

**Solução de contenção periférica em meio urbano  
recorrendo a bandas de laje**

Caso de Estudo – Edifício FPM41,  
Av. Fontes Pereira de Melo, 39 a 43, Lisboa

**Sara Condeixa Fernandes**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

**Júri**

Presidente: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Professor Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

**Março 2016**



## **Agradecimentos**

Com o término desta dissertação acaba uma longa etapa da minha vida a qual não podia ter concluído sem o apoio e orientação de muitas pessoas.

Aos meus pais e avô Condeixa um muito obrigado pelo apoio, motivação incondicional e por todo o carinho que sempre demonstraram. À minha irmã pela amizade e compreensão. E ao meu tio Zé Manel pelas palavras de apoio e boleias em dia de greve de Metro.

Ao Professor Alexandre Pinto, orientador deste trabalho, pela oportunidade de realizar esta dissertação, pelos ensinamentos e disponibilidade demonstrados. À Engenheira Fátima Gouveia e Engenheiro Xavier Pita pela disponibilidade em partilhar conhecimentos e ensinamentos.

Ao Engenheiro Filipe Veloso, Rockbuilding, pela autorização e acompanhamento da obra e ensinamentos que me transmitiu. Aos encarregados da obra pela compreensão e lições que me transmitiram. Aos restantes trabalhadores pela simpatia e preocupação que sempre demonstraram.

Aos meus amigos, pelo apoio e amizade que demonstraram ao longo deste 5 anos de Técnico. Em especial os meus dois colegas de casa, Gabriel Farinha e João Barata, por tornarem a mudança de Proença para Lisboa mais fácil.

A todos, muito obrigada.



## Resumo

Hoje em dia a construção em centros urbanos tem aumentado exponencialmente. A elevada ocupação dos terrenos destes centros obriga ao uso do subsolo para a construção de infraestruturas indispensáveis aos dias de hoje. A construção em profundidade é condicionada pelas características geotécnicas do subsolo, assim como, pela utilização do subsolo vizinho. A utilização do subsolo vizinho é muitas vezes impedida, obrigando assim ao recurso de estruturas de contenção periférica com apoios interiores, como é o caso de escoramentos e bandas de laje.

Pretende-se com esta dissertação estudar o recurso a estruturas de suporte que não ocupem espaços subterrâneos vizinhos, como é o caso de bandas de laje. Para uma melhor compreensão deste tema foi acompanhada a obra localizada na Av. Fontes Pereira de Melo nº 39 a 43, tendo sido possível observar aspetos referentes à escavação e contenção periférica.

Com base nos dados de monitorização foi possível realizar uma análise comparativa entre os dados estimados nos instrumentos de monitorização e os acontecimentos presenciados em obra.

Por fim foi efetuada a modelação do troço da solução de contenção que recorre a bandas de laje, através do programa de elementos finitos Plaxis 2D, com o propósito de avaliar a qualidade dos resultados obtidos comparativamente aos da instrumentação. Para uma melhor compreensão do solo foram realizados ensaios MASW e com os dados obtidos foi realizada uma modelação numérica. E foi feita uma comparação crítica entre os valores de deslocamento reais e das duas diferentes modelações.

**Palavras-Chave:** Escavação e contenção periférica, cortina de estacas, bandas de laje, instrumentação, modelação



## **Abstract**

Nowadays the construction in urban centres has grown exponentially and the fact that these centres are so highly occupied, it's necessary to use the subsoil for the construction of infrastructures. The construction in depth is conditioned by geotechnical parameters and the utilization of neighbour subsoil. The fact that the neighbour soil is already being use demands the need for earth retaining structures braced by internal elements that can't surpass the excavation area, for example slab bands and shoring.

This thesis aims to study the use of slab bands present in urban areas excavations. For a better understanding of this theme, it was followed the excavation and construction of the peripheral containment at *Av. Fontes Pereira de Melo* nº 39 to 43 it was possible to watch different states of the work as well as the reaction to the problems that appear.

From the data of the monitoring plan, it was possible to make a comparative analysis between the data from the real work and those obtained by the numerical modelling. The numerical modelling was made using the software Plaxis 2D, for the section of the peripheral containment that uses slab bands.

In order to have a better understanding of the subsoil, it was realized tests such as MASW and correlations between the values of the shear velocity and the young's modulus. With these values, it was also made a numerical modelling to be compared with the real values of the wall displacements.

**Key Words:** Excavation and peripheral containment, stakes curtain, slab bands, instrumentation, numerical modelling





# Índice

1.	Introdução.....	1
1.1.	Enquadramento Geral.....	1
1.2.	Objetivos .....	1
1.3.	Estrutura da Dissertação.....	2
2.	Fundamentos Teóricos.....	3
2.1.	Estruturas Flexíveis .....	3
2.1.1.	Cortinas Multi-Escoradas .....	4
2.1.2.	Pressões de terras .....	5
2.1.3.	Deslocamentos na cortina e envolvente .....	6
2.1.4.	Projeto Geotécnico de acordo com Eurocódigo 7 .....	8
2.2.	Tipos de contenções periféricas em meio urbano.....	9
2.2.1.	Parede de Munique (Berlim definitivo).....	9
2.2.2.	Paredes Moldadas .....	10
2.2.3.	Cortinas de estacas moldadas .....	11
2.3.	Estruturas Auxiliares de suporte.....	13
2.3.1.	Escoramentos.....	13
2.3.2.	Ancoragens.....	14
2.3.3.	Bandas de laje .....	15
2.4.	MASW (Método de ondas superficiais) .....	17
3.	Caso de estudo- Av. Fontes Pereira de Melo.....	21
3.1.	Enquadramento .....	21
3.2.	Opinião publicada sobre a obra .....	22
3.3.	Condicionamentos.....	23
3.3.1.	Geotécnicos – Geológicos.....	23
3.3.2.	Estruturas Vizinhas .....	25
3.3.3.	Serviços afetados .....	27
3.4.	Solução Adotada .....	28
3.4.1.	Geral.....	28
3.4.2.	Alçado em estudo (AB) .....	30
3.4.3.	Processo Construtivo.....	31
3.5.	Plano de Instrumentação .....	34
3.5.1.	Generalidades .....	34
3.5.2.	Aparelhos de Medição e Grandezas a Medir .....	34
3.5.3.	Frequência das Leituras e Critérios de Alarme .....	35
3.5.4.	Monitorização da Obra.....	36
4.	Modelação numérica da solução com bandas de laje .....	43

4.1.	Modelação Estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios SPT .....	43
4.1.1.	Geometria do modelo de cálculo .....	43
4.1.2.	Caracterização dos Materiais .....	44
4.1.3.	Resultados obtidos.....	48
4.2.	Modelação Estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios MASW .....	56
4.2.1.	Generalidades .....	56
4.2.2.	Abordagem 1 – Método MASW .....	57
4.2.3.	Abordagem2 – Método MASW com elipticidade de ondas Rayleigh .....	60
4.2.4.	Correlação de Dados .....	66
4.2.5.	Resultados Obtidos.....	68
5.	Considerações Finais.....	76
5.1.	Conclusões.....	76
5.2.	Desenvolvimentos Futuros.....	77
	Bibliografia.....	78
	Anexos .....	82
Anexo I.	Alçado AB.....	83
Anexo II.	Pormenorização das bandas de laje.....	84
Anexo III.	Deslocamentos dos inclinómetros .....	85
Anexo IV.	Visitas ao Local.....	90
	Visita 01 – 1 de Outubro 2015 .....	90
	Visita 02 – 09 de Outubro 2015 .....	90
	Visita 03 – 15 de Outubro 2015 .....	91
	Visita 04 – 21 Outubro 2015 .....	91
	Visita 05 – 04 Novembro 2015.....	92
	Visita 06 – 19 Novembro 2015.....	92
	Visita 07 – 26 Novembro 2015.....	93
	Visita 08 – 02 Dezembro 2015.....	94
	Visita 09 – 10 de Dezembro 2015.....	95
	Visita 10 – 07 de Janeiro 2016 .....	96
	Visita 11 – 13 de Janeiro 2016 .....	97
	Visita 12 – 20 de Janeiro 2016 .....	98
	Visita 13 – 28 de Janeiro 2016 .....	99
	Visita 14 – 02 Fevereiro 2016.....	100
	Visita 15 – 11-18 Fevereiro 2016.....	101
	Visita 15 – 22 Março 2016.....	103
Anexo V.	Cálculos de Vs nas diferentes sondagens .....	104

## Índice de Figuras

Figura 2.1 Movimento de cortina escorada, (Guerra, 2014).	5
Figura 2.2 Diagramas Terzaghi e Peck (Lopes, 2012).	6
Figura 2.3 Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escorada (Kempfert; Gebreselassie, 2006).	7
Figura 2.4 Vista da parede moldada, (Cortez, Paredes Moldadas, 2010).	10
Figura 2.5 Cortina de estacas espaçadas/descontínuas, (Cortesão, 2014).	12
Figura 2.6 Cortina de estacas tangentes/contíguas, (Cortesão, 2014).	12
Figura 2.7 Cortina de estacas secantes, (Cortesão, 2014).	12
Figura 2.8 Vista de escoramentos de canto.	14
Figura 2.9 Exemplo de uso de bandas de laje, (Pinto, et al., 2008).	16
Figura 2.10 Esquema Constitutivo do suporte com bandas de laje, (Pinto, A., 2010).	17
Figura 2.11 Sistema de aquisição e dados resultantes – sismograma tempo-distância ( $t,x$ ) (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).	18
Figura 2.12 Processo da aquisição de dados no método MASW, (Park Seismic).	20
Figura 2.13 Processamento dos dados adquiridos, (Park Seismic).	20
Figura 3.1 Visita aérea do local de intervenção adaptado (Pinto; Pita, 2014).	22
Figura 3.2 Notícia referente à obra em questão, Jornal Público (29-07-2015).	23
Figura 3.3 Enquadramento geológico da área de Lisboa.	23
Figura 3.4 Localização das sondagens, (Abreu, 2015).	24
Figura 3.5 Imagem aérea onde se podem observar os edifícios vizinhos, (Google, 2016).	27
Figura 3.6 Área em estudo com as alterações dos serviços afetados, Google Maps (15-09-2015).	28
Figura 3.7 Identificação dos alçados da escavação, nível -6, adaptado de (Pinto; Pita, 2014).	30
Figura 3.8 Construção de cortina de estacas no alçado AB.	33
Figura 3.9 Vista do recinto da obra, com alçado BA à esquerda e os perfis metálicos ao centro.	33
Figura 3.10 Vista do alçado GA com as ancoragens dos níveis 0 e -1 e início da construção da parede.	34
Figura 3.11 Nova disposição do conjunto estaca + inclinómetro, planta e aplicação prática.	36
Figura 3.12 Planta com a localização dos 6 inclinómetros.	37
Figura 3.13 Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB, adaptado de (Pinto; Pita, 2014).	37
Figura 3.14 Deslocamentos acumulados na direção perpendicular à cortina (A) e paralela à cortina (B), inclinómetro I4.	39
Figura 3.15 Evolução dos deslocamentos no alvo AB1.	40
Figura 3.16 Evolução dos deslocamentos no alvo AB2.	41
Figura 3.17 Perfil do túnel do ML e esquema da monitorização, (Pinto, A.; Pita, X., 2014).	41
Figura 3.18 Localização das estações no túnel do ML, (Pinto, A. Pita, X., 2014).	42
Figura 3.19 Evolução de deslocamentos na estação MS1.1.	42
Figura 4.1 Geometria do modelo representativo do modelo real.	44
Figura 4.2 Deformada da parede de contenção no final da escavação.	49

Figura 4.3 Deformações horizontais no final da escavação. ....	49
Figura 4.4 Deformações verticais no final da escavação. ....	50
Figura 4.5 Representação dos pontos de plastificação. ....	51
Figura 4.6 Evolução das tensões de corte relativa.....	51
Figura 4.7 Deslocamentos na cortina no final da escavação.....	52
Figura 4.8 Diagrama dos deslocamentos totais do túnel do ML. ....	53
Figura 4.9 Esforços transversais e momentos fletores instalados na parede de contenção.....	53
Figura 4.10 Pormenor dos deslocamentos da parede nos primeiros 5m .....	55
Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos e da modelação SPT.....	56
Figura 4.12 Curva de dispersão da abordagem 1, (Gouveia, 2015). ....	58
Figura 4.13 Perfil do terreno com várias hipóteses de perfis, (Gouveia, 2015). ....	59
Figura 4.14 Gráfico representativo do perfil obtido pela abordagem 1.....	60
Figura 4.15 Curva (Frequência- Elipicidade) representativa da elipticidade das ondas Rayleigh, (Gouveia, 2015). ....	61
Figura 4.16 Curva de dispersão abordagem 2, (Gouveia, 2015). ....	61
Figura 4.17 Perfis ajustáveis à curva de dispersão, (Gouveia, 2015). ....	62
Figura 4.18 Gráfico representativo do perfil obtido pela abordagem 2.....	63
Figura 4.19 Gráfico Vs- Prof com os perfis obtidos nas diferentes abordagens. ....	64
Figura 4.20 Gráfico Vs-Profundidade representativo das sondagens e perfil MASW.....	65
Figura 4.21 Estimativa de rigidez de solo <i>in situ</i> , adaptado de (Santos & Correia, 2002).....	67
Figura 4.22 Modelo representativo do solo.....	68
Figura 4.23 Deformada da parede de contenção no final da escavação. ....	68
Figura 4.24 Deslocamentos horizontais do solo no final da escavação. ....	69
Figura 4.25 Deslocamentos verticais no final da escavação. ....	69
Figura 4.26 Representação dos pontos de plastificação. ....	70
Figura 4.27 Evolução das tensões de corte.....	71
Figura 4.28 Deslocamentos da cortina no fim da escavação.....	72
Figura 4.29 Deslocamentos no túnel do ML no fim da escavação.....	72
Figura 4.30 Esforços presentes na cortina no fim da escavação.....	73
Figura 4.31 Pormenor dos deslocamentos adquiridos no inclinómetro I4 e modelação com valores obtidos de ensaios MASW. ....	75
Figura 4.32 Evolução dos deslocamentos medidos no terreno e modelações. ....	75

