quinta dos Candeeiros, admitiu-se que os campos de tensão e deformação já tinham estabilizado devido à abertura dos túneis, iniciando-se com a instalação dos perfis metálicos as fases relativas à escavação do Lote 1. No total, o faseamento construtivo foi resumido nas 18 etapas descritas no Quadro 11.

Quadro 11 – Faseamento construtivo do modelo numérico.

N.	Data de conclusão	Fase	Descrição
1.	2012	ETI	Terreno natural com edifícios vizinhos construídos. Não há alterações à superfície do terreno e o túnel não está escavado.
2.	2012	EscTun	Escavação do túnel.
3.	2012	SupTun	Instalação das aduelas de suporte do túnel.
4.	11/08/2021	PerfisMet	Execução dos perfis metálicos verticais.
5.	22/09/2021	Esc1	Escavação parcial da 1ª cave do lado da Rua Carlos George.
6.	29/09/2021	AncP1+BD	Execução do 1º nível de ancoragem provisória e Berlim Definitivo da 1ª cave do lado da Rua Carlos George.
7.	06/10/2021	Esc2	Escavação parcial da 2ª cave do lado da Rua Carlos George.
8.	12/10/2021	AncP2+BD	Execução do 2º nível de ancoragem provisória e Berlim Definitivo da 2ª cave do lado da Rua Carlos George.
9.	14/10/2021	MicroN1	Execução do primeiro nível de microestacas na viga de coroamento do lado do edifício vizinho.
10.	19/10/2021	Esc3	Escavação até a laje do piso 0.
11.	02/11/2021	MicroN2+BD	Execução do segundo nível de microestacas e Berlim Definitivo do lado do edifício vizinho.
12.	20/12/2021	Esc4	Escavação total até a laje do piso -1.
13.	22/12/2021	AncP3+BP	Execução do 1º nível de ancoragem provisória e Berlim Provisório do lado do edifício vizinho.
14.	04/01/2022	Esc5	Escavação total até a laje do piso -2.
15.	19/01/2022	AncP4+BP	Execução do 2º nível de ancoragem provisória e Berlim Provisório do lado do edifício vizinho.
16.	21/01/2022	Esc6	Escavação até o fundo de escavação.
17.	24/01/2022	Micro+Portico	Execução de microestacas sub-horizontais - vigas dos pórticos.
18.	15/06/2022	Aterro-Anc	Aterro no tardo da parede do edifício (muro periférico), construção das lajes das duas caves e desativação das ancoragens provisórias.

4.3 Calibração do modelo

Para que se permita avaliar o comportamento da escavação é necessário começar por calibrar o modelo numérico, com recurso à comparação dos resultados com os obtidos pela instrumentação colocada no próprio túnel e nas estruturas de contenção. Para isso, foram realizados quatro cálculos. A primeira análise teve o objetivo de avaliar o comportamento da escavação utilizando os parâmetros mecânicos adotados no projeto (Quadro 8). Nesta primeira análise, adotou-se simplificadamente para todos os solos um comportamento elástico perfeitamente plástico em que a rotura era caracterizada pelo critério de Mohr-Coulomb. Uma vez que este trabalho procura modelar os efeitos de decompressão causados por uma obra de escavação, considerou-se uma segunda análise em que se utilizaram os mesmos parâmetros e modelo constitutivo, mas desta vez considerando um módulo de deformabilidade em descarga três vezes superior ao módulo de deformabilidade em carga. Em seguida, a fim de utilizar o mesmo modelo constitutivo utilizado pelo projetista, foi efetuada uma terceira análise em que se utilizou o Hardening Soil, mantendo-se os parâmetros do solo iguais e considerando as opções default do modelo (módulo de deformabilidade em descarga três vezes superior ao de carga). Por último, na quarta análise, procurou-se avaliar até que ponto a escolha dos parâmetros mecânicos do projeto foi conservativa. Para isso, os módulos de deformabilidade de ZG2 e ZG3 foram alterados para o valor máximo do intervalo indica pelo Relatório Geológico Geotécnico, 60 MPa. Nesta análise também se considerou o modelo constitutivo Hardening Soil com os parâmetros default.

Em primeiro lugar, foi realizada uma comparação dos esforços nas ancoragens fornecidos pela primeira análise e pelas células de carga nas contenções periféricas. Pela Figura 42 verifica-se que o modelo numérico reproduziu satisfatoriamente o comportamento das ancoragens.

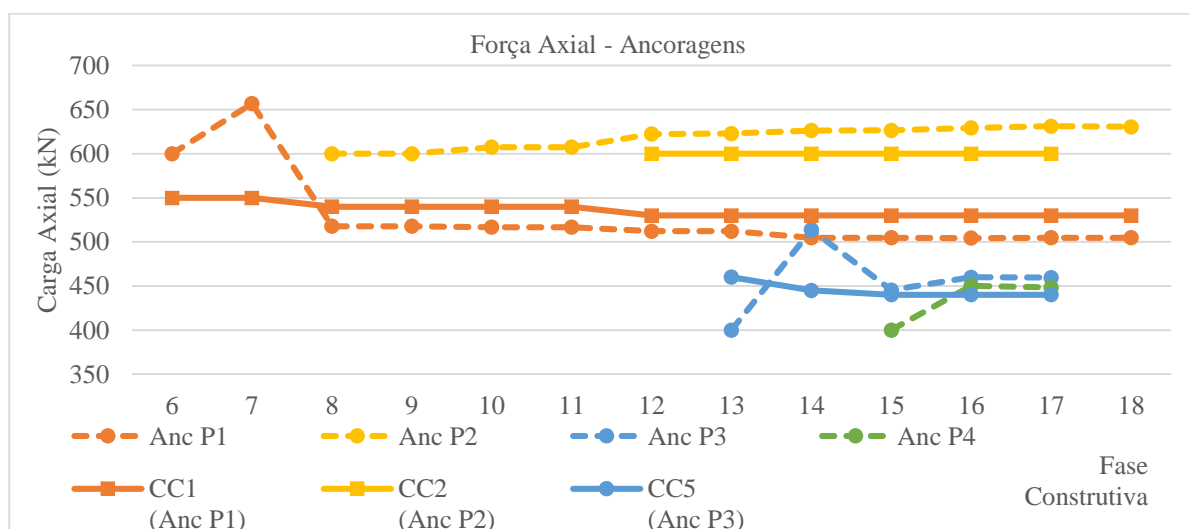


Figura 42 – Primeira análise - cargas nas ancoragens no modelo e na monitorização.

Na Figura 43 está a comparação entre os deslocamentos verticais dos alvos topográficos, obtidos no modelo e na monitorização. Verifica-se que o comportamento do túnel detetado no modelo é similar ao da obra, porém o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb não forneceu a magnitude correta dos deslocamentos. No modelo, os deslocamentos são centimétricos, enquanto que na monitorização foram milimétricos, com máximos de cerca de 30 e 3 mm, respetivamente.

