



Soluções de Escavação e Contenção Periférica por Bandas de Laje: Avenida Fontes Pereira de Melo, 41 em Lisboa

Dulce Isabel Fialho Baião

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Mestrado Integrado de Engenharia Civil

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Júri

Presidente: Professora Maria Rafaela Pinheiro Cardoso

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Professor Rui Pedro Carrilho Gomes

Maio de 2017

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador, Professor Alexandre da Luz Pinto, pelo apoio, incentivo e dedicação prestados durante o decorrer deste trabalho.

Expresso também a minha gratidão ao Eng.º Filipe Veloso, Rockbuilding, pela disponibilidade e ajuda demonstrada durante as visitas à obra e a todos os encarregados e funcionários da empresa Mota-Engil pelo esforço e simpatia demonstrado ao longo destes meses.

Agradeço também a todos os meus colegas e amigos, não só pelo apoio ao longo do curso como também pela ajuda e motivação ao longo desta dissertação.

Por último mas não menos importante, agradeço aos meus pais pela paciência nestes últimos tempos e pela força transmitida ao longo do meu percurso académico, e à minha irmã pelas horas perdidas a ouvir-me falar sobre esta dissertação.

Resumo

Nos dias que correm a reabilitação e reconstrução nos centros urbanos tem aumentado exponencialmente, tal como também se verifica na cidade de Lisboa. A elevada ocupação do centro da cidade obrigou ao uso do subsolo para a construção de infraestruturas. Esse uso está condicionado pelas características geotécnicas dos subsolos, assim como pela utilização dos mesmos. Muitas vezes a utilização do subsolo vizinho está impedido, obrigando ao recurso de estruturas de contenção periférica com apoios interiores, como é o caso de escoramentos e bandas de laje.

Nesta dissertação pretende-se acompanhar a obra localizada na Avenida Fontes Pereira de Melo nº 39 a 43 no centro da cidade de Lisboa. Nesta obra foram executadas estruturas de suporte que não ocuparam os espaços subterrâneos vizinhos, como é o caso das bandas de laje. Nesta obra, a utilização de ancoragens foi descartada devido ao facto desta escavação se encontrar ao nível do túnel do metropolitano e as mesmas provocarem vibrações nesse mesmo túnel.

Ao longo deste trabalho foi efetuada uma modelação do troço em que a solução de contenção recorre a bandas de laje, através do programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, com o propósito de se efetuar uma análise crítica dos resultados obtidos comparativamente com os valores de deslocamentos reais.

Palavras chave: Escavação em meio urbano, cortina de estacas moldadas, bandas de laje.

Abstrat

Nowadays, in the urban centres, the construction has increased exponentially, such a thing is an example of what is happening in Lisbon. The high occupation rate in the downtown area, forced the use of subsoil for the infrastructures construction. This use of the subsoil is not only conditioned by the geotechnical characteristics of the subsoil, but also by the use of the neighbouring subsoil. Even though, most of the times the neighbouring subsoil can not be used, the use of peripheral earth retaining structures with internal supports, as is the case of shoring and slab strips, can be an alternative.

In this dissertation, it is intended to follow the construction being developed in Avenida Fontes Pereira de Melo, nº39 to 43, in downtown. In this construction the possibility of using anchors was discarded, since the construction was at the underground level and these materials would cause vibrations.

Throughout this thesis, a modelling of the section was performed, based on the earth retaining structures solution which resorted to slab bands. In order to perform the modelling, the program of finite elements, Plaxis 2D, was used. The purpose of this modelling was to make a critical analysis of the results and compare them with the values of the real displacements.

Key words: Excavation in urban areas, Bored pile curtain, slab bands.

Simbologia

δ Ângulo de atrito do solo [°]

ψ Ângulo de dilatação [°]

Φ' Ângulo de resistência ao corte [°]

A área [m^2]

K_a coeficiente de impulso ativo

K_0 coeficiente de impulso em repouso

ν_{ur} Coeficiente de Poisson da descarga/recarga

C' Coesão efetiva [kPa]

L Comprimento [m]

ε_1 Deformação axial

P Densidade [kg/m^3]

d Diâmetro [m]

e espaçamento [m]

I Impulsos do terreno [kN/m]

I Inércia [m^3]

E_{50}^{ref} Módulo de deformabilidade secante em ensaio triaxial (corresponde a 50% da tensão de rotura) para uma tensão de referência, considerada igual a 100kPa

E_{oed}^{ref} Módulo de deformabilidade edométrica tangente para tensão vertical igual à tensão de referência ρ_{ref} [kPa]

E_{ur}^{ref} Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para tensão de referência a ρ_{ref} [kPa]

N (SPT) Número de pancadas no ensaio SPT

N_{60} Número de pancadas no ensaio SPT corrigido

γ_w Peso volumico da água [kN/m^3]

γ Peso Volúmico do solo [kN/m^3]

γ_{unsat} Peso volúmico do solo não saturado [kN/m^3]

γ_{sat} Peso volúmico do solo saturado [kN/m^3]

ERr Rácio de energia transferida às varas

SPT Standard Penetration Test

ρ_{ref} Tensão de referência [kPa]

$|\sigma_3 - \sigma_1|$ Tensão desviatória

m Potência que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão

R_f Quociente que relaciona a tensão desviatória na rotura com a assíptota da hipérbole que traduz a relação tensão-deformação

Índice

1. Introdução	1
1.1. Objetivo.....	2
1.2. Metodologia do trabalho.....	3
1.3. Segurança de obras de escavação em meio urbano.....	3
2. Fundamentos Teóricos.....	5
2.1. Estruturas flexíveis.....	5
2.1.1. Impulsos de terras.....	6
2.1.2. Deslocamentos na cortina e envolvente	7
2.2. Contenções periféricas	8
2.2.1. Cortina de Estacas Moldadas.....	9
2.2.2. Muro de “Berlim Definitivo”	16
Processo construtivo	16
2.2.3. Parede Moldada.....	17
2.3. Estruturas de suporte auxiliar.....	19
2.3.1. Escoramentos	19
2.3.2. Ancoragens	19
2.3.3. Escoramentos por bandas de laje	22
2.4. Trabalhos e estudos preliminares.....	24
3. Caso de estudo- Avenida Fontes Pereira de Melo 41.....	26
3.1. Condicionamentos	27
3.1.1. Geológicos-Geotécnicos.....	27
3.1.2. Estruturas envolventes	30
3.2. Conceção estrutural do edifício- Generalidades.....	32
3.3. Fundações e contenções periféricas.....	32
3.4. Plano de Instrumentação e observação	35
3.4.1. Generalidades	35
3.4.2. Frequência das Leituras e Critérios de Alarme	36
3.4.3. Aparelhos de Medição e Grandezas a Medir	37

3.4.3.1. Alvos Topográficos	37
3.4.3.2. Inclínómetros.....	40
3.4.3.3. Células de Carga	44
3.4.4. Motorização no Metropolitano de Lisboa	44
4. Modelação numérica da solução com bandas de laje.....	47
4.1. Modelação estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios SPT .	47
4.2. Cortina de estacas em betão armado travada com troços de laje (Alçado AB)	49
4.3. Caracterização dos Materiais.....	52
4.3.1. Caracterização do Terreno	52
4.3.2 Caracterização da cortina de estacas.....	54
4.3.5. Malha de elementos finitos e fase de cálculos.....	57
4.4. Resultados obtidos	57
5. Considerações Finais	65
5.1. Conclusões	65
5.2. Desenvolvimentos Futuros.....	66
Anexos	67
Anexo I. Deslocamentos dos inclinómetros.....	67
Anexo II. Visitas à obra.....	74
Referências.....	77

Índice de Figuras

Figura 1: Diferentes tipos de dimensionamento [3].....	5
Figura 2: Impulso ativo de Rankine.	6
Figura 3: Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck para solos arenosos e argilosos moles e rijos [4].	7
Figura 4: Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escora [5].....	8
Figura 5: Cortinas de estacas espaçadas.....	9
Figura 6: Cortinas de estacas tangentes (ou contíguas).....	10
Figura 7: Cortinas de estacas secantes.....	11
Figura 8: Corte do interior de uma estaca [8].....	12
Figura 9: Trabalhos com o trado (FPM41).	13
Figura 10: Início da escavação [8].....	13
Figura 11: Limpeza do fundo para colocação do tubo guia [8].....	13
Figura 12: Prosseguimento da escavação [8].....	14
Figura 13: Extração do solo [8].	14
Figura 14: Colocação da armadura [8].....	14
Figura 15: Colocação do tubo [8].....	14
Figura 16: Remoção do tubo [8].	15
Figura 17: Escavação junto ao topo, demolição do topo e execução da sapata-cofragem e armadura [8].....	15
Figura 18: Colocação dos perfis metálicos [8].	16
Figura 19: Trabalhos de escavação por painel [8].	17
Figura 20: Colocação da armadura por painel [8].	17
Figura 21: Escoramento metálico de canto [FPM41].	19
Figura 22: Injeção da bentonite pela cabeça de perfuração [8].....	21
Figura 23: Aplicação do tensionamento [8].....	21
Figura 24: Aspeto final da cabeça da ancoragem depois do tensionamento [8].	22
Figura 25: Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem [19].	22
Figura 26: Interior do recinto de escavação na obra FPM41.	23
Figura 27: Esquema para a escolha do tipo de contenção periférica adequada.	25
Figura 28: Localização da obra FPM41.	26
Figura 29: Esquema representativo das estruturas e serviços vizinhos.	27
Figura 30: Localização das 5 sondagens executadas.	28
Figura 31: Valores estimados dos parâmetros adotados baseados nos ensaios realizados na obra FPM41 [30].....	29

Figura 32: Planta de contenção e zonamento das soluções [26].	32
Figura 33: Planta do pormenor tipo de drenagem da cortina [26].	33
Figura 34: Descrição da Solução 1B [26].	34
Figura 35: Descrição da Solução 1A e da Solução 2 [26].	34
Figura 36: Níveis de alerta e alarme [30].	36
Figura 37: Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB [35].	38
Figura 38: Evolução dos deslocamentos no alvo AB1.	39
Figura 39: Evolução dos deslocamentos no alvo AB2 [36].	39
Figura 40: Localização dos inclinómetros no interior da estaca, planta e aplicação prática [35].	40
Figura 41: Localização dos inclinómetros	41
Figura 42: Deslocamentos acumulados na direção perpendicular à cortina (A) e paralela (B), inclinómetro I4.	42
Figura 43: Perfil do túnel do ML e esquema da monitorização [35].	45
Figura 44: Localização das Marcas de Superfície ao longo da linda do ML.	45
Figura 45: Evolução dos deslocamentos apresentados na estação MS4.1.	45
Figura 46: Evolução dos deslocamentos apresentados na estação MS5.1.	46
Figura 47: Parâmetros Geomecânicos dos diferentes horizontes considerados.	47
Figura 48: Modelação, Plaxis 2D.	48
Figura 49: Fotografia das bandas de laje no dia 19/01/2017.	50
Figura 50: Lançada a laje do piso -4, visita 28/03/ 2017 [40].	50
Figura 51: Colocação da cofragem ao nível -4, visita 04/04/2017 [40].	51
Figura 52: Relação tensões-deformações hiperbólica, em carregamento primário, para um ensaio triaxial drenado [39].	53
Figura 53: Definição de <i>Eoedref</i> em resultados de ensaios endométricos [39].	53
Figura 54: Parâmetros da cortina de estacas utilizados na modelação.	55
Figura 55: Modelo de uma viga bi-encastrada.	55
Figura 56: Características da banda de laje para obtenção da rigidez desta.	56
Figura 57: Parâmetros da banda de laje utilizados na modelação.	56
Figura 58: Parâmetros do túnel do ML utilizado na modelação.	56
Figura 59: Malha de Elementos Finitos.	58
Figura 60: Deformações horizontais no final da escavação.	59
Figura 61: Deformações verticais no final da escavação.	60
Figura 62: Representação dos pontos de escavação.	60
Figura 63: Deformações horizontais correspondentes à fase nº11.	61
Figura 64: Deslocamentos relativos obtidos no modelo adotado e os reais dados pelo inclinómetro I4.	62

Figura 65: Total dos deslocamentos e deslocamentos horizontais na cortina (Fase final de escavação).....	63
Figura 66: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I1, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	67
Figura 67: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I2, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	68
Figura 68: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I3, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	69
Figura 69: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I4, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	70
Figura 70: Gráficos dos deslocamentos relativos do I4, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	71
Figura 71: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I5, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	72
Figura 72: Gráficos dos deslocamentos relativos do I5, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.....	73
Figura 73: Trabalhos de Cofragem no Alçado BC.	74
Figura 74: Vista do alçado AC.	74
Figura 75: Escavação do nível -2, alçado AB.	75
Figura 76: Escavação do núcleo do recinto de escavação.	75
Figura 77: ^a Banda de laje betonada.	76
Figura 78: Bandas de laje betonadas.	76

1. Introdução

Esta dissertação surge no âmbito de obras subterrâneas de contenção periférica em meio densamente urbano, numa altura em que a densificação da construção tem crescido exponencialmente, nomeadamente em centros urbanos, como é o caso da cidade de Lisboa. Impulsionado com tal aumento de procura uma preocupação relativamente aos efeitos da construção de edifícios adjacentes a edifícios já existentes.

Devido à necessidade crescente de obter área útil recorre-se, inevitavelmente, ao subsolo e à volumetria que se torna disponível com a remoção de solo abaixo da cota de superfície. Com esta solução têm-se vindo a desenvolver novas tecnologias construtivas e novos materiais com o objetivo de, por um lado, poder solucionar os mais diversos problemas que surgem hoje em dia e, por outro, apresentar soluções de qualidade e de baixo nível económico que sejam competitivas num mercado cada vez mais agressivo e onde o cliente se apresenta mais exigente.

Contudo, existem outros fatores bastante importantes que condicionam a escolha do tipo de contenção periférica, tais como, a presença de edifícios vizinhos e construções subterrâneas já existentes nas imediações da área a intervencionar, que não poderão ser afetadas, como por exemplo, os Metropolitanos. Um pouco por todo o corpo deste trabalho tal aspeto vai ser discutido, sendo o acompanhamento de uma obra subterrânea de contenções periféricas no centro da cidade de Lisboa que mostrará alguns cuidados a ter nestes casos. Neste acompanhamento estará descrito os cuidados a ter nos diferentes trabalhos de contenção, os porquês das decisões tomadas e das possíveis mudanças no decorrer da realização dos trabalhos face ao projeto inicial.

Outros fatores determinantes para a escolha do tipo de escavação e sistemas de suporte são as avaliações dos movimentos do solo associadas à construção e à sensibilidade e tolerância das estruturas adjacentes às escavações. Estas escolhas para a realização deste tipo de obras encontram-se sujeitas a um elevado nível de exigências, ao nível da segurança e minimização dos riscos a terceiros, mas também exigências a nível económico, pretendendo-se soluções exequíveis (dentro do prazo estimado), ambientalmente sustentáveis e económicas. Daí ser importante que, o sistema de suporte previna o dano das estruturas vizinhas, ou em determinados casos, determinar a vantagem entre um melhor sistema de suporte ou à posterior reparação da estrutura, caso os danos sejam leves. Em ambos os casos, é necessário estimar o nível de movimentos do solo que poderão induzir danos na estrutura de forma a evitar e minimizar problemas futuros.

Desta forma, com o objetivo de minorar ao máximo a alteração no serviço e utilização da estrutura, ter-se-á sempre que seguir critérios completamente adequados às características e zona da construção.

O caso de estudo desta dissertação situa-se numa das zonas mais urbanizada de Lisboa, entre a Avenida 5 de Outubro e a Avenida Fontes Pereira de Melo, sendo que no subsolo desta avenida está presente um túnel do metropolitano de Lisboa. Na zona vizinha da obra existem também edifícios que requerem uma especial atenção. Todos estes condicionamentos requerem um estudo prévio e acompanhamento minucioso da evolução dos deslocamentos sentidos.

1.1. Objetivo

Esta dissertação tem como objetivos, o acompanhamento de uma obra de escavação e contenção periférica em meio urbano, analisando a solução construtiva adotada, os seus equipamentos e processos de execução, assim como o comportamento observado através do plano de instrumentação e observação.

Esses objetivos serão concebidos pelo seguimento da obra no local, observando o uso dos vários procedimentos construtivos utilizados na técnica adotada e uma melhor compreensão do enquadramento urbano e geológico-geotécnico em que a contenção se insere. Com base nas visitas realizadas à obra pretende-se também comparar a solução proposta em projeto com a efetivamente implementada em obra, tanto em termos de sequência construtiva como de instrumentação e observação. Nessa mesma avaliação, além do já mencionado, efetua-se uma análise comparativa de instrumentação fornecida com os acontecimentos observados em obra e as diferentes fases de escavação, com o objetivo de encontrar relações de causa e efeito, com mais incidência e as respetivas consequências.

Por último, é executada uma modelação do problema num programa de elementos finitos, "*Plaxis*".

Neste sentido o objetivo deste trabalho contribui para uma melhor compreensão da problemática da realização de contenções periféricas junto a edifícios sensíveis, tendo em conta os problemas construtivos associados e as suas consequências na envolvente geológico-geotécnica e urbana.

1.2. Metodologia do trabalho

A presente dissertação organiza-se em seis capítulos. O primeiro trata-se de um capítulo introdutório, ao longo do qual se explica o conteúdo deste estudo de uma forma simples, os seus objetivos e a importância dos mesmos.

No segundo capítulo enquadra-se o leitor no tema referente a soluções de contenção periférica, a fundamentos teóricos usados na área da construção e a que tipo de estruturas todas as soluções discutidas, podem ser aplicadas. Dá-se a conhecer as vantagens e desvantagens de cada tipo de contenção a importância que possam vir a ter numa obra subterrânea e quais os seus principais objetivos.

No terceiro capítulo é apresentada a parte preliminar a uma obra subterrânea, como por exemplo, os estudos realizados anteriormente aos trabalhos de escavação, desde os estudos geotécnicos para se saber qual o tipo de solo a escavar e, posteriormente, a conter. Quais as condicionantes na área envolvente, quais os serviços que poderão ser afetados com o decorrer dos trabalhos de escavação, entre outros aspetos importantes e condicionantes para que não haja interrupções nos trabalhos de escavação, contenção e construção.

O seguinte capítulo trata-se de um capítulo mais prático. São realizadas visitas à obra para observação da evolução dos trabalhos e da instrumentação, com intuito de retirar dados necessários para a modelação numérica, modelação essa que será tratada em mais pormenor no capítulo cinco. Nesse mesmo capítulo será apresentado o modelo de cálculo, as características dos materiais, o faseamento construtivo e os resultados obtidos. Por fim, estes serão comparados com os resultados previstos em projeto.

Por último, no capítulo seis, serão apresentadas as considerações finais, desde conclusões a desenvolvimentos importantes para o futuro.

1.3. Segurança de obras de escavação em meio urbano

Na realização de obras de escavação em meio urbano, como é o caso da obra acompanhada, no decorrer dos trabalhos, é necessário garantir a segurança da escavação e das estruturas e infraestruturas vizinhas e, posteriormente, da construção da infraestrutura.

De modo a garantir esse mesmo grau de segurança é importante que se realize um estudo geotécnico dos terrenos antes de se dar o início dos trabalhos com o intuito de decidir os melhores métodos de contenção periférica para a obra em causa, pois, como se sabe, os terrenos têm características diferentes e isso pode levar a escolhas de métodos de contenção diferentes. Posteriormente, no Capítulo 2 este tema irá ser abordado com mais detalhe.

Este grau de segurança não deve ser menosprezado, graças à falta de cuidados e de rigor neste tipo de obras, em Portugal, no primeiro semestre do ano civil de 2016 foram registados cento e sessenta e cinco acidentes de trabalho, em que cinquenta e três desses acidentes ocorreram no sector da construção, onde seis se registaram em obras de escavação [1].

2. Fundamentos Teóricos

2.1. Estruturas flexíveis

As “estruturas de suporte flexíveis” são estruturas que, em serviço, sofrem deformações por flexão podendo condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terras que atuam sobre elas e, conseqüentemente, os esforços para que são dimensionadas [2].

Assim, a deformabilidade da estrutura de suporte altera o diagrama de pressões, modificando os esforços e, novamente, as deformações da estrutura. Nestes casos, o problema em causa é de interação solo-estrutura. É ainda de referir que a grandeza e a distribuição das pressões de terras dependem, para além da deformabilidade da cortina, das suas condições de apoio (posição e rigidez de escoras e ancoragens). Este fenómeno é constatado também pelo estado de tensão inicial do terreno [3].

Existem variadíssimos tipos de estruturas flexíveis de suporte, diferindo nos elementos componentes, nos materiais construtivos e nos respetivos processos construtivos. Entre eles, as paredes moldadas no terreno associadas a escoras ou a ancoragens pré-esforçadas, cujo o emprego se generalizou nas últimas décadas, são hoje em dia empregues em grandes obras de engenharia, em especial no aproveitamento intensivo do subsolo nas grandes cidades, para a construção novas de pisos enterrados e até antigos edifícios e túneis do metropolitano. No que respeita o procedimento construtivo, as cortinas de contenção flexíveis podem ser de diversos tipos: estacas-pranchas, paredes moldadas, cortinas de estacas, paredes tipo Berlim, entre outros.

No que se refere à forma como é assegurada a estabilidade, ou seja, o tipo de dimensionamento realizado, podem ser:

- Simplesmente encastradas, ou auto-portantes (Figura 1 (a));
- Mono-apoiadas – mono-ancoradas ou mono-escoradas (Figura 1 (b));
- Multi-apoiadas – multi-ancoradas ou multi-escoradas (Figura 1 (c)).

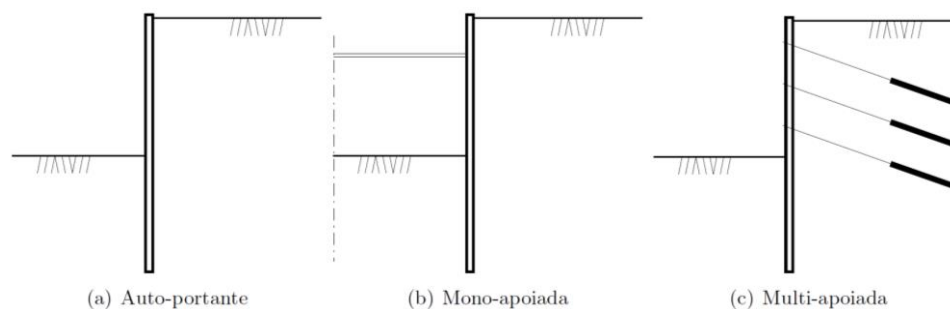


Figura 1: Diferentes tipos de dimensionamento [3].

Normalmente, uma cortina do tipo flexível trata-se de uma estrutura esbelta e como tal, funciona sobretudo à flexão. No Estado Limite de Serviço nestas estruturas, são obrigatórias as seguintes verificações: Verificação à rotura global e a movimentos excessivos; caso se trate de um muro de gravidade ou/e em “L” é necessário a verificação ao deslizamento, ao carregamento vertical e ao derrubamento. Nas estruturas flexíveis, mais precisamente nas paredes de contenção, é também necessário a verificação à rotura e (ou) translação da estrutura e a verificação de segurança devido à perda de equilíbrio vertical.

2.1.1. Impulsos de terras

Através da teoria de Coulomb, teoria que define o estado limite ativo e passivo. O estado passivo é mobilizado quando o movimento da estrutura de contenção se realiza ou se desloca para fora da escavação. Caso os deslocamentos sejam para o interior da escavação está a ser mobilizado o estado ativo. Estas situações implicam deslocamentos significativos, na ordem dos 0,001H.

Os impulsos do solo (I) podem ser representados por uma forma triangular e calculados através da Equação 1. Quando os planos segundo os quais ocorrem as tensões tangenciais são iguais às tensões resistentes (ponto de tangência do círculo de Mohr à envolvente de rotura) fazem um ângulo de $45^\circ + \phi'/2$ com a horizontal, como se pode observar na Figura 2.

$$I = \frac{1}{2}K \times H^2 \times \gamma$$

(eq. 1)

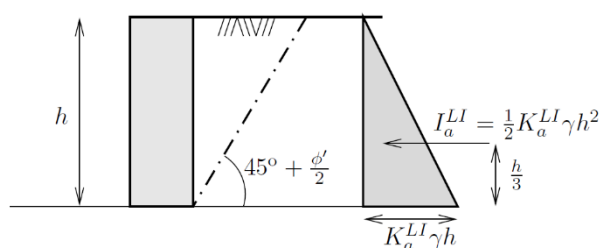


Figura 2: Impulso ativo de Rankine.