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Diferentes tipos de contenções flexíveis e a respetiva definição.....	4
Tabela 2.2 Vantagens/Desvantagens da utilização de Muro de Berlim Definitivo, (Brito, 2011). .....	9
Tabela 2.3 Vantagens/Desvantagens da utilização de Parede Moldada, (Cortez, Paredes Moldadas, 2010) .....	11
Tabela 2.4 Vantagens/Desvantagens da utilização de Cortina de Estacas. ....	13
Tabela 2.5 Vantagens/Desvantagens da utilização de Escoras. ....	14
Tabela 2.6 Vantagens/Desvantagens da utilização de Ancoragens, (Oliveira, 2012).....	15
Tabela 2.7 Vantagens/Desvantagens da utilização de Bandas de Laje, (Pinto, et al., 2008). ....	17
Tabela 3.1 Coluna lito-estratigráfica, (Geocontrolo , 2014). ....	24
Tabela 3.2 Valores estimados dos parâmetros adotados de (Pinto; Pita, 2014). ....	25
Tabela 3.3 Níveis de alerta e alarme, (Pinto; Pita, 2014). ....	35
Tabela 4.1 Parâmetros de solo utilizados na modelação. ....	45
Tabela 4.2 Parâmetros do túnel do ML utilizado na modelação. ....	46
Tabela 4.3 Parâmetros da cortina de estacas utilizados na modelação. ....	46
Tabela 4.4 Característica da banda de laje para a obtenção da rigidez desta. ....	47
Tabela 4.5 <i>Parâmetros da banda de laje utilizados na modelação</i> . ....	47
Tabela 4.6 Deslocamentos horizontais e verticais na fase final de escavação obtidos através do Plaxis e dos critérios de alerta/alarme. ....	52
Tabela 4.7 Representação da força axial e deslocamentos presentes na banda de laje. ....	54
Tabela 4.8 Comparação entre os deslocamentos horizontais reais, os da modelação e os dos critérios.....	55
Tabela 4.9 Síntese dos valores do módulo de deformabilidade das camadas obtidas no ensaio MASW. ....	67
Tabela 4.10 Representação da força axial e deslocamentos presentes na banda de laje. ....	74



## Simbologia

$\varnothing$	Diâmetro [m]
$\phi$	Ângulo de atrito do solo [°]
$\psi$	Ângulo de dilatância [°]
$I$	Impulsos do terreno [kN/m]
$\gamma$	Peso volúmico do solo [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{unsat}$	Peso volúmico do solo não saturado [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{sat}$	Peso volúmico do solo saturado [kN/m <sup>3</sup> ]
$E_{50}^{ref}$	Módulo de deformabilidade secante em ensaio traixial (correspondente a 50% da tensão de rotura) para uma tensão de referência, considerada igual a 100 kPa [kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}^{ref}$	Módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de Referência [kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{ur}^{ref}$	Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para a tensão de referência [kN/m <sup>2</sup> ]
$C'_{solo}$	Coesão do solo [kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso [-]
$K_a$	Coefficiente de impulso ativo[-]
$G_0$	Módulo de distorção inicial [kN/m <sup>2</sup> ]
$V_s$	Velocidade da onda de corte [m/s]
$\rho$	Densidade [kg/m <sup>3</sup> ]
$\lambda$	Comprimento de onda [m]
$k$	Número de ondas
$f$	Frequência de onda [Hz]
FFT	Transformada de Fourier
$g$	Aceleração gravítica [m/s <sup>2</sup> ]
SPT	Standard Penetration Test
<b>N (SPT)</b>	Número de pancadas no ensaio SPT
$N_{60}$	Número de pancadas no ensaio SPT corrigido
ERr	Rácio de energia transferida às varas





# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento Geral

Nos dias de hoje, as obras realizadas em cidades fortemente urbanizadas focam-se mais na reabilitação de edifícios em mau estado do que propriamente em construção nova. A construção em espaços de cidade exigem infraestruturas, como lugares de estacionamento, e estes são geralmente proporcionados através de pisos subterrâneos. Estas estruturas subterrâneas requerem soluções de contenção que permitam a escavação vertical sem condicionar a sua própria segurança e a de edifícios vizinhos.

Esta dissertação é uma reflexão do uso de bandas de laje como sistema de suporte em contenções periféricas, onde o uso de subsolo vizinho não é aconselhável. Existem diversas técnicas de construção que permitem a escavação vertical e que podem utilizar bandas de laje como sistema de suporte como é o caso de cortina de estacas, paredes moldadas, paredes de Berlim entre outras. A escolha da solução depende das características geológicas locais, assim como, das condições vizinhas como por exemplo a existência de parques subterrâneos ou edifícios sensíveis a deslocamentos.

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

Em obras desta dimensão, a caracterização do solo é feito maioritariamente através de sondagens e correlações dependentes dos valores de SPT. Destas correlações obtém-se características do solo que permitem ao projetista trabalhar do lado da segurança. Contudo existem ensaios que obtêm valores característicos do solo mais próximos da realidade, e assim permitem prever de forma mais realista o comportamento do solo. Com esta dissertação pretende-se também comparar os valores de projeto usados com os obtidos através do MASW e os adquiridos nos equipamentos de instrumentação. Devido a condicionamentos exteriores à obra não foi possível acompanhar a obra até ao final dos trabalhos de escavação, assim a comparação é feita apenas até a nível -1.

## 1.2. Objetivos

Esta dissertação foi realizada com quatro objetivos.

Em primeiro lugar era necessário conhecer e descrever o comportamento das diferentes estruturas de suporte flexíveis, presentes na obra, e como estas influenciavam as estruturas vizinhas.

O segundo objetivo passava pela análise e calibração de um modelo para a estrutura de contenção do alçado que recorre a bandas de laje como sistema de suporte, num programa de cálculo (*Plaxis*) que se assemelhasse o mais possível ao caso de estudo. Com a calibração foi possível fazer um estudo paramétrico da caracterização dos solos de contenção, otimizando o seu desempenho e desta forma aproximar-se o mais possível aos valores obtidos nos equipamentos de instrumentação.

O terceiro objetivo deste trabalho foi estudar os diferentes valores característicos do solo adquiridos por dois métodos de obtenção diferentes, SPT e MASW, e compará-los com os valores reais.

O quarto objetivo encontra-se em anexo, devido à sua extensão, e descreve o acompanhamento da obra em estudo, onde foi possível estar em contacto com as contrariedades, tão comuns em obras, e observar como estas podem ser resolvidas de forma económica e eficaz.

### **1.3. Estrutura da Dissertação**

A dissertação está dividida em 5 capítulos, a bibliografia e anexos.

O primeiro capítulo descreve a estrutura do trabalho, os objetivos e motivações que levaram à sua realização.

No segundo capítulo são apresentados os fundamentos teóricos necessários para compreender o funcionamento de estruturas de suporte flexíveis escoradas e a sua relação com o comportamento dos solos. Contém uma breve descrição das tecnologias utilizadas no caso em estudo, assim como, dos diferentes tipos de sistema de suporte utilizados. É também apresentado o método não evasivo de ondas superficiais (MASW) realizado no local e como os dados obtidos devem ser estudados.

No terceiro capítulo é feito um enquadramento da obra em estudo, os condicionamentos sentidos pelo projetista a nível geológico e condições de vizinhança. É apresentada de forma sucinta a solução proposta, o processo construtivo e também é descrito o plano de instrumentação, com a apresentação da evolução dos deslocamentos do alçado em que esta tese se foca.

No quarto capítulo é realizado o modelo da estrutura de contenção no programa de cálculo, através da teoria de elementos finitos. Este modelo é detalhadamente explicado com as características retiradas do projeto calibradas através das medições obtidas e dos valores alcançados nos ensaios MASW. Por fim é feita uma comparação entre ambos os modelos e os resultados alcançados por estes.

No quinto capítulo são apresentadas as conclusões gerais do estudo realizado e são apresentadas propostas de estudos para desenvolvimento futuro.

Por fim encontram-se organizadas as fontes bibliográficas consultadas para a realização desta dissertação. Nos anexos, onde podem ser consultadas as visitas à obra e as correlações executadas.

## 2. Fundamentos Teóricos

### 2.1. Estruturas Flexíveis

De acordo com Terzaghi (1943), estruturas de suporte flexível são aquelas que experimentam em serviço deformações por flexão suscetíveis de condicionar a grandeza e a distribuição das pressões de terras que atuam sobre elas e, por conseguinte, dos esforços para que são dimensionadas. São geralmente denominadas de cortinas ou paredes.

Estruturas de contenção flexíveis são muito usadas em meio urbano, em detrimento das estruturas rígidas ou escavação em talude, uma vez que não ocupam uma área elevada, permitindo assim aumentar a área útil. Estas são o tipo de estruturas recomendadas para cidades com uma elevada ocupação do solo, pois permitem atingir grandes profundidades e minimizar a interferência com os edifícios adjacentes.

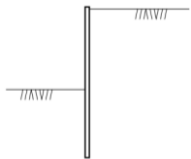
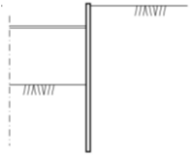
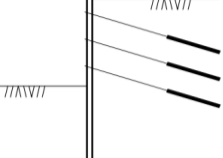
Estruturas de contenção flexíveis permitem realizar escavações de face vertical com o recurso a contenções adequadas, que têm como principal função diminuir ao máximo os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção, garantindo assim a segurança da obra. Uma vantagem económica é a de permitir fazer parte da estrutura final, desempenhando funções de fundação, impermeabilização e revestimento sem necessidade de acabamento posterior (Matos Fernandes, 1983).

Os materiais utilizados nesta técnica são geralmente betão armado, como é o caso de paredes moldadas ou cortinas de estacas. Também se pode recorrer a estruturas metálicas como é o caso de estacas-de-pranchas ou metodologias modernas como uso de calda de cimento para a execução de painéis de *Cutter Soil Mixing* ou colunas de *Jet Grouting*.

As estruturas de suporte flexíveis podem ser categorizadas de acordo com o método de estabilidade escolhida, a Tabela 2.1 resume os diferentes tipos de cortina flexível.

As verificações de segurança fundamentais deste tipo de estrutura são a rotura global, a movimentos excessivos, à rotação e/ou translação da estrutura, e por perda de equilíbrio vertical.

**Tabela 2.1** Diferentes tipos de contenções flexíveis e a respetiva definição

<b>Tipo de cortina flexível</b>	<b>Definição</b>	<b>Representação</b>
<i>Simplemente encastrada ou autoportante</i>	Garante a estabilidade uma vez que, conta com os impulsos passivos presentes na frente da cortina para contrariar os impulsos ativos;	
<i>Mono-apoiadas</i>	Presença de um nível de apoio perto do topo da cortina seja este escoramento ou ancoragem;	
<i>Multi-apoiadas</i>	Possuem mais do que um nível de apoio ao longo de toda a sua altura. Os sistemas de apoio mais frequentes são escoramentos, ancoragens e bandas de laje;	

### 2.1.1. Cortinas Multi-Escoradas

A utilização de escoras para apoios de cortinas é um processo frequente em escavações, desde simples valas para a reparação de infraestruturas urbanas à execução de escavações de caves de edifícios. Para escavações de baixa profundidade, o material utilizado é essencialmente madeira e à medida que a profundidade da escavação aumenta, aumentam as exigências de segurança e assim é frequente a substituição de madeira por perfis metálicos, uma vez que estes apresentam melhores características mecânicas. Se as condições geotécnicas não forem indicadas para escoramentos, estes devem ser substituídos por ancoragens (Guerra, 2014).

Nos casos mais frequentes as escoras são instaladas em níveis, apoiadas em faces opostas da escavação. Contudo se a geometria da escavação não for indicada para apoiar as escoras em faces opostas, estas devem ser instaladas de forma inclinada, ligadas a blocos de betão assentes na base da escavação. Outra forma de utilização de escoramento é se estes forem instalados em cantos e ao longo do perímetro das paredes de suporte recorre-se a ancoragens ou no caso de impedimento do uso solos vizinhas bandas de laje (Guerra, 2014).

Em soluções escoradas não é aconselhável o uso das teorias de Rankine e/ou Coulomb para o estudo das pressões do solos, pois não se considera que as cortinas sofrem uma rotação sobre a base ou translação da estrutura de suporte.

Numa primeira aproximação pode considerar-se que os deslocamentos de uma cortina escorada são relativamente pequenos no topo, crescendo em profundidade. Os deslocamentos são pequenos próximo do apoio mas devido ao movimento da cortina, assemelha-se a rotação em torno do topo, estes tendem a aumentar, como está representado na Figura 2.1. Esta situação acontece sempre que se efetua um novo nível de escoras, o que impossibilita a representação da distribuição de pressões com a forma triangular. Deste modo os deslocamentos serão muito pequenos nas proximidades do apoio e vão aumentando ao longo da altura livre da escavação, até chegar ao próximo nível de apoio

onde o comportamento do solo repete o ciclo inicial até a escavação chegar à sua cota final, presente num estrato competente. (Guerra, 2014)

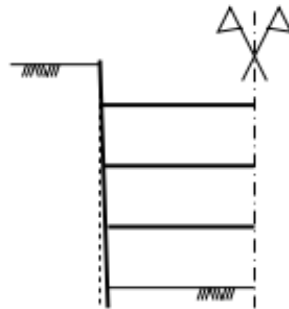


Figura 2.1 Movimento de cortina escorada, (Guerra, 2014).