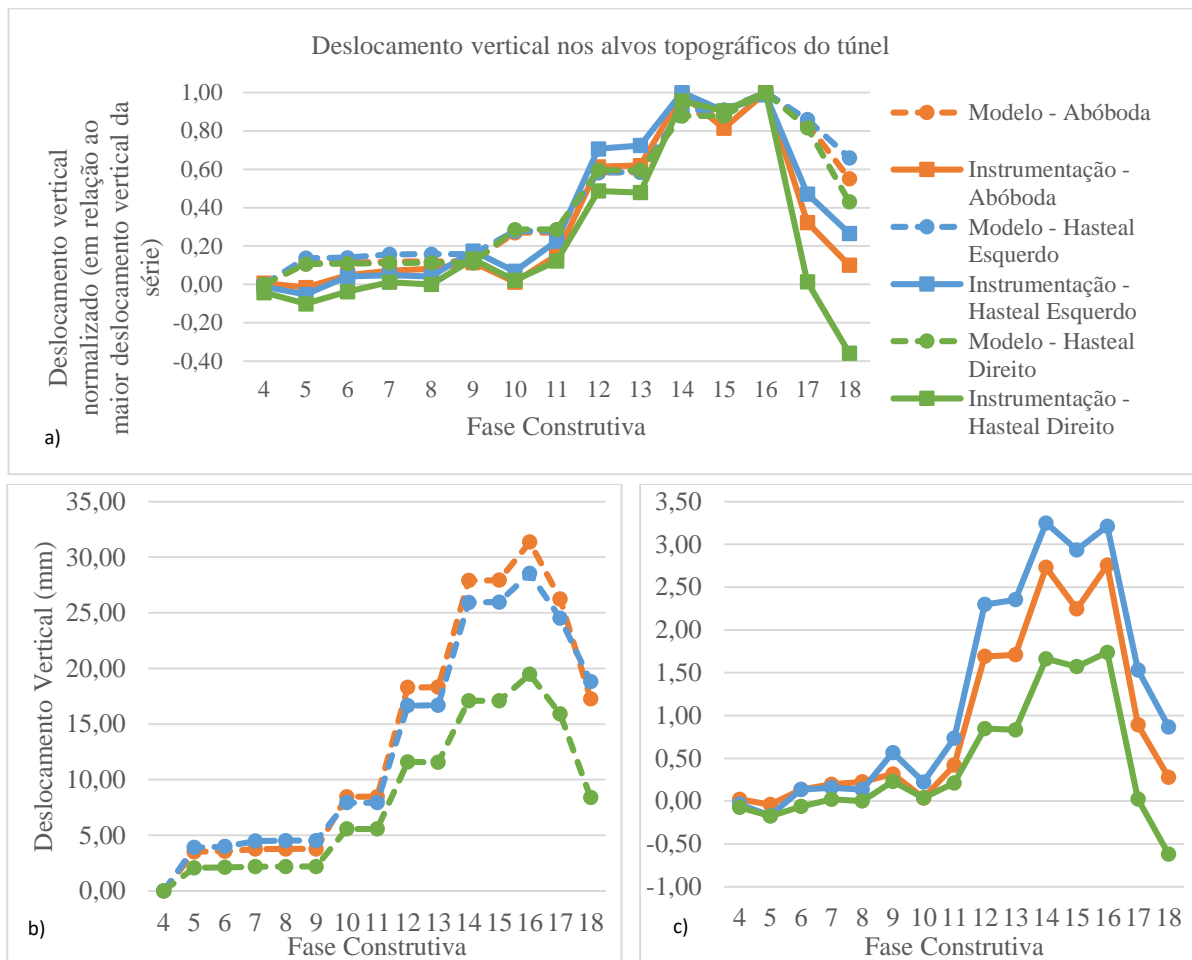


Figura 43 – Primeira análise - deslocamentos verticais a) Normalizados, b) No modelo, c) Na monitorização.

Na segunda análise, considerando os módulos de descarga três vezes superiores aos de carga, foram obtidos no modelo deslocamentos verticais máximos entre 10 e 12 mm, ou seja, significativamente mais próximos dos verificados na monitorização. Os resultados dos deslocamentos verticais podem ser visualizados na Figura 44, onde se observa um muito melhor ajuste. Deve notar-se que a influência dessa alteração (módulo de descarga superior) não foi significativa nas cargas das ancoragens, apenas verificando-se inclusivamente uma ligeira melhoria no ajuste.

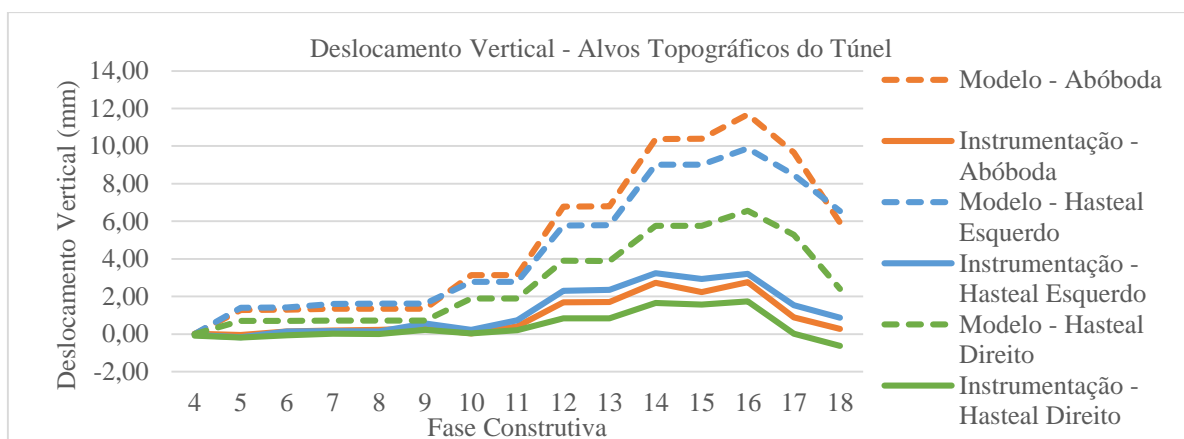


Figura 44 - Segunda análise, a) Deslocamentos verticais do modelo e da monitorização.

Na terceira análise, verificou-se que a utilização do modelo constitutivo Hardening Soil possibilitou uma melhoria dos resultados, verificando-se uma aproximação dos deslocamentos verificados na monitorização. A comparação dos deslocamentos verticais do modelo e da monitorização estão na Figura 45.

Quadro 12 - Parâmetros mecânicos da terceira análise.

Est.	Tipo de terreno (valores de N_{SPT})	Peso volúmico γ_t (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ' (°)	Coesão c' (kN/m ²)	Módulo de deformab. E_{50} (MN/m ²)	Módulo de descarga E_{ur} (MPa)
A_t	Aterros - At - ZG4	18	25	2	5	5
	Miocénico - ZG3	20	33	19	40	120
M_T	Miocénico - ZG2	20	33	23	50	150
	Miocénico - ZG1	21	36	5	60	180

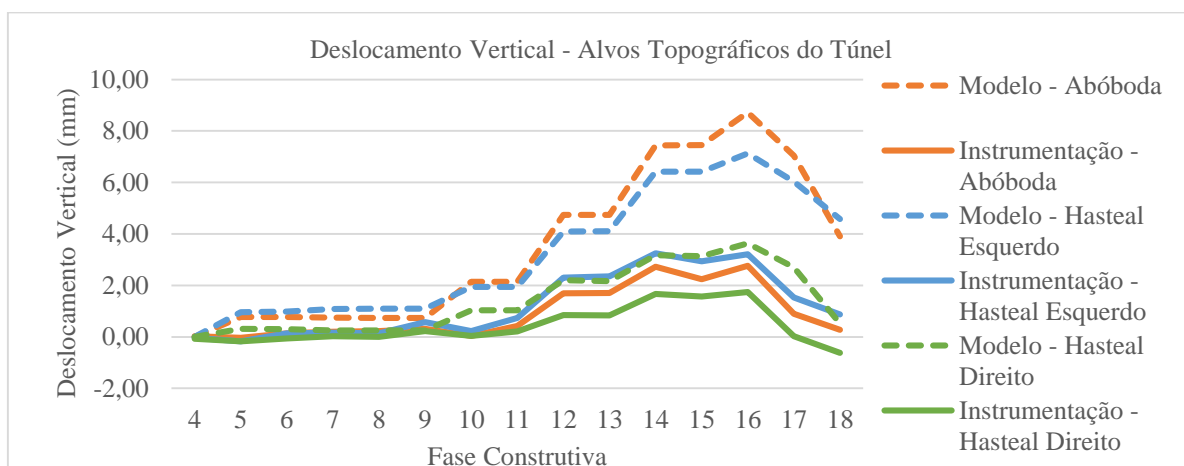


Figura 45 - Terceira análise - deslocamentos verticais do modelo e da instrumentação.

Por último, na quarta análise procurou-se avaliar se o intervalo de valores indicado no Relatório Geológico Geotécnico tinha muita influência nos resultados. Como se pode constatar na Figura

46, os resultados obtidos foram muito similares aos da terceira análise, não existindo melhorias evidentes relativamente à terceira análise.