Onde K representa o coeficiente de impulso do solo, γ o peso volúmico do solo [KN/m^3] e H a altura de escavação [m].

Para estruturas flexíveis os impulsos do terreno não devem ser estudados através da teoria de Coulomb. Esta teoria permite através de uma abordagem simples, estudar os impulsos impostos pelo terreno na estrutura, contudo, assume que a parede de contenção pode sofrer

rotação em torno da base ou translação, e que a material é perfeitamente plástico. Todas estas condições demonstram que esta teoria é indicada apenas para estruturas rígidas.

Após algumas pesquisas e análises de casos reais semelhantes, *Terzaghi e Peck* concluíram que através de medição de forças nas escoras, a pressão do solo em cortinas escoradas não podia ser desenvolvida com teorias de cálculo de impulsos. Dependerão da localização do sistema, das deformações permitidas pelo sistema de suporte, e por fim, da rigidez da cortina de contenção. Assim conclui-se que estamos perante um problema de interação solo-estrutura.

Segundo os mesmos estudos, *Tezaghi e Peck* ainda resumiram os resultados das observações nos diagramas envolventes da Figura 3, obtendo diagramas cuja forma e a grandeza podem variar substancialmente na mesma escavação devido a fatores relacionados com o processo construtivo. Estes diagramas foram obtidos a partir de casos reais. Contudo, hoje em dia, são muitas vezes utilizados para pré-dimensionamento de estruturas flexíveis multi escoradas. Quando se recorre ao dimensionamento, é habitual que as cargas de escoras sejam multiplicadas por coeficiente de segurança na ordem de 1,2 em solos arenosos e 2,0 em solos argilosos.

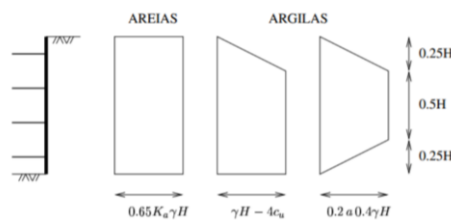


Figura 3: Diagramas aparentes de Terzaghi e Peck para solos arenosos e argilosos moles e rijos [4].

2.1.2. Deslocamentos na cortina e envolvente

Em meios urbanos fortemente ocupados, a preocupação com os deslocamentos dos solos é elevada, pois os referidos deslocamentos não só colocam em risco a segurança do recinto da obra como também as construções vizinhas. Para evitar estes riscos, na fase de projeto, é realizada uma avaliação dos deslocamentos previstos, através do método de elementos finitos e com base de estudos realizados em obras semelhantes. Para a realização desta análise são necessários parâmetros obtidos através de correlações empíricas de dados provenientes de ensaios realizados na obra.

Na fase de escavação existe uma maior probabilidade de movimentos na escavação e em redor desta, devido a fatores como vibrações, variações do nível freático, escavação excessiva, estruturas de suporte inadequadas, sobrecargas inesperadas entre outros. Nesta

fase existe um alívio no estado de tensões horizontais que podem levar à ocorrência de deslocamentos horizontais da cortina e um alívio de tensões verticais que juntamente com os deslocamentos na mesma direção podem provocar empolamentos [5].

Numa cidade como Lisboa, a realização de uma escavação com contenção periférica é inevitável, pois trata-se de uma região com elevado número de edifícios, sendo que uma grande percentagem destes edifícios são antigos e vulneráveis a assentamentos. Deste modo, os assentamentos a tardo da cortina de contenção devem ser estudados e controlados para evitar elevados danos. Os deslocamentos a tardo da parede de contenção podem ser provocados por assentamentos do terreno. Estes assentamentos são induzidos pela escavação da cortina, devido à construção da parede de contenção ou à instalação das estruturas de suporte (exemplo: ancoragens) [6].

Através da Figura 4 podemos observar que o movimento do solo depende do sistema de suporte, rigidez da parede de contenção e do tipo de solo. Na situação em que a parede funciona como consola, é possível verificar que existe possibilidade de haver deslocamentos à superfície, devido à flexão da parede. Contudo se existir um sistema de suporte próximo da superfície, este vai restringir os deslocamentos à superfície levando as deformações máximas da cortina a meio do vão, diminuindo os deslocamentos nos terrenos vizinhos.

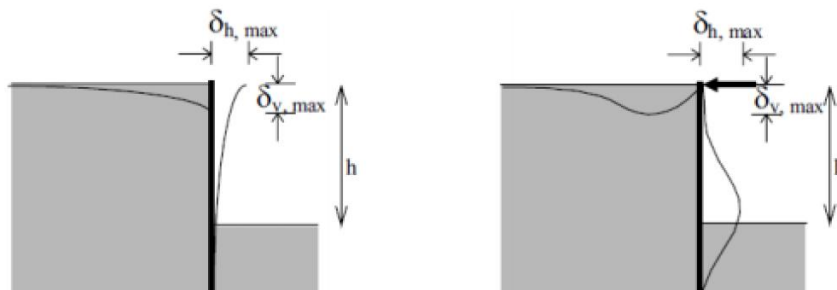


Figura 4: Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escora [5].

2.2. Contenções periféricas

Ao longo deste subcapítulo serão apresentadas diferentes metodologias utilizadas para a contenção de solos em meio urbano que possam beneficiar do suporte de bandas de lajes. As bandas de laje tratam-se de vigas de elevada rigidez no plano perpendicular à parede de contenção, sendo esta rigidez derivada da elevada dimensão nessa direção. Estas bandas podem assim ser compatibilizadas com várias soluções de contenção periférica, sendo as mais usuais Paredes Moldadas, Muros de “Berlim definitivo” e Cortinas de Estacas.

Na obra em estudo foram elaborados Muros de “Berlim Definitivo” e Cortinas de Estacas Moldadas. O uso de bandas de lajes apenas foi necessário no alçado correspondente à cortina de estacas, próximo da Avenida Fontes Pereira de Melo.

2.2.1. Cortina de Estacas Moldadas

Uma cortina de estacas trata-se de uma parede descontínua de estacas pouco distânciadas entre si, podendo mesmo intersectar-se [9]. As estacas moldadas são executadas diretamente no interior do solo, contra o terreno e este enforma as estacas, independentemente de se utilizar ou não tubo moldador. Este trabalho é realizado antes dos trabalhos de escavação.

A técnica das estacas moldadas tem essencialmente dois tipos de utilização:

1. Elemento resistente de contenção periférica;
2. Elemento de fundação de estruturas.

É bastante frequente o recurso a estacas moldadas servindo numa mesma obra como solução de contenção periférica e fundações.

Existem três tipos de cortinas de estacas:

1. **Espaçadas** (Figura 5);

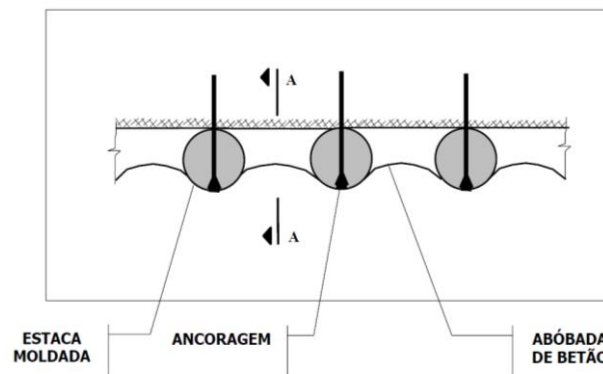


Figura 5: Cortinas de estacas espaçadas.

Este tipo de cortinas consiste em estacas com um espaçamento livre entre si, esse afastamento está limitado à mobilização de efeito de arco entre as mesmas estacas. Na fase construtiva, o solo entre as mesmas é estabilizado com betão projetado que contém no seu interior uma rede de aço electrossoldada, formando abóbadas de betão armado executadas à medida que se prossegue com a escavação no interior da contenção. Esta projeção de betão é realizada em forma de arco para obter uma melhor distribuição de tensões do maciço para a estaca [10].

O espaçamento entre estacas torna a solução muito mais económica por metro linear de contenção, pois apresenta uma estrutura mais esbelta que uma cortina de estacas clássica ou uma parede moldada. É intuitivo que os deslocamentos do maciço e os deslocamentos à superfície sejam maiores, mas em casos onde tal deslocamento não seja impedido ou em que se utilizem adequadas medidas de estabilização, a cortina de estacas espaçadas torna-se a solução de contenção adequada, tendo em conta o seu preço, prazo e construção reduzidos.

2. Tangentes (Figura 6);

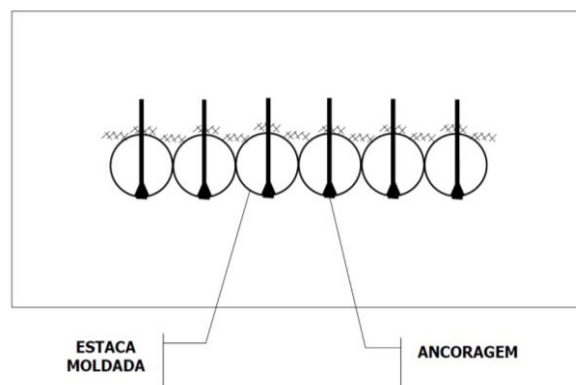


Figura 6: Cortinas de estacas tangentes (ou contíguas).

As cortinas de estacas tangentes ou contíguas têm de ser espaçadas, tirando assim partido do facto de todos os elementos assumirem funções estruturais. Esta tipologia é adequada principalmente para solos argilosos onde a afluência de água não constitui um problema, assim como a retenção de solos granulares.

No entanto esta opção é pouco utilizada devido ao difícil processo construtivo, é necessária uma elevada precisão para garantir uma estaca tangente, a acrescentar ao facto de a estaca previamente construída se encontrar muito suscetível a danos.

3. Secantes (Figura 7);

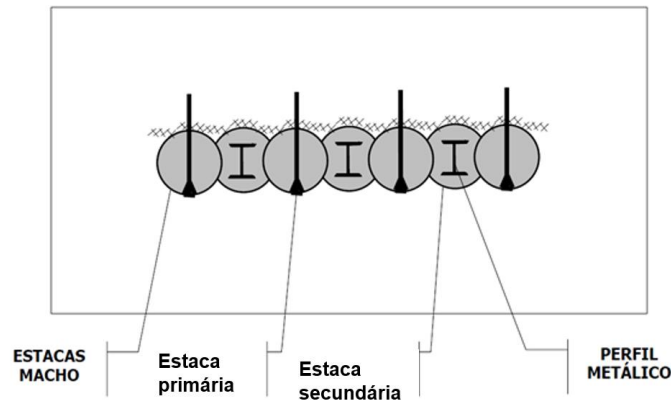


Figura 7: Cortinas de estacas secantes.

A intersecção da cortina de estacas secantes é feita entre dois tipos de estaca. Em primeiro lugar são construídas as estacas designadas por estacas secundárias. Estas são construídas por um betão plástico com menor resistência que facilita o seu corte na construção das restantes estacas e com uma menor percentagem de armadura, que pode ser substituída por perfis metálicos centrados. Seguidamente são executadas as estacas primárias de forma a que o betão das estacas secundárias atinja a sua resistência máxima. É nas estacas primárias que serão instaladas as ancoragens, com o objetivo de controlar as deformações da cortina. Na intersecção de ambas as estacas forma-se uma barreira impermeável à passagem de água e partículas de solo [9, 11, 12, 13]. Quanto á sua estabilidade, esta pode ser garantida em fase provisória ou definitiva, por ancoragens ou, somente, pela sua própria rigidez e resistência. Esta estabilidade permite que esta solução seja incorporada como um elemento resistente na estrutura final, inclusive para cargas verticais da superestrutura ou outras. [14] Quando este tipo de estrutura, em serviço, sofre deformação por flexão que condiciona a distribuição e a grandeza das pressões das terras, designam-se por flexíveis. [15]

Segundo Terzaghi (1943) [2]:

“Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta, mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto da massa, que tende a deslocar-se da remanescente, tentando manter a primeira na posição inicial. Por este motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiverem imóveis (ou que se deslocam menos, ou, até, que se deslocam contra o solo). É esta transferência de tensões que se designa por efeito de arco”.

Da citação anterior conclui-se que a distribuição das pressões por efeito de arco não é apenas dependente das deformações por flexão da cortina. A grandeza dos impulsos de terra, e a sua distribuição são dependentes das condições de apoio ou posição da cortina e da rigidez dos elementos de apoio, como as escoras ou as ancoragens eventualmente ligados, bem como dos eventuais pré-esforços nestes elementos.

Processo construtivo

Inicialmente, para este tipo de contenção periférica realiza-se uma preparação da plataforma de trabalho e, eventualmente, a execução de muros guia. Posteriormente, os trabalhos de escavação das estacas com a profundidade necessária, de forma a assegurar um encastramento de pelo menos 3 a 4m abaixo da cota de escavação.

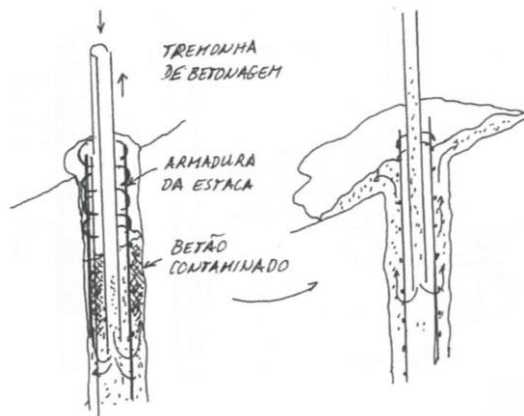


Figura 8: Corte do interior de uma estaca [8].

Seguidamente ao trabalho de escavação das estacas, recorrendo a um trado, a Figura 8 ilustra o interior de uma escavação recorrendo a um trado contínuo, que será colocado o tubo guia. Este tubo terá como função suportar a armadura, a qual colocada posteriormente no seu

interior leva a tremonha de betonagem guiar a escavação. A Figura 9 ilustra os trabalhos, anteriormente, referidos na obra acompanhada ao longo deste trabalho.



Figura 9: Trabalhos com o trado (FPM41).

Mais tarde será removido o tubo e proceder-se-á à realização de ensaios nas estacas, seguindo a demolição da parte superior da estaca em betão armado para que se possa prosseguir com a execução da viga de coroamento. Através das Figuras 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 e 17 pode-se observar, esquematicamente, todo o método construtivo utilizado na obra acompanhada na construção das estacas moldadas.

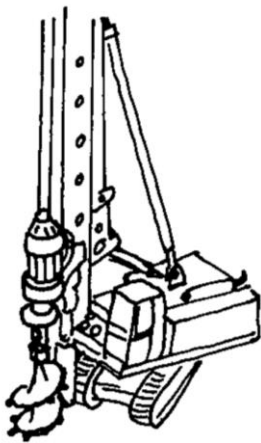


Figura 10: Início da escavação [8]
do tubo guia [8].

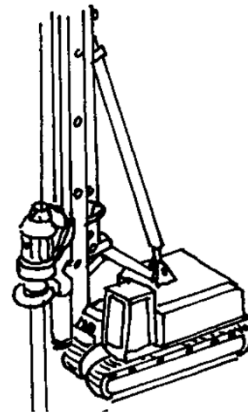


Figura 11: Limpeza do fundo para colocação

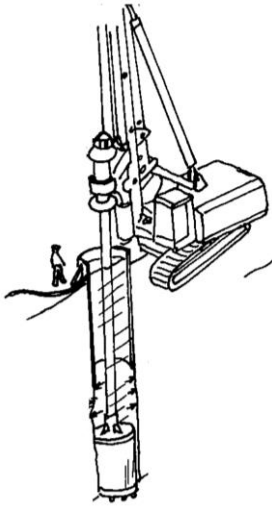


Figura 12: Prosseguimento da escavação [8].
[8].

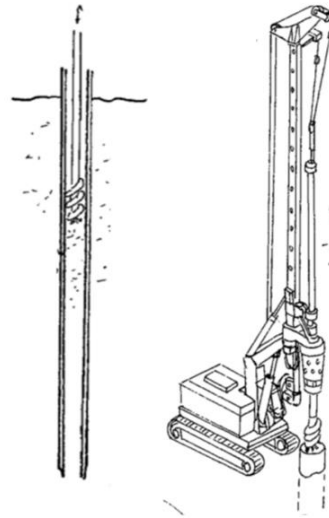


Figura 13: Extração do solo

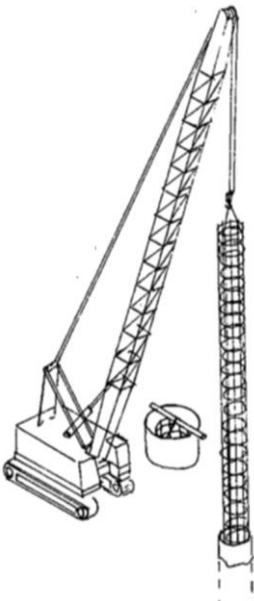


Figura 14: Colocação da armadura [8].

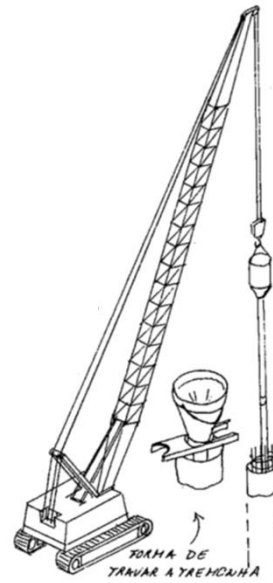


Figura 15: Colocação do tubo [8].

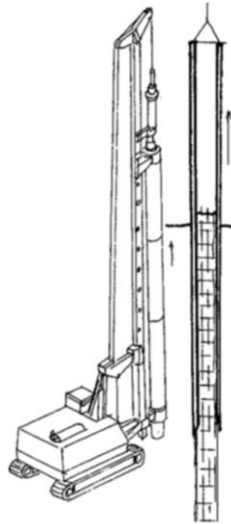


Figura 16: Remoção do tubo [8].



Figura 17: Escavação junto ao topo, demolição do topo e execução da sapata-cofragem e armadura [8].

Na viga de coroamento, procede-se à realização do primeiro nível de ancoragens, não esquecendo que é necessário a realização de ensaios de receção nas ancoragens, ensaios esses abordados com maior detalhe na subsecção 2.3.2.

Posteriormente escavar-se-á até cerca de 0,5 m abaixo da cota do segundo nível de ancoragens / tirantes, escavação essa que terá que ser compatível com o projeto de betão armado e colocação de malhasol. Assim, será executada a viga de distribuição, realizadas as ancoragens/escoramentos e, novamente, realizar-se-ão ensaios de receção nas novas ancoragens. Este processo repetir-se-á nos seguintes níveis de escavação até se atingir a cota da fundação correspondente à profundidade máxima definida no projeto de estabilidade. No decorrer da execução destes níveis será necessário colocar geodrenos sub-horizontais. Estes tratam-se de tubos de pequeno diâmetro, normalmente de PVC rígido, inseridos ao longo dos painéis da cortina com o objetivo de absorver as águas infiltradas, garantindo os níveis de estabilidade da contenção periférica.

Para terminar, o terreno exposto entre estacas, em fase de escavação, terá que ser protegido com um revestimento de betão projetado, com uma espessura mínima definida em projeto, aplicado por camadas e reforçado com fibras metálicas [9, 11, 12, 13].

2.2.2. Muro de “Berlim Definitivo”

Os Muros de Berlim são elementos de contenção de pequena rigidez perpendicularmente ao seu plano, constituídos por perfis verticais, entre os quais é colocada a entivação em madeira. Este tipo de contenção é um método económico, que apresenta facilidade de manobra e de construção, bons rendimentos diários em área de parede e permite em simultâneo, a realização da escavação e a execução da contenção. Tem como desvantagem o facto de exigir terrenos com alguma consistência e em termos de profundidade é um método com algumas limitações. No decorrer dos trabalhos, a respetiva cravação dos perfis metálicos apresenta a desvantagem de produzir vibrações indesejáveis.

Processo construtivo

Para se efetuar este tipo de trabalhos serão necessários equipamentos de grande porte como uma máquina retroescavadora para a realização da escavação, camiões para transporte de terras e um trado de furação. Este tem como função introduzir os perfis e executar as ancoragens. É também necessário uma grua para elevação e posicionamento dos perfis, macacos hidráulicos para colocação em carga das ancoragens e para a sua desativação, bem como equipamento de serralharia e soldadura e equipamento de injeção. Posteriormente neste documento será apresentado a sequência de trabalhos referentes ao processo construtivo do muro de Berlim, usando equipamentos referidos anteriormente (Figura 18, 19 e 20).

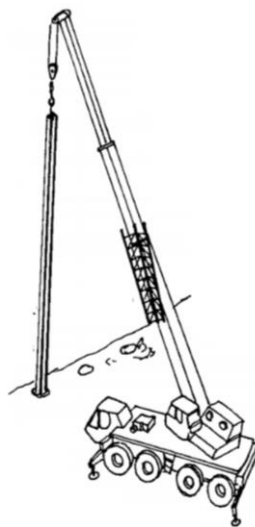


Figura 18: Colocação dos perfis metálicos [8].

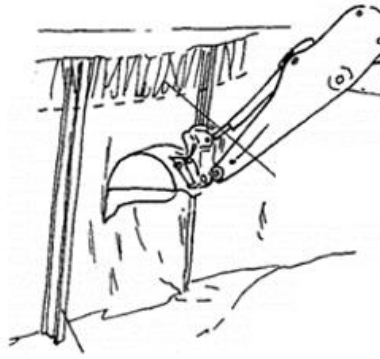


Figura 19: Trabalhos de escavação por painel [8].

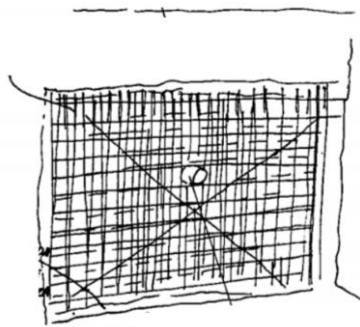


Figura 20: Colocação da armadura por painel [8].

2.2.3. Parede Moldada

As paredes moldadas tratam-se de elementos de contenção, em alguns casos, construídos com recurso a lamas bentoníticas que permitem conter as paredes da escavação durante a fase de execução [7]. Estes elementos são enterrados, anteriormente à remoção do terreno, para garantir a estabilidade das paredes durante a escavação, sendo na maioria das vezes utilizadas ancoragens provisórias.

Por razões que serão oportunamente referidas posteriormente, as paredes moldadas têm demonstrado a sua aptidão para, mesmo em condições muito difíceis (nível freático elevado, e/ou terrenos incoerentes ou moles), permitir a realização de escavações profundas e dimensões até à pouco impensáveis. Estas dimensões são possíveis devido ao método de execução, por painéis isolados, sem danos significativos nas estruturas e infraestruturas vizinhas, tornando-se por outro lado um elemento de contenção economicamente competitivo pela sua incorporação na estrutura definitiva, em que passam a desempenhar também as funções de fundação, impermeabilização e revestimento.

Devido à sua espessura da parede, ao formato das juntas entre painéis, estas paredes constituem uma barreira à penetração de água, tornando-se difícil a passagem desta para o interior da construção.

Por outro lado este método de contenção trata-se de uma solução, relativamente onerosa, devido ao seu processo de fabrico, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas e sobretudo se recorre a ancoragens na fase provisória, fator esse que tem na indústria um peso extraordinário.

Processo construtivo

A escavação das paredes é feita de forma alternada atingindo vários metros de profundidade com recurso a caldas de bentonite, sendo possível escavações em terrenos arenosos sem quaisquer problemas. Este método de construção apresenta a vantagem de não descomprimir o terreno, é efetuado sem provocar ruídos ou vibrações, consegue atingir profundidades elevadas em qualquer tipo de terreno, e tem o poder de conter os terrenos vizinhos. No entanto, este método requer equipamento específico, mão-de-obra especializada e um terreno de manobra muito grande para o equipamento pesado poder movimentar-se. Em terrenos rochosos o equipamento usado apresenta algumas dificuldades de execução, também como em terrenos inclinados. Como tal, trata-se de um processo oneroso [8].

Ao implementar a obra devem-se executar inspeções ao terreno, remover cabos aéreos, remover pedras ou restos de fundações. Seguidamente, tem-se executado os muros guia em todo o perímetro. Estes muros evitam que o equipamento de escavação (balde) rode sem tocar no fundo da escavação, servindo de apoio para o dispositivo de arranque dos tubos-junta e suportando as armaduras. Subsequentemente, os painéis serão executados de forma alternativa ou sequencial.