### 2.1.2. Pressões de terras

O Eurocódigo 7 (EC7) baseia-se na teoria de Coulomb, a definição do estado limite ativo e passivo. O estado ativo do solo é mobilizado quando o movimento da estrutura de contenção para o interior do solo, com deslocamentos da ordem dos  $0.001H$ . Caso o deslocamento seja para fora da escavação, então está a ser mobilizado o estado passivo do solo. A situação implica deslocamentos significativos, assim o EC7 recomenda a multiplicação por um fator de segurança para permitir compatibilizar o funcionamento da parede com os movimentos necessários para mobilizar o estado passivo do solo, adaptado de (da Cunha, 2014).

Os impulsos do solo ( $I$ ) podem ser representados por uma forma triangular e calculados através da expressão (1).

$$I = \frac{1}{2} * K * H^2 * \gamma \quad (1)$$

Onde  $K$  é o coeficiente de impulso do solo [-],  $\gamma$  o peso volúmico do solo [ $\text{kN/m}^3$ ] e  $H$  a altura de escavação [m].

Tal como foi referido anteriormente, 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 o material é perfeitamente plástico. Estas condições demonstram que a teoria de Coulomb é indicada para estruturas rígidas e não para estruturas flexíveis. Trata-se de um problema da interação solo-estrutura, uma vez que a pressão no contato entre o solo e a estrutura não pode ser explicada por nenhuma teoria de impulsos, mas é antes o resultado do processo de interação (Matos Fernandes, 1983).

Após recolha e análise de vários casos reais deste género, Terzaghi e Peck concluíram que através de medição de forças nas estacas, a pressão do solo em cortinas escoradas não podia ser desenvolvido com teorias de cálculo de impulsos, pois estes estão dependentes da localização do

sistema, das deformações permitidas pelo sistema de suporte e por fim a rigidez da cortina de contenção. Trata-se assim de um problema de interação solo-estrutura.

Após a análise dos referidos casos reais Terzaghi e Peck resumiram os resultados das observações nos diagramas envolventes da Figura 2.2, 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 o pré-dimensionamento de estruturas flexíveis multi-escoradas. É habitual, no dimensionamento, que as cargas de escoras sejam multiplicadas por fatores de segurança na ordem de 1,2 em solos arenosos e 2,0 em solos argilosos.

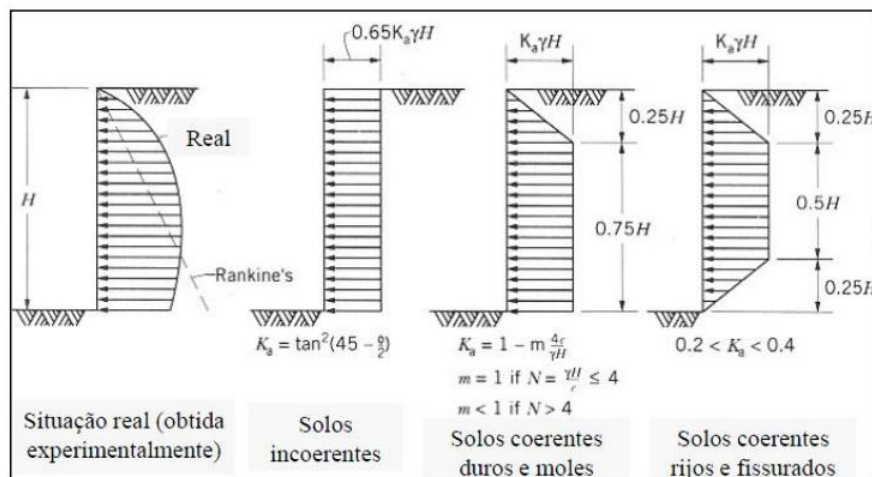


Figura 2.2 Diagramas Terzaghi e Peck (Lopes, 2012).

### 2.1.3. Deslocamentos na cortina e envolvente

Em meio urbano fortemente ocupado, a preocupação com os deslocamentos dos solos é elevada, pois os referidos deslocamentos não só põem em risco a segurança do recinto da obra como também colocam em perigo construções vizinhas. Assim, antes do início dos trabalhos, fase de projeto, é feita uma avaliação dos deslocamentos previstos, através de método de elementos finitos e com base em experiências anteriores em obras semelhantes. Para a análise através de elementos finitos são necessários parâmetros provenientes de ensaios no local e obtidos através de correlações empíricas.

A fase de escavação é a mais crítica pois existe um alívio no estado de tensões horizontais e verticais. Nesta fase existe uma maior probabilidade de movimentos na escavação e em redor desta, devido a diversos fatores, como vibrações, variações do nível freático, escavação excessiva, estruturas de suporte inadequadas, sobrecargas inesperadas entre outros. Os movimentos referidos podem ser verticais, como o empolamento na base da escavação porque há alívio das tensões verticais e deslocamentos verticais, assentamentos, a tardoz da cortina devido a alívios de tensões horizontais. Também podem ocorrer deslocamentos horizontais da cortina devido ao alívio das tensões horizontais (Kempfert; Gebreselassie, 2006).

Acima do nível de escavação, as características do método escolhido assim como a rapidez de execução da contenção periférica da obra influenciam diretamente os deslocamentos da cortina.

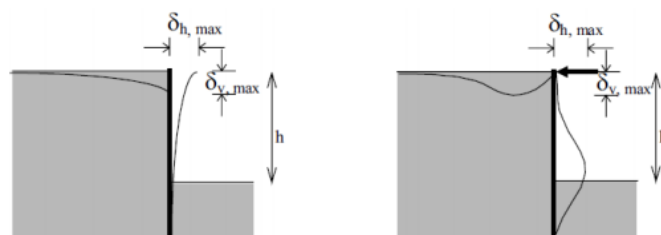
Abaixo do nível de escavação, os deslocamentos são permitidos desde que a contenção tenha flexibilidade suficiente para permitir o equilíbrio das tensões horizontais.

Quando é usado um sistema de suporte com elevada rigidez é importante ter em conta que, as deformações tendem a ser maiores antes da instalação do suporte pois os deslocamentos são apenas controlados pela rigidez da parede.

O processo construtivo também é relevante para o controlo de deformações do terreno. Em situações em que é executada a cortina periférica na totalidade antes de se iniciar a escavação, o terreno tende a ter deformações muito diferentes de situações em que se vai construindo a parede à medida que se avança na escavação obtendo-se desta forma deslocamentos inferiores.

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 das cortinas 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 induzido pela deflexão da cortina, devido à construção da parede de contenção ou à instalação das estruturas de suporte (ex. ancoragens) (Oliveira, 2012).

O tipo de movimento e a sua magnitude depende do sistema de suporte, rigidez da parede de contenção e do tipo de solo. Assim como é possível ver na Figura 2.3 o movimento do solo é diferente quando se tem uma parede de contenção em consola ou escorada. Na situação em que a parede funciona como consola, é possível ver 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 que as deformações máximas da cortina ocorram a meio vão, diminuindo os deslocamentos nos terrenos vizinhos.



**Figura 2.3** Diferenças na deformação horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de suporte em consola e escorada (Kempfert; Gebreselassie, 2006).

Um estudo dos edifícios vizinhos da escavação em execução é fundamental para perceber os assentamentos permitidos e os critérios de alerta a criar. Os danos causados nos edifícios circundantes podem ir desde fendilhações de pequena relevância a situações de colapso.

Para garantir a segurança do recinto da obra assim como dos edifícios adjacentes, devem ser feitos estudos rigorosos aos solos, às fundações dos referidos edifícios, a criação de um plano de monitorização rigoroso e também rigor no processo construtivo.

#### **2.1.4. Projeto Geotécnico de acordo com Eurocódigo 7**

O Eurocódigo 7 (EC7) permite uniformizar os princípios gerais do projeto geotécnico na Europa. As singularidades de cada país encontram-se documentadas nos respectivos anexos nacionais. Assim o EC7 (EN 1997-1:2004, 2004) define:

- Princípios e requisitos para a segurança e funcionalidade da obra;
- Descreve as bases e verificações do projeto;
- Dá orientações sobre aspetos relacionados com a fiabilidade estrutural; Os requisitos do projeto geotécnico dependem das características geotécnicas da estrutura. O EC7 define três tipos de categorias geotécnicas:

**Categoria Geotécnica 1** – Estruturas pequenas e relativamente simples, para as quais a segurança é assegurada apenas por estudos qualitativos e na experiência dos técnicos. Este tipo de estrutura tem riscos desprezáveis para bens e vidas e onde é possível usar métodos de rotina no projeto.

**Categoria Geotécnica 2** – Nesta categoria são colocadas estruturas com métodos de construção e fundações convencionais, pois envolvem condições de terreno e de carregamento ordinários. Requer a quantificação e análise dos dados geotécnicos e uma análise quantitativa que assegurem que são satisfeitos os requisitos fundamentais.

**Categoria Geotécnica 3** – Estruturas não abrangidas pelas categorias geotécnicas 1 e 2: estruturas de grande dimensão ou pouco comuns; riscos fora do comum; condições do terreno e de carregamento invulgares e estruturas em área de sismicidade elevada. Deve ser garantido que não é excedido nenhum estado limite, (EN 1997-1:2004, 2004).



## 2.2. Tipos de contenções periféricas em meio urbano

Neste subcapítulo será estudado o uso de diferentes metodologias para a contenção de solos em meio urbano, que possam beneficiar do suporte de bandas de laje. As bandas de laje podem ser compatibilizadas com várias soluções de contenção periférica, sendo que as mais usuais são Paredes Moldadas, Muros de Munique (Berlim Definitivo), Cortinas de Estacas.

Na obra em estudo a contenção de solos será feita através de Muro de Berlim definitivo e cortina de estacas. Mas o uso de bandas de laje apenas será necessário no alçado correspondente à cortina de estacas, próximo da Av. Fontes Pereira de Melo.

### 2.2.1. Parede de Munique (Berlim definitivo)

Parede de Munique ou Berlim Definitivo é uma solução tradicional de contenção periférica, que tem como função a de fundação do edifício e controlo de impulsos do solo. São estruturas flexíveis constituídas por painéis de betão-armado (utiliza-se madeira em soluções provisórias), apoiados em perfis metálicos ou micro-estacas e são geralmente ancorados ou escorados. O comportamento deste tipo de contenção assemelha-se ao de uma contenção flexível multi-ancorada, caracterizada pela elevada deformabilidade na fase construtiva e é influenciada pela interação solo-estrutura.

A escolha desta solução está diretamente relacionada com as condições hidrogeológicas locais, pois esta é uma solução adequada a um terreno com resposta não drenada para permitir a execução paramentos verticais de pequena largura e altura (entre os 2 e 4 m) durante períodos de tempo limitados mas não desprezáveis (Brito, 2011).

#### 2.2.1.1. Patologias comuns/ Vantagens e Desvantagens

As principais patologias detetadas nos muros de Munique são a humidade e a rotura da estrutura. A maioria destes efeitos pode ser evitada com um eficaz sistema de drenagem das águas superficiais no tardo das contenções. A drenagem pode ser realizada com a colocação de um dreno a tardo da parede, constituído por uma manta geotêxtil filtrante e um tubo dreno ao nível do fundo da escavação (Brito, 2011).

**Tabela 2.2** Vantagens/Desvantagens da utilização de Muro de Berlim Definitivo, (Brito, 2011).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Processo construtivo económico	Mau desempenho para nível freático elevado e impermeabilização fraca
Permite realizar em simultâneo escavação e a execução da contenção	Não permite contenções a grande profundidade
Não necessita de mão-de-obra e material especializado	Exige terrenos consistentes
Bom rendimento	Cravação de perfis metálicos pode induzir vibrações nos edifícios vizinhos
Não exige grande área de estaleiro	Processo moroso, baixo rendimento diário
Bom acabamento estético	Pode levar à descompressão de solos, danificando construções vizinhas
Aproveitamento de área de implantação	

## 2.2.2. Paredes Moldadas

Paredes moldadas são estruturas de contenção de betão armado construídas *in-situ*, a partir de valas escavadas no terreno. Após a sua execução procede-se à escavação do terreno situado no interior desta. Este método construtivo é constituído por um conjunto de painéis adjacentes com uma espessura variável de 0,4 a 1,2m e com possibilidade de atingir 40m de profundidade. Muitas vezes são executadas ancoragens provisórias, para garantir a estabilidade das paredes durante a fase de escavação.

O recurso a lamas tixotrópicas (ex. bentonite) é aplicado durante a fase de escavação e de betonagem. A sua aplicação depende das características do terreno em causa, em especial, solo mole com pouca resistência. As lamas são colocadas à medida que a escavação avança e vão sendo progressivamente substituídas por betão, devido ao facto do peso volúmico do betão ser superior ao das lamas tixotrópicas. Caso o terreno seja considerado competente, a estrutura pode ser realizada sem recurso a estas lamas. As referidas lamas são reutilizáveis e devem ser aproveitadas num maior número possível de utilizações, pois são bastante agressivas para o ambiente. (Cortez, Paredes Moldadas, 2010)

Trata-se de uma solução aplicável a terrenos com fraca coesão, nível freático elevado e na proximidade de construções existentes susceptíveis a deformações (Cortez, Paredes Moldadas, 2010).