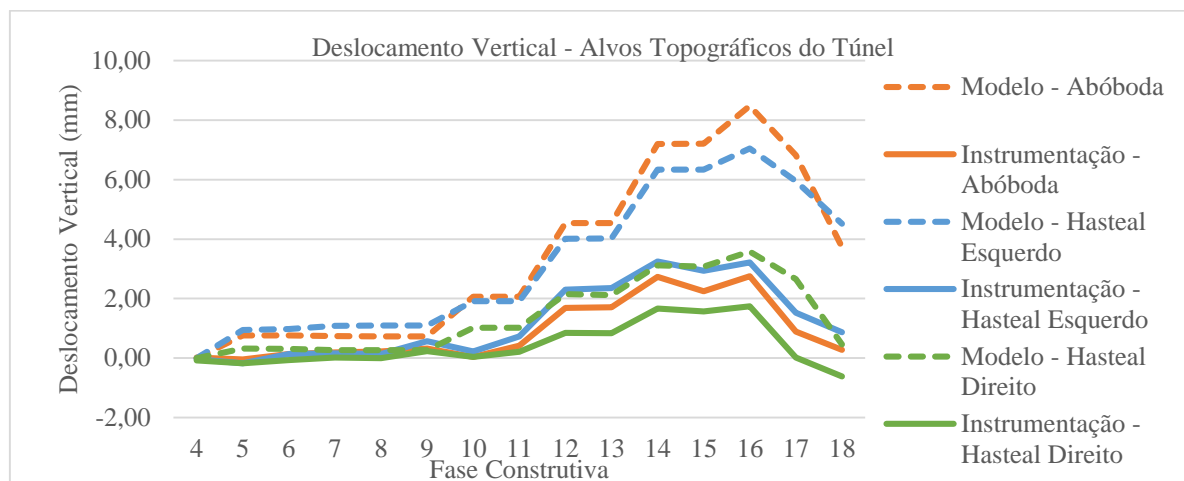


Figura 46 - Quarta análise - deslocamentos verticais do modelo e da instrumentação.

4.4 Resultados do cálculo de referência

4.4.1 Deslocamentos do maciço

Neste item são apresentados os resultados da terceira análise numérica, que foi a análise que forneceu a melhor estimativa do comportamento e da magnitude dos deslocamentos ocorridos na escavação. Observa-se, como era expetável, que a base da escavação empolou com o avanço da escavação devido ao alívio da tensão vertical causado pela remoção do solo. Na Figura 47 estão os deslocamentos verticais do maciço nas Fases 16 (fim da escavação) e 18 (após a construção do reaterro). Verifica-se que no centro do fundo da escavação ocorrem os maiores empolamentos, e que estes diminuem nas extremidades devido à restrição conferida pelo solo e estrutura de contenção. O empolamento máximo foi de aproximadamente 16 mm (cerca de 0.21% H_c) e ocorreu na fase em que se atingiu a profundidade máxima escavada (Fase 16). A evolução desses deslocamentos ao longo do faseamento construtivo pode ser visualizada na Figura 48. Na Fase 18, verifica-se também o máximo empolamento, de cerca de 14 mm, no centro do fundo da escavação, situado nesta fase entre a parede do edifício e o muro de Berlim Definitivo.

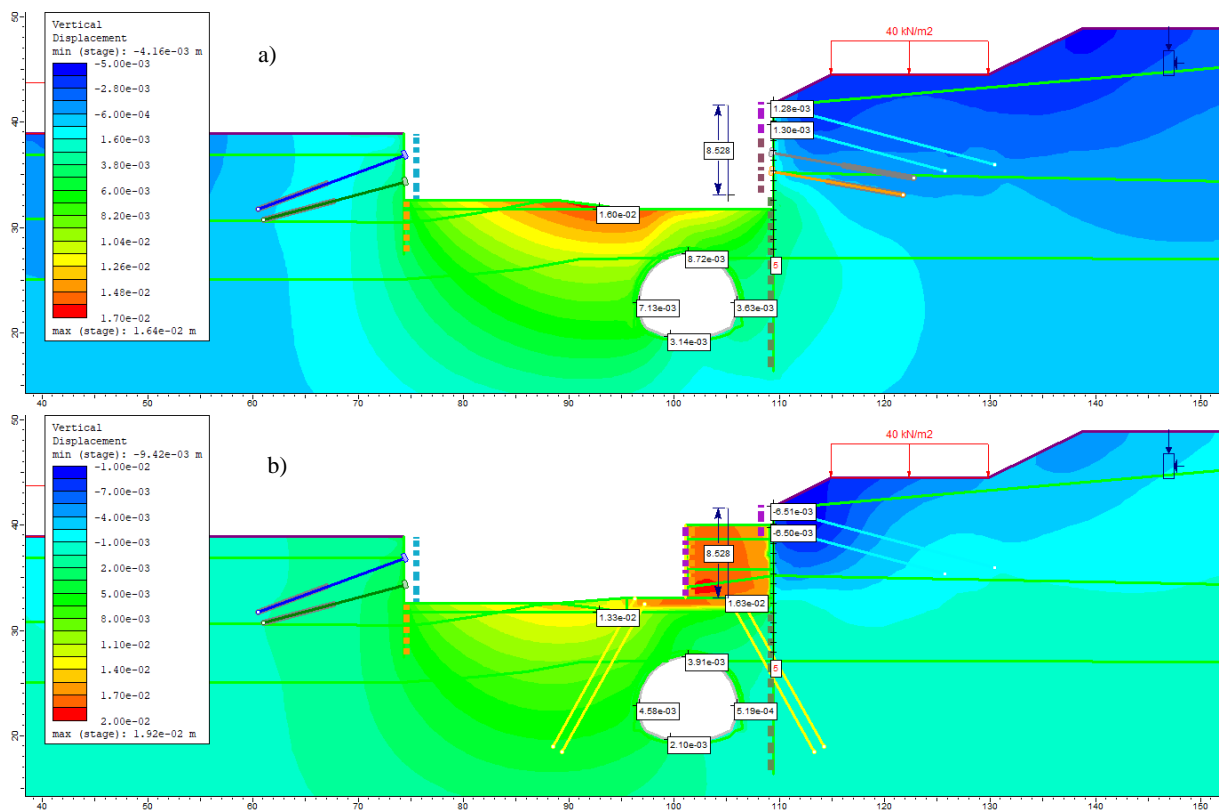


Figura 47 - Deslocamentos Verticais, a) Fase 16, b) Fase 18.



Figura 48 - Empolamento do centro do fundo da escavação.

Nas Figura 49-a) e b) são apresentados os deslocamentos horizontais do maciço obtidos para a Fase 16, representando-se na segunda os vetores com as tendências destes deslocamentos. Verifica-se que houve uma tendência de movimentação horizontal da cortina em direção à escavação e que a região imediatamente acima da abóboda do túnel e o hasteal direito esteve sujeita a menores deformações. Na Fase 18, verifica-se pela Figura 49-c que a as microestacas

da fundação e a recompressão do subsolo ocasionada pela construção do reaterro contribui para a redução dos deslocamentos horizontais na região do hastel esquerdo do túnel.