No caso de existirem edifícios vizinhos não é conveniente a execução de painéis em sequência, devido aos impulsos dos edifícios poderem esmagar os painéis. A escavação destes painéis é efetuada através da ajuda de uma argila vulcânica que forma um gel nas paredes da escavação submersa, impedindo o seu esmagamento. Estas paredes devem ser um pouco mais profundas que a cota da última cave, cerca de dois a três metros ou fazer a entrega em terreno impermeável.

2.3. Estruturas de suporte auxiliar

2.3.1. Escoramentos

Os escoramentos são estruturas de carácter provisório, removidos quando a estrutura escorada apresentar capacidade suficiente para se autossustentar. O mais comum são escoramentos constituídos por um conjunto de peças metálicas que se conectam entre si. Esta estrutura tem as seguintes funções:

- Suporte e direcionamento das tensões do terreno a conter, do peso da própria estrutura e de cargas resultantes dos equipamentos, durante as fases da obra;
- Controlo de deformações.

Em geral, esta solução é mais económica do que as ancoragens e é preferencialmente escolhida para sustentar estruturas em cantos ou entre paredes opostas muito próximas, como se pode observar no exemplo apresentado pela Figura 21.



Figura 21: Escoramento metálico de canto [FPM41].

2.3.2. Ancoragens

Ao contrário dos escoramentos, em contenções de escavações para edifícios, as ancoragens podem ser provisórias ou definitivas. A sua constituição depende de vários fatores, como por exemplo, o tempo de vida especificado no projeto, as características construtivas e o meio envolvente, nomeadamente no que diz respeito à proteção contra a corrosão e os possíveis fenómenos de fluência.

Geralmente têm carácter provisório quando se tratam de contenções em meio urbano (tempo de vida útil de 2 anos, como é o caso da obra acompanhada e desenvolvida nesta dissertação),

quando se tratam de estruturas isoladas, estas são geralmente de carácter definitivo, tendo de cumprir um maior grau de exigência que as provisórias. Essa exigência passa por um tratamento anti-corrosivo adequado, e pela instalação de equipamentos de instrumentação que permitam fazer verificações periódicas das cargas de serviço, bons acessos para que seja possível o retensionamento e/ou substituição dos cabos que se encontram na ancoragem.

No entanto em meios urbanos, opta-se por ancoragens de carácter provisório e como tal, estas não exigem tantos cuidados [6, 16].

Esta técnica de travamento tem aplicação em vários tipos de estruturas, sendo o mais frequente em estruturas flexíveis verticais ou sub-verticais, como paredes moldadas, paredes tipo Munique e Berlim, em cortinas de estacas moldadas ou estacas prancha, também em estruturas de suporte ou estabilização de taludes, como também na amarração de lajes de fundo. Nesta última opção as ancoragens impedem o levantamento da laje devido a subpressões. Outra das aplicações é a amarração de fundações de superestruturas, perante situações em que estas estejam sujeitas a esforços globais de tração e, neste caso, as ancoragens distinguem-se das microestacas essencialmente por as primeiras funcionarem mais à tração e as segundas à compressão [17].

A utilização de ancoragens, constitui, em muitos casos, uma solução ideal, pois estas têm um impacto positivo, quer no avanço dos trabalhos, quer na qualidade da construção.

Processo construtivo

A construção das ancoragens requerem uma boa programação de processo, e uma mão-de-obra profissional, experiente e qualificada. O seu processo construtivo consiste na realização de um furo no terreno através de um trado contínuo ou por roto-percussão, através de varas, procedendo-se de seguida à colocação do cabo da ancoragem no furo realizado. Posteriormente, efetua-se a injeção de caldas de cimento para se fazer a selagem dos cabos da ancoragem, sendo também criado um bolbo de selagem no final da ancoragem (Figura 22). A Norma Portuguesa 445 (2000) preconiza os métodos para a realização dos ensaios de fluidez, de exsudação, de variação de volume e de resistência à compressão, estes métodos visam a determinar as propriedades das caldas de injeção de modo a garantir a conformidade da calda. A qualidade da calda é afetada se houver uma injeção inadequada como, variações nos constituintes da calda ou nas metodologias dos ensaios.

O controlo de qualidade da calda inclui os seguintes ensaios:

- Ensaios de controlo de fluidez e do peso específico na fase fluída da calda;

- Controlo do tempo de presa e medição da exsudação durante a fase de cura;
- Ensaios de rotura em provetes para determinar a resistência aos 7, 14 e 28 dias;
- Medição dos valores do pH para avaliar a contaminação química da calda.

A frequência dos ensaios varia consoante as condições locais e as exigências do trabalho. Esta injeção também tem ensaios a cumprir em conformidade com a Norma EN1537, de acordo com esta norma a calda de cimento injetada no furo pode considerar-se proteção temporária, desde que o recobrimento sobre a armadura não seja inferior a 10 mm ao longo do comprimento da ancoragem [18].

Por fim, faz-se o tensionamento dos cabos, recorrendo-se a macacos hidráulicos (Figuras 23 e 24).

Um dos aspetos importantes que se deve ter em conta no dimensionamento de ancoragens é o comprimento que esta deve ter, pois é importante que o bolbo de selagem seja efetuado fora da zona de rotura do solo que está a suportar [8, 17]. Este bolbo proporciona um aumento do diâmetro e, conseqüentemente, um aumento da capacidade. Através da Figura 25 pode observar-se esquematicamente, uma ancoragem, através de um corte tipo.

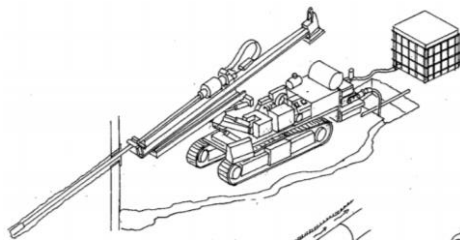


Figura 22: Injeção da bentonite pela cabeça de perfuração [8].

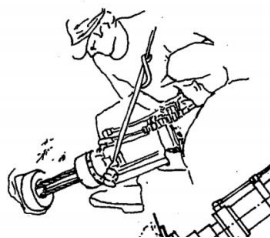


Figura 23: Aplicação do tensionamento [8].

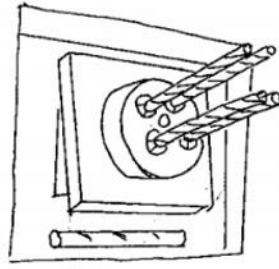


Figura 24: Aspecto final da cabeça da ancoragem depois do tensionamento [8].

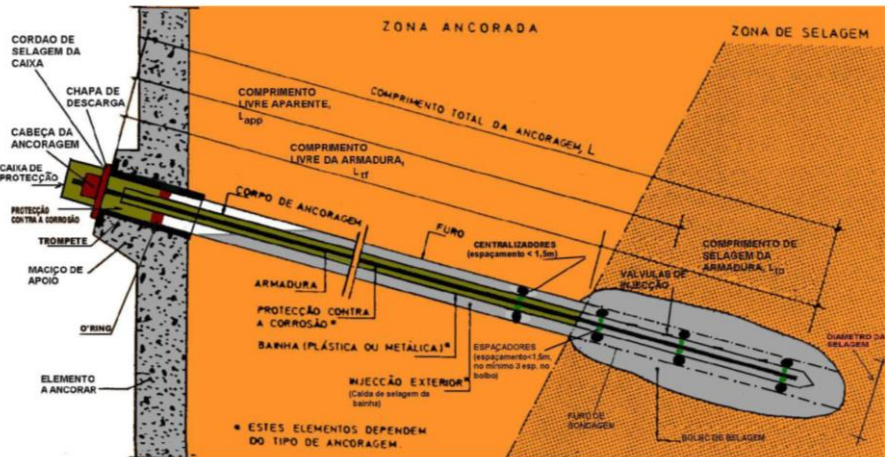


Figura 25: Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem [19].

2.3.3. Escoramentos por bandas de laje

Devido ao enorme acréscimo de ocupação do espaço urbano subterrâneo, como é o caso da cidade de Lisboa, cada vez tem havido uma maior necessidade de recorrer a diferentes soluções de travamento das contenções periféricas. As chamadas bandas de laje em pisos enterrados é um dos métodos que tem vindo a ser usado em vez das soluções tradicionais, ou usado em conjunto com estas. Esta solução consiste no travamento rígido das escavações recorrendo a elementos estruturais [20]. As soluções tradicionais são essencialmente ancoragens, escoramentos metálicos de canto, escoras metálicas de grande rigidez a travar a escavação apenas numa direção, ou pelo método invertido (sistema top-down). Esta solução é vantajosa, pois pode ser usada, sempre que possível, quando as tradicionais não podem ser executadas por motivos de natureza, legal, económica ou construtiva. Tem também uma vantagem, em relação às ancoragens, na medida em que provoca uma diminuição dos movimentos que ocorreriam se houvesse má desativação de ancoragens ou escoramentos (como sistemas de apoio), e transmissão de impulsos exercidos pelo terreno para os pisos enterrados, ou seja, a fase de mobilização de carga ocorre logo na fase de

escavação. Este método de contenção consiste na execução de bandas de laje de travamento, betonadas contra o terreno, antes de se proceder ao nível seguinte de escavação. Estas bandas de laje, nos pisos enterrados, sempre que possível, devem ser integradas nas lajes definitivas.

O travamento por este meio é executado em coordenação com os restantes trabalhos, onde não há uma utilização do subsolo vizinho, e há conseqüentemente uma minimização dos impactos negativos nas construções vizinhas. Esta técnica garante um maior nível de segurança e menos descompressões dos terrenos durante a escavação, em comparação à execução de escoras ou ancoragens, pois é necessário escavar uma menor porção de terreno para a instalação do elemento de travamento. Se as características do terreno o permitirem é possível aumentar o espaçamento entre travamentos ou escavar mais na zona inferior aos mesmos, procedendo a uma betonagem mais tradicional, o que garante uma maior qualidade das lajes dos pisos enterrados. Durante a escavação, esta técnica exige grande disponibilidade de espaço no interior do recinto (Figura 26, recinto da obra na Av. FPM41), uma vez que as bandas de laje terão largura mínima suficiente para acomodar os impulsos do terreno.



Figura 26: Interior do recinto de escavação na obra FPM41.

Na construção destas bandas não é necessário proceder à furação das paredes de contenção (caso das ancoragens), logo não representa uma diminuição das características da resistência da parede, aspeto este que minimiza os riscos quando se tratam de escavações em solos permeáveis e saturados. Esta mesma construção oferece elevada rigidez à contenção e implica uma poupança de tempo, pois existe uma boa compatibilização entre elementos

provisórios e os definitivos da estrutura enterrada, tendo em conta que os elementos de travamento já farão parte da estrutura definitiva.

Ao nível das dimensões possíveis para escavação, esta técnica implica que a escavação ocorra com menos espaço na zona inferior aos elementos de travamento, o que dificulta e atrasa os trabalhos de escavação. Para a boa realização das bandas de laje são também necessários elementos adicionais de travamento vertical, geralmente microestacas ou perfis metálicos realizados a partir da superfície e antes do início da escavação. No entanto, há vantagem em incorporar estes elementos nos elementos estruturais verticais da estrutura definitiva, tanto em termos de tempo e economia como de bom funcionamento da mesma, o que implica uma boa coordenação entre os projetos de Arquitetura, Estabilidade, e Escavação e Contenção Periférica [6, 20].

2.4. Trabalhos e estudos preliminares

No caso de contenções periféricas de solos deve-se ter em conta os seguintes passos [21]:

1. Prospecção Geológica-Geotécnica. Esta corresponde a um conjunto de trabalhos com o objetivo de se constatar o tipo, a constituição, a caracterização mecânica e outras propriedades do solo e do subsolo relevante nos locais de interesse;
2. Estudos dos diferentes tipos de métodos construtivos existentes e das respetivas restrições técnicas que esses métodos possam revelar no decorrer da sua execução;
3. Estudo dos edifícios vizinhos, incluindo as suas fundações até aos serviços neles incorporados;
4. Estudo e análise do espaço adjacente disponível para o estaleiro da obra e respetivos acessos;
5. Com base nos métodos viáveis, estudados nos passos anteriores, realiza-se um estudo económico segundo o limite financeiro estipulado pelo dono de obra;
6. Planeamento da obra, fazendo a compatibilização dos prazos parciais referentes aos métodos escolhidos, com os prazos finais de projeto e os estipulados pelo dono de obra.

O diagrama seguinte (Figura 27) descreve os passos seguidos pelo projetista para a escolha de todos os tipos de contenções periféricas usados na obra em estudo:

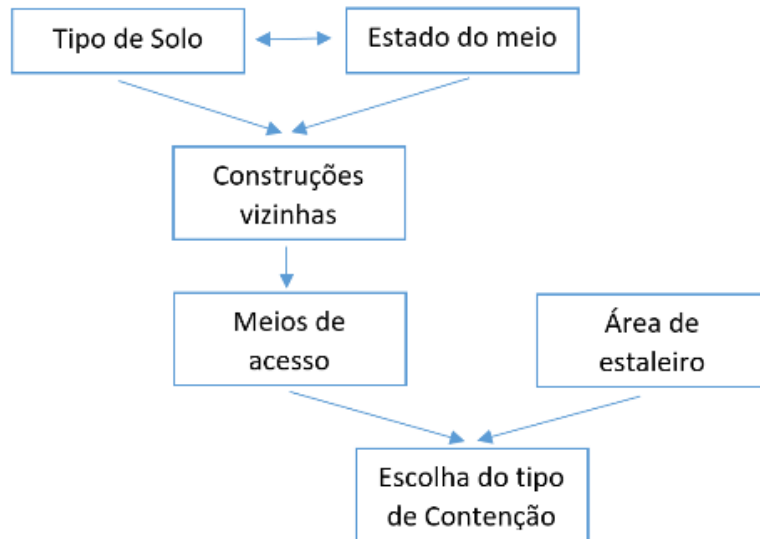


Figura 27: Esquema para a escolha do tipo de contenção periférica adequada.

Para se perceber qual o tipo de solo presente na obra, é necessário um reconhecimento do local e da região e nesse sentido são efetuadas as prospeções geotécnicas. Nestas prospeções é detetado a espessura e propriedades das diferentes formações do terreno até uma camada que demonstre ter boas características, nomeadamente, capacidade de carga. Ainda são efetuados estudos aos níveis de águas subterrâneas, ensaios “*in situ*” e laboratoriais sobre amostras.

O tipo de terreno condiciona o método de prospeção quando este é argiloso ensaiam-se amostras intactas e quando se trata de um solo arenoso é necessário determinar características de amostras representativas e um número adequado de ensaios de penetração [22].

Os ensaios SPT (*Standard Penetration Teste*), são ensaios por cravação e são realizados recorrendo-se a um pilão com 63.5Kg que cai livremente de uma altura, de 76 cm, sobre um batente que por sua vez está ligado a um trem de varas, cuja ponta trata-se de um amostrador normalizado [23, 24]. Este procedimento é dividido em duas fases. Numa primeira fase o amostrador é cravado 15 cm, registando-se o respetivo número de pancadas. A esta fase corresponde, normalmente, solos remexidos pelo que o valor obtido nesta fase é meramente indicativo. Numa segunda fase o amostrador é cravado mais 30cm, sendo o resultado do ensaio SPT o número de pancadas, N, obtidas. Se após 60 pancadas, a penetração não atingir os 30cm, termina-se o ensaio medindo a penetração obtida. [23, 24]

Esta técnica é utilizada, por norma, para determinar as propriedades de solos arenosos, aplicável igualmente para argilas e siltes. [23, 24]

3. Caso de estudo- Avenida Fontes Pereira de Melo 41

A obra acompanhada e estudada ao longo desta dissertação trata-se de uma obra situada entre a Avenida Fontes Pereira de Melo (Este) e a Avenida 5 de Outubro (Oeste), Figura 26, com uma área total de 2134,84m², sendo a área de implantação do edifício de 2037,25m², e a área de construção bruta de 32406,93m².



Figura 28: Localização da obra FPM41.

A área de construção vai traduzir-se em 17 pisos elevados e 6 pisos abaixo do solo com 3 rampas de acesso. O estudo neste capítulo foca-se na fase de escavação e execução da estrutura de contenção periférica, com especial incidência na parede suportada por bandas de laje.

Os pisos acima do solo são destinados a escritórios e comércio, e os pisos subterrâneos são para uso de um parque de estacionamento com 207 lugares (Barbas Lopes Arquitetos, 2014). Para além da construção da Torre, o requerente irá construir uma praça pública juntamente com a implementação de um pequeno bosque, com objetivo de promover o transporte pedonal numa zona da cidade caracterizada pelo elevado tráfego automóvel. Deste modo, promove-se uma vivência saudável entre habitação e comércio, assim como uma valorização imobiliária do local.

O caso de estudo localiza-se numa zona com uma elevada ocupação de edifícios, apresentando uma caracterização mista (comércio, habitação, serviços, hospitalar e cultura) juntamente com avenidas com elevado tráfego automóvel.

A norte da obra existem dois edifícios com diferentes idades e tipos de construção. A oeste do local da obra existe um parque de estacionamento com 3 pisos subterrâneos. A este, num nível inferior à Avenida Fontes Pereira de Melo, encontra-se o Metropolitano de Lisboa. A Figura 29 representa esquematicamente as estruturas/serviços vizinhos do local da obra em estudo.



Figura 29. Esquema representativo das estruturas e serviços vizinhos.

3.1. Condicionamentos

3.1.1. Geológicos-Geotécnicos

Segundo a Carta Geológica de Lisboa, a zona de estudo é caracterizada pela formação do Miocénico definida como Argila dos Prazeres (M_{Pr}). Esta formação aflora apenas na zona de Lisboa com predominância de argilas e margas de lagunas litorais. A formação de argila dos Prazeres encontra-se num nível inferior a uma camada de materiais com origem antrópica, designada por Depósito de Aterros (At).

Em zonas onde a percentagem de argila for maior é frequente existirem vegetais incarbonizados, cristais de marcassite e gesso. Esta formação geológica do Miocénico apresenta geralmente uma espessura que varia entre 30 a 35 metros.

Para além do estudo referido anteriormente, nesta obra foram também efetuadas cinco sondagens de furação vertical e um poço de inspeção a fundações existentes, nos locais identificados na Figura 30.

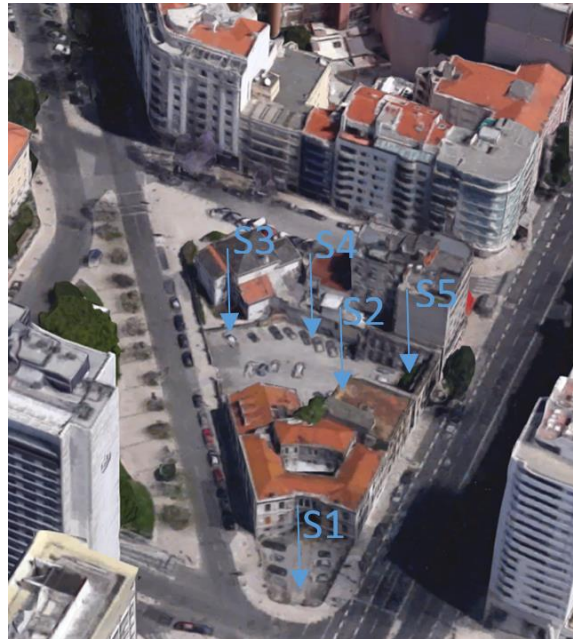


Figura 30: Localização das 5 sondagens executadas.

Nestas sondagens foram realizados ensaios SPT, estes ensaios são designados por ensaios de campo, estes são evasivos e permitem determinar propriedades do solo através de grandes deformações. Observando a localização das sondagens pode verificar-se que as suas localizações são bastantes abrangentes, e tem em conta os edifícios presentes na altura da realização das mesmas.

Tendo como base os dados extraídos das sondagens pode-se concluir que a formação geológica definida como Depósito de Aterro (At) possui uma espessura variável entre 2 a 5 metros, S1 e S5, respetivamente. Esta camada de material de aterro é constituída essencialmente por materiais argilo-arenoso e argilo-sistosos, assim como, fragmentos líticos e restos de cerâmica, fazendo com que a mesma seja uma camada muito heterogénea. Os ensaios SPT apresentam valores de NSPT compreendidos entre 4 e 19 pancadas.

Neste terreno também foi detetada formação de Argilas dos Prazeres (M_{Pr}), esta formação é representada por uma sucessão de horizontes coesivos, silto-argilosos e margosos intercalados com leitos de argila carbonosas e lentículas margo-gresosas (cascões) muito resistentes. Os níveis superiores são constituídos por argilas sedosas cinzento esverdeados,

este nível prolonga-se até próximo de 6 a 9 metros de profundidade. Estes tipos de materiais apresentam valores de NSPT compreendidos entre 13 e 45 pancadas, traduzindo-se num comportamento geotécnico de solos coesivos duros a rijos.

Nos níveis inferiores do Miocénico encontram-se argilas siltosas e margosas muito duras e rijas, $26 < NSPT > 60$, com intercalações de laminações argilo-carbonosas cinzentas e de lenticulas calco-margosas ossíferas com uma espessura que não ultrapassa 1,5 metros. Estes materiais têm um bom comportamento geotécnico caracterizado por registos NSPT compreendidos entre 35 e 60, podendo-se assim defini-lo como um material rijo.

Através dos mesmos ensaios datados de 20 de Julho de 2014, foi detetada água a uma profundidade de 22,3 m apenas na sondagem S1. Para a caracterização hidrogeológica do local, foi instalado um piezómetro no furo da sondagem S1.

Baseado nos ensaios realizados, foi proposto a parametrização e a estimativa de valores dos parâmetros geotécnicos para os terrenos na área em estudo, como é possível consultar na Figura 31.

	Tipo de Terreno	NSPT	Peso Volúmico γ_t (kN/ m³)	Ângulo de atrito intreno ϕ' (°)	Coesão c' (kPa)	Módulo de Deformabilidade e E (Mpa)
At	Argilas arenosas	4-19	19	25	-	5
M_{PR}	Argilas silto-margosa/ Argilas carbonosas	13-24	19	26-28	5	10-20
		25-37	20	30-32	10	20-30
		41-60	20	32-34	20	35-50
	Siltes masgosos e cascão	>60	20	38	20	60

Figura 31: Valores estimados dos parâmetros adotados baseados nos ensaios realizados na obra FPM41 [30].

Os níveis de coesão apresentados são, relativamente, baixos o que sugere um comportamento na rotura muito semelhante ao de Mohr Coulomb. Era de esperar um nível de coesão maior e os ângulos de atrito menores, para se aproximarmos mais das condições não drenadas.

3.1.2. Estruturas envolventes

Como já referido no Capítulo 2, na fase de projeto é necessário ter em conta a atual situação das estruturas envolventes ao local de intervenção, com o objetivo de garantir a monitorização dos imóveis durante a execução dos trabalhos.

Para tal foram realizadas visitas técnicas ao estado de conservação da Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves, do edifício Pinheiro Chagas, nº1, do Parque de Estacionamento EMPARK e do Metropolitano de Lisboa. As referidas visitas foram realizadas no decorrer dos meses de Abril e Maio de 2015, nestas visitas foram levantadas e analisadas as patologias visíveis nos locais, sendo estas posteriormente, detalhadas no relatório de inspeção.

Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves:

Edifício constituído por cave, rés-do-chão e primeiro andar e um edifício em anexo. A sua construção é em alvenaria de pedra, com parâmetros interiores em tabique e grandes vãos envidraçados do início do século. No decorrer da visita técnica foi possível detetar que no decorrer dos anos o edifício sofreu algumas intervenções, apresentando um registo generalizado de fissuração e fendilhação resultado de um desgaste natural dos materiais e técnicas utilizadas. Foram também registados danos por infiltrações e ou escorrências no edifício.

Edifício Pinheiro Chagas nº1:

Constituído por uma cave, rés-do-chão e 7 pisos, sendo a sua construção dos anos 40 e caracterizada por sistema pilares/placa. O edifício é ocupado no rés-do-chão e cave por um restaurante, serviço de hotelaria nos pisos 3, 4 e 5, uma fração é ocupada por escritórios e outra por uma clinica as estantes encontram-se desabitadas e abandonadas.

Neste edifício foi detetado um elevado número de danos por infiltrações, escorrências internas e conseqüentemente destacamento pontuais na pintura, fissuras nas comunicações verticais, todos estes danos podem ser justificados pelas intervenções nas frações de hotelaria, instalações sanitárias dos quartos, e por falta de manutenção das frações desabitadas.