É possível perceber a versatilidade desta solução que pode executar a função das fundações, transmitir ao terreno esforços verticais, assim como pode ser uma barreira à passagem de água. Muitas vezes as paredes moldadas também têm a função de inclusão, pois fazem parte da superestrutura. A sua análise assemelha-se à de uma laje, trata-se de um elemento em que uma das dimensões é muito inferior às restantes.



Figura 2.4 Vista da parede moldada, (Cortez, Paredes Moldadas, 2010).

### 2.2.2.1. Patologias comuns/ Vantagens e Desvantagens

As principais patologias provêm das dificuldades na construção dos painéis de paredes moldadas. Os problemas podem acontecer na recuperação dos tubo-junta, pois existe a possibilidade do betão ainda não apresentar a resistência necessária. Durante a construção da parede é difícil garantir a verticalidade da escavação e colocação dos tubos junta, podem existir irregularidades na espessura

da parede criando assim zonas onde com um menor recobrimento das armaduras. Outro problema comum é a fissuração da parede (Cortez, Paredes Moldadas, 2010).

**Tabela 2.3** Vantagens/Desvantagens da utilização de Parede Moldada, (Cortez, Paredes Moldadas, 2010)

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Ausência de ruídos ou vibrações	Necessidade de equipamento específico
Não descomprime o terreno	Mão-de-obra especializada
	Processo oneroso
Faz contenção dos terrenos vizinhos com muito pequenos deslocamentos	Área de estaleiro elevada, para movimento de máquinas e montagem de armaduras
Pode atingir profundidades elevadas	Dificuldade de execução em terrenos rochosos
Pode ser utilizada em quase todos os terrenos	Difícil de executar em terrenos inclinados
Permite várias frentes de trabalho	Solução cara, devido ao uso de lamas bentoníticas
Bom comportamento face à ação sísmica	Existência de juntas

### 2.2.3. Cortinas de estacas moldadas

Outro processo para a contenção periférica do solo passa pelo recurso a cortina de estacas moldadas. É uma solução em que os seus elementos estruturais podem ter a função de transmissão de cargas verticais para os estratos competentes, acomodação de impulsos horizontais e poderão também funcionar como estanque da área de trabalho.

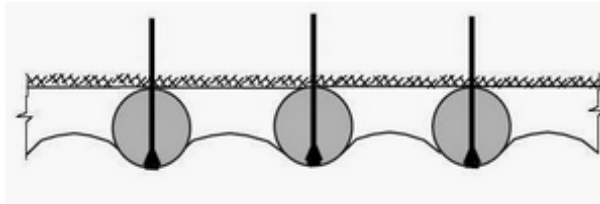
Esta técnica de contenção periférica tem três tipologias diferentes, devem ser escolhidas consoante a qualidade do solo a conter, a função a desempenhar, a posição do nível freático e a disponibilidade financeira.

A técnica deste tipo de contenção periférica é transversal às várias tipologias, ou seja, trata-se de uma cortina de estacas espaçadas ou não, a delimitar a área de trabalho. Após a sua construção iniciam-se as escavações, com a estabilidade da cortina a ser assegurada por escoras/ancoragens aplicadas na viga de coroamento e/ou vigas de distribuição. Em vários casos as lajes definitivas apoiam nas vigas de distribuição, tornando assim a cortina parte integrante da estrutura final.

Na construção das estacas moldadas recorre-se a trado contínuo ou curto, consoante o tipo de solo. Caso o solo tenha baixa coesão pode-se recorrer ao auxílio de tubos moldadores, ou a lamas betoníticas.

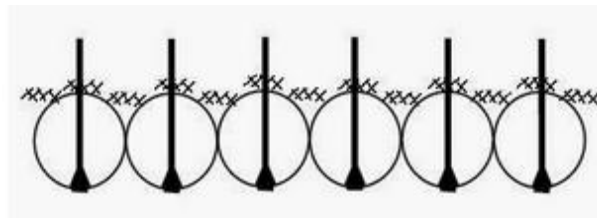
A cortina cujas estacas se encontram **espaçadas ou descontínuas**, Figura 2.5, consistem num alinhamento de estacas espaçadas com uma distância máxima de 1,5m entre eixos, este espaçamento é definido pelo diâmetro das estacas e condições geotécnicas do local. Assim, é possível tirar partido de todos os elementos, como o solo coesivo e efeito de arco presente entre estacas. O espaçamento referido é estabilizado com recurso a betão projetado com rede de aço

electrosoldada. Esta tipologia é adequada para solos coerentes, que oferecem elevada rigidez para estacas de grande diâmetro. Estas estacas são económicas por metro de largura de cortina contudo obrigam quase sempre à aplicação de ancoragens (Meireles, Martins, 2005).



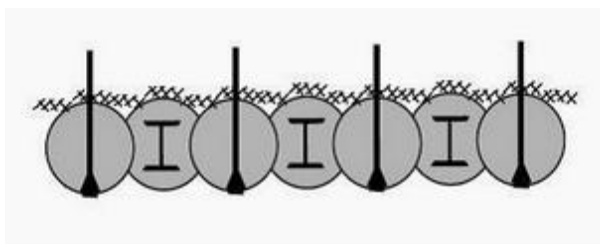
**Figura 2.5** Cortina de estacas espaçadas/descontínuas, (Cortesão, 2014).

Cortinas de estacas **tangentes ou contíguas**, Figura 2.6 também tiram partido do facto de todos os elementos assumirem funções estruturais, as estacas podem ser espaçadas com um intervalo de 75 a 100mm. Esta tipologia é adequada principalmente para solos argilosos onde a afluência de água não constitui um problema, assim como a retenção de solos granulares. Esta opção é pouco utilizada devido ao difícil processo construtivo, pois 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.



**Figura 2.6** Cortina de estacas tangentes/contíguas, (Cortesão, 2014).

A terceira e última tipologia apresentada é a cortina de **estacas secantes**, Figura 2.7. A intersecção é feita entre dois tipos de estaca. As estacas construídas em primeiro lugar são designadas por estacas fêmeas que são construídas por um betão plástico com menor resistência que facilita o seu corte na construção das restantes estacas e com menor taxa de armadura, que pode ser substituída por perfis metálicos centrados. Sem que o betão das estacas-fêmeas atinja a sua resistência máxima, são executadas as estacas-macho (encontram-se armadas de forma idêntica às estacas tradicionais) (Meireles, A. B., Martins, J.G., 2005). É nas estacas-macho que serão instaladas as ancoragens, com o objetivo de controlar as deformações da cortina. As estacas ao intersectarem-se formam uma barreira impermeável à passagem de água e partículas de solo.



**Figura 2.7** Cortina de estacas secantes, (Cortesão, 2014).

### 2.2.3.1. Patologias comuns/ Vantagens e Desvantagens

A viabilidade do uso desta solução é determinada após um estudo das diferentes vantagens e desvantagens enumeradas na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4** Vantagens/Desvantagens da utilização de Cortina de Estacas.

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Grande variedade de diâmetros disponíveis	Dificuldade em garantir verticalidade
Atingem a grandes profundidades	Equipamento e mão-de-obra especializado
Ausência de ruído e vibrações significativo	Dificuldade de betonagem debaixo de água
Possibilidade de recolha de amostra dos solos atravessados	Dificuldade de controlo de qualidade em relação à dimensão da secção transversal e recobrimento de armadura
Dimensionamento da armadura não depende das condições de manuseamento e cravação	Dificuldade em garantir o recobrimento das armaduras
O alargamento da base pode ir até dois a três diâmetros	Pode existir descompressão nos solos arenosos
	Pode dar-se arrastamento de finos do betão
Não existe risco de levantamento do terreno	Não se pode efetuar alargamento da base em terrenos sem coesão
	Betão não pode ser inspecionado após a colocação

## 2.3. Estruturas Auxiliares de suporte

A construção de contenções periféricas por vezes não é suficiente para resistir aos impulsos provenientes dos solos, assim é normal recorrer a estruturas auxiliares de suporte. Os principais métodos são escoramentos, ancoragens e bandas de laje. Enquanto os escoramentos têm um carácter provisório, as ancoragens poderão ser provisórias ou dimensionadas para o período de vida da estrutura. Por outro lado, as bandas de laje são dimensionadas para serem parte integrante da superestrutura evitando assim o desperdício de material.

### 2.3.1. Escoramentos

Os escoramentos são um conjunto de construções provisórias de peças acopladas, desmontáveis que têm como objetivo o travamento da contenção periférica auxiliando a parede na resistência aos impulsos do terreno, geralmente são constituídos por madeira ou elementos metálicos. Existem também escoramentos pré-esforçados para garantir um travamento mais eficaz.

As características destes elementos permite-lhes resistirem bem à compressão, uma vez que apresentam elevada rigidez. Estas características diminuem os deslocamentos da cortina, contudo a cortina tende a sofrer rotações em torno do ponto de contacto entre a cortina e escoramento, levando a um aumento dos deslocamentos com a profundidade.

Escoramentos são dispostos em níveis, apoiados nas duas faces opostas da escavação. Em escavações de largura elevada tal procedimento deixa de ser conveniente, podendo ser utilizado um sistema de escoras inclinadas ligadas a blocos de betão fundados na base da escavação (Guerra,

2014). A Figura 2.8 representa uma disposição comum de escoramentos com o objetivo de reduzir os espaços ocupados por estes, escoramentos de canto.



**Figura 2.8** Vista de escoramentos de canto.

### 2.3.1.1. Vantagens/Desvantagens da utilização

O recurso a escoramentos apresenta vantagens e desvantagens, representada na Tabela 2.5 que devem ser tidas em conta na sua utilização.

**Tabela 2.5** Vantagens/Desvantagens da utilização de Escoras.

Vantagens	Desvantagens
Não necessita de equipamento e mão-de-obra especializada	Ocupa espaço no interior do recinto de escavação
Não é necessário ocupar terrenos vizinhos	Se for necessário recorrer ao pré-esforço
Procedimento de montagem simples e rápido	
Baixo custo associado	
Reutilizável	

### 2.3.2. Ancoragens

As ancoragens, independentemente do terreno onde serão executadas (solo ou rocha), são elementos estruturais que transmitem uma força da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a uma distância considerada suficiente da estrutura. (Coelho 1996)

Com aplicação muito comum em contenções periféricas, ancoragens têm como função ajudar a estabilizar a cortina face aos impulsos causados pelo terreno. Trata-se de uma solução que proporciona uma maior flexibilidade, redução dos tempos de construção e vantagens económicas (Guerra, 2014).

As ancoragens são elementos que funcionam à tração e deve ser selada num maciço resistente, para assim poderem transmitir de cargas ao terreno através da mobilização do atrito lateral entre o bolbo de selagem e o terreno envolvente. Para evitar situações de rotura é importante garantir que a ancoragem se encontra selada fora da superfície de rotura, de forma a garantir a segurança da parede.

Uma ancoragem é constituída pela cabeça, onde é tracionada a armadura (com recurso a macaco hidráulico) e onde são amarrados os cordões (com recurso a cunhas metálicas), pelo comprimento livre (ligação entre a cabeça e o bolbo de selagem onde não é transmitida qualquer tração ao terreno) e pelo comprimento de selagem (zona responsável pela transmissão de cargas ao terreno), (Lopes, 2012).

Existem diferentes tipos de ancoragens em variando na constituição e vida útil. Na constituição da ancoragem pode-se escolher entre o uso de cordões ou de varões, sendo que as primeiras são mais utilizadas devido à maior facilidade de transporte, montagem e capacidade de carga. Relativamente à vida útil as ancoragens podem ser definidas como provisórias ou definitivas, existindo maiores exigências relativamente à proteção contra a corrosão, instrumentação e acessibilidade para retensionamento e/ou substituição das ancoragens definitivas. É importante referir que quando a vida útil da ancoragem é no mínimo 2 anos considera-se que esta é definitiva.

### 2.3.2.1. Vantagens/Desvantagens da utilização

Na tabela seguinte, enumeram-se algumas vantagens e desvantagens do uso de ancoragens, como estrutura auxiliar de suporte.

**Tabela 2.6** Vantagens/Desvantagens da utilização de Ancoragens, (Oliveira, 2012).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Elevada capacidade resistente por tração	Necessita de equipamento e mão-de-obra especializada
Não introduz constrangimento no interior do recinto	Podem provocar danos em estruturas vizinhas
Processo seguro quando comparado com escoramentos	Limitadas pela existência de caves vizinhas
	Elevado desperdício de material perdido no terreno quando se trata de ancoragens provisórias
	Execução demorada
	Execução muito difícil abaixo do nível freático
	Provocam maior perturbação no terreno
	Custo associado

### 2.3.3. Bandas de laje

As bandas de laje são um sistema construtivo de apoio de paredes de contenção, com o objetivo de sustentar a deformação destas estruturas verticais e as pressões de terras aplicadas. São definidas como vigas horizontais que formam um quadro rígido de sustentação e que apresentam um espaço central livre para prosseguimento da escavação. Estas estruturas são concluídas partindo do fundo para o topo, com semelhanças à tecnologia Top-Down.

O recurso a bandas de laje para estruturas de suporte de contenção periférica é um processo interessante que tira partido de elementos com elevada rigidez e grande capacidade de controlo de deformações, para garantir a segurança do recinto da obra sem ter de interferir nos solos vizinhos ou fragilizar a estanquidade da parede.