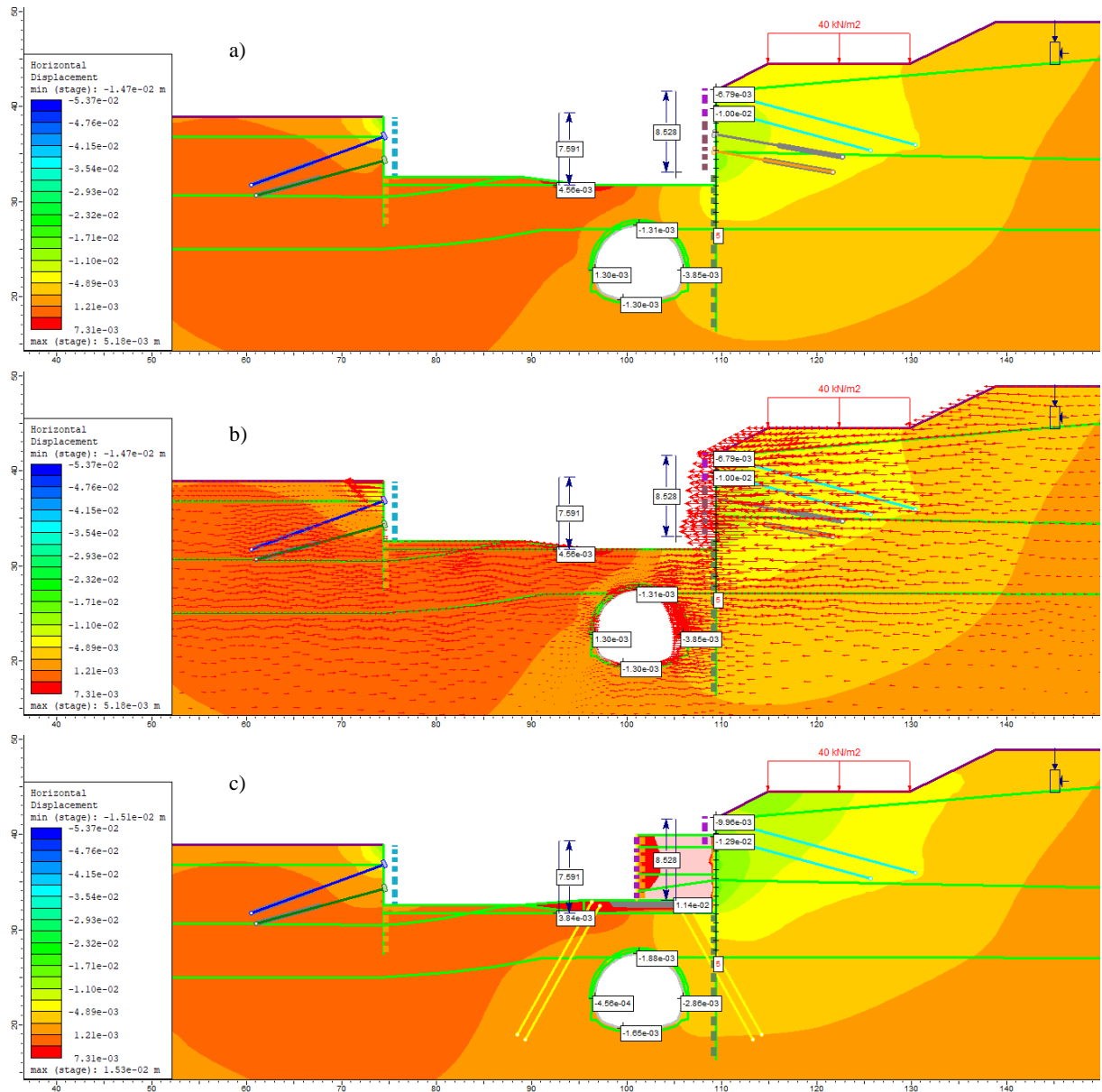
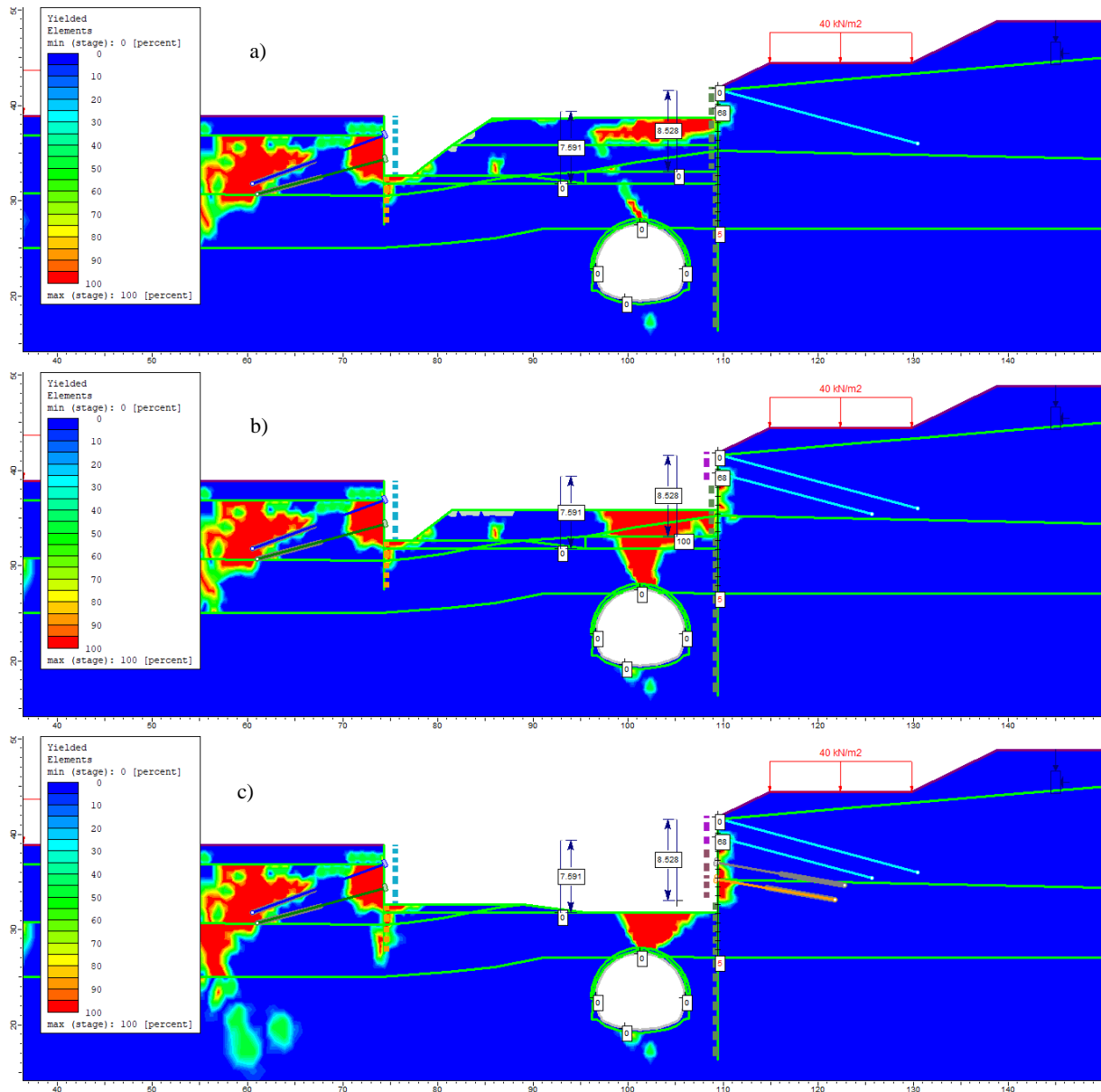


Figura 49 - Deslocamentos Horizontais, a) Fase 16, b) Fase 16 com vetores, c) Fase 18.

4.4.2 Plastificação do maciço

A evolução da plastificação do maciço ao longo do faseamento construtivo pode ser visualizada na Figura 50. A primeira figura ilustra a Fase 10, quando ocorre a primeira plastificação mais significativa na zona da escavação, além da plastificação da zona das ancoragens provisórias e no tardo do Berlim Definitivo já construído. Na figura seguinte, quando a primeira cave está completamente escavada e a parede de contenção não está construída (Fase 12), ocorre uma

significativa plastificação entre a da abóboda do túnel e a base da escavação. Na terceira figura (Fase 16), a profundidade da escavação é máxima e, uma vez que nesta fase ocorre a máxima descompressão da zona abaixo do fundo da escavação, a plastificação da região sobre o túnel expande-se, sendo que passa a ocorrer também no tardo do muro de Berlim Provisório. Por último, na Fase 18, a plastificação mantém-se muito similar à fase anterior, apesar da recompressão que o reaterro gera no solo situado acima da abóboda do túnel.