Parque de estacionamento da EMPARK:

Trata-se de um parque de estacionamento com 3 pisos subterrâneos com cerca de 20 anos. A estrutura é constituída por lajes aligeiradas apoiadas em paredes de contenção e um pórtico de pilares.

A estrutura apresenta um registo generalizado de fissuração/fendilhação assim como danos por infiltração nas paredes de contenção a nascente e a sul, estas patologias tem origem no

desgaste natural dos materiais e técnicas construtivas utilizadas, e no mau isolamento das paredes de contenção.

Metropolitano de Lisboa (ML):

Nesta vistoria foi apenas analisada a secção mais próxima do local de intervenção, pertencente à linha amarela do ML. O túnel do ML conta com aproximadamente 50 anos e é constituído por 2 linhas férreas e 2 terceiros carris. Nesta vistoria foi detetado um elevado grau de fissuração e fendilhação no hastel e no dorso do túnel, patologias que podem ser provenientes da falta de manutenção da infraestrutura e da inexistência de isolamento.

3.2. Conceção estrutural do edifício- Generalidades

Os pisos são constituídos por lajes fungiformes aligeiradas acima do piso 0 inclusive, e fungiformes maciças abaixo do mesmo. Os pilares formam uma malha regular de dimensões aproximadas de 7,5 x 7,5 m², exceto numa zona do nível 1, onde os pilares estão afastados 12 metros numa direção.

3.3. Fundações e contenções periféricas

A solução de fundações proposta para o edifício consistiu na solução mista de fundações indiretas por meio de estacas em betão armado moldadas no terreno e fundações diretas por meio de sapatas de betão armado. A utilização de estacas na metade Norte do Edifício resultou do processo construtivo proposto, que obrigou à realização de estacas para construção “*top down*”. Na metade Sul do Edifício as fundações foram diretas por meio de sapatas. Em todo o perímetro do edifício, exceto no alçado CD, foi construída uma parede moldada com 60 cm de espessura. Esta parede asseguraria a contenção de terras nas diversas fases provisórias e definitivas da obra. Em alguns casos seria construída perto de construções vizinhas (por exemplo a estação de metro), pelo que se teria de minimizar os possíveis deslocamentos horizontais do solo.

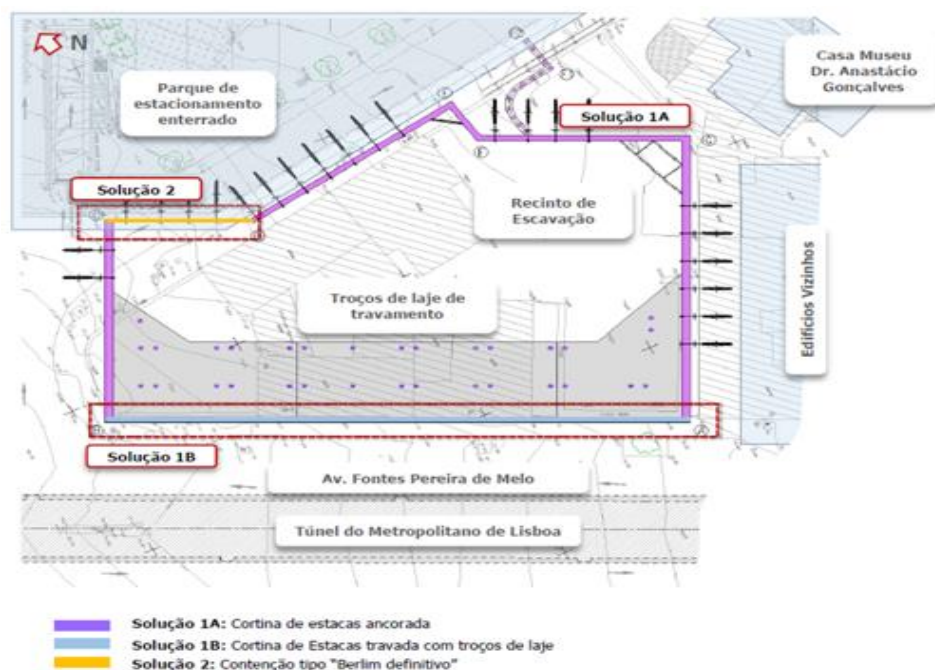


Figura 32: Planta de contenção e zonamento das soluções [26].

Na solução 1B, atendendo aos condicionamentos da vizinhança presentes no alçado AB (nascente), confrontante com a Av. Fontes Pereira de Melo e o túnel do Metropolitano de Lisboa, localizado sob a mesma, procurou-se evitar o recurso a ancoragens para o travamento da contenção, de modo a minimizar as interferências com esta importante infraestrutura, deve ser garantida a integridade e funcionalidade desta infraestrutura durante e após os trabalhos de escavação e de construção dos pisos enterrados.

Neste alçado optou-se pela realização de cortinas de estacas moldadas, em betão armado, $\varnothing 600\text{mm}$ com um afastamento apenas de $0,80\text{m}$, e o comprimento das estacas variou entre 18 a 21m , este comprimento permitiu assegurar um encastramento de pelo menos 7m (em geral) ou 10m (alçado AB), abaixo da cota final da escavação, como é possível verificar na Figura 34.

Devido às condições geológicas locais a realização das estacas pôde ser feita recorrendo a entubamento provisório na parte superior ($2,5\text{m}$), e a sua execução realizada com recurso à tecnologia de vara Kelly, com trado curto. Com esta solução pretendeu-se possibilitar uma altura máxima de escavação com cerca de 18m a 21m , correspondente aos 6 pisos enterrados, tudo em condições de segurança. O terreno exposto entre estacas foi protegido, em fase de escavação com um revestimento de betão projetado com 8cm de espessura mínima, aplicado em 2 camadas e reforçado com fibras metálicas e geodrenos sub-horizontais de PVC rígido, canelado e crepinado (Figura 33).

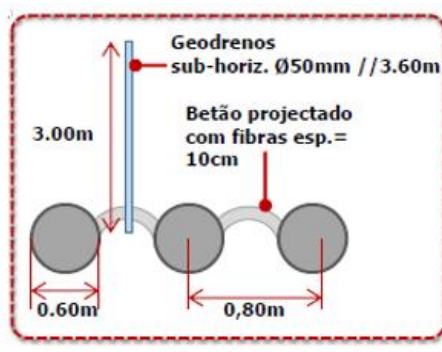


Figura 33: Planta do pormenor tipo de drenagem da cortina [26].

Quanto ao sistema de travamento, neste alçado, optou-se por troços de laje.

Este travamento consiste num conjunto de lajes que resistem a impulsos atuantes na contenção. Os elementos estruturais farão parte da estrutura dos pisos enterrados na fase definitiva. Neste caso particular, face à arquitetura definida para os pisos enterrados, recorreu-se a troços das lajes que constituirão rampas de acesso aos pisos enterrados na fase de serviço da obra. Assim as lajes de travamento acompanharão a inclinação pré-definida para as rampas (Figura 32).

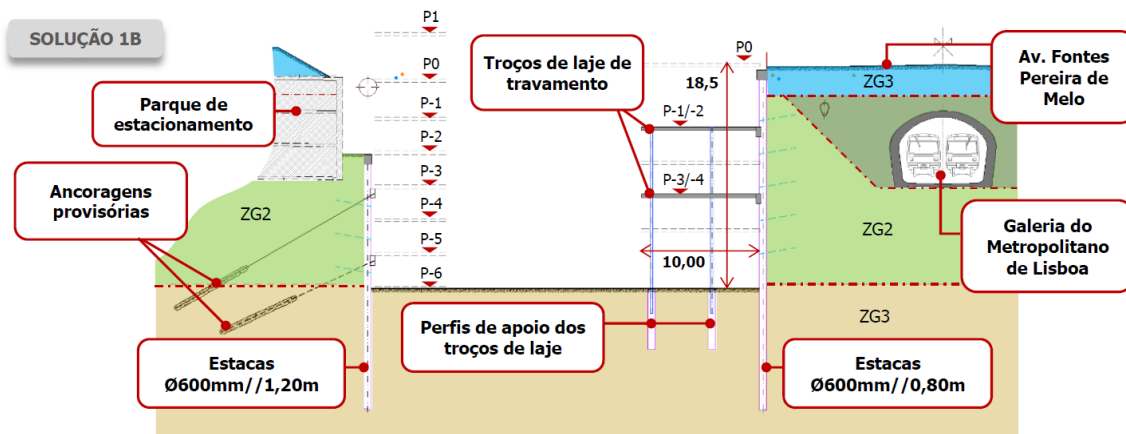


Figura 34: Descrição da Solução 1B [26].

Na solução 1A, serão também utilizados vários níveis de ancoragens e escoras de forma a garantir o equilíbrio horizontal da contenção provisória. Para permitir uma melhor distribuição de esforços na cortina e evitar a concentração excessiva de cargas serão construídas vigas de distribuição e vigas de coroamento ligadas aos escoramentos e ancoragens.

As ancoragens a utilizar são constituídas por 5 cordões de 0,6", para que possam acomodar uma carga máxima de 780kN e um pré-esforço de 700kN. Estas terão também um afastamento médio em planta de 3,6m. O comprimento e a inclinação são variáveis, de modo a que não sejam intersectadas instalações e estruturas existentes, assim como permitir a realização do bolbo de selagem em terrenos competentes e geologicamente estáveis, o comprimento de selagem mínimo deve ser de 6m.

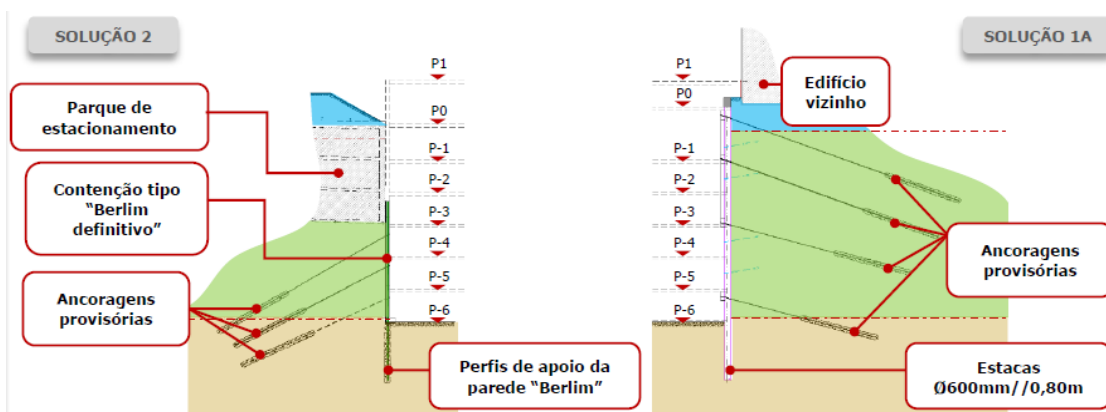


Figura 35: Descrição da Solução 1A e da Solução 2 [26].

Na fase em que a construção definitiva estiver concluída, a estrutura responsável pela estabilidade da parede serão as lajes e assim as ancoragens e escoras provisórias poderão ser desativadas [25].

No alçado DE será construída uma parede nos níveis compatíveis com o parque subterrâneo

EMPARK e no nível -3 será construída uma cortina de estacas com as características utilizadas no alçado BC.

Na solução 2, mais concretamente no alçado CD, não é adequada a construção de uma cortina de estacas, pois a escavação prolonga-se até ao limite do parque subterrâneo EMPARK e a vibração provocada por este método poderia causar instabilidade na referida estrutura vizinha. Assim optou-se pela utilização de Painéis de “Berlim Definitivo”, painéis de betão armado, com uma espessura mínima de 30cm, para evitar problemas estruturais na infraestrutura da EMPARK. Esta técnica de contenção periférica permite a execução da parede definitiva durante a fase de escavação. A execução é faseada de painéis de betão armado apoiados em micro-estacas verticais de secção tubular. Estes elementos são colocados no interior de furos e selados, através do sistema apropriado no comprimento correspondente ao bolbo de selagem abaixo da cota final de escavação. Os painéis serão betonados diretamente contra o paramento vertical aberto do terreno, a estabilidade da parede face aos impulsos do terreno será garantida através de escoras metálicas e ancoragens provisórias. Estas são executadas a partir do piso -3, com inclinações e comprimentos variáveis para evitar intersecções com estruturas existentes e permitir que o bolbo de selagem seja realizado em terrenos competentes, NSPT superior a 60 pancadas e/ou W4, também é de referir que o comprimento de selagem deve ser no mínimo de 7m (Solução 2- Figura 35).

Na Figura 29 encontra-se uma planta do nível -6 e a roxo é possível ver os alçados em que se recorre a cortina de estacas para a realização da contenção periférica, assim como o alçado em que é utilizado Muro de Berlim. Também é possível verificar a localização dos perfis metálicos de apoio à construção da banda de laje (círculos roxos no interior da escavação) e as fundações a executar.

3.4. Plano de Instrumentação e observação

3.4.1. Generalidades

O uso do método observacional diminui a necessidade de projetos demasiado conservadores, reduzindo deste modo o custo das obras. Uma correta interpretação dos dados resultantes do plano de instrumentação e do de observação instalado no local pode garantir a segurança da obra durante a sua construção bem como ao longo da sua vida útil.

Estes planos devem ser realizados pelos projetistas e este deve conhecer antecipadamente o histórico do comportamento da estrutura ou do maciço a instrumentar. Também se deve

saber os parâmetros (tensão, pressão, deformação) que pretende observar e qual, ou quais, o(s) mais significativo(s), todos os pontos referidos anteriormente irão ajudar a definir o tipo de instrumentação a instalar [29].

No caso da obra FPM41, tratando-se de uma escavação em meio urbano e com movimentos sentidos nas estruturas adjacentes será indispensável um plano de instrumentação, uma vez que estas estruturas terão uma maior sensibilidade a deslocamentos devido à sua natureza construtiva. Para além deste plano será necessário estabelecer critérios de alerta e alarme. Estes critérios dão-nos um valor limite para os deslocamentos, caso se ultrapasse esse limite ponderar-se-á observar danos nas referidas estruturas e na escavação. Na secção 3.4.2 serão aprofundados estes critérios, a sua elaboração e quais as formas de reforço e casos onde se observam deslocamentos excessivos.

3.4.2. Frequência das Leituras e Critérios de Alarme

Tendo em conta as características da obra e dos aparelhos instalados, estes foram lidos durante a fase de escavação, até à construção das lajes dos pisos localizados acima das vigas de coroamento e à desativação das ancoragens/ remoção de escoras, com uma frequência, à partida, superior a uma vez por semana [25].

Na eventualidade de algum registo apresentar dados justificativos devem ser efetuadas leituras adicionais.

Tendo por base a contenção periférica a executar e as estruturas vizinhas, assim como a geologia do local de intervenção, foram estimados os critérios de alerta e alarme. Uma vez que a contenção periférica, o túnel do Metropolitano de Lisboa e os edifícios adjacentes têm características e sensibilidade a movimentos diferentes, foram definidos critérios de alerta e alarme distintos, como está representado na Figura 36.

A interpretação dos dados deve ser uma comparação com os valores obtidos nas leituras anteriores.

Estrutura	Critério de Alerta		Critério de Alarme	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
Contenção Periférica	20mm por 10m de desnível	15mm por 10m de desnível	30mm por 10m de desnível	22,5mm por 10m de desnível
Túnel do ML	7mm	7mm	10mm	10mm
Estruturas Vizinhas	20mm	15mm	40mm	30mm

Figura 36: Níveis de alerta e alarme [30].

Caso os critérios de alerta e alarme sejam atingidos, terão de ser analisadas as medidas de reforço descritos abaixo [25]:

- a) Reforço do travamento horizontal da cortina de estacas, através da realização adicional de escoramentos ou de ancoragens, eventualmente com maior comprimento livre e maior inclinação;
- b) Realização parcial da escavação e da contenção ao abrigo do método invertido;
- c) Reforço das condições de drenagem da parede de contenção;
- d) Tratamento dos terrenos localizados a tardo da parede da contenção.

No caso do túnel do Metropolitano de Lisboa sofrer deslocamentos que ultrapassam os definidos na Figura 36, as medidas de reforço a tomar deverão compreender:

- a) O tratamento do terreno localizado entre a contenção e o túnel do ML;
- b) Onde possível, a realização ainda mais parcial e faseada da escavação ao abrigo do método invertido.

3.4.3. Aparelhos de Medição e Grandezas a Medir

Em primeiro lugar para se poder ter uma referência para medições futuras foram instalados, no Metropolitano de Lisboa, 18 estações topográficas e nos edifícios adjacentes foram colocados 11 alvos topográficos, distribuídos pelas fachadas da Casa do Museu e do edifício Rua Chagas Pinheiro.

No alçado AB, para controlar os deslocamentos foram instalados 2 inclinómetros, 6 alvos topográficos e 5 células de carga. Dentro do recinto de escavação também foram colocados alvos topográficos em especial, na viga de coroamento e alguns inclinómetros.

3.4.3.1. Alvos Topográficos

Estes aparelhos medem os movimentos no plano horizontal, segundo duas direções ortogonais, e movimentos na direção vertical.

A sua instalação é realizada através de uma fixação às estruturas, por colagem e/ou por selagem de placas metálicas planas onde são colocados previamente os alvos, e a sua localização e orientação deve ser feita de modo a facilitar a pontaria do equipamento topográfico, e assim minimizar o erro (da ordem de 1mm na direção horizontal e de 0,5mm na direção vertical).

Todo o plano de monitorização e observação consiste na leitura de ângulos e distâncias para alvos instalados nos elementos onde se pretende determinar os deslocamentos. Para apoiar estas leituras são necessários pontos de referência, e esses devem estar localizados fora das zonas de influência da obra. Nesta obra foram usados 6 pontos de referência, estes estão localizados no hotel *Sheraton*, no edifício da PT, na maternidade Alfredo da Costa, no hotel *Zenit* e 2 pontos no centro comercial Residente.

Na Figura 37 pode-se observar a localização dos 6 alvos topográficos do alçado AB, em 3 profundidades diferentes. Todas as semanas foram efetuadas leituras, esta periodicidade apenas diminuiu nos casos em que os deslocamentos observados se aproximam dos critérios de alerta.

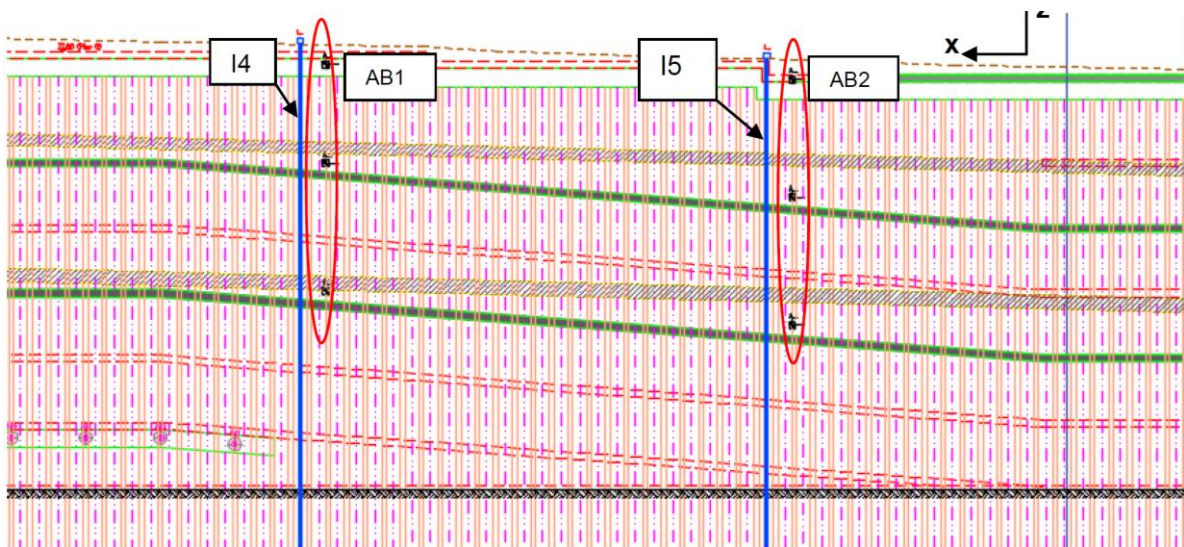


Figura 37: Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB [35].

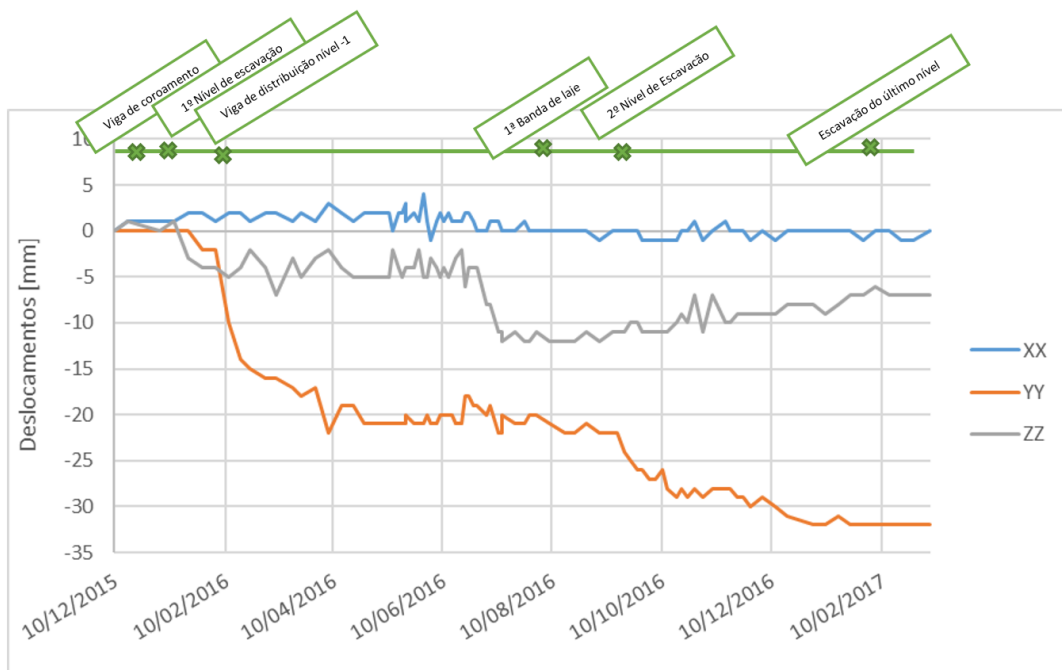


Figura 38: Evolução dos deslocamentos no alvo AB1.



Figura 39: Evolução dos deslocamentos no alvo AB2 [36].

Observando as Figuras 38 e 39, pode-se constatar que o alvo topográfico AB1 apresentou uma maior evolução dos deslocamentos (um maior declive) entre o mês de Março e Maio de 2016, atingindo um máximo acumulativo de 7mm, o mesmo se pode observar no alvo AB2.

Estes deslocamentos podem ser explicados pelo facto da escavação junto ao alçado ter sido executado sem a prévia construção da banda de laje, obrigando assim a parede a estar em consola mais tempo e com um maior vão.

Estes deslocamentos levaram a uma interrupção da escavação, enquanto isso foi possível a conclusão do alçado BC. No entanto, mesmo com a paragem descrita os deslocamentos no alçado AB não tenderam a estabilizar e por isso foram colocados mais alvos topográficos para se determinar a extensão do problema. Posteriormente foi estudada uma solução de reforço que passou por projetar betão na cortina e posteriormente construiu-se a primeira banda de laje.

3.4.3.2. Inclínómetros

Os inclinómetros são um complemento aos alvos topográficos, são constituídos por um tubo inclinométrico, torpedo e unidade de leitura e existem dois tipos de inclinómetro, o inclinómetro vertical, que mede deslocamentos horizontais em profundidade, e o inclinómetro horizontal mede assentamentos que possam ocorrer. O inclinómetro vertical é o utilizado neste tipo de obras pois permite conhecer a evolução dos movimentos da cortina de estacas em profundidade.

No alçado em estudo, o previsto seria os inclinómetros localizarem-se a montante da cortina de estacas, no entanto devido ao desvio de alguns serviços, estes aparelhos de medição encontram-se no interior das próprias estacas, Figura 40. Para garantir a verticalidade do inclinómetro foi colocada uma armadura ordinária soldada na armadura da estaca. Devido a esta alteração na localização dos inclinómetros, a furação das estacas neste alçado terá mais de 2m de profundidade para garantir que os dados do inclinómetro não serão influenciados pelos trabalhos em obra.