O recurso ao travamento de contenções periféricas através de troços de laje, apresenta-se como uma solução vantajosa e de maior previsibilidade de comportamento em cenários onde, por razões de natureza técnica e/ou administrativa, a realização de travamento generalizado das paredes com recurso a ancoragens, pode apresentar dificuldades ou até mesmo não ser exequível (Pinto, Pita, Teixeira, & Rosa, 2010).

Uma vez que, esta estrutura auxiliar de suporte faz parte da estrutura definitiva, não há desativação, garantindo assim uma menor descompressão dos solos a tardo da cortina, durante a escavação. Devido à sua situação definitiva, as bandas de laje devem representar os pisos das caves, que serão concluídos posteriormente.

Se o terreno tiver condições geotécnicas favoráveis é possível escavar abaixo da cota do local a construir a banda de laje, permitindo realizar uma betonagem e cofragem tradicional, obtendo-se uma banda de laje com melhor qualidade.

É importante que a banda de laje tenha a largura mínima necessária para conter os impulsos do terreno, de modo a não condicionar os restantes trabalhos de escavação.

Se por imposição do projeto de arquitetura não for possível construir uma banda de laje em todos os alçados de contenção, estas podem ser substituídas por vigas treliçadas metálicas que garantem a continuidade do sistema e transmissão das reações laterais, de modo a que todos os elementos de travamento funcionem em conjunto, como um quadro fechado de travamento rígido e simultâneo de todos os alçados (Pinto, et al., 2008). Esta situação acontece em locais onde se pretenda construir escadas ou rampas de acesso a pisos inferiores. Para estas situações também é possível fazer a banda de laje com a inclinação da rampa definida em projeto, Figura 2.9.



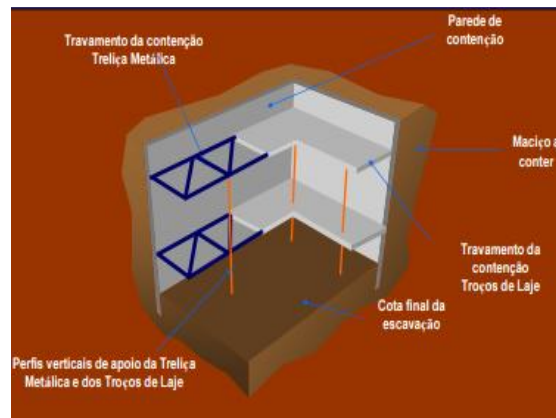
**Figura 2.9** Exemplo de uso de bandas de laje, (Pinto, et al., 2008).

Esta técnica é uma alternativa às ancoragens, quando é impossível utilizar terrenos vizinhos e se o nível freático se encontrar nas proximidades da superfície, como não é necessário perfurar a estrutura de contenção esta torna-se mais impermeável. Esta solução pode ser utilizada em substituição dos escoramentos, quando a geometria da área de implantação não é a adequada para o uso destes.

Existem algumas desvantagens, como por exemplo, o facto da escavação abaixo dos elementos de contenção decorrer num espaço menor, o que pode atrasar os trabalhos, Figura 2.10. Para um correto funcionamento das bandas de laje são também necessários elementos de travamento vertical,



micro-estacas ou perfis metálicos, realizados à superfície e antes da escavação. Estes elementos podem vir a incorporar elementos verticais definitivos, permitindo uma poupança de meios e tempo. Este método implica uma boa coordenação entre as especialidades de arquitetura e estabilidade (Pinto, et al., 2008).



**Figura 2.10** Esquema Constitutivo do suporte com bandas de laje, (Pinto, A., 2010).

### 2.3.3.1. Vantagens/Desvantagens da utilização

O uso de bandas de laje deve ser feito com precaução, pois é necessário garantir que a transmissão de esforços horizontais provenientes das bandas é feita em segurança. Para garantir que as bandas de laje não sofrem deformações por flexão elevadas são instalados perfis metálicos.

Na Tabela 2.7 são nomeadas algumas das vantagens e desvantagens da utilização desta técnica.

**Tabela 2.7** Vantagens/Desvantagens da utilização de Bandas de Laje, (Pinto, et al., 2008).

Vantagens	Desvantagens
Não utilização do subsolo e, conseqüentemente, menor impacto nas estruturas vizinhas	Escavação mais condicionada, em particular sob os elementos estruturais adotados como sistema de travamento
Não determina a furação da parede de contenção, em particular a tardoza da mesma existem solos permeáveis e saturados	Necessidade de adotar elementos verticais de apoio provisório dos elementos estruturais adotados como sistema de travamento
Maximização da incorporação de elementos da estrutura definitiva na fase provisória da obra	Maior exigência de compatibilização com soluções arquitetônicas e estruturais
Maior rigidez	

## 2.4. MASW (Método de ondas superficiais)

Para uma melhor compreensão dos solos é aconselhável a combinação entre prospeção geofísica e mecânica, para um melhor estudo da resistência e deformabilidade do solo. A prospeção geofísica permite a obtenção de informação da natureza e características do solo numa grande área de estudo, em especial o módulo de deformabilidade. Existe uma vasta gama de métodos geofísicos de prospeção, dependendo do objetivo da prospeção. A aplicação destes métodos requer equipas especializadas e experientes, pois a interpretação deve-se basear em observações confiáveis e tem como grande defeito a não unicidade do resultado, visto que a interpretação é feita a partir de algoritmos de inversão.

Neste subcapítulo é exposta a definição e utilidade de um método sísmico não invasivo (MASW) para o estudo dos solos da área em estudo. Este ensaio permite obter propriedades físicas dos solos, no domínio das pequenas deformações.

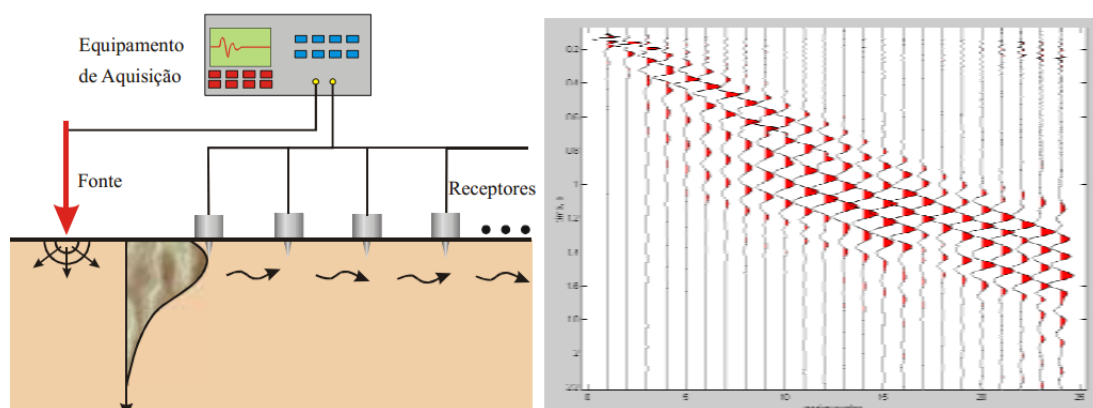
Os ensaios sísmicos têm sido muito utilizados na caracterização geotécnica, devido à possibilidade de obter o módulo de distorção inicial ou máximo do solo ( $G_0$ ,  $G_{max}$ ), considerado o parâmetro mais importante da caracterização dinâmica dos solos (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).

O método MASW baseia-se no estudo do fenómeno da dispersão das ondas superficiais em meio verticalmente heterogêneo, isto é, diferentes frequências propagam-se com velocidades diferentes, designadas por velocidade de fase (Neves, Borges, & Caldeira, 2014). As ondas superficiais utilizadas para realizar este estudo são as ondas Rayleigh, visto que a sua aquisição é mais simples do que as ondas Love, que se caracterizam por à superfície terem movimento elíptico definido por componentes horizontal e vertical permitindo a sua gravação em qualquer recetor.

Simplificadamente, este ensaio é realizado usando recetores verticais (geofones P), que registam os impulsos provocados no solo por uma fonte impulsiva. O trem de ondas é transformado para obter a curva de dispersão, que projeta a velocidade das ondas de Rayleigh em função da frequência (ou do comprimento de onda). Após tratamento usando um algoritmo de inversão, obtém-se a velocidade da onda de corte ( $V_s$ ) em função da profundidade, isto é, o perfil sísmico do solo. A partir de  $V_s$  obtém-se  $G_0$  através da relação simples (2) (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (2)$$

Para a obtenção da curva de dispersão, que relaciona a velocidade de fase com a frequência, existem muitas metodologias que variam com as posições das estações sismográficas, o número e o tipo de geofones. Após o processo de aquisição da curva de dispersão é feito o processamento dos dados, como se pode ver na Figura 2.11.



**Figura 2.11** Sistema de aquisição e dados resultantes – sismograma tempo-distância ( $t,x$ ) (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).

O ensaio MASW consiste em 3 passos: a aquisição de dados, a análise de dispersão e a inversão (Park Seismic).

A aquisição é realizada usando múltiplos recetores de baixa frequência (24 ou mais) e uma fonte impulsiva (ondas P e Rayleigh) registando-se, no tempo e no espaço, o trem de ondas completo em que as ondas de Rayleigh são dominantes. O registo das ondas de Rayleigh numa larga banda de frequências, pois a profundidade atingida pelo ensaio depende essencialmente da frequência mínima registada (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).

Para garantir a qualidade dos resultados, as aquisições devem ser realizadas de modo a minimizar a influência de eventos externos ao sinal, daí a razão sinal/ruído deve ser, em toda a extensão do ensaio, alta. O ruído pode ser categorizado como incoerente e coerente. O primeiro tem origem externa (vento, tráfego) e é somado ao sinal, a resolução deste problema é proceder à soma de diferentes valores de energia na fonte aumentando assim a razão sinal/ruído. O ruído incoerente pode manter a amplitude do sinal e a fase. O ruído coerente não pode ser diminuído, uma vez que é resultado da aquisição e tem como fonte variações laterais de faces das ondas Rayleigh, mas mantém a amplitude e fase do sinal, estas devem ser notadas e registadas pois podem levar à anulação dos dados.

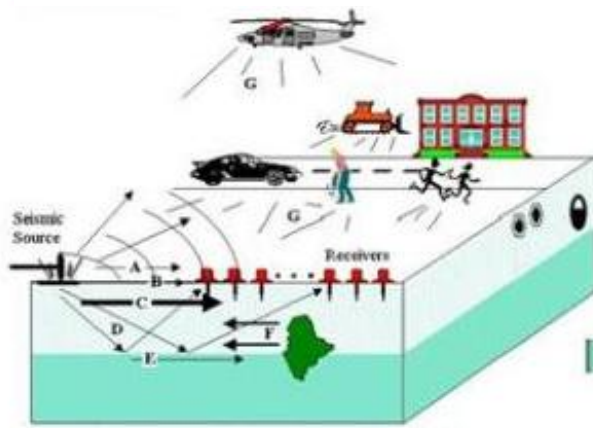
O processamento consiste em obter as características dispersivas de um determinado local, com base nos dados adquiridos. Os sismogramas resultantes da aquisição registam o movimento das partículas em diferentes posições (geofones) ao longo da linha de aquisição. É necessário usar uma formulação que permita transformar esses registos na curva de dispersão experimental, isto é, na relação entre velocidade de fase e a frequência ou o comprimento de onda, que posteriormente será usada por inversão na obtenção do perfil de velocidade de onda de corte em função da profundidade. As técnicas de processamento usadas para a obtenção da curva de dispersão experimental, partindo da aquisição com múltiplos canais, são: a) transformada f-p; b) transformada f-k; c) correlação cruzada; d) FDBF no domínio da frequência; e) método da função de transferência; f) MOPA – análise de fase; g) análise no domínio do tempo e da frequência (Lopes et al 2008).

O último passo deste método é a inversão e consiste em estimar as propriedades de um modelo estratificado partindo da curva de dispersão experimental. Pretende-se obter os parâmetros do subsolo a partir da tentativa de fazer corresponder um modelo aos dados experimentais, isto é, aos dados relativos à propagação de ondas superficiais. As incertezas relativas aos dados devem ser propagadas para os resultados (Lopes et al 2008).

O processo de aquisição de dados com recurso a um martelo e a representação dos dados obtidos num gráfico distância-tempo está representado na Figura 2.12.

O processamento dos referidos dados e a inversão destes para uma figura que relaciona a velocidade de ondas de corte e a profundidade (modelo do solo), Figura 2.13.

**Obtenção de dados**



**Dados resultantes, Distância (m) - tempo (ms)**

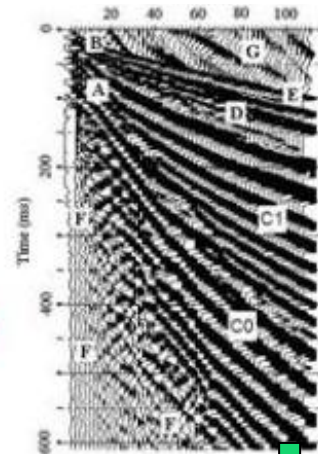
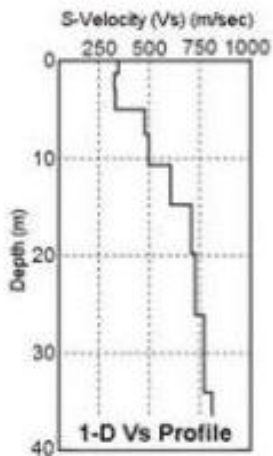


Figura 2.12 Processo da aquisição de dados no método MASW, (Park Seismic)

**Inversão, Vs(m/s) profundidade(m)**



**Análise de dispersão, Frequência(Hz) - velocidade de fase(m/s)**

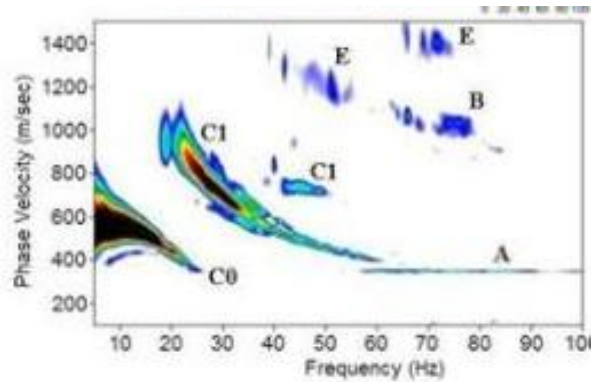


Figura 2.13 Processamento dos dados adquiridos, (Park Seismic).