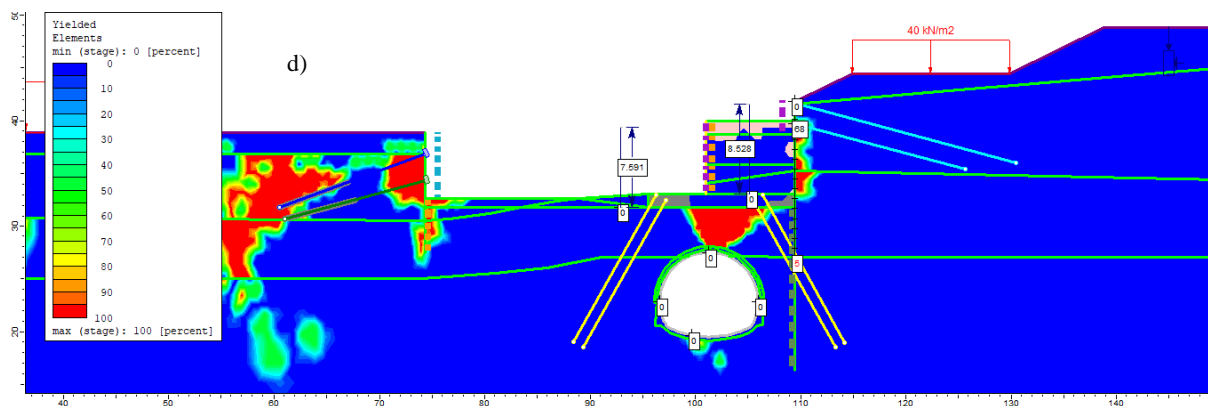
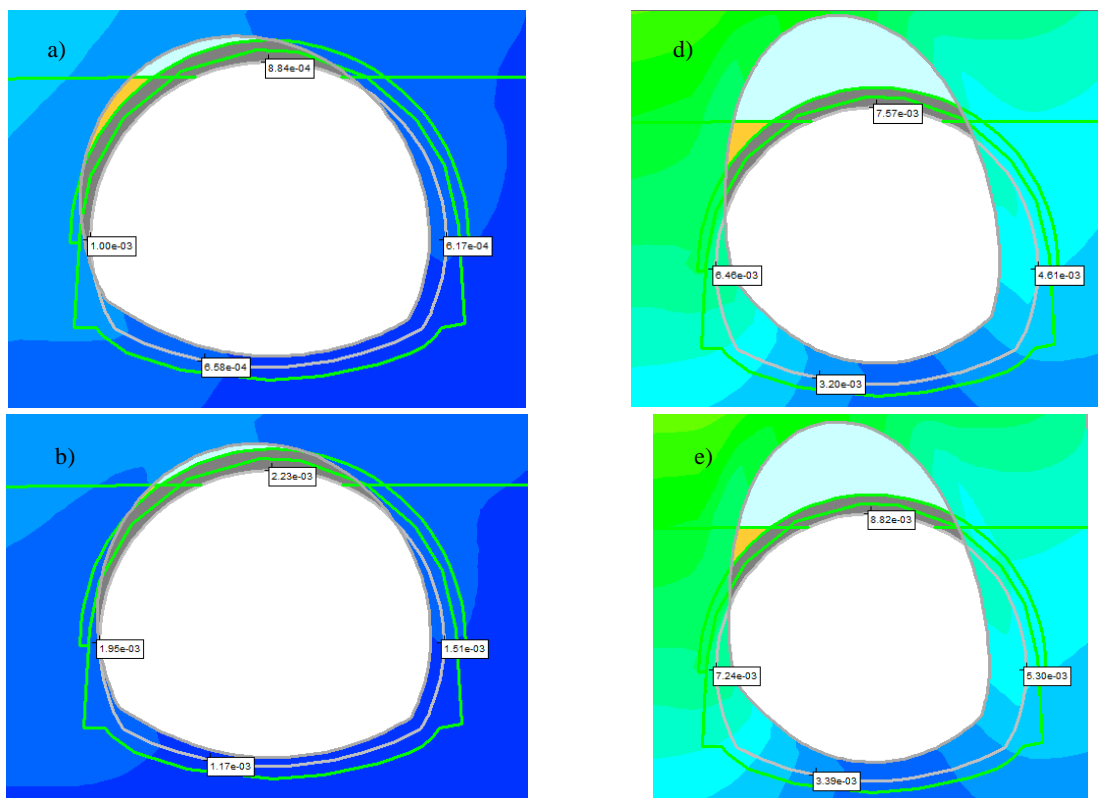


Figura 50 - Plastificação do maciço, a) Fase 10, b) Fase 12, c) Fase 16, d) Fase 18.

4.4.3 Deslocamentos do túnel

Como era expetável, a zona do túnel é altamente influenciada pela escavação, verificando-se divergência vertical associada a distorções do suporte. A evolução destes deslocamentos ao longo do faseamento construtivo pode ser visualizada na Figura 51 para algumas fases. Verifica-se que nas Fases 14 e 16, correspondendo à escavação mais próxima do túnel, ocorre a maior divergência vertical, que é amenizada aquando da construção do reaterro (Fase 18).



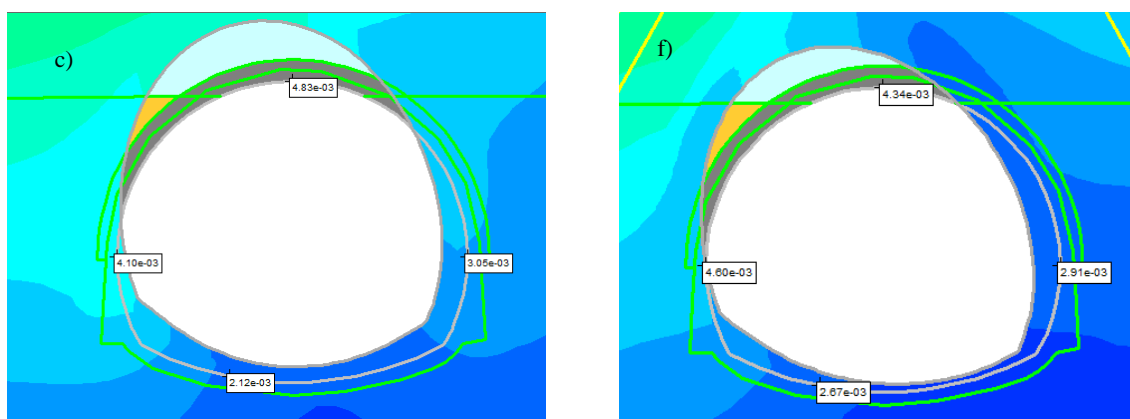


Figura 51 - Deformada do túnel, a) Fase 5, b) Fase 10, c) Fase 12, d) Fase 14, e) Fase 16, f) Fase 18.

Pelos deslocamentos verticais dos alvos topográficos (Figura 45), verificou-se que ocorreu um levantamento da abóboda e dos hasteais do túnel crescente ao longo da escavação. Tal também sucedeu na soleira do túnel (Figura 52) onde foram estimados menos de 3.50 mm de levantamento na fase mais crítica (Fase 16), enquanto que na monitorização foi detetado um levantamento de 1.50 mm nas marcas de nivelamento Mn1.

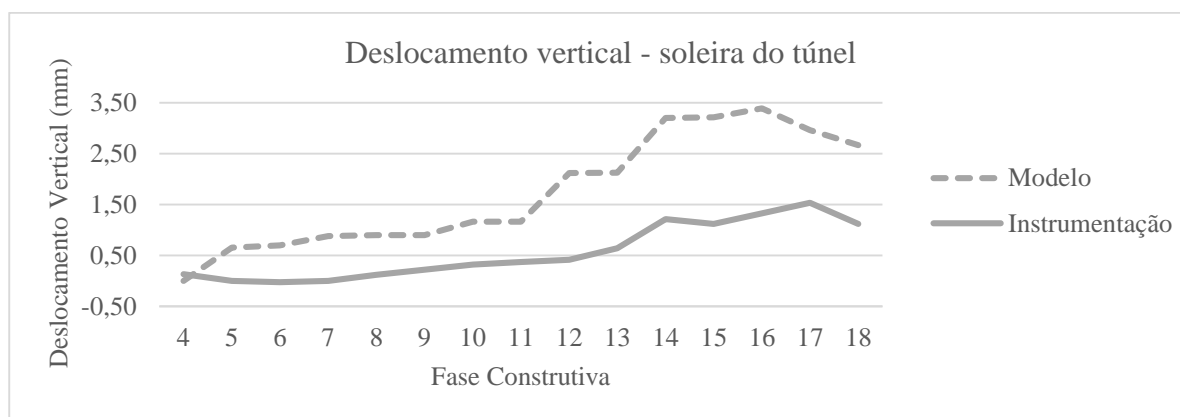


Figura 52 - Deslocamento vertical da soleira do túnel.