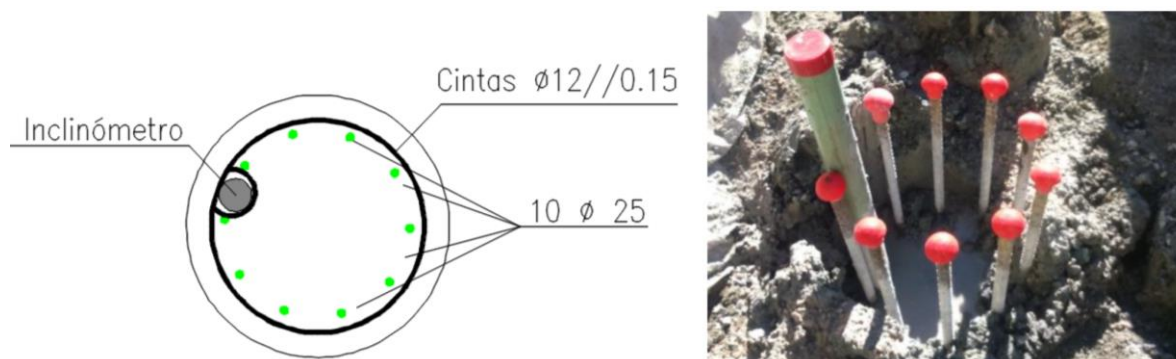


Figura 40: Localização dos inclinómetros no interior da estaca, planta e aplicação prática [35].

Os inclinómetros são constituídos por calhas inclinométricas, em PVC-ABS- \varnothing 75mm, que permitem a passagem de um sensor deslizante, o torpedo, dotado de pontos de referências, designados de roletas, espaçados de 0,5 ou 1,0m. O torpedo está colocado dentro do tubo-calha e contém dois sensores do tipo servo-acelerómetros. Estes estão ligados com um cabo elétrico à superfície a uma caixa de leitura, o resultado obtido em cada leitura resume-se à distância horizontal entre os roletas. Com os valores obtidos em cada leitura, é possível obter um gráfico profundidade/deslocamento horizontal das calhas em quaisquer duas direções ortogonais. No entanto, nestas leituras é possível obter-se um erro de cálculo de deflexão, aproximadamente, de 1 mm por cada 5 m de tubo-calha [35].

Na Figura 41 está representada a localização dos inclinómetros instalados em obra.

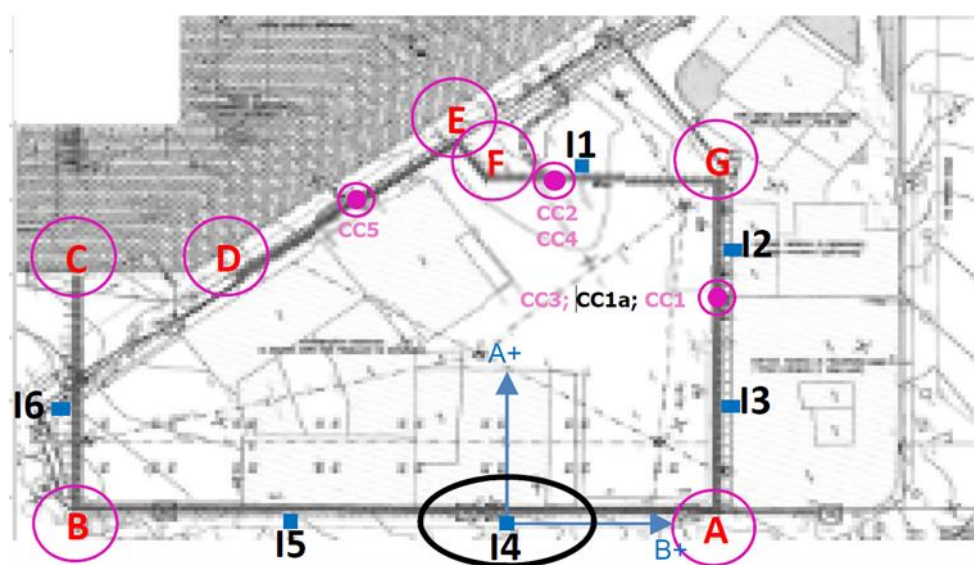


Figura 41: Localização dos inclinómetros

Nas primeiras semanas de motorização os inclinómetros do alçado em foco apresentaram deslocamentos de valores elevados no primeiro metro de escavação, estes valores não corresponderam à realidade. Comparando estes resultados com as leituras obtidas através dos alvos topográficos, chegou-se à razão da discrepância de valores. Esta deve-se ao facto de na construção da estaca, o tubo que protege o inclinómetro ter sido danificado anteriormente à betonagem da estaca. Nas profundidades seguintes os valores medidos já se aproximaram mais da realidade.

Quando se estuda os deslocamentos e a sua evolução é preciso ter em conta o nível de escavação que se encontra na obra.

O Inclinómetro I1 apresentou elevados deslocamentos na altura que se escavou junto ao alçado EF, deixando essa zona “descalça”, essa remoção de terra levou a uma descompressão na zona o que mais tarde se observou nos deslocamentos do I1. Para

estabilizar esses deslocamentos efetuaram-se ancoragens no piso -3, no entanto os deslocamentos não diminuíram devido ao peso da grua, que nessa altura se encontrava junto a este inclinómetro. Os inclinómetros I2 e I3 não apresentam grandes deslocamentos, o que não levou a cuidados reforçados para além dos já delineados.

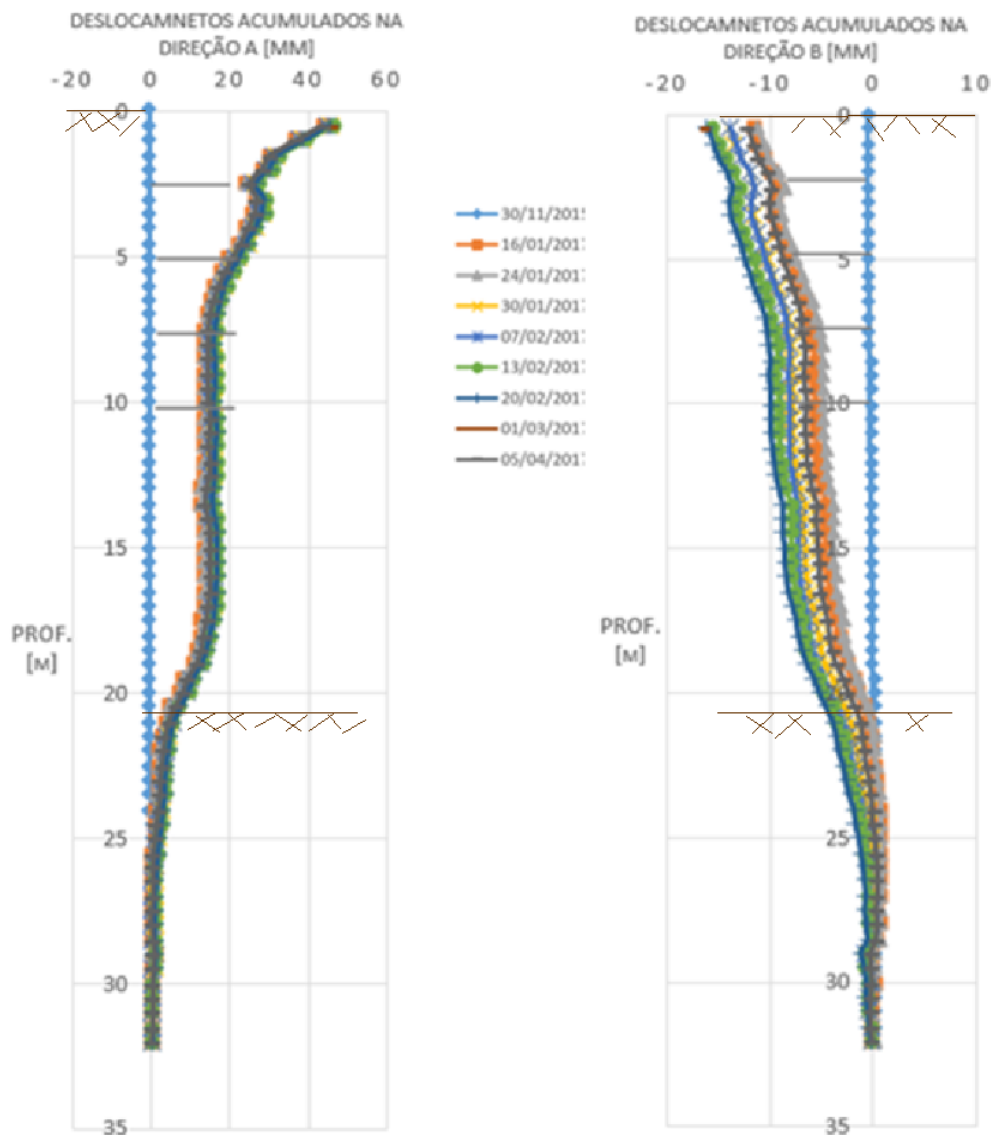


Figura 42: Deslocamentos acumulados na direção perpendicular à cortina (A) e paralela (B), inclinómetro I4.

Quanto ao inclinómetro I4, na direção perpendicular ao sentido da parede apresenta maiores deslocamentos nos primeiros metros por consequência dos anteriores deslocamentos quando a escavação se encontrava no nível -1, ainda sem qualquer banda de laje construída. Até Final de Fevereiro de 2016 os deslocamentos destes inclinómetros tiveram tendências

ascendentes, posteriormente ao reforço da cortina e à construção da banda de laje passaram a ter uma tendência estabilizadora. O inclinómetro I4 chegou a apresentar deslocamentos máximos na ordem dos 30mm na direção A, e 13mm na direção B. Todos estes valores são superiores aos critérios de alerta e alarme estabelecidos em projeto. Na direção B, sentido alçado BC, pode-se justificar os valores máximos dos deslocamentos com o facto do alçado BC ser o alçado com menos rigidez, e na altura em que a escavação se encontrava ao nível -1, este alçado estava incompleto, o que já não era o caso do alçado GA (direção A). Na direção B podemos observar pela Figura 42 que a parede tem tendência de se movimentar para o interior da escavação pois não existe nenhum travamento nesse sentido. Estes valores levaram à paragem da obra junto ao alçado BC e posteriormente a isso os deslocamentos tiveram tendência a diminuir.

O inclinómetro I5, apresentou valores inferiores ao I4 ao longo da escavação, contudo estes valores são próximos dos valores medidos no alvo AB2 permitindo assim existir uma concordância de valores. Nas leituras deste inclinómetro extraíram-se valores máximos na ordem dos 9mm no sentido do interior da escavação (direção A) e de 1mm no sentido do alçado BC (direção B).

No alçado BC encontra-se localizado o inclinómetro I6, e este apresenta deslocamentos relativamente baixos, justificando-se pelo facto da extensão deste alçado ser bastante inferior à do alçado AB. Este inclinómetro apresenta valores negativos de deslocamentos na direção B pelo facto da parede de contenção ter sido terminada mais tarde, fazendo com que o ponto C (ponto de ligação entre os alçados AB e BC) ficasse um ponto menos rígido.

3.4.3.3. Células de Carga

As células de carga são incorporadas nas ancoragens e permitem a monitorização da carga de pré-esforço instalada. Nesta obra propôs-se a instalação de células de carga do tipo elétricas por indução. A leitura deste aparelho é realizada através de um dispositivo manométrico. Para garantir uma correta colocação, cada célula foi montada sobre placas metálicas de uniformização de esforços.

3.4.4. Motorização no Metropolitano de Lisboa

O Metropolitano de Lisboa, em casos que uma nova escavação ou intervenção no solo se encontre a menos de 25m, para as estruturas dos túneis é exigido que sejam garantidos alguns requisitos. Para esta obra em questão são exigidos os seguintes requisitos:

- a) Critério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 7mm no sentido horizontal e de cerca de 7mm no sentido vertical;
- b) Critério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 10mm no sentido horizontal e de cerca de 10mm no sentido vertical.

Para os carris também são exigidos limites admissíveis, neste caso em deformações verticais e horizontais, apresentadas seguidamente.

Deformações verticais (em perfil longitudinal) para uma corda de 6m:

- a) Critério de alerta: 3mm, positivos ou negativos;
- b) Critério de alarme: 5mm, positivos ou negativos.

Deformações horizontais (em planta) para uma corda de 4m:

- a) Critério de alerta: 3mm, positivos ou negativos;
- b) Critério de alarme: 5mm, positivos ou negativos.

Todos estes critérios foram devidamente enquadrados no Plano de Instrumentação e Observação da obra em estudo [25,31,32,33,34].

No ML as medições só podem ser realizadas após horário de funcionamento, por volta das 3h da manhã. Ao longo do túnel do metropolitano foram instaladas 18 estações topográficas, conforme a disposição definida nas Figura 43 e 44 e num comprimento aproximadamente igual ao do alçado AB, 62m.

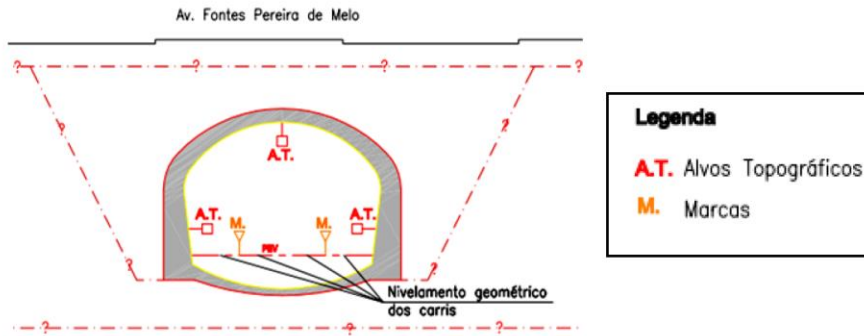


Figura 43: Perfil do túnel do ML e esquema da monitorização [35].

Na Figura 44 estão representadas as estações topográficas presentes ao longo dos 62 m do túnel do ML.

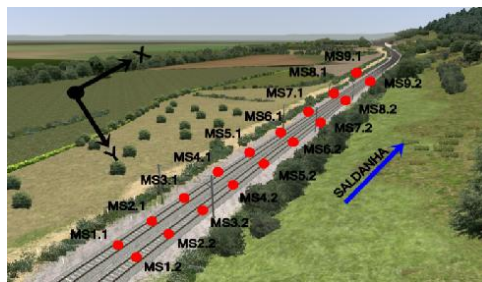


Figura 44: Localização das Marcas de Superfície ao longo da linha do ML.

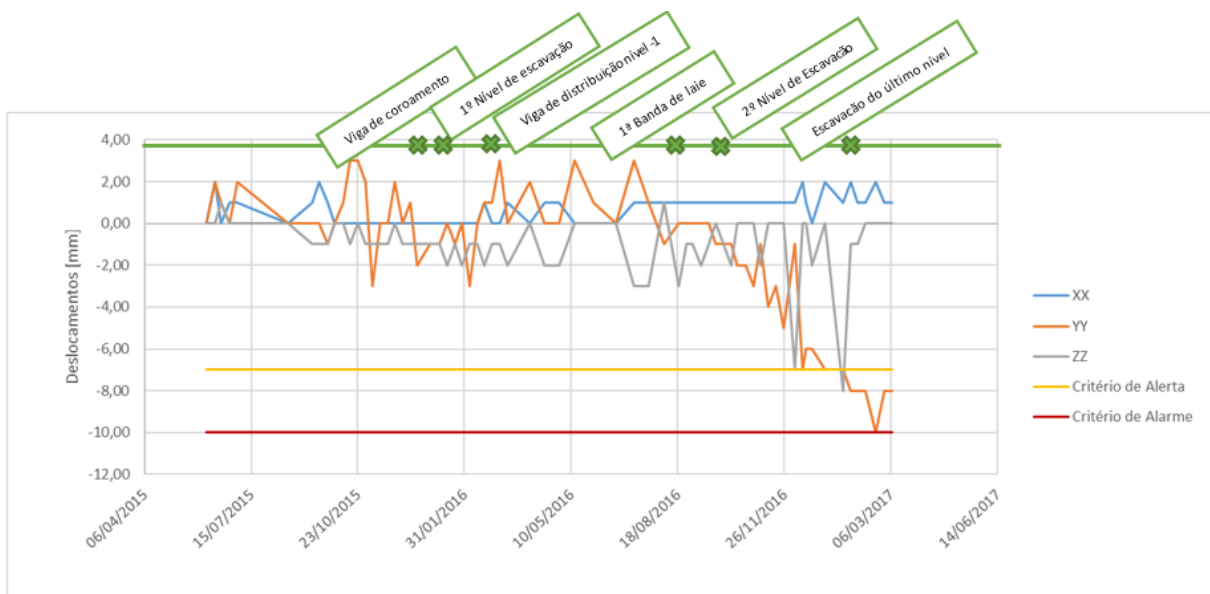


Figura 45: Evolução dos deslocamentos apresentados na estação MS4.1.

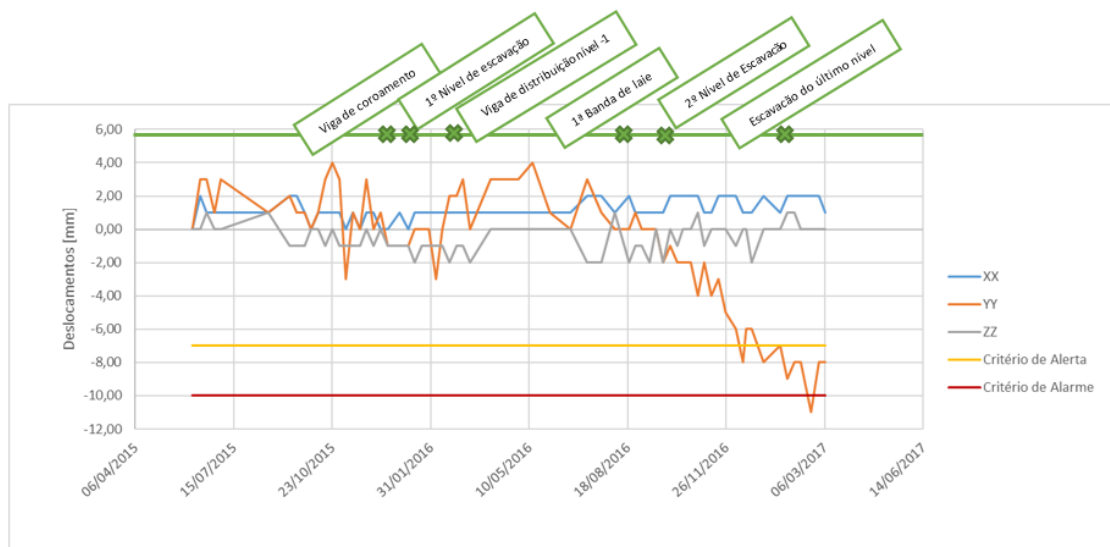


Figura 46: Evolução dos deslocamentos apresentados na estação MS5.1.

As estações MS4.1 e MS5.1 foram as estações que apresentaram maiores deslocamentos segundo o eixo YY, chegando a atingir o critério de alarme (Figuras 45 e 46). Devido a esse fenómeno as leituras foram redobradas, sendo bissemanais, logo após se atingir o critério de alerta. Foi projetada uma medida de reforço, recorrendo ao pré-esforço, aplicado na banda de laje do piso -3, no entanto com leituras bissemanais conseguiu-se perceber que os deslocamentos tenderam a estabilizar. Os valores correspondentes à estabilização não estão representados nas Figura 45 e 46 pois apenas poderem ser consultados e não me foram facultados. Estes resultados corresponderam à fase de construção da sapata e posteriormente estabilizaram devido à betonagem da última laje.

4. Modelação numérica da solução com bandas de laje

A contenção periférica foi dimensionada recorrendo a um programa de cálculo de elementos finitos, *Plaxis 2D*, versão 8.5.

A modelação apresentada no decorrer deste trabalho refere-se a um corte tipo do alçado AB da estrutura de contenção. A secção terá uma altura de escavação de 18m, com uma estrutura de contenção de cortina de estacas espaçadas.

Para a concretização desta análise foi realizada uma parametrização dos materiais ocorrentes no local, a qual foi baseada nas informações recolhidas na campanha de prospeção geológico-geotécnico, previamente executada. Para efeitos de modelação do maciço, foram utilizados os parâmetros que se apresentam na Figura 47.

Horizonte Geotécnico	Formação	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (Mpa)
ZG3	Aterros e solos argiloso amarelados	17	28	5	10
ZG2	"Argilas e Calcários dos Prazeres" (NSPT inferior a 60 pancadas)	24	30	40	15
ZG1	"Argilas e Calcários dos Prazeres" (NSPT superior a 60 pancadas)	24	35	75	60

Y- Peso específico; E- Módulo de deformabilidade; c'- Coesão em tensões efetivas; ϕ' - Ângulo de resistência ao corte efetivo

Figura 47: Parâmetros Geomecânicos dos diferentes horizontes considerados.

4.1. Modelação estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios SPT

Esta escavação iniciou-se no segundo semestre de 2015, no entanto os trabalhos foram interrompidos por razões de natureza extra técnica, entre Fevereiro e Maio de 2016, nessa altura a escavação encontrava-se à profundidade do nível -1. De forma a repor todas as condições de segurança os trabalhos retomaram no final do mês de Maio de 2016 com a execução de uma banda de laje ao nível do piso -1, no alçado AB. Neste contexto, destaca-se o plano de Instrumentação e Observação, que apesar da interrupção dos trabalhos, continuou a ser implementado como ferramenta de gestão das condições de segurança da obra e das estruturas e infraestruturas vizinhas, no presente caso, este plano suportou a necessidade de reinício dos trabalhos.

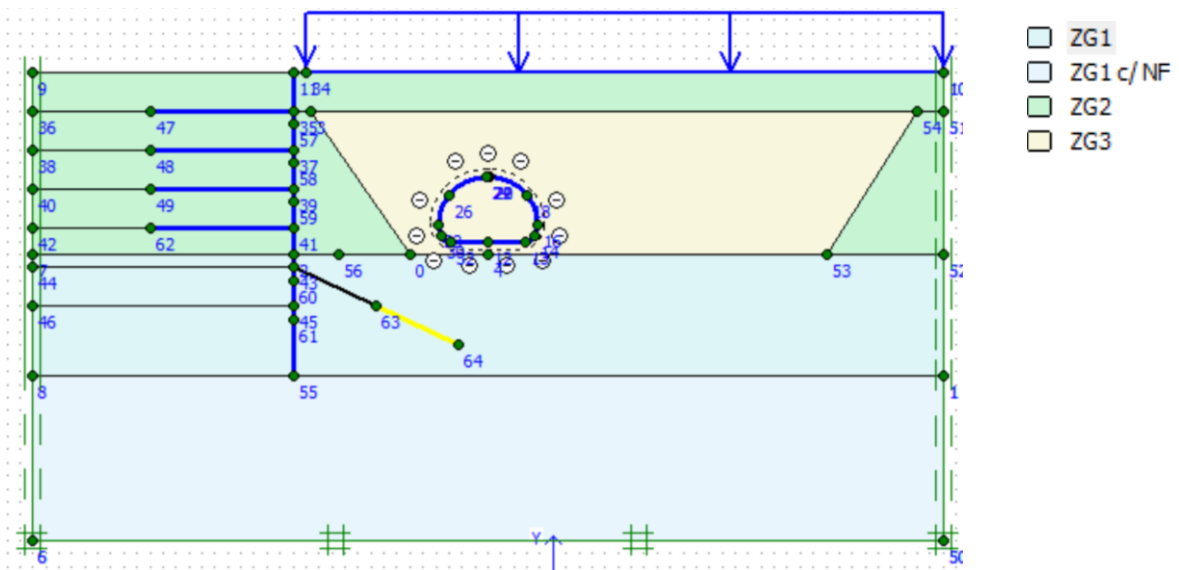


Figura 48: Modelação, Plaxis 2D.

Para a definição da malha de elementos finitos foram considerados elementos triangulares de 15 nós, estando esta malha contida numa janela de 45m de largura e 50m de altura. A distância da cortina ao limite esquerdo da janela é igual à altura da escavação, com vista a melhorar a representação das deformações do solo. Da cortina de estacas até ao limite direito a janela tem 50m para permitir que o túnel esteja centrado para ambos os lados.

No *Plaxis* as condições de fronteira são deslocamentos iguais a zero, podendo ser aplicados tanto a linhas como a pontos. Através do comando *Standart Fixities* aplicou-se as condições de fronteira, permitindo deslocamentos verticais nas fronteiras laterais através de apoios móveis, e na base do modelo considerou-se um apoio fixo que impede os deslocamentos em qualquer direção.