### **3. Caso de estudo- Av. Fontes Pereira de Melo**

#### **3.1. Enquadramento**

O caso em estudo é uma obra situada entre a Avenida Fontes Pereira de Melo (este) a Avenida 5 de Outubro (oeste), com uma área total do lote em questão é 2134,84m<sup>2</sup>, sendo que desta é proposta uma área de permuta de 151m<sup>2</sup>, assim a área de implantação do edifício é de 2037,25m<sup>2</sup> e a área de construção bruta é de 32406,93m<sup>2</sup>. A área de construção traduz-se em 17 pisos elevados e 6 pisos enterrados 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. O projeto apresentado pelo Requerente na Câmara Municipal de Lisboa, define a ocupação da Torre da Cidade, como 17 pisos acima do solo destinados a escritórios e comércio, os 6 piso abaixo do solo para uso de parque de estacionamento com 207 lugares sendo 6 destes a acesso público e os restantes para uso privado (Barbas Lopes Arquitectos, 2014).

Para além da construção da Torre, o requerente irá também 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 com 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 3.1 representa esquematicamente as estruturas/serviços vizinhos do local da obra em estudo.



Figura 3.1 Visita aérea do local de intervenção adaptado (Pinto; Pita, 2014).

### 3.2. Opinião publicada sobre a obra

No dia 29 de Julho de 2015 foi publicada uma notícia no Jornal “Público”, Figura 3.2, que citava as dúvidas levantadas pelo deputado do Bloco de Esquerda, Ricardo Robles, relativamente ao processo de licenciamento da construção do edifício em estudo. O referido deputado questionava os novos cálculos de edificabilidade, uma vez que, foi permitido ao promotor da obra aumentar a área de construção inicial (17 mil m<sup>2</sup>) através da atribuição de créditos de construção pela “integração de conceitos bioclimáticos e de eficiência na utilização dos recursos e da eficiência energética do edifício” (mais 2300 m<sup>2</sup>) e na venda de créditos de construção no valor de 2.774 milhões de euros (mais 3900 m<sup>2</sup>).

A defesa feita pela Câmara para este aumento de área de utilização, quando comparado com a área de construção permitida ao antigo proprietário do terreno (12.377 m<sup>2</sup>), prende-se com a entrada em vigor, em 2012, do novo Plano Diretor Municipal (PDM) e de um regulamento municipal de “incentivos a operações urbanísticas com interesse municipal”. Para completar a defesa da proposta da Câmara, o deputado do Partido Socialista argumentou que os deputados não tinham as aptidões técnicas para fiscalizar os cálculos feitos pelos técnicos da Câmara, o deputado referiu que o dinheiro recebido na venda dos créditos de construção será direcionado para a reabilitação do Bairro Padre da Cruz na freguesia de Carnide (Boaventura, 2015).



Figura 3.2 Notícia referente à obra em questão, Jornal Público (29-07-2015).

### 3.3. Condicionamentos

#### 3.3.1. Geotécnicos – Geológicos

Como pode ser verificado na Carta Geológica de Lisboa (Figura 3.3), zona em estudo é caracterizada pela formação do Miocénico definida como Argila dos Prazeres ( $M_{Pr}$ ). Segundo (Pais, et al., 2006) esta formação aflora apenas na área de Lisboa com predominância de argilas e margas de lagunas litorais. 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 os 30 a 35 metros. 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).

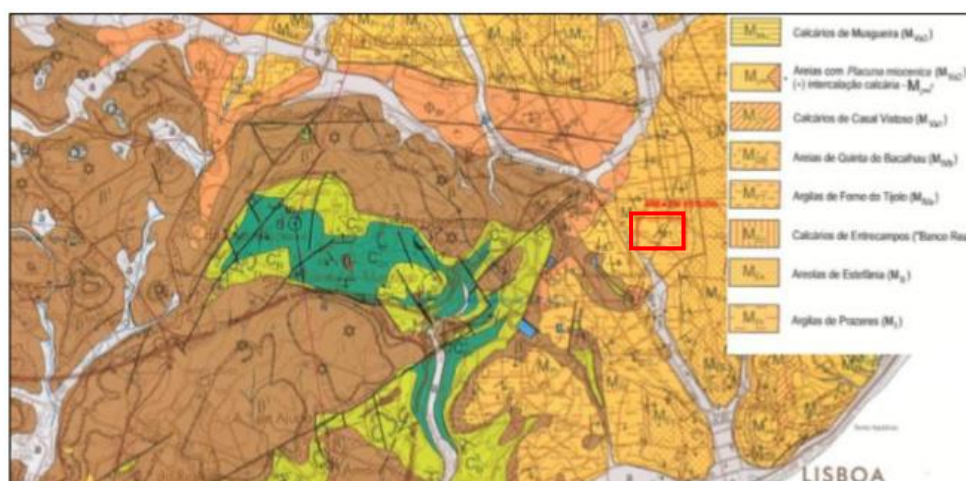


Figura 3.3 Enquadramento geológico da área de Lisboa.

As unidades lito-estratigráficas identificadas na zona em estudo estão descritas sucintamente pela Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Coluna lito-estratigráfica, (Geocontrole , 2014).

Estratigrafia	Símbolo	Formação	Litologia
<b>Moderno</b>	<b>At</b>	<b>Depósito de Aterros</b>	Argilas arenosas e areias siltosas grosseiras, com fragmentos líticos e restos de cerâmica
<b>Miocénico</b>	<b>M<sub>Pr</sub></b>	<b>Argila dos Prazeres</b>	Argilas sedosas por vezes com nódulos carbonatados
			Siltes arenosos com nódulos calcimargosos e conquíferos – cascão conquífero
			Argilas carbonosas, cinzento-escuro
			Siltes e argilas margosas levemente micáceas

Para além do estudo da Carta Geológica de Lisboa foram também, executadas 5 sondagens de furação vertical e um poço de inspeção a fundações existentes, nos locais marcados pela Figura 3.4.

Nas 5 sondagens foram realizados ensaios SPT, estes ensaios de campo são evasivos e permitem determinar propriedades do solo através de grandes deformações. Com o nº de pancadas (N) necessárias para a cravação do amostrador em 3 trechos consecutivos de 15 cm, é possível realizar correlações empíricas para a obtenção de várias características do solo. As sondagens permitem determinar as camadas presentes na área restrita do furo, desta forma existe uma grande área do solo que fica por analisar, e os seus valores de distorção não serão tão elevados como os do solo abrangido pelas pancadas do ensaio SPT. Desta forma os valores característicos do solo baseados em correlações serão sobrevalorizados o que permite à obra diminuir riscos e estar do lado da segurança.

A Figura 3.4 indica os locais onde foram realizadas as sondagens e é possível ver que a localização das sondagens é bastante abrangente da área de escavação, tendo em conta os edifícios presentes na altura da realização destas.



Figura 3.4 Localização das sondagens, (Abreu, 2015).

Tendo como base os dados obtidos nas sondagens pode-se concluir que a formação geológica definida como Depósito de Aterro (At) tem uma espessura variável entre 2m a 5 m, S1 e S5 respetivamente. Esta camada de materiais de aterro é muito heterógena constituída essencialmente por materiais argilo-arenosos e argilo-siltosas, assim como, fragmentos líticos e restos de cerâmica. Os ensaios SPT apresentam valores  $4 < NSPT < 19$  pancadas, contudo os valores mais elevados



devem ser usados com precaução, pois podem estar relacionados com a existência de fração pedregosa.

A formação de Argila dos Prazeres ( $M_{PR}$ ) 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 esverdeadas, este nível prolonga-se até próximo de 6 a 9 metros de profundidade. Estes 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 lentículas calco-margosas fossilíferas 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, pode-se assim defini-lo com um material rijo, (Pinto; Pita, 2014).

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

Baseado nos ensaios realizados, é proposto a parametrização e a estimativa de valores dos parâmetros geotécnicos para os terrenos na área em estudo, como é possível consultar na Tabela 3.2, valores adotados na memória descritiva do projeto de fundações.

**Tabela 3.2** Valores estimados dos parâmetros adotados de (Pinto; Pita, 2014).

	<b>Tipo de Terreno</b>	<b>NSPT</b>	<b>Peso Volúmico</b> $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>Ângulo de atrito interno</b> $\Phi'(^\circ)$	<b>Coesão</b> $c'$ (KPa)	<b>Módulo de Deformabilidade</b> $E$ (MPa)
<b>At</b>	<b>Argilas arenosas</b>	4-19	19	25	-	5
<b><math>M_{PR}</math></b>	<b>Argilas silto-margosa / Argilas carbonosas</b>	13-24	19	26-28	5	10-20
		25-37	20	30-32	10	20-30
		41-60	20	32-34	20	35-50
	<b>Siltes margosos e cascão</b>	>60	20	38	20	60

### 3.3.2. Estruturas Vizinhas

Tal como já foi referido em capítulos anteriores, na fase de projeto é necessário ter em conta a atual situação das estruturas que se encontram na vizinhança do local de intervenção. Com o objetivo de garantir de monitorização dos imóveis durante a execução dos trabalhos.

Para esse efeito foram feitas vistorias 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 entre Abril e Maio de 2015. Nestas

visitas são levantadas e analisadas as patologias visíveis no local, sendo estas depois descritas detalhadamente no Relatório de Inspeção, (Geocontrole , 2014).

**Casa Museu Dr. Anastácio Gonçalves** é uma construção de alvenaria de pedra, com paramentos interiores em tabique e grandes vãos envidraçados do início do século. O edifício é constituído por cave, rés-do-chão e primeiro andar, e um edifício anexo. Nesta inspeção foi possível notar que ao longo dos anos o edifício sofreu algumas intervenções. Como conclusão da vistoria, o edifício em estudo apresenta um registo generalizado de fissuração e fendilhação resultado de um desgaste natural dos materiais e técnicas utilizadas. Registaram-se também danos por infiltração e ou escorrências no edifício.

**Edifício Pinheiro Chagas nº1** construído nos anos 40, é constituído por cave, rés-do-chão e 7 pisos superiores, sendo a sua construção é caracterizada por sistema pilares/placa. O edifício é ocupado por um restaurante no rés-do-chão e cave, serviço de hotelaria (nos pisos 3, 4 e 5), uma fração é ocupada por escritórios e outra por uma clinica as restantes frações encontram-se abandonadas/desocupadas. Foi detetado um elevado número de danos por infiltração, escorrência interna e conseqüente destacamento pontuais de tinta. Também foi registado um grau elevado de fissuração nas comunicações verticais. Estes danos podem ser justificados respectivamente, pela intervenção nas frações de hotelaria, instalações sanitárias por quarto, e à falta de manutenção das frações.

**Parque EMPARK Saldanha** é um parque de estacionamento com 3 pisos subterrâneos com aproximadamente 20 anos, a estrutura é constituída por lajes aligeiradas apoiadas em paredes de contenção e um pórtico de pilares. As conclusões apresentadas após a vistoria apresentam um registo generalizado de fissuração/fendilhação assim como danos por infiltração e/ou escorrências nas paredes de contenção a nascente e a sul. Estas patologias têm origem no desgaste natural dos materiais e técnicas construtivas utilizadas, e no isolamento defeituoso das paredes de contenção.

**Metropolitano de Lisboa (ML)**, foi analisada apenas 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 visita foi detetado um elevado grau de fissuração e fendilhação no hasteal e no dorso do túnel, patologias que podem ser provenientes da falta de manutenção da infraestrutura e da inexistência de isolamento.

Na Figura 3.5 estão representados edifícios vizinhos à área de trabalho que foram alvo de estudos.



Figura 3.5 Imagem aérea onde se podem observar os edifícios vizinhos, (Google, 2016).

### 3.3.3. Serviços afetados

Devido à dimensão do projeto, são vários os serviços afetados que devem ser recolocados de forma a não prejudicar a vida da população vizinha à obra. É importante fazer um levantamento das redes de serviços para que estas possam ser desviadas da zona de intervenção.

Uma vez que o projeto vai cortar o trânsito no segmento da Avenida 5 de Outubro, entre a rua Latino Coelho e a rua Pinheiro Chagas, este terá de ser redirecionado para ruas paralelas como por exemplo a rua Pedro Nunes. Esta nova configuração do trânsito foi estudada e proposta pelo dono da obra e será posta em acção por concessionárias.

Devido à interceção da área de implementação da obra em estudo com o sistema coletor de águas residuais da Avenida 5 de Outubro, é obrigatório fazer o seu desvio para que este não seja danificado pelas máquinas de furação. O novo sistema irá recolher as águas residuais da Casa Museu e do Jardim Augusto Monjardino, como é possível verificar pela Figura 3.6, intercetando o antigo sistema coletor a meio da Av. 5 de Outubro permitindo assim a descativação do referido sistema coletor.