A evolução ao longo do faseamento construtivo dos deslocamentos horizontais no túnel pode ser observada na Figura 53. Verifica-se que os deslocamentos são globalmente muito reduzidos, embora um pouco maiores no modelo do que na monitorização, sendo que o hasteal direito é o que local onde se verifica o maior deslocamento (Fase 16). Além disso, após a Fase 9 do modelo, correspondente às escavações à frente do Berlim Misto, observa-se uma convergência horizontal no túnel, que aumenta de magnitude até a Fase 16, quando atinge um máximo de aproximadamente 5.00 mm, e em seguida se reduz ligeiramente até a Fase 18, sendo superiores aos deslocamentos horizontais submilimétricos detetados na monitorização (Figura 38).

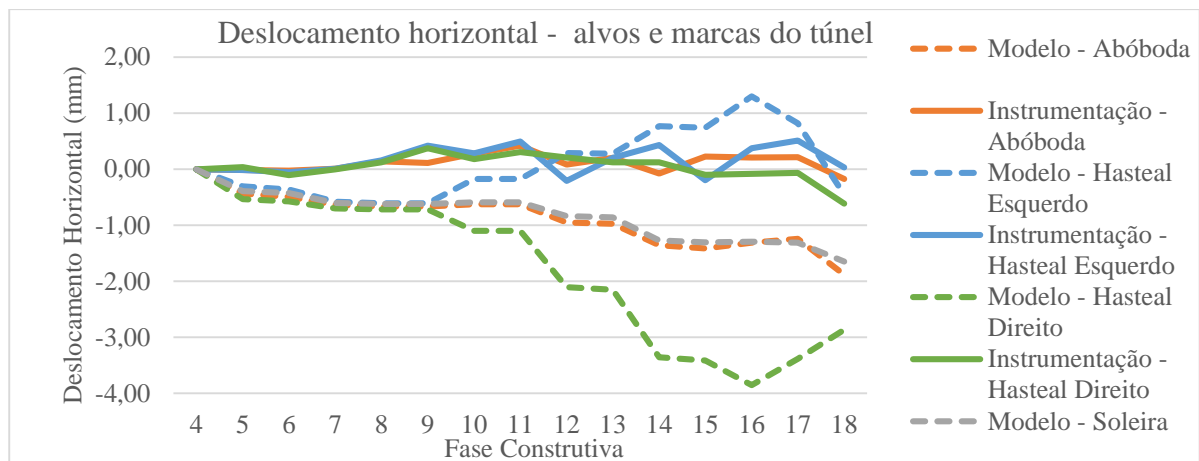


Figura 53 - Deslocamento horizontal do túnel.

4.4.4 Deslocamentos das contenções periféricas

A comparação dos deslocamentos horizontais detetados no inclinómetro e no modelo apresentam-se na Figura 54. Verifica-se que o comportamento dos deslocamentos horizontais em profundidade é similar, mas a magnitude dos deslocamentos é maior na Fase 14 do modelo, isto é, quando a escavação chegou à laje da segunda cave, sendo o valor máximo de deslocamento de aproximadamente 5.50 mm, detetado a 5 m de profundidade.. Além disso, verificam-se deslocamentos até uma profundidade de 7 m, isto é, até o último nível das ancoragens provisórias.

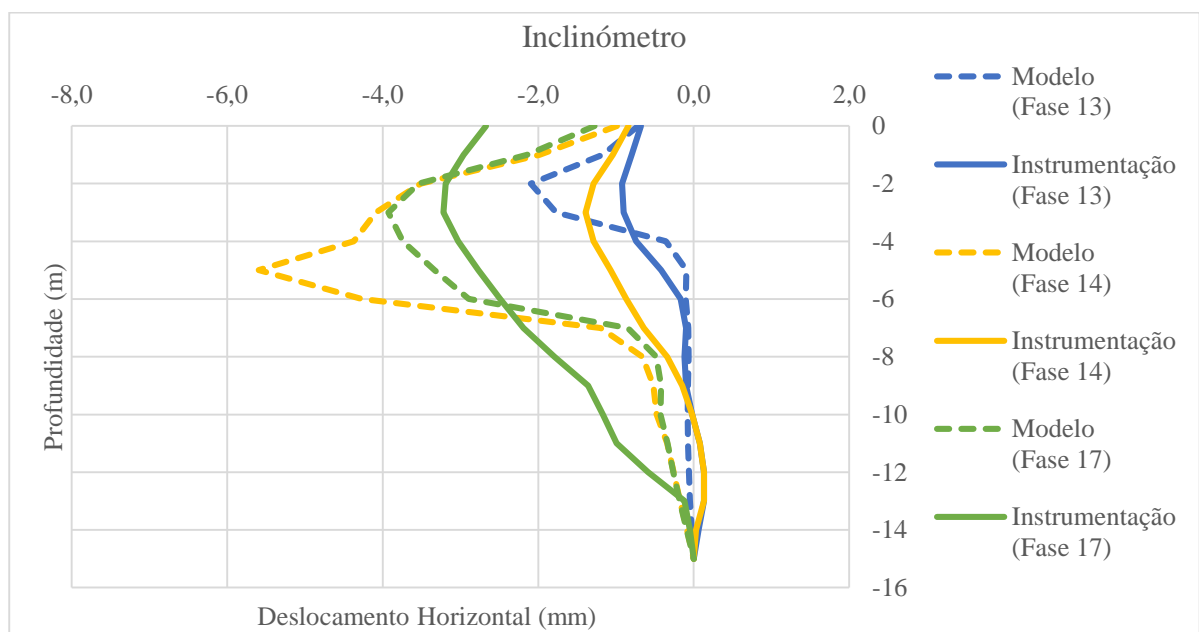


Figura 54 - Deslocamentos horizontais no inclinómetro.

Uma vez que a secção S13 não coincide exatamente com a localização dos alvos das contenções periféricas, foi realizada uma comparação dos deslocamentos horizontais com pontos do modelo que estão situados em alturas aproximadas destes alvos. Esta comparação apresenta-se na Figura 55, onde verifica-se que o comportamento é similar entre os dados do modelo e do alvo P5, sendo que o deslocamento máximo previsto no modelo para P5 é de aproximadamente 10.00 mm na última fase. Por outro lado, a monitorização do alvo P6 detetou deslocamentos superiores aos previstos no modelo. Já nos alvos P11 e P12 os deslocamentos previstos no modelo, de cerca de 13.00 mm na última fase construtiva, são significativamente maiores do que os deslocamentos detetados na monitorização (menos de 2.50 mm) a partir da Fase 9, isto é, quando inicia-se a escavação à frente do Berlim Misto.