Nesta modelação foi considerada uma sobrecarga de 10KPA, valor esse definido na Memória Descritiva e Justificativa de Escavação e contenção Periférica da Obra FPM41, recorrendo ao comando *Distributed Load – system A*. Esta sobrecarga é representada entre a parede de contenção e a via de trânsito, representando o tráfego automóvel na Avenida Fontes Pereira de Melo.

O Nível freático foi considerado a uma profundidade de 22,4m. Como se pode observar na Figura 48 este encontra-se abaixo da base de escavação, portanto não terá uma elevada influência nos cálculos.

4.2. Cortina de estacas em betão armado travada com troços de laje (Alçado AB)

O processo construtivo do alçado AB consistiu na construção de uma cortina de estacas ao longo do alçado por nível, escavação e betonagem das bandas de laje contra o terreno.

Posteriormente à vistoria de todas as infraestruturas vizinhas, demolição das estruturas existentes e desvio dos serviços enterrados, que tenham que ser preservados, e que se localizem no interior do recinto de escavação, iniciou-se a preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a topografia do local, construções e arruamentos vizinhos e, tendo em conta as características dos equipamentos de furação.

Seguidamente é implementado o plano de instrumentação e observação, em particular nas secções do túnel do Metropolitano de Lisboa e dá-se início à execução das estacas com a profundidade necessária a partir da plataforma de trabalho. Esta execução inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem e colocação de calhas nos inclinómetros.

Após estes trabalhos executa-se o saneamento da cabeça das estacas e execução da viga de coroamento, tendo como objetivo solidarizar todas as estacas da cortina.

Posteriormente à execução de todos os trabalhos das estacas inicia-se os trabalhos de escavação até à cota correspondente ao piso -1, antecedida da execução da parede de betão armado, devidamente aferrolhada à cortina no alçado AB. A execução do travamento da contenção, constituída por banda de laje ao nível do piso -1, seguidamente a laje é betonada contra o terreno. De modo a possibilitar a posterior execução dos perfis apoio da laje, deverão ser previstos negativos com 50x50cm, através dos quais será efetuada a respetiva furação (comprimento mínimo de 5.0m abaixo da cota final de escavação) e instalação. Seguidamente executaram-se furações com 400mm de diâmetro, com o intuito de instalar e selar os perfis HEB260 que servirão de apoio aos troços de laje. Todo este processo é repetido nos dois seguintes níveis, ou seja, até à cota do piso -3. As bandas de laje serão estruturas definitivas neste projeto e representarão as rampas de acesso ao parque de estacionamento, como tal estas terão uma inclinação que as liga de piso para piso.

A partir do piso -4 todo o processo construtivo é idêntico. A escavação até ao piso -5 é efetuado em conjunto com os alçados GA e BC, e até ao piso -6 em conjunto com o alçado GA, de seguida betonaram-se as paredes dos alçados GA e BC.

Seguidamente escavou-se a cota até ao piso -6, executaram-se as restantes estruturas dos pisos enterrados até ao piso 0. Desativação dos escoramentos e ancoragens provisórias. Demolição do troço de laje ao nível do piso -1 que não servirá para constituir a rampa de

acesso à garagem. Troço esse observado nas Figuras 49, 50 e 51. E para finalizar os trabalhos referentes à estrutura, executa-se a restante estrutura dos pisos enterrados até ao piso 0, seguida da desativação dos restantes escoramentos e ancoragens e por fim executa-se a superestrutura.

Neste momento a obra encontra-se na execução da superestrutura.

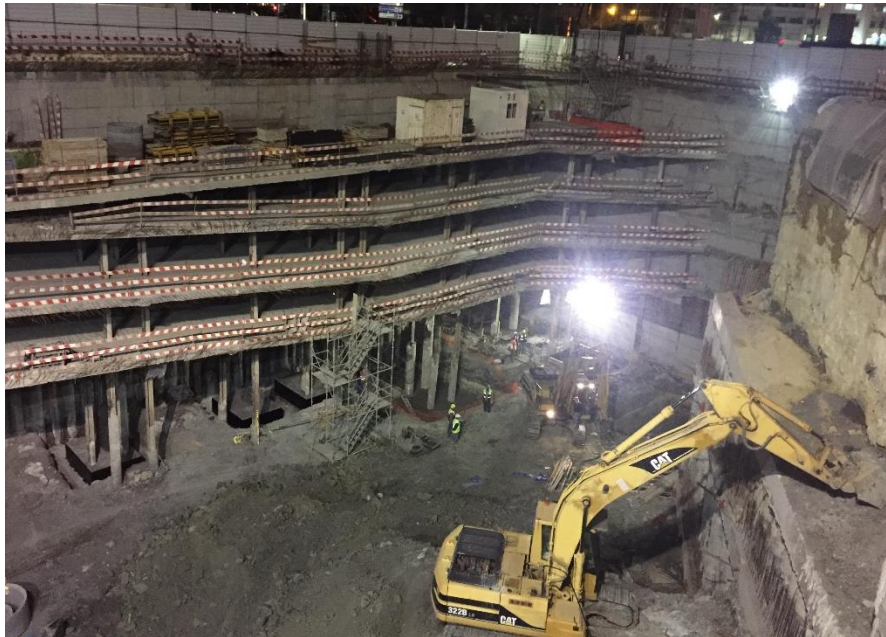


Figura 49: Fotografia das bandas de laje no dia 19/01/2017.



Figura 50: Lançada a laje do piso -4, visita 28/03/ 2017 [40].

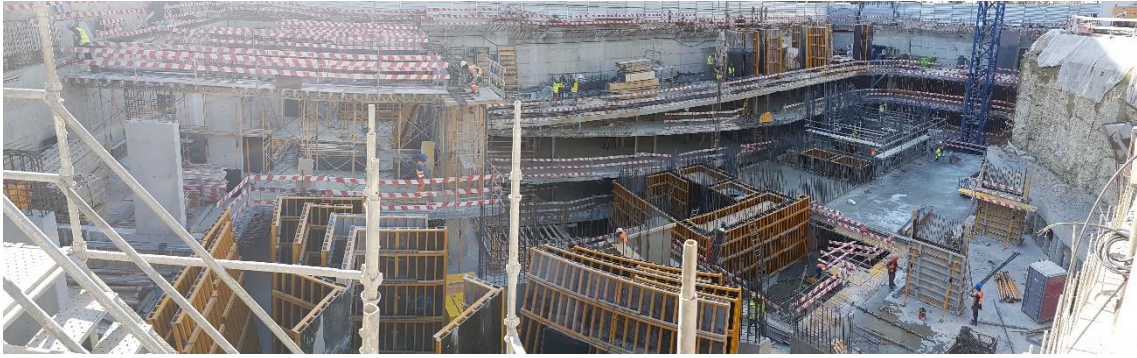


Figura 51: Colocação da cofragem ao nível -4, visita 04/04/2017 [40].

Ao nível do piso -5, prevê-se que o travamento seja efetuado através de um nível de ancoragens, em cerca de dois terços da extensão total do alçado AB. Contudo, caso os resultados da instrumentação da obra assim o determinem, este nível de ancoragem poderá estender-se a toda a extensão deste mesmo alçado.

Na modelação apresentada nesta dissertação apenas se considerou um nível de ancoragens ao nível do piso -5, tendo sido essa apenas ativada posteriormente à conclusão da escavação de todos os pisos.

4.3. Caracterização dos Materiais

Após a definição da geometria do modelo apresentado na Figura 48 é necessário caracterizar todos os materiais envolvidos nesse modelo. Tendo em conta que é uma análise bidimensional as resistências e a rigidez dos materiais são definidos por metro linear.

4.3.1. Caracterização do Terreno

Os solos, ao contrário de muitos materiais estruturais, quando sujeitos a um carregamento apresentam um comportamento altamente não linear antes de atingirem a cedência.

A definição da caracterização do terreno inicia-se pela escolha do modelo constitutivo que melhor se adequa ao seu comportamento mecânico [38]. Esse comportamento pode ter uma resposta elástica ou plástica, uma das principais diferenças entre essas respostas é que as deformações plásticas não são recuperáveis quando o estado de tensão regressa ao seu valor inicial, apenas são recuperadas as deformações elásticas que tenham contribuído para levar o material à cedência [38]. Já a plasticidade perfeita visa a descrição do comportamento não elástico do solo, ou seja, a acumulação de deformações irreversíveis. A plasticidade com endurecimento permite, adicionalmente, descrever a não linearidade antes da rotura, mediante a incorporação de um critério de cedência [38].

Através de uma lei do endurecimento plástico, adota-se uma relação entre a tensão deviatórica e a deformação vertical não linear, do tipo hiperbólica, conforme a Figura 52. Na mesma Figura encontra-se identificado o módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial drenado para 50% da tensão deviatórica na rotura, que o modelo *Hardening Soil* define para a tensão de confinamento de referência $-\sigma'_3 = p_{ref}$.

Em contraste com modelos baseados na teoria da elasticidade, o modelo adotado por *Hardening-Soil* não envolve uma relação fixa entre o módulo de deformabilidade triaxial drenado E_{50} e o módulo de deformabilidade edométrico E_{oed} , para compressão unidimensional. Invés, estes módulos de deformabilidade são tratados separadamente.

O módulo de deformabilidade edométrico é representado pela tangente indicada na Figura 53, consequentemente E_{refoed} é o módulo de deformabilidade tangente a uma tensão vertical de $-\sigma'_1 = p_{ref}$.

O modelo constitutivo dos solos adotado por *Hardening-Soil* é um modelo avançado para simular o comportamento dos solos. Segundo o mesmo modelo, a rotura dá-se de acordo com o critério do modelo de *Mohr-Coulomb*, em que os estados de tensão são descritos por meio de um ângulo de atrito, Φ' e uma coesão, c' .

Este modelo contabiliza a dependência das tensões presentes no solo pelo módulo de deformabilidade. Isto significa que a rigidez diminui com o aumento de tensão, ou seja, o módulo de deformabilidade do solo diminui com o aumento da pressão, permitindo a introdução de um parâmetro m que representa a dependência da rigidez pelo nível de tensão [39].

Para se optar pelo modelo de *Mohr-Coulomb*, terá que se definir um módulo de deformabilidade fixo, no entanto para solos reais este módulo varia segundo o nível de tensões, e para tal seria necessário estimar o nível de tensões no solo e utilizá-las para obter um valor adequado para a rigidez. Para facilitar a entrada e tratamento de dados no programa, o mesmo define os três modelos de deformabilidade descritos por uma tensão de referência p_{ref} , e por defeito o programa considera $p_{ref}=100\text{ kN}$ [39].

Este programa requer uma maior precisão em relação à rigidez dos solos e como tal é descrita utilizando três diferentes módulos de deformabilidade para o mesmo solo: o módulo de deformabilidade secante no ensaio triaxial drenado, para 50% da tensão deviatória na rotura, E_{50} , o módulo de deformabilidade de descarga/recarga, E_{ur} , e o módulo de deformabilidade tangente no ensaio edométrico, E_{oed} [39].

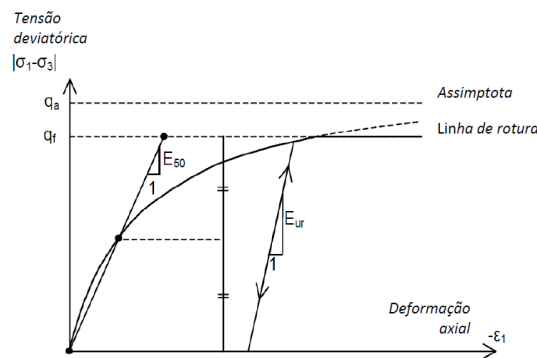


Figura 52: Relação tensões-deformações hiperbólica, em carregamento primário, para um ensaio triaxial drenado [39].

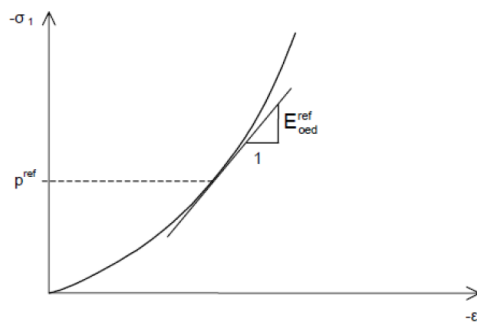


Figura 53: Definição de E_{oed}^{ref} em resultados de ensaios edométricos [39].

Em resumo, o *Plaxis* sugere algumas aproximações, para parâmetros difíceis de determinar através de ensaios ou correlações, como referido.

$$E \approx E_{50ref}$$

$$E_{urref} \approx 3E_{50ref}$$

$$E_{oedref} \approx E_{50ref}$$

No *software* foram consideradas 4 camadas, apesar dos aterros apresentarem resultados bastante similares em todas as sondagens realizadas.

A camada inferior ao aterro abrange as quatro camadas definidas em projeto, esta uniformização das camadas trata-se de uma simplificação do modelo presente no solo.

4.3.2 Caracterização da cortina de estacas

Para a concretização da cortina de estacas moldadas recorreu-se ao comando *Plate*, no *Material Set*. Este comando é utilizado para modelar elementos estruturais esbeltos no solo, caracterizados por uma rigidez à flexão significativa (EI) e uma rigidez axial (EA).

A partir destes parâmetros é calculada uma espessura equivalente do elemento *Plate*, dada pela Equação 2.

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

(eq. 2)

Como as soluções estruturais são projetadas para ficar em contacto com o terreno, definiu-se, um betão *C30/37* e aço *A500 NR SD*.

É importante referir que nesta modelação não foram consideradas as vigas de distribuição devido à sua inércia transversal ser insignificante.

Todas estas características estão descritas na Figura 54.

	Parâmetros	Valores
Características do Betão C25/30	E[kN/m ²]	3,30E+07
	γ[kN/m ³]	25
Características da cortina de estacas do alçado AB	L[m]	18
	af[m]	0,8
	d[m]	0,6
	A[m ² /m]	0,2827
Características mecânicas	w[kN/m/m]	8,835
	I[m ⁴ /m]	0,00636
	EA[kN/m]	1,20E+07
	EI[kNm/m]	262421

Figura 54: Parâmetros da cortina de estacas utilizados na modelação.

4.3.3. Caracterização das bandas de laje

Na caracterização deste tipo de contenção é importante a rigidez axial, segundo o eixo XX e o eixo YY. Num programa 3D, o *software* automaticamente compatibiliza os deslocamentos na banda de laje segundo o plano XZ e o plano YZ, contudo visto que o programa utilizado tem um software 2D é necessário fazer esta relação manualmente.

A largura da banda aumenta à medida que se aproxima da extremidade, a meio tem cerca de 9.75m de largura e uma largura máxima de 16.3m nos extremos.

Para se obter a rigidez desta contenção, é necessário calcular a flecha. Tendo em conta que se trata de uma viga bi-encastada (Figura 55) os deslocamentos serão maiores a meio vão, logo a flecha na zona em que a altura é de 9.75m e um comprimento de 44m.

A flecha é obtida através da Equação 3, sendo que os valores das incógnitas encontram-se na Figura 55.

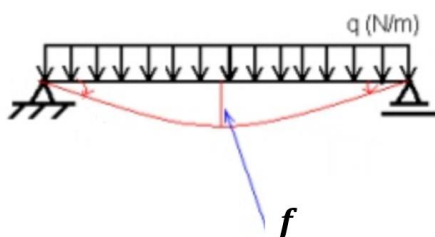


Figura 55: Modelo de uma viga bi-encastada.

$$f = \frac{pL^4}{384EI}$$

(eq.3)

Para se poder modelar a banda de laje no programa *Plaxis*, é necessário saber a rigidez da banda (k), representada por rigidez axial (EA), para isso apenas será necessário fazer o inverso da flecha, visto que a força p é unitária, Equação 4.

$$EA = \frac{Fi}{\delta} \quad (\text{eq.4})$$

Comprimento	p	Largura	Espessura	I	E	f	EA
[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
44	1	9,75	0,3	23,17	3,30E+07	1,30E-05	78340,9

Figura 56: Características da banda de laje para obtenção da rigidez desta.

No *Plaxis* as bandas de laje são definidas como *anchors*, este estudo é feito por metro linear, todas as características encontram-se descritas nas Figuras 56 e 57.

	Parâmetros	Valores
Características da banda de laje	#LD sl	0,3
	EA[kN/m]	78340,9
	Comportamento	Elástico Linear

Figura 57: Parâmetros da banda de laje utilizados na modelação.

4.3.4. Caracterização do túnel do ML

O túnel é caracterizado no *Plaxis* como *Plate*, igualmente à cortina de estacas, com as características mecânicas apresentadas na Figura 58. O túnel foi construído com betão C25/30, e a espessura característica do mesmo varia, tendo sido considerada uma espessura constante de 0,7mm.

	Parâmetros	Valores
Características do Betão C25/30	E[kN/m ²]	3,03E+07
	γ[kN/m ³]	25
Características do túnel	P[m]	26,49
	e[m]	0,7
	A[m ² /m]	48,72
	w[kN/m/m]	12,5
Características mecânicas	EA[kN/m]	2,31E+07
	EI[kNm/m]	9,43E+05

Figura 58: Parâmetros do túnel do ML utilizado na modelação.

4.3.5. Malha de elementos finitos e fase de cálculos

Após serem definidos todos os parâmetros referidos nos subcapítulos anteriores, é possível criar a malha de elementos finitos, através do comando *Mesh*. Esta malha permite dividir o modelo em elementos triangulares, definido inicialmente, como referido na seção 4.1. A definição da malha vai desde *Very Coarse* a *Very Fine*, utilizou-se uma malha refinada do tipo *Fine* com a malha especialmente refinada junto às bandas de laje pois esta tenderá para melhores resultados.

O *software* utilizado permite replicar a sequência de construção, dando assim a opção de estudo dos deslocamentos em todas as fases de construção.

A construção foi representada pelas seguintes fases:

- Fase 1: Ativação do Túnel no Metropolitano de Lisboa;
- Fase 2: Ativação da Sobrecarga;
- Fase 3: Execução da cortina de estacas;
- Fase 4: Escavação até 1m a baixo da cota do nível -1;
- Fase 5: Betonagem da 1ª banda de laje;
- Fase 6: Escavação até 1m a baixo da cota do nível -2;
- Fase 7: Betonagem da 2ª banda de laje;
- Fase 8: Escavação até 1m a baixo da cota do nível -3;
- Fase 9: Betonagem da 3ª banda de laje;
- Fase 10: Escavação até 1m a baixo da cota do nível -4;
- Fase 11: Betonagem da 4ª banda de laje;
- Fase 12: : Escavação do nível -5;
- Fase 13: Escavação do nível -6;
- Fase 14: Ativação da ancoragem.

4.4. Resultados obtidos

Através da interface *Output* é possível estudar os deslocamentos, esforços e deformadas das diferentes estruturas. Serão apresentados os resultados tendo em conta o fim da escavação, serão comparados os valores reais com os obtidos nas fases 11 e 14.

Deslocamentos

No sub-programa designado por *Output* é possível obter a deformada da malha de elementos finitos, como representado na Figura 59, e neste caso é apresentada uma deformada total de 20,33mm.

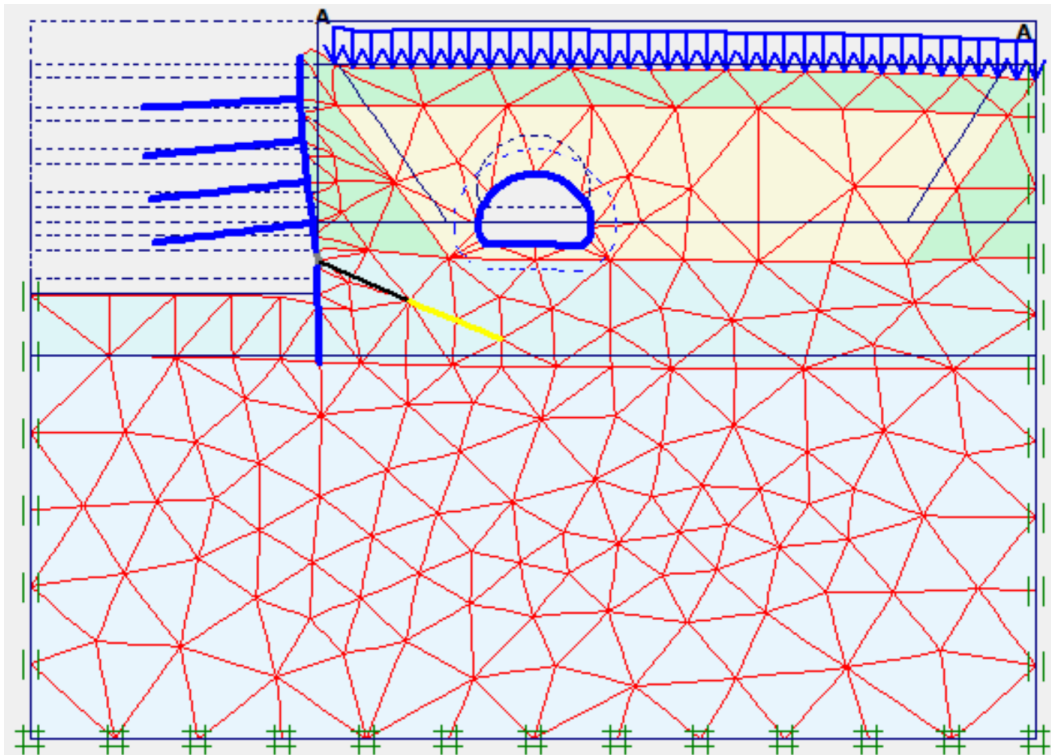


Figura 59: Malha de Elementos Finitos.

Deslocamentos horizontais:

A deformação horizontal máxima ocorre durante a escavação do piso -2, com um valor de 6,4 mm no sentido do interior da escavação. Este valor é inferior ao critério de alerta o que não leva a medidas reforçadas. Valor este que não corresponde á realidade, visto que esta obra esteve parada cerca de 2 meses na fase de escavação do piso -1, o que levou a atingir critérios de alerta e alarme e consequentemente a atuar com medidas reforçadas. Estas medidas passaram por injetar betão projetado contra a cortina e efetuar os trabalhos de execução da banda de laje. O programa utilizado apresenta algumas limitações, que é caso da representação desta paragem dos trabalhos.

Os deslocamentos observados tem todos o sentido do interior da escavação, isso deve-se ao facto das bandas de laje funcionarem como estruturas de suporte passivas (Figura 60).

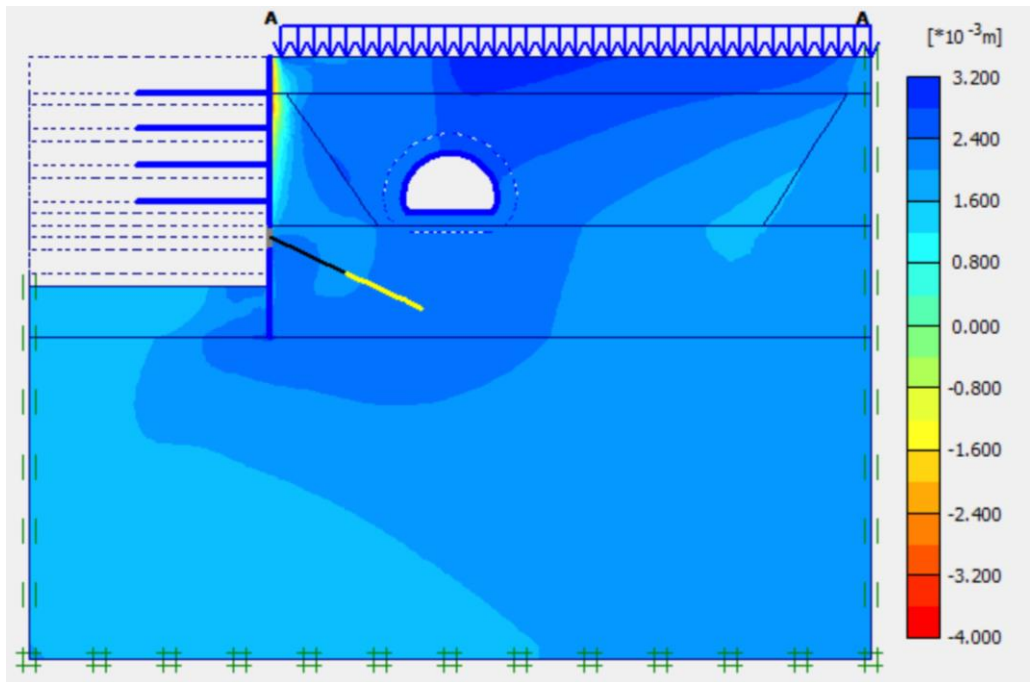


Figura 60: Deformações horizontais no final da escavação.