Para além da realocação do sistema coletor de águas, também foi necessário desviar as condutas de gás, água e comunicações. Os serviços de comunicações (PT), SLAT, gás e IP foram desviados da sua localização inicial (Av. 5 de Outubro) para a Av. Fontes Pereira de Melo pela Rua Pinheiro Chagas. A sua instalação na Av. Fontes Pereira de Melo é feita tendo em conta o novo corte da avenida definido nas obras de reestruturação previstos pela Câmara Municipal de Lisboa no PDM recentemente aprovado, serviços efetuados com o aval da Câmara Municipal de Lisboa.

Os elementos publicitários (Muppie) também tiveram de ser recolocados para o jardim Augusto Monjardino. O jardim Augusto Monjardino é também a localização da caixa da PT, que anteriormente se localizava no passeio da Av. Fontes Pereira de Melo.

Por fim também a iluminação (candeeiros de rua) teve de ser retirada para posteriormente ser colocada na localização correta. Na Figura 3.6 encontram-se representados esquematicamente os serviços afetados e as suas novas localizações.

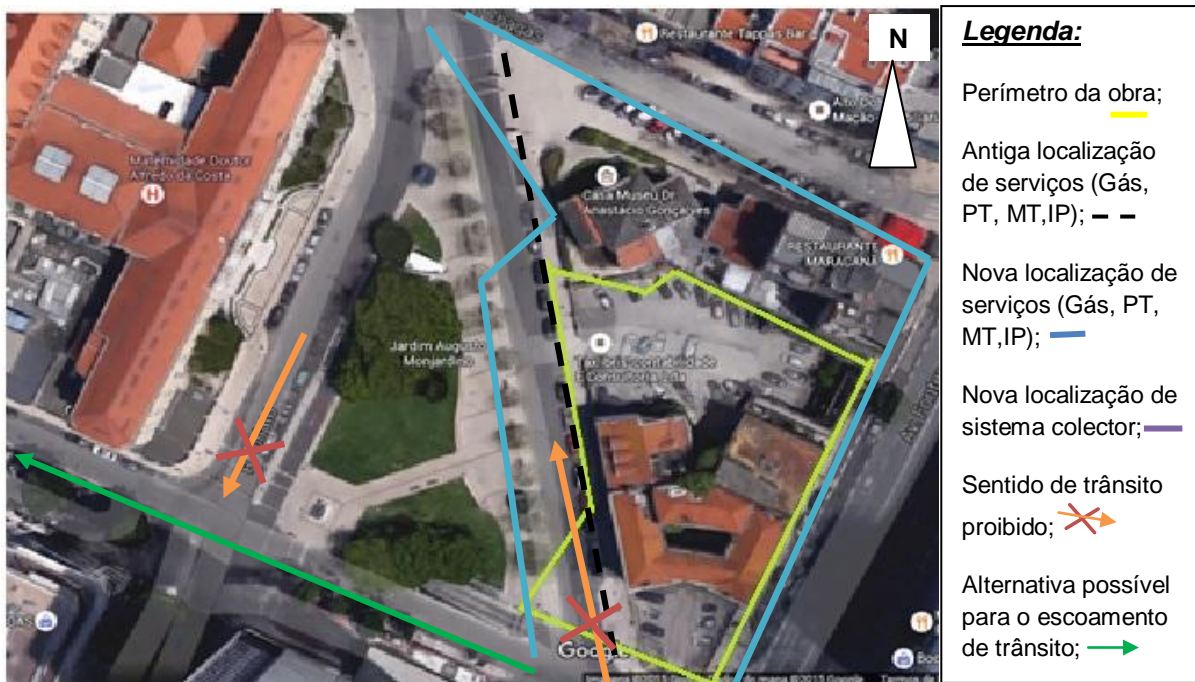


Figura 3.6 Área em estudo com as alterações dos serviços afetados, Google Maps (15-09-2015).

### 3.4. Solução Adotada

#### 3.4.1. Geral

Devido às várias condicionantes que circundam a área em estudo, foi necessário adotar diversas soluções para a contenção periférica. As diferentes soluções adotadas garantem não só a contenção dos terrenos a escavar, mas também o eficaz controlo de deformações nos terrenos e infraestruturas adjacentes com a menor interferência possível nestas. Estes métodos devem garantir a facilidade, rapidez e segurança de execução com o menor custo possível.

Uma vez que o tipo de terreno é essencialmente argiloso e que o nível freático foi detetado apenas na sondagem S1 à profundidade de 22,3m optou-se pela utilização de cortinas de estacas de moldadas, em betão armado,  $\varnothing 600\text{mm}$  com um afastamento de 1,20 metros à exceção do alçado AB para o qual se propõe um afastamento de 0,80m. O comprimento das estacas varia entre 25 a 28m, de forma a assegurar um encastramento de pelo menos 7m ou 10m (alçado AB), como é possível verificar na Figura 3.7, abaixo da cota de escavação. Devido às condições geológicas locais a realização das estacas pôde ser feita com recurso a entubamento provisório na parte superior (2,5m), propõem-se que a execução das estacas seja feita com recurso à tecnologia de vara Kelly, com trado curto.

O terreno exposto entre estacas será protegido, em fase de escavação com um revestimento de betão projetado com 8 cm de espessura mínima, aplicado em 2 camadas e reforçado com fibras metálicas e geodrenos sub-horizontais de PVC rígido, canelado e crepinado. De forma a garantir o

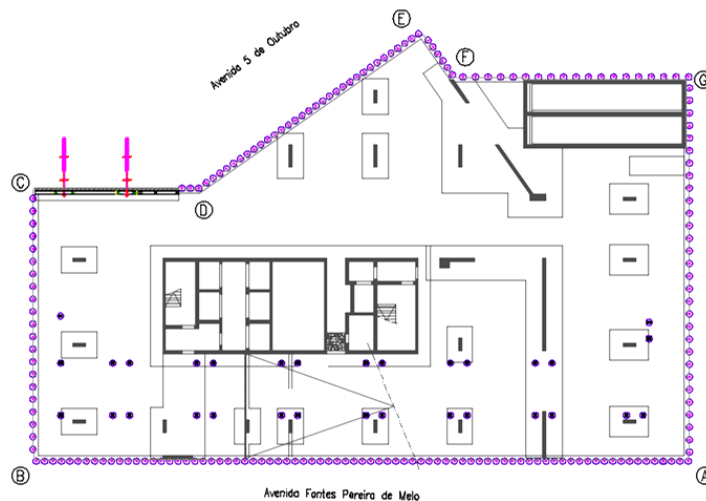
equilíbrio horizontal da contenção provisória serão utilizados vários níveis de ancoragens e escoras. Para permitir uma melhor distribuição de esforços na cortina e evitar a concentração excessiva de cargas serão construídas vigas de distribuição e vigas de coroamento ligadas aos escoramentos e ancoragens.

As ancoragens a utilizar serão constituídas por 5 cordões de 0,6", para que possam acomodar uma carga máxima de 780 kN e um pré-esforço de 700 kN, estas terão 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 6 m. Com a construção definitiva, a estrutura das lajes será responsável pela estabilidade da parede e assim as ancoragens e escoras provisórias serão desativadas (Pinto; Pita, 2014).

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 infraestrutura. Assim optou-se pela utilização de Painéis de "Berlim Definitivo", painéis de betão armado, com uma espessura de mínima de 30cm, para evitar problemas estruturais na estrutura vizinha. Esta técnica de contenção periférica permite a execução da parede definitiva durante a fase de escavação. A execução 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 do aberto do terreno, a estabilidade da parede face aos impulsos do terreno é garantida através de escoras metálicas e ancoragens provisórias. As ancoragens provisórias 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, o comprimento de selagem deve ter um comprimento mínimo de 7 metros.

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 mesmas características utilizadas no alçado BC.

Na Figura 3.7 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 Berlin. 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.



**Figura 3.7** Identificação dos alçados da escavação, nível -6, adaptado de (Pinto; Pita, 2014).

### 3.4.2. Alçado em estudo (AB)

O alçado AB pela sua localização é o indicado para o uso de bandas de laje em substituição de ancoragens, para minimizar interferências com o túnel do Metropolitano de Lisboa (ML). Uma vez que, o túnel do ML se encontra a uma distância inferior a 25m o projeto em causa é sujeito a estudos meticolosos por parte do departamento técnico do ML. Esta condicionante é muito importante na escolha da técnica de contenção periférica tal como do respetivo método de suporte, pois o ML é uma estrutura que pela sua idade e importância para a sociedade deve manter a sua funcionalidade durante todo o período de construção da obra.

Como foi referido anteriormente, neste alçado o sistema de travamento consiste em troços de laje ao invés do recurso a ancoragens. Este sistema consiste num conjunto de lajes que permite resistir aos impulsos atuantes na contenção, e que permanecem na estrutura definitiva como parte dos pisos enterrados, diminuindo assim as deformações provenientes da desativação das estruturas de suporte. De forma a compatibilizar a contenção periférica com o projeto de arquitetura, as bandas de laje terão a mesma inclinação das rampas de acesso aos pisos enterrados pré-definidas no projeto de arquitetura.

Tendo em conta o túnel do ML, optou-se pela realização de travamentos ao nível do piso -1 com ligação ao piso -2 e do piso -3 com ligação ao piso -4. No lado norte do alçado, devido à topografia do terreno, a profundidade de escavação é ligeiramente maior. Assim a 16,75m de profundidade (nível -3) já é possível efetuar um conjunto de 6 ancoragens, pois não afeta o túnel do ML, que são essenciais para o controlo de deformações numa zona que apresentava uma altura de 8,30m sem qualquer apoio. Este caso não se aplica no lado sul do mesmo alçado, devido à inclinação apresentada pela banda de laje, que no lado sul se encontra no nível -4, profundidade de 13,25m.

No dimensionamento destes elementos estruturais teve-se em conta a resistência e a rigidez necessárias para garantir a segurança no processo de escavação e de construção dos pisos enterrados. Sem descurar a segurança da obra foi definida a geometria das bandas de laje, de modo a que pudessem acomodar os impulsos do terreno com a menor interferência possível com a

execução dos pilares e outros elementos da estrutura. A execução das bandas de laje é feita durante a fase de escavação, através da betonagem direta contra o terreno, compatibilizada com o faseamento construtivo (Pinto; Pita, 2014). No Anexo II está pormenorizada uma banda laje.

A largura da banda de laje varia entre os valores de 16m, junto dos apoios laterais, e de 9,75m nos 44m centrais, com uma espessura constante de 0,30m. Para minimizar a deformação vertical (encurvadura), durante a fase de escavação as bandas de laje apoiar-se-ão em perfis metálicos do tipo HEB260 que funcionarão como pilares provisórios. Estes perfis serão fundados em troços de estacas com diâmetros de 0,60m e uma profundidade de 5m abaixo do último nível de escavação. Embora o nível freático tenha sido detetado abaixo do nível de escavação, é necessário garantir a drenagem interna do maciço, prevenindo a geração de impulsos hidrostáticos provocados pela infiltração de águas pluviais, na cortina de estacas. Os referidos drenos serão colocados entre estacas com uma inclinação ascendente de 10° com a horizontal, com um afastamento horizontal de 3,6m e um afastamento vertical de 3m. Deverão ser realizados drenos com 4m de comprimento e 50 mm de diâmetro em PVC rígido, canelado e crepinado (Pinto; Pita, 2014).

### **3.4.3. Processo Construtivo**

A solução definida para o alçado AB, confrontante com a Av. Fontes Pereira de Melo, propõe-se o seguinte faseamento construtivo. Retirado da memória descritiva e justificativa da escavação e contenção periférica, (Pinto; Pita, 2014).

- a) “Realização de vistoria a todas as estruturas e infraestruturas a preservar, vizinhas ao recinto da escavação, incluindo túnel do ML;
- b) Demolição de todas as estruturas existentes no local e desvio dos serviços enterrados que se localizem no interior do recinto de escavação e que tenham que ser preservados;
- c) Preparação da plataforma de trabalho e dos respetivos acessos, devidamente compatibilizada com a topografia do local, construções e arruamentos vizinhos, e com as características dos equipamentos de furação;
- d) Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, em particular as secções de instrumentação do túnel do Metropolitano de Lisboa;
- e) Execução das estacas com a profundidade necessária, recorrendo a tecnologia adequada, a partir da cota da plataforma de trabalho. Inclui as operações de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem. Onde indicado, colocação de calhas inclinométricas;
- f) Saneamento da cabeça das estacas;
- g) Escavação e execução da viga de coroamento que solidariza todas as estacas da cortina, deixando armadura de espera para as bandas de laje;
- h) Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação definidos no âmbito do plano de instrumentação e observação, em particular a instrumentação prevista para o interior do túnel de saída do estacionamento;

- i)** Execução de furações com 600mm de diâmetro necessárias para selar os perfis HEB260 que servem de apoio aos troços de laje;
- j)** Introdução dos perfis metálicos nas furações e selagem num comprimento total de 2.0m, ao nível do último piso de escavação;
- k)** Execução do travamento da contenção correspondente a troço de laje do piso -1, piso -2 e respetiva rampa de ligação, betonados contra o terreno. Os elementos do travamento deverão ser executados de forma a apoiar devidamente nos perfis verticais de apoio;
- l)** Escavação do primeiro nível de parede, por patamares de altura não superior a 3,0m, até ao nível do piso -3;
- m)** Execução dos drenos sub-horizontais. Inclui as operações de furação, limpeza e colocação;
- n)** Execução dos ferrolhos para ligação da viga de distribuição. Inclui as operações de furação, limpeza, colocação e selagem com recurso a resina epoxy ou calda de cimento;
- o)** Projeção da primeira camada de betão com uma espessura total de 4cm;
- p)** Aplicação da camada final de betão projetado, com uma espessura total de 4cm;
- q)** Execução do travamento da contenção correspondente a troço de laje do piso -3, piso -4 e respetiva rampa de ligação, betonados contra o terreno ou sobre cavalete de pequena altura. Os elementos do travamento deverão ser executados de forma a apoiar devidamente nos perfis verticais de apoio;
- r)** Escavação sucessiva até à cota final de escavação, acompanhando o faseamento da escavação implementado nos restantes alçados com ancoragens;
- s)** Execução da restante estrutura dos pisos enterrados até ao piso 0”;

O processo construtivo seguido na obra foi baseado no referido na memória descritiva, tendo contudo sofrido algumas alterações no local, devido a condicionamentos burocráticos relativos ao encerramento do trânsito no segmento da Av. 5 de Outubro. Assim a conclusão da cortina de estacas no alçado BC e a construção dos alçados CD, DE foi adiada até o desvio estar concluído. Esta condicionante levou a que não tenha sido feita a banda de laje prevista para o nível 0. Assim o travamento através de bandas de laje no alçado AB começou apenas no nível -1.