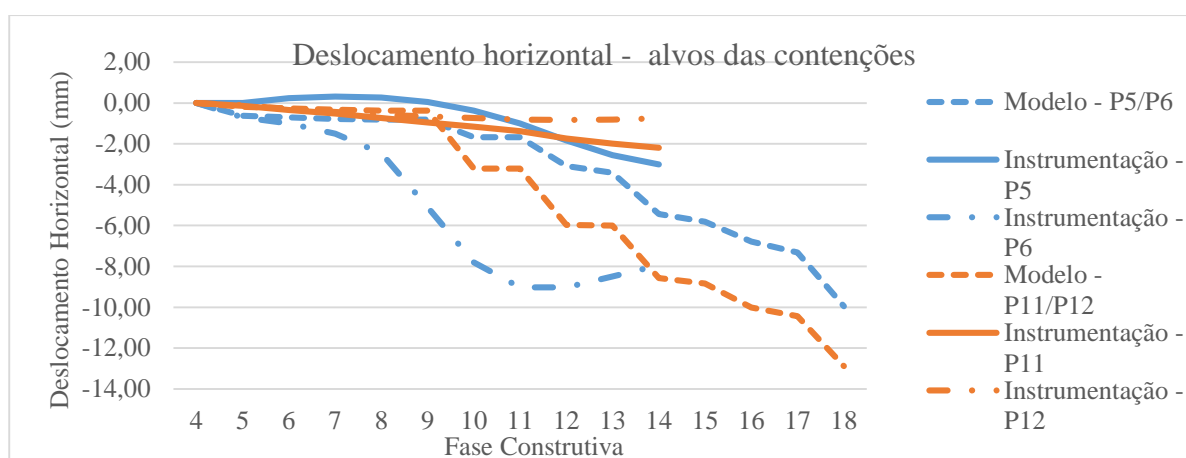


Figura 55 - Deslocamento horizontal dos alvos das contenções periféricas.

4.4.5 Cargas nas ancoragens

As forças axiais nas ancoragens detetadas na monitorização foram muito similares às medidas no modelo, sendo que esta comparação pode ser vista na Figura 56. Verifica-se que nas ancoragens P1 e P3, após a fase do pré-esforço ocorreu um aumento da carga axial, devido à escavação feita na frente da cortina, tracionando a ancoragem. Na fase seguinte, verifica-se uma redução da carga, devido à instalação e pré-esforço do nível de ancoragens seguinte.

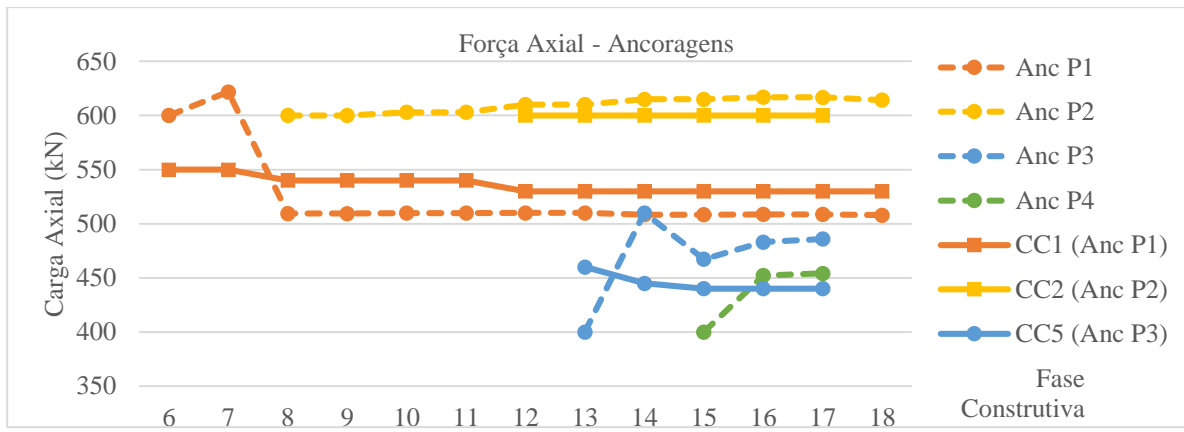


Figura 56 - Carga axial nas ancoragens provisórias.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Nesta dissertação foram aplicados os conhecimentos obtidos ao longo da formação acadêmica, em particular na área de geotecnia, a um caso real de estudo, que é a construção dos edifícios dos Lotes 1 e 2 da Quinta dos Candeieiros, em Lisboa. Para que fossem construídas as caves dos edifícios, foi necessário efetuar escavações diretamente sobre o túnel da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, tornando esta escavação um caso de estudo interessante, por ser necessário efetuar a escavação sem que as estruturas do ML fossem afetadas.

De forma a obter uma base sólida de conhecimentos a respeito deste tipo de obras, foi elaborada uma revisão bibliográfica, em que se procurou estudar casos de obras similares. Verificou-se que usualmente são elaboradas análises numéricas para aferir acerca do comportamento da escavação e da sua interação com os túneis, sendo os resultados obtidos comparados com os dados da monitorização da obra, com o intuito de estabelecer um padrão de comportamento que possa auxiliar e otimizar o dimensionamento de novas estruturas similares. A revisão efetuada permitiu inferir que quando a escavação se situa muito próxima os túneis são bastante influenciados, sendo comum sofrerem divergência e/ou convergência, bem como distorções assinaláveis, sendo estes comportamentos dependentes da posição do túnel relativamente à escavação, podendo distinguir-se três regiões distintas. Os túneis localizados debaixo da escavação tendem a sofrer empolamento, divergência vertical e convergência horizontal; caso se situem debaixo da contenção periférica têm um comportamento mais complexo, existindo distorção no sentido da escavação e verificando-se deslocamentos diferenciais nos hasteais; no último caso, em que o túnel situa-se fora do limite da contenção periférica, há uma tendência para o túnel sofrer assentamento, convergência vertical e divergência horizontal. Constatou-se também que quanto mais distante estiver o túnel relativamente à escavação, menores são as deformações que estará submetido. Devido ao alívio de tensões ocasionado pelas escavações, verifica-se igualmente um empolamento no fundo da escavação, maior junto ao centro e menor junto às paredes de contenção, devido à restrição que estas e o solo adjacente conferem.

Para que se pudesse caracterizar o comportamento do maciço interessado na obra da Quinta dos Candeieiros, foi efetuada uma campanha de prospeção geológico-geotécnica, que permitiu determinar as propriedades e estratificação do maciço, sendo este composto por quatro zonas

geotécnicas, estando o túnel localizado em ZG1 e a escavação em ZG2, ZG3 e ZG4. Optou-se por realizar as escavações suportadas por contenções periféricas do tipo Muro de Berlim, com ancoragens provisórias e microestacas, sendo que houve dificuldades devido à proximidade do fundo de escavação com o túnel. Foram necessárias adaptações das soluções adotadas para que as estruturas do ML não fossem afetadas. Por sua vez, foi elaborado um Plano de Instrumentação e Observação, que contemplou a monitorização das paredes de contenção, das edificações vizinhas e do túnel.

Em concordância com o PIO, foram instalados alvos topográficos, marcas de nivelamento, piezómetros, células de cargas e um inclinómetro. Pela análise dos resultados da monitorização, verificou-se que o comportamento do túnel e da escavação ocorreu como era esperado. Em termos de deslocamentos verticais, o túnel sofreu empolamento nas proximidades da escavação. Entre as secções S10 e S15, situadas no interior da escavação, ocorreram os maiores empolamentos, sendo que nas extremidades foram menores e no centro da escavação ocorreu o máximo empolamento (Secção S13). Além disso, o hasteal esquerdo e a abóboda apresentaram maiores deslocamentos em relação ao hasteal direito, por estarem mais próximos do centro da escavação. Em termos de deslocamentos horizontais, verificou-se que no sentido longitudinal o túnel deslocou-se para o centro da escavação entre as secções S10 e S15, e no sentido oposto ao centro nas demais secções. Transversalmente ao túnel, constatou-se que a abóboda praticamente não se moveu e os hasteais sofreram divergência horizontal nas secções situadas entre os Lotes 1 e 2 (S7 a S10), sendo que o deslocamento do hasteal esquerdo foi ligeiramente maior do que o do hasteal direito, devido à proximidade da escavação.

Pela monitorização detetou-se também que o lençol freático estava muito próximo à interseção das zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, entre a abóboda do túnel e o fundo da escavação. Como os materiais de ZG1 são de matriz arenosa, optou-se por se considerar uma análise numérica seca, em tensões efetivas. Além disso, detetou-se pelas células de carga que não houve alteração significativa no pré-esforço aplicado às ancoragens, logo não houve comportamento anômalo das contenções, e no inclinómetro foram detetados deslocamentos inferiores a 5 mm no sentido transversal da contenção.