Deslocamentos Verticais:

O valor vertical máximo corresponde a um empolamento de 20,3mm foi registado do lado oposto do metropolitano de Lisboa. Este fenómeno pode-se explicar por um alívio de tensões. No entanto nesta zona de maiores deslocamentos na realidade existe mais carga provocada pelo edifício existente (*Centro Comercial Resident*) o que vai contrariar este movimento do solo.

Os deslocamentos detetados no túnel foram de 13,6mm, não atingindo o critério de alerta (Figura 61).

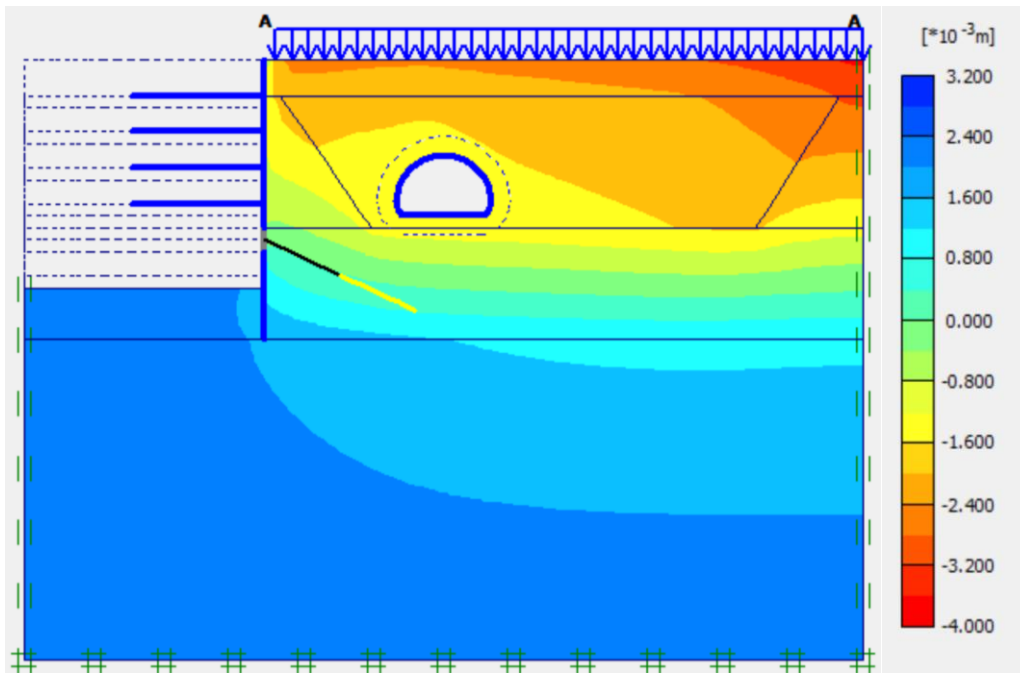


Figura 61: Deformações verticais no final da escavação.

Pontos de plastificação:

Na Figura 62 pode-se observar que na zona dos aterros, no sentido do metro deu-se o endurecimento por tensão normal. Os pontos a vermelho representam zonas plastificadas, neste caso concreto estes pontos não existem, o que significa que ainda se tem alguma reserva até à plastificação.

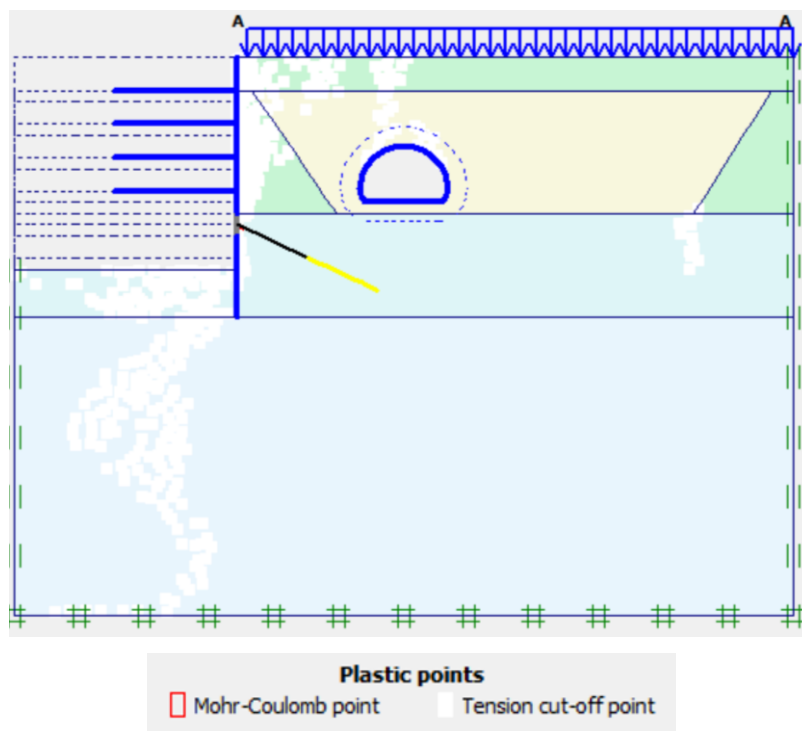


Figura 62: Representação dos pontos de escavação.

Betonagem da banda de laje, correspondente ao nível -4:

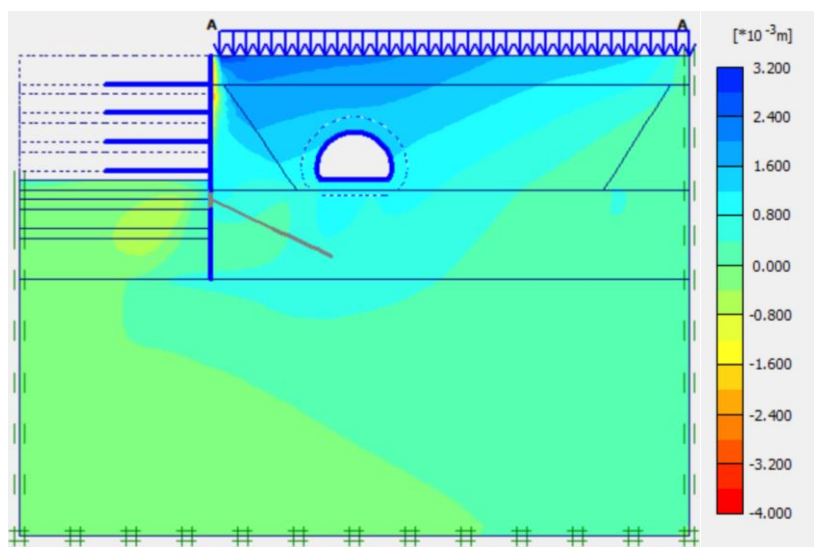


Figura 63: Deformações horizontais correspondentes à fase nº11.

No modelo estudado chegou-se aos deslocamentos apresentados no Figura 54 referente às datas da betonagem da banda de laje do piso -4 e do final da escavação. Na fase da betonagem detetou-se um deslocamento maximo entre a 2ª e a 3ª banda de laje de, aproximadamente, 3,4mm como se pode observar na Figura 64.

Continuando a observar a Figura 64 consegue-se perceber que o aumento dos deslocamentos a cerca de 2,5m de profundidade está de acordo com os deslocamentos apresentados nas Figuras 60 e 61. Já os deslocamentos a cerca de 13m de profundidade correspondem aos trabalhos de betonagem da laje do nível -4.

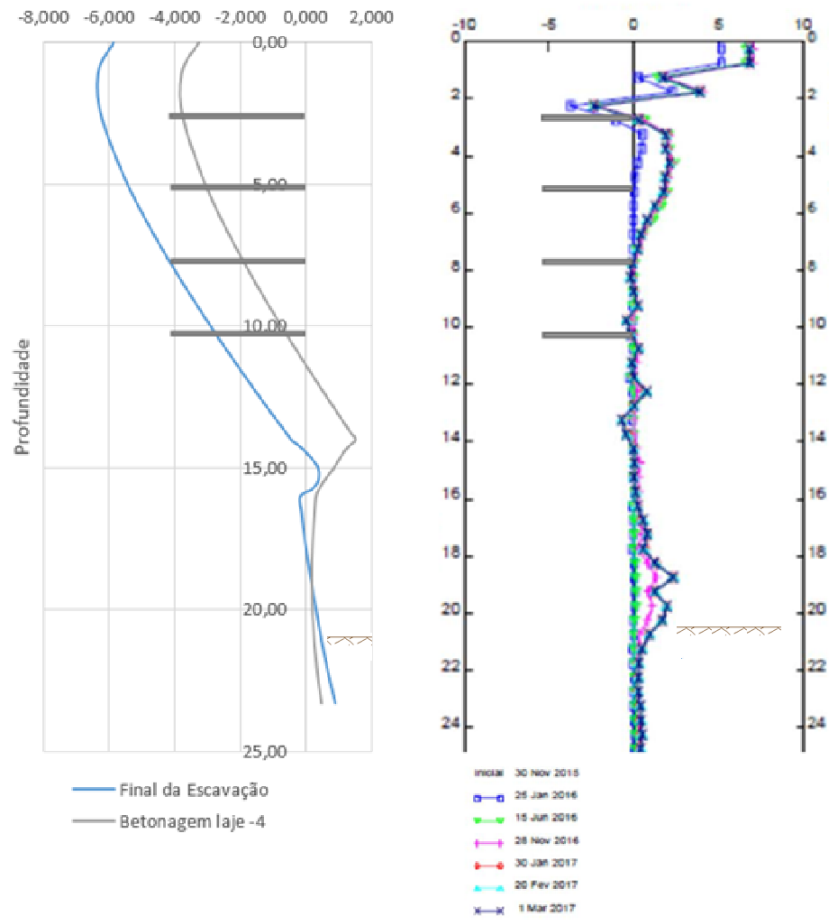


Figura 64: Deslocamentos relativos obtidos no modelo adotado e os reais dados pelo inclinômetro 14.

Na fase final de escavação na cortina de estacas observou-se um deslocamento total de 13,6mm e um deslocamento horizontal máximo de 5,8mm, como se pode constatar na Figura 65.

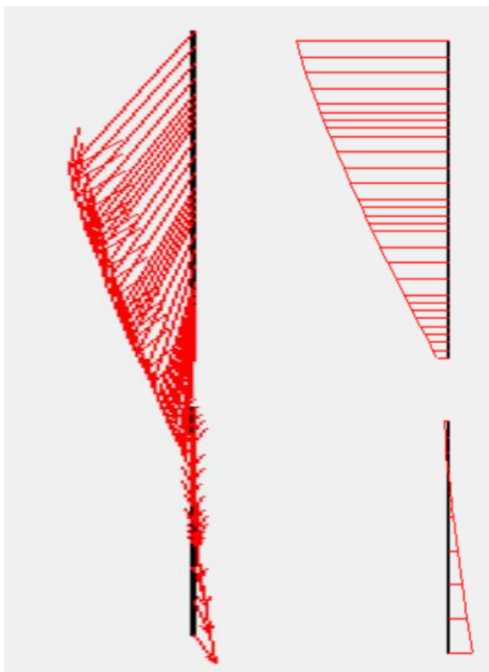


Figura 65: Total dos deslocamentos e deslocamentos horizontais na cortina (Fase final de escavação).

5. Considerações Finais

5.1. Conclusões

Após o término deste trabalho pode-se concluir que os objetivos foram parcialmente atingidos, ficando a faltar algumas comparações com os dados reais da escavação.

As visitas à obra permitiram verificar as condicionantes no local, observar as dificuldades sentidas para seguir o processo construtivo de toda a escavação delineado no projeto. O aspeto mais relevante relativamente às dificuldades sentidas durante o acompanhamento da obra, foi a interpretação dos dados retirados nas leituras semanais. Através desta interpretação foi possível detetar problemas na parede de contenção e aplicar medidas de segurança, umas vezes preventivas, outras de reforço.

É ainda de destacar a dificuldade atravessada durante a execução das leituras no interior do túnel do metropolitano de Lisboa, e é também de salientar a hipótese de colocar uma estação elétrica no túnel do metropolitano, com o intuito de medir os deslocamentos de hora a hora. Apesar de ser uma medida mais dispendiosa a nível económico, tendo em conta o tempo de paragem da obra e, conseqüentemente, o aumento do prazo desta escavação, esta medida de reforço teria sido uma vantagem na interpretação dos deslocamentos no Túnel Metropolitano de Lisboa.

A análise das leituras do plano de instrumentação permitiu detetar um aumento dos deslocamentos nos alvos topográficos localizados no alçado AB, esse aumento estabilizou com a betonagem da laje do piso -6, apesar de em alguns casos serem superiores ao critério de alerta.

Quanto à modelação escolhida, optou-se pela mais conservativa, e verificou-se que os resultados nunca iriam atingir os critérios de alerta, caso a obra decorresse de acordo com o projetado.

5.2. Desenvolvimentos Futuros

O acompanhamento da evolução de uma obra em meio urbano leva a estudos diversificados e permite a existência de trabalhos futuros que o aprofundem. Pelo facto de nem todos os temas possíveis e estudos terem sido apresentados ao longo desta dissertação, são apresentados de seguida algumas sugestões para projetos e estudos futuros.

- No programa de modelação não foram analisadas nem dimensionadas soluções tendo em conta o risco sísmico, o que numa área com grande risco sísmico como Lisboa, devia ser tomado em conta em estudos futuros;
- Realização de uma retroanálise que permita exemplificar a paragem sofrida na escavação da obra acompanhada, recorrendo a um programa que consiga simular essa passagem de dias, como o SAP, por exemplo;
- Modelação do alçado AB com diferentes tipos de soluções de contenção, em programas 3D que permitam uma simulação das deformações das bandas de laje de uma forma mais próxima da realidade.

Anexos

Anexo I. Deslocamentos dos inclinómetros

1.1 Inclinómetro 1

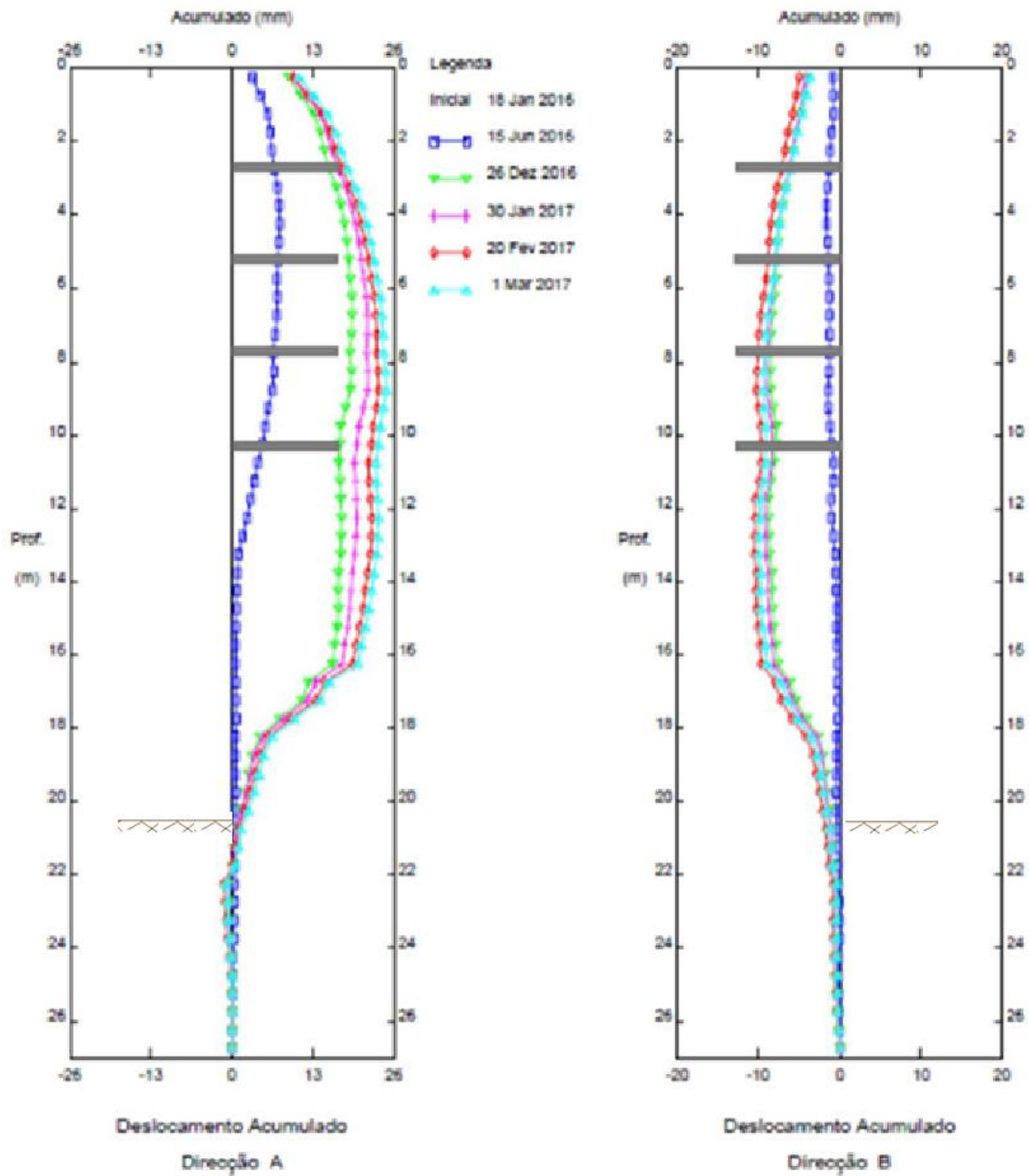


Figura 66: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I1, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

1.2 Inclinómetro 2

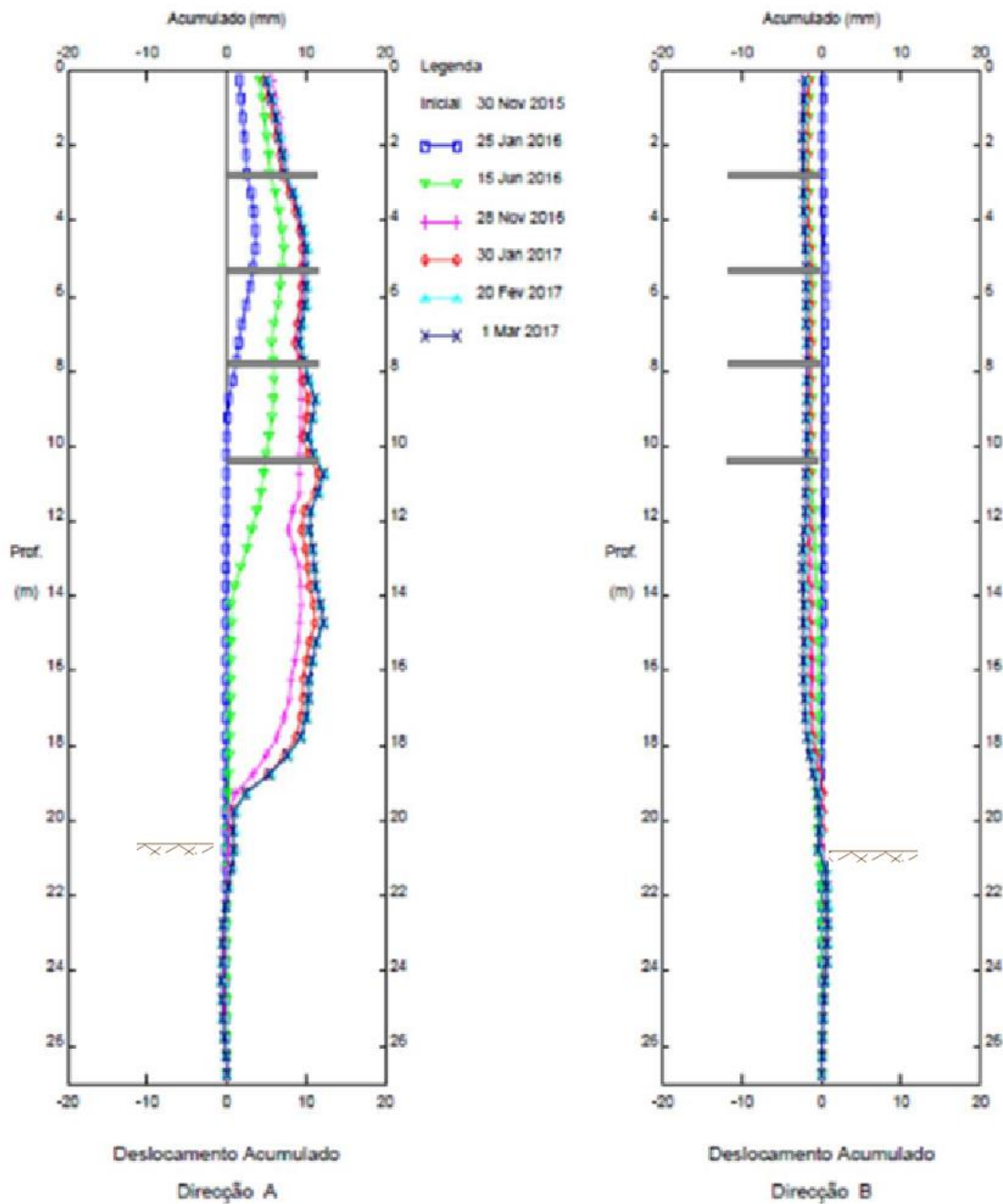


Figura 67: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I2, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

1.3 Inclinómetro 3

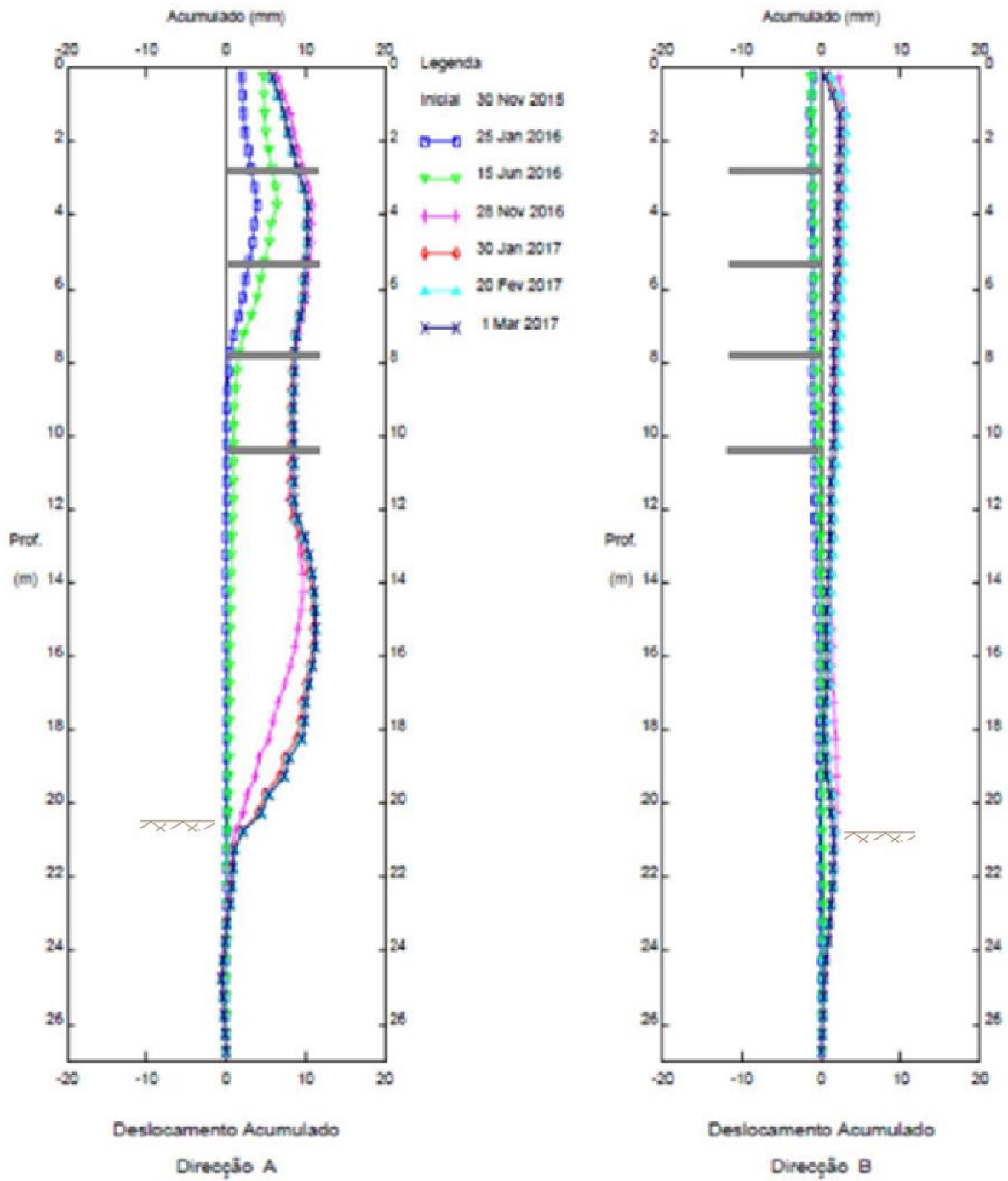


Figura 68: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I3, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

1.4 Inclinómetro 4

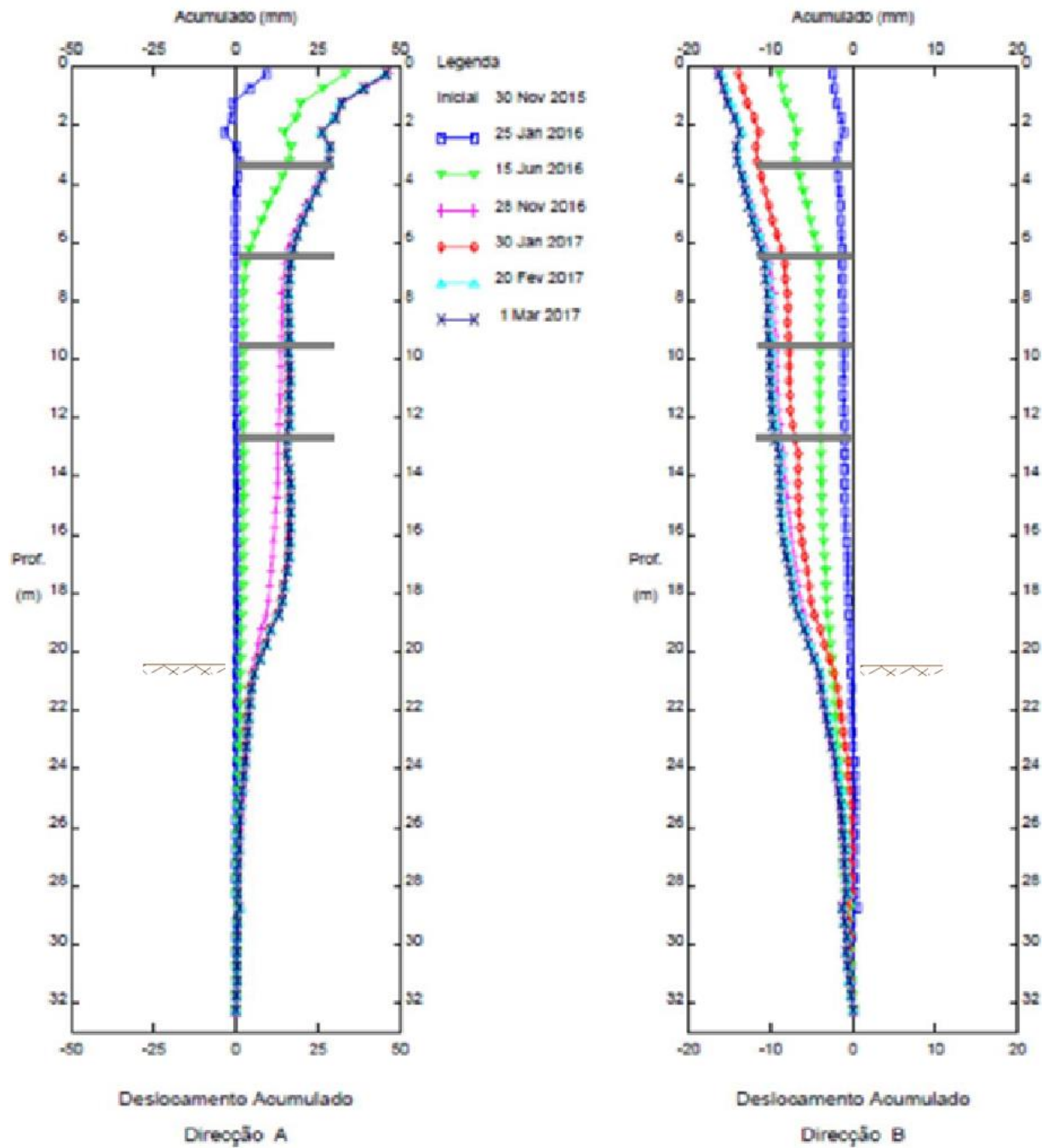


Figura 69: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I4, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

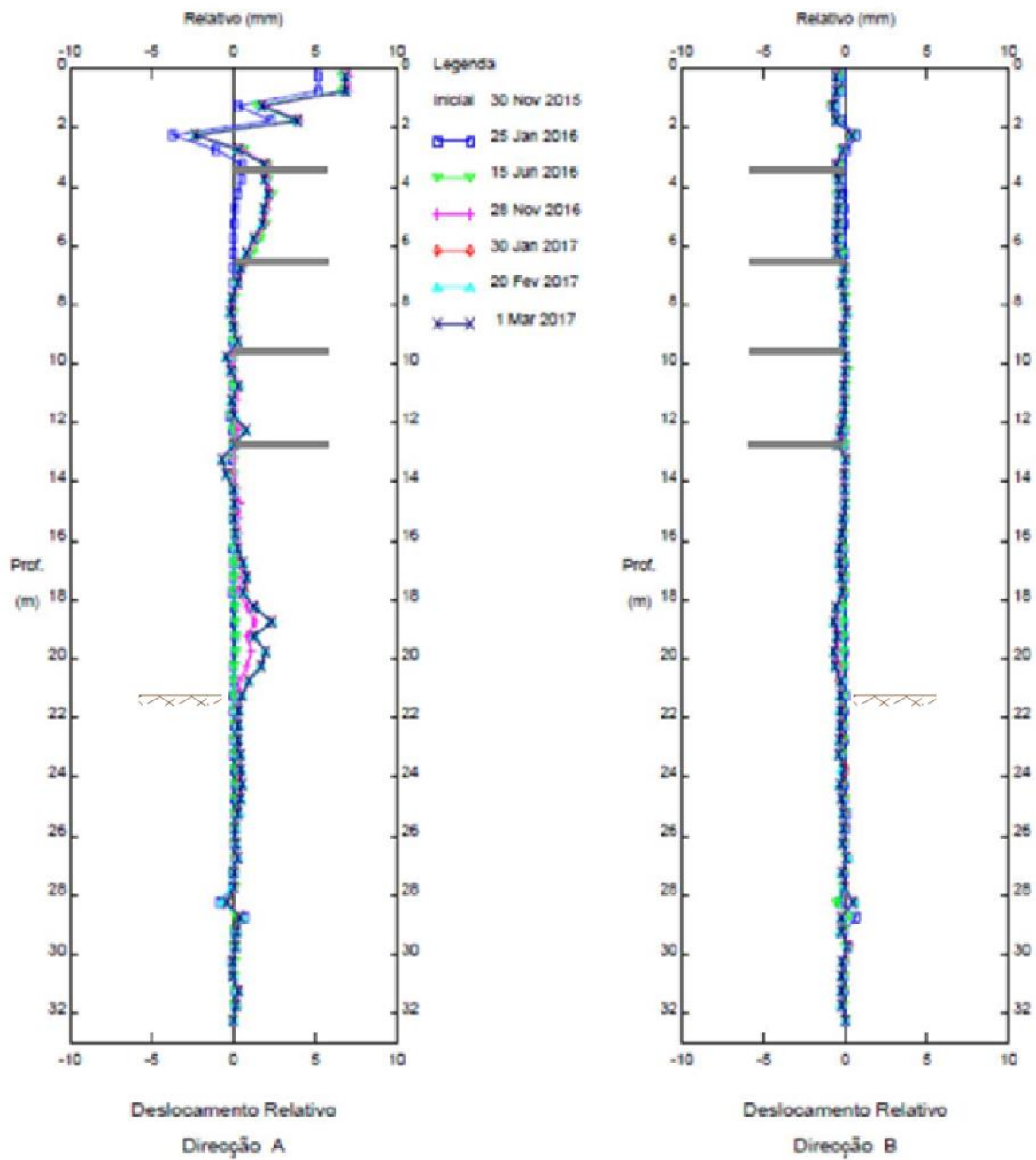


Figura 70: Gráficos dos deslocamentos relativos do I4, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

1.5 Inclinómetro 5

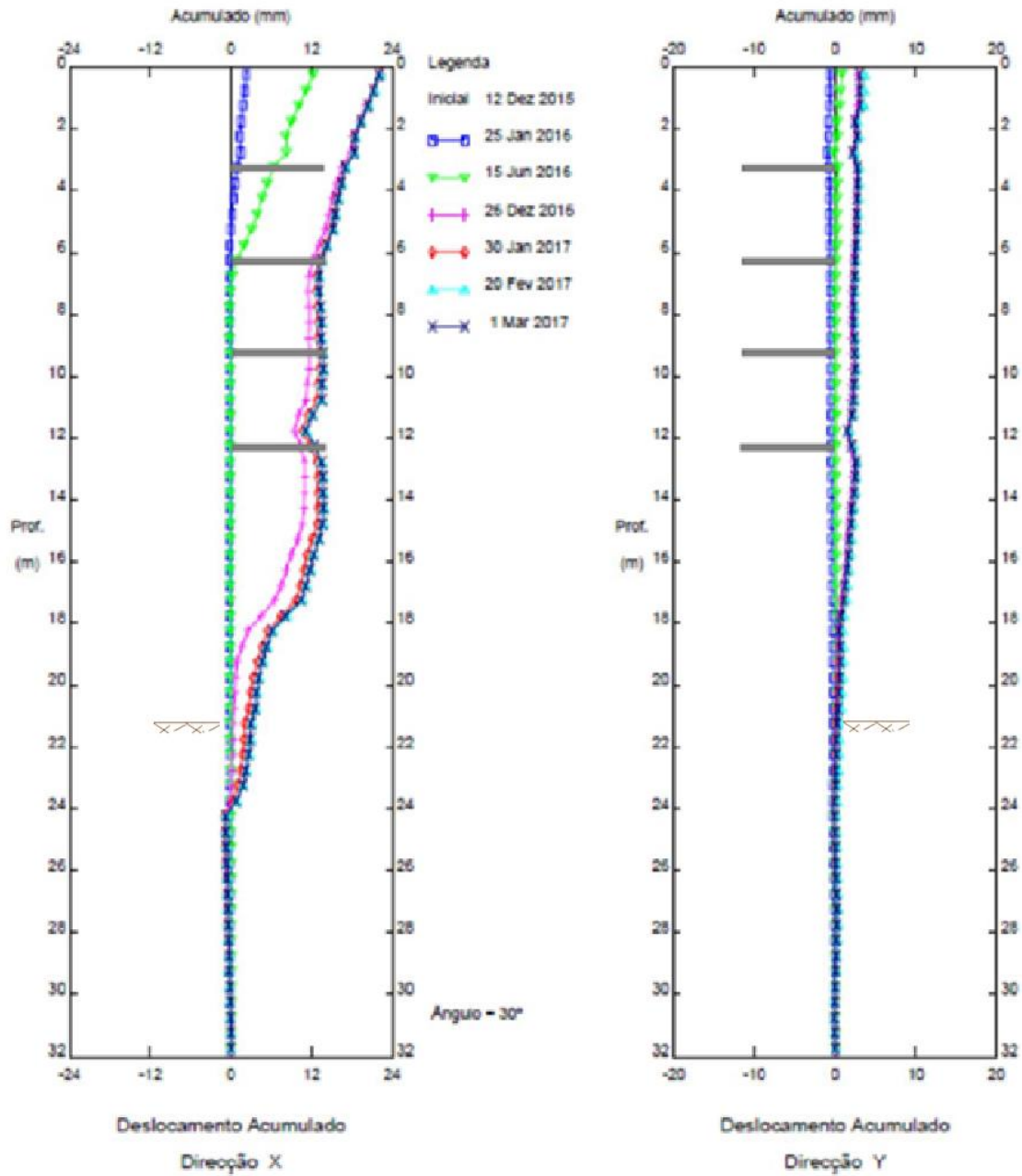


Figura 71: Gráficos dos deslocamentos acumulados do I5, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

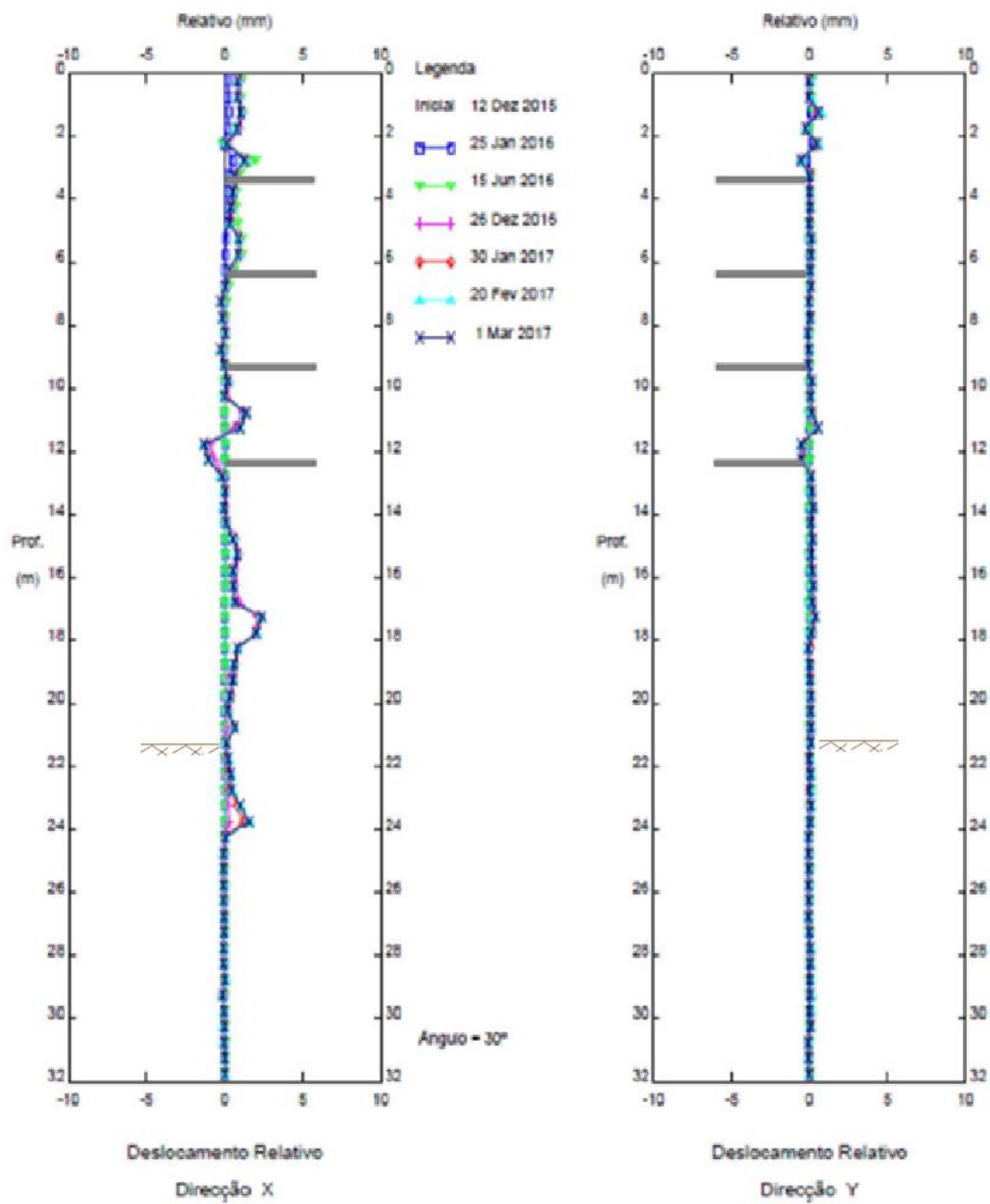


Figura 72: Gráficos dos deslocamentos relativos do I5, nas direções A e B, ao longo da profundidade da cortina de estacas.

Anexo II. Visitas à obra

As visitas à obra decorreram no intervalo de Agosto de 2016 a Maio de 2017.

Visita dia 17 de Agosto de 2016:

Nesta fase procedia-se à colocação de cofragens para se proceder à betonagem da viga de distribuição do alçado BC, e à continuação da escavação junto ao alçado CD, fotografia 1.

Quanto à primeira banda de laje do alçado AB esta já estava betonada, e a escavação junto ao alçado AC já se encontrava no piso -2.



Figura 73: Trabalhos de Cofragem no Alçado BC.



Figura 74: Vista do alçado AC.

Visita dia 21 de Setembro de 2016:

Nesta fase a escavação do alçado AB encontrava-se no nível -2, e começava-se a escavar o núcleo do recinto no sentido o alçado DE.



Figura 75: Escavação do nível -2, alçado AB.



Figura 76: Escavação do núcleo do recinto de escavação.

Visita dia 20 de setembro de 2016:

Neste dia a banda de laje do piso -2 já se encontrava betonada e o nível -3 escavado, no alçado AB.



Figura 77: ^a Banda de laje betonada.

Visita dia 19 de Janeiro de 2017:

Nesta visita observou-se as 4 bandas de laje betonadas, e no momento encontravam-se a betonar as sapatas de fundação do edifício.

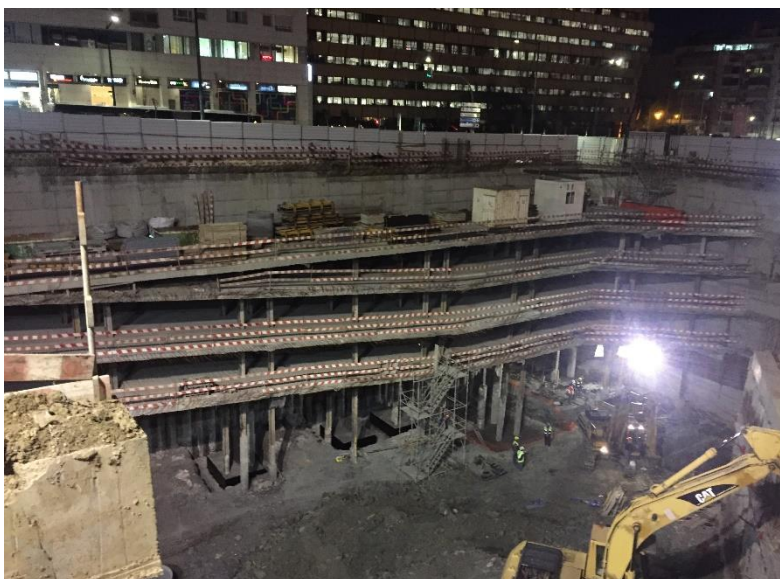


Figura 78: Bandas de laje betonadas.

Referências

- [1] Autoridade para as condições de trabalho. “Estatística de Acidentes de Trabalho”, retirado de: [http://www.act.gov.pt/\(pt-PT\)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/default.aspx](http://www.act.gov.pt/(pt-PT)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/default.aspx), 1 de Março de 2017.
- [2] Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 1943.
- [3] Guerra, Nuno Manuel da Costa. “Análise de estruturas geotécnicas”. FCT, Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- [4] Peck, R.B, “Soil-structure interaction. Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University Lafayette”, Vol.2, ASCE, Indiana, 1972.
- [5] Kempfert, Gebreselassie, B. “Excavations and Foundations in Soft Soils”. Netherlands: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.
- [6] Oliveira, Inês Nogueira. “Soluções de escavação e contenção periférica em meio urbano”, Tese de mestrado, IST, Universidade de Lisboa, 2012.
- [7] Brito, Jorge. “Paredes Moldadas”. IST, Universidade de Lisboa, 2016.
- [8] Mascarenhas, Jorge. “Sistema de Construção-I Contenções, Drenagens, Implantações, Fundações, “Jet Grouthing”, Ancoragens, Túneis, Consolidação de Terrenos.” Livros Horizonte, 8ª edição, Lisboa.
- [9] Brito, Jorge. “Cortinas de Estacas Moldadas”. IST, Universidade de Lisboa, 2016.
- [10] Matos, Miguel. “Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão projetado”. Tese de mestrado, FEUP, Universidade do Porto, 2010.
- [11] Brito, Jorge; “Estacas Moldadas no Terreno”. IST, Universidade de Lisboa, 1999.
- [12] Coelho, Silvério; “Tecnologia de Fundações”, Edições E.P.G.E., 1996.

[13] Castro, Guy de; “Acerca do projecto de fundação em estacas de betão armado”; LNEC, 1977.

[14] Meireles, Alfredo. “Execução de cortina de Estacas”, UFP, 1ª Edição, 2006.

[15] Matos, Fernandes. “Estruturas de Suporte de terras”, Porto, FEUP, 1990.

[16] Couto, Pedro Miguel Ferreira. “Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução”, Tese de mestrado, ISEL, Universidade de Lisboa, 2014.

[17] Brito, Jorge, “Ancoragens”. IST, Universidade de Lisboa, 2001.

[18] Santa, Vítor Bruno Bodas. “Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Activas”. Tese de mestrado, IST, Universidade de Lisboa, 2010.

[19] Carvalho, M. R., Salgado, Francisco M., “Análise Comportamental Estática e Dinâmica de Estruturas Ancoradas - Relatório nº 3 do progresso de trabalhos até Novembro de 2004”, Relatório 372/04-NFTOS/DG, LNEC, Lisboa, Novembro de 2004.

[20] Pinto, A., Tomásio, R., Pita, X., “Soluções de Travamento de Contensões Periféricas recorrendo a Elementos Estruturais”, Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães, Novembro de 2008.

[21] Couto, Pedro Miguel Ferreira. “Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução”, Tese de mestrado, ISEL, Universidade de Lisboa, 2014.

[22] Especialização de Geotecnia, Recomendações a que devem obedecer os projectos de escavação e contenção periférica, Ingenium Edições Lda, Lisboa, 2004.

[23] Brito, Jorge. “Fundações Diretas Correntes”. IST, Universidade de Lisboa, 2016.

[24] Santos, José Roberto. “Ensoleiramentos Gerais e Grelhas de fundação”. IST, Universidade de Lisboa, 2000.

[25] Pinto, A.; Pita, X. (2014). Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva e Justificativa e Peças desenhadas. Lisboa: JET SJ.

[26] Pita, Xavier; Pinto, Alexandre; Veloso, Filipe; Lopes, Nuno; “Soluções de contenção periférica utilizadas no edifício FP; 41, em Lisboa”, JETsj Geotecnica, Rockbuling, Mota Engil, Lisboa.

[27] Brito, Jorge e França, Paulo. “Faseamento Construtivo das Paredes Moldadas”, Seminário sobre Execução de Paredes Moldadas, FUNDEC / ICIST, Dezembro de 1999, Lisboa.

[28] Brito, Jorge. “Muros de Berlim e Muros de Munique”, IST, Universidade de Lisboa, 2014.

[29] Dunicliff, John – “Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley & Sons”, 1993.

[31] Pinto, A., & Pita, X. (2014). Edifício 41- Peças Desenhadas. Lisboa: JET SJ.

[30] Pinto, A. Pita, X. (2014). Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Cálculos Justificativos. Lisboa: JET SJ.

[31] Ministério das Obras Públicas, Regulamento Geral das Edificações Urbanas, Decreto-Lei n.º 38382 de 07-08-1951, Lisboa, 1951.

[32] Câmara Municipal de Lisboa, Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa, Diário da República, 2ª Série, Nº 8, Lisboa, 13 de janeiro de 2009.

[33] Metropolitano de Lisboa, “Interferências de Terceiros, Monitorização das Estruturas do ML- Procedimentos”, Lisboa, Abril de 2008.

[34] PUALZ, Diário da República, 2ªsérie, Nº175, artigo 20º, Lisboa, 9 de Setembro de 2009.

[35] Fernandes, Sara Condeixa. “Solução de contenção periférica em meio urbano recorrendo a bandas de laje”, Tese de mestrado, IST, Universidade de Lisboa, 2016.

[36] Síntese do Relatório da Campanha de Monitorização.

[38] Maranha das Neves, E. (2008). *Modelação Avançada em Geotenia*, IST, Lisboa.

[39] *Plaxis*, Materials Models Manual, (2002). *Plaxis Materials Models Manual*.

[40] Veloso, Filipe. RELATÓRIO DE OBRA, Empreitada de Execução de Estrutura, Março e Abril de 2017.