Com o intuito de analisar o comportamento e a interação entre o túnel e a escavação, foi realizado um estudo numérico bidimensional. A simulação da escavação foi realizada em 18 fases construtivas, sendo as três primeiras relativas ao estado de tensão inicial e à abertura do túnel, e as fases seguintes relativas a sucessivas escavações, seguidas pela construção das paredes de contenção e pré-esforço das ancoragens. Uma vez que a posição do túnel em relação à escavação é variável, estando o túnel por vezes fora do limite da contenção periférica, ou debaixo da escavação, optou-se por utilizar para o modelo bidimensional a secção S13,

localizada próxima ao centro do edifício, que mostrou-se mais crítica em termos de deslocamentos.

Em seguida, foram realizados quatro cálculos com vista a calibrar o modelo. Nos dois primeiros, utilizou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com os parâmetros mecânicos do projeto, tendo no segundo se considerado um módulo de deformabilidade em descarga três vezes superior ao em carga. No terceiro e no quarto cálculo, utilizou-se o modelo constitutivo Hardening Soil, sendo que no último foram utilizados os parâmetros mecânicos menos conservativos indicados pelo Relatório Geológico Geotécnico.

A calibração numérica efetuada permitiu constatar que a modelação numérica esteve em concordância com o comportamento esperado, pois o modelo conseguiu reproduzir adequadamente o comportamento observado, quer no túnel, quer na escavação. Além disso, constatou-se acerca da importância da utilização de um módulo de deformabilidade do solo em descarga maior que o em carga, pois os resultados do segundo, do terceiro e do quarto cálculo foram similares e aproximaram razoavelmente a magnitude dos resultados da monitorização. Por sua vez, no primeiro cálculo os deslocamentos obtidos foram cerca de dez vezes superiores aos medidos em obra. Considerou-se assim que o terceiro cálculo forneceu a melhor estimativa. Apesar de próximos, os deslocamentos determinados no modelo numérico foram superiores aos medidos em obra, provavelmente porque os parâmetros mecânicos assumidos em projeto foram escolhidos de forma conservativa, como é usual. Por outro lado, as variações de pré-esforço nas ancoragens que foram previstas pelo modelo e as detetadas pela monitorização foram bastante próximas.

Foi possível aprender com esta obra que os túneis situados em ambiente urbano estão sujeitos a sofrer uma grande influência de escavações realizadas nas suas proximidades e que seu comportamento varia em conformidade com a posição relativa a esta escavação, sendo que quanto mais próximo, mais sujeito a deformações. Logo, faz-se necessário um estudo numérico prévio, baseado em uma campanha de prospeção, para que sejam avaliados os deslocamentos a que o túnel estará sujeito. Em simultâneo à escavação, faz-se necessária também a monitorização do túnel e das contenções periféricas, para que os deslocamentos não venham a causar danos às estruturas do túnel.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Como verificado, os resultados do modelo e da monitorização foram da mesma magnitude, porém não foram iguais, logo certamente é possível que se faça uma nova calibração a fim de refinar os parâmetros mecânicos adotados em cada zona geotécnica. A utilização de modelos

numéricos mais avançados, considerando outros modelos constitutivos com maior capacidade de reproduzir o comportamento do solo em descarga, pode igualmente melhorar a qualidade do ajuste. Uma vez que o modelo esteja devidamente calibrado, é possível que sejam analisadas outras opções construtivas, como faseamentos construtivos, soluções para as contenções periféricas e tipos de ancoragens. Além disso, é possível que seja elaborado um estudo numérico tridimensional da obra, que pode ser iniciado com os parâmetros mecânicos adotados em projeto e calibrado com os resultados da monitorização, para que esses parâmetros possam ser comparados com aqueles obtidos na calibração do modelo bidimensional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Doležalová, M. (2001) Tunnel complex unloaded by a deep excavation. *Computers and Geotechnics*, **28** (6-7), pp. 469-493
- EN, N. (1992) 1-1 (2010) "Eurocódigo 7: Projecto de Estruturas de Betão". Parte 1-1: Regras Gerais E Regras Para Edifícios, Instituto Português da Qualidade.
- Gaba, A., Simpson, B., Beadman, D. & Powrie, W. (2003) Embedded retaining walls: guidance for economic design. *PROCEEDINGS-INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS GEOTECHNICAL ENGINEERING*, pp. 13-16
- Ge, X. (2002) Response of a shield-driven tunnel to deep excavations in soft clay. Hong Kong University of Science and Technology (Hong Kong).
- Geocontrol. (2020). Mexto Property Investment, Quinta dos Candeeiros, Olivais, Lisboa. *Relatório Geológico Geotécnico*, 2020.
- Geomonit, (2021). Mexto Property Investment, Quinta dos Candeeiros, Olivais, Lisboa. *Sistema de Instrumentação e Observação Topográfica*, 2021.
- Geomonit, (2022). Mexto Property Investment, Quinta dos Candeeiros, Olivais, Lisboa. *Sistema de Instrumentação e Observação Topográfica*, 2022.
- Geosol, (2021). Mexto Property Investment, Quinta dos Candeeiros, Olivais, Lisboa. *Relatório de Monitorização R4*, 2022.
- Guerra, N. (2007). Estruturas de contenção flexíveis: cortinas multi-ancoradas. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2007.
- 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
- JETSJ (2021). Mexto Property Investment, Quinta dos Candeeiros, Olivais, Lisboa. *Memória Descritiva e Justificativa da escavação e contenção periférica*, 2021.
- Li, A. & Lehane, B. (2010) Embedded cantilever retaining walls in sand. *Geotechnique*, **60** (11), pp. 813-823
- Liu, H., Li, P. & Liu, J. (2011) Numerical investigation of underlying tunnel heave during a new tunnel construction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **26** (2), pp. 276-283
- Lo, K. & Ramsay, J. (1991) The effect of construction on existing subway tunnels—a case study from Toronto. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **6** (3), pp. 287-297
- Matos Fernandes, M. (2006) Mecânica dos solos – Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume I, Universidade do Porto, FEUP
- Matos Fernandes, M. (2011) Mecânica dos solos – Introdução À Engenharia Geotécnica. Volume II, Universidade do Porto, FEUP

- ML. (2017). DEM – Direção de Empreendimentos. *Interferências de terceiros em estruturas ML em exploração - Inspeção técnica às estruturas do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.* 2017.
- ML. (2017). DEM – Direção de Empreendimentos. *Interferências de terceiros em estruturas ML em exploração - Projectos e monitorização das estruturas do Metropolitano de Lisboa, E.P.E.* 2017.
- ML. 2022. Metropolitano de Lisboa. [Online] – [Acedido em 24/08/2022] Available at: www.metrolisboa.pt
- Ng, C. W., Shi, J. & Hong, Y. (2013) Three-dimensional centrifuge modelling of basement excavation effects on an existing tunnel in dry sand. *Canadian Geotechnical Journal*, **50** (8), pp. 874-888
- Ng, R. M. & Lo, K. (1985) The measurements of soil parameters relevant to tunnelling in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, **22** (3), pp. 375-391
- Peck, R.B. (1969) Deep excavations and tunneling in soft ground. *In Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., Mexico City*, pp. 225–290.
- Plaxis 2D (2022). PLAXIS 2D - Reference Manual – CONNECT Edition V22.01.
- Plaxis 2D (2022). Material Models Manual – CONNECT Edition V22.01.
- Sharma, J., Hefny, A., Zhao, J. & Chan, C. (2001) Effect of large excavation on deformation of adjacent MRT tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16** (2), pp. 93-98
- Zheng, G. & Wei, S.-w. (2008) Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. *Journal of central south university of technology*, **15** (2), pp. 69-75
- Zheng, G., Wei, S. W., Peng, S. Y., Diao, Y. & Ng, C. W. W. (2010) Centrifuge modeling of the influence of basement excavation on existing tunnel. *In Proceedings of the Proceedings of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Taylor & Francis Group, London, pp. 523-527.
- WBTC. (2002). HKSAR Works Bureau, Environmental Transport and Works Bureau. *Technical Circular No. 19/2002-Mass Transit Railway Protection*, (5) 2002.