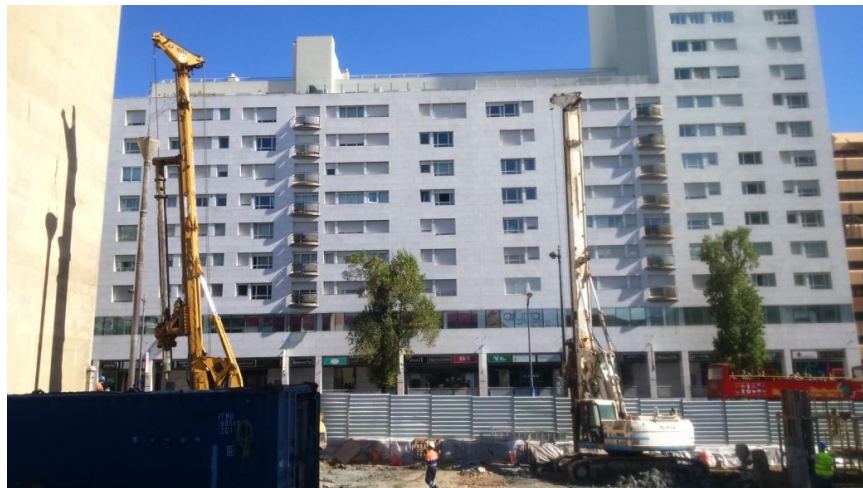
A construção da cortina de estacas foi realizada com recurso a vara kelly e trado curto, devido às boas condições do solo, Figura 3.8, tendo sido a mesma máquina utilizada para inserir os perfis metálicos de apoio à banda de laje. Para não parar a obra, a escavação do solo continuou até um pouco abaixo da cota da base da viga de distribuição do nível -1, junto ao alçado AB, BC e GA, Figura 3.9. A escavação foi até esse ponto para permitir colocar cavaletes por baixo da banda de laje e assim realizada uma cofragem tradicional.

Pela Figura 3.9 é também possível observar os perfis metálicos que puderam ser colocados naquela altura, tendo sido posteriormente cortados ao nível do solo para evitar transtornos na circulação de máquinas.

No alçado GA foram também instaladas as ancoragens dos níveis 0 e -1 e construída a parede até à base da viga de distribuição do nível -2 na zona não abrangida pela banda de laje, Figura 3.10.



O processo construtivo desta obra foi acompanhado até a escavação chegar à cota da primeira banda de laje no piso -1, em Anexo IV é possível verificar a evolução da obra através de relatórios de visitas semanais à obra. Nestas visitas foi possível observar o processo construtivo, tal como os contratempos sofridos e as resoluções destes.



**Figura 3.8** Construção de cortina de estacas no alçado AB.



**Figura 3.9** Vista do recinto da obra, com alçado BA à esquerda e os perfis metálicos ao centro.



Figura 3.10 Vista do alçado GA com as ancoragens dos níveis 0 e -1 e início da construção da parede.

## 3.5. Plano de Instrumentação

### 3.5.1. Generalidades

O Plano de Instrumentação e Observação é uma ferramenta muito importante para garantir a segurança dos edifícios adjacentes e da contenção periférica ao longo do processo construtivo. Esta medida de prevenção garante a segurança da obra através de medidas de gestão do risco associado à solução construtiva.

Como se trata de uma escavação em meio urbano, é indispensável instalar um plano de instrumentação para estudar os movimentos sentidos pelas estruturas adjacentes, uma vez que estas têm uma maior sensibilidade a deslocamentos devido à sua natureza construtiva. Para além do plano de instrumentação é também necessário estabelecer critérios de alarme e alerta, com o objetivo de garantir que não são atingidos deslocamentos que provoquem danos nas referidas estruturas e na escavação devido a deslocamentos excessivos.

Através das medições obtidas é possível confirmar as hipóteses levantadas em projetos assim como fazer uma otimização do mesmo através de medidas corretivas. O plano de instrumentação e observação deve ser considerado um investimento e uma segurança para a obra desde que, os seus dados não sejam descurados.

### 3.5.2. Aparelhos de Medição e Grandezas a Medir

Os aparelhos instalados, no alçado AB, para controlar deslocamentos foram 2 inclinómetros, 6 alvos topográficos e 5 células de carga.

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

Dentro do recinto de escavação também foram colocados alvos topográficos em especial, na viga de coroamento e vários inclinômetros. Os alvos têm como objetivo controlar os deslocamentos no topo da cortina à medida que é feita a escavação. Os inclinômetros são um complemento aos alvos topográficos, pois permitem medir os deslocamentos horizontais em profundidade e permitindo conhecer a evolução dos movimentos da cortina de estacas em profundidade.

### 3.5.3. Frequência das Leituras e Critérios de Alarme

Tendo em conta as características da obra e dos aparelhos instalados, estes devem ser lidos durante a fase de escavação, e 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 (Pinto; Pita, 2014).

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 ML e os edifícios adjacentes têm características e sensibilidade a movimentos diferentes, foram definidos critérios de alerta e alarme distintos, como está representado na Tabela 3.3.

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

**Tabela 3.3** Níveis de alerta e alarme, (Pinto; Pita, 2014).

Estrutura	Critério de Alerta		Critério de Alarme	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
<i>Contenção Periférica</i>	20mm por 10m de desnível	15mm por 10m de desnível	30mm por 10m de desnível	22.5m por 10m de desnível
<i>Túnel do ML</i>	7mm	7mm	10mm	10mm
<i>Estruturas Vizinhas</i>	20mm	15mm	40mm	30mm

Caso os critérios de alerta e alarme sejam atingidos, terão de ser analisadas medidas de reforço, (Pinto; Pita, 2014), descritos abaixo:

- 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 ML sofrer deslocamentos que ultrapassem os definidos na Tabela 3.3, 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.

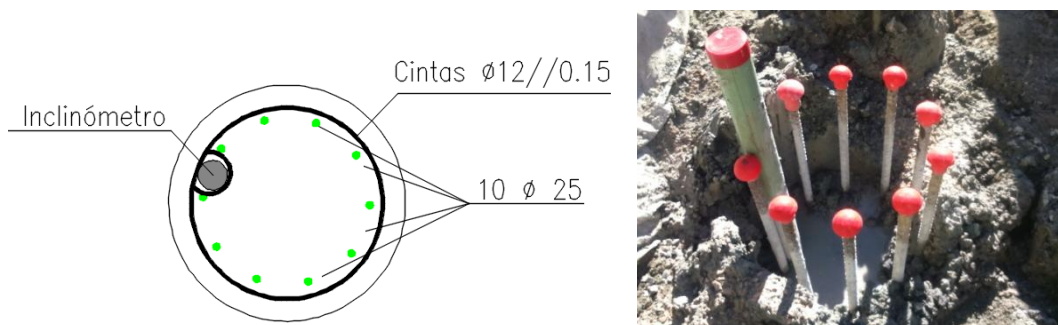
### 3.5.4. Monitorização da Obra

#### 3.5.4.1. Inclínómetros

Os inclinómetros são instrumentos utilizados para medir movimentos horizontais em profundidade e são instalados para controlar as deformações nas estruturas e solos em que se inserem.

Este instrumento consiste no conjunto de uma sonda e de uma calha inclinométrica, onde a sonda é inserida no interior da calha. A cada 0,5 m que a sonda desce, em profundidade, mede o desvio que a calha sofreu. A calha inclinométrica tem duas nervuras onde se encaixa e é instalada a sonda orientando uma das nervuras no sentido para o qual se preveem maiores deslocamentos. (de Carvalho, 2013)

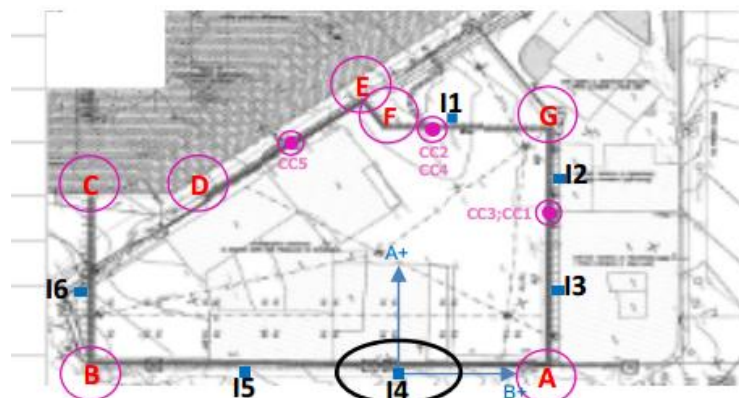
O alçado em foco nesta dissertação sofreu uma ligeira alteração do seu posicionamento em planta devido a condicionamentos no desvio de alguns serviços, nomeadamente conduta de água. Assim em vez dos inclinómetros se encontrarem a montante da cortina de estacas, a sua nova localização é no interior das próprias estacas, Figura 3.11. A verticalidade do inclinómetro será garantida com uma armadura ordinária que será soldada na armadura da estaca definida em projeto. Devido a este imprevisto a furação de estacas neste alçado terá mais 2m de profundidade para garantir que o inclinómetro está encastrado a uma profundidade que não seja influenciada pelos trabalhos.



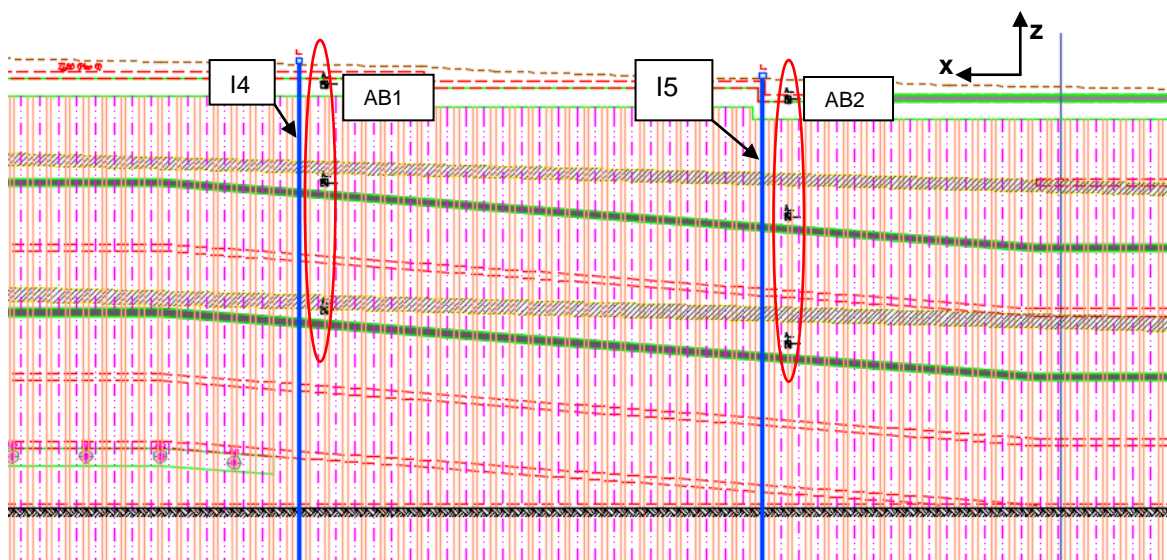
**Figura 3.11** Nova disposição do conjunto estaca + inclinómetro, planta e aplicação prática.

As calhas inclinométricas serão em PVC-ABSø75mm, permitindo a passagem de um sensor deslizante (torpedo) dotado de pontos de referência (roletes) espaçados de 0,5 ou 1,0m. O torpedo contém dois sensores do tipo servo-acelerómetros montados com desfasamento de 90° (graus). Uma vez dentro do tubo-calha, a profundidade a que se encontra o torpedo é controlada por uma escala graduada de 0,50 m e impressa no próprio cabo elétrico que liga o torpedo à caixa de leituras (à superfície). O resultado obtido em cada leitura é a distância na horizontal entre os roletes de referência. Com este valor, para cada profundidade instrumentada, é possível construir um gráfico profundidade/deslocamento horizontal das calhas em qualquer das duas direções ortogonais. O erro de cálculo de deflexão é aproximadamente 1mm por cada 5m de tubo calha (Pinto; Pita, 2014).

Na Figura 3.12 está representada a localização dos 6 inclinómetros já instalados e dos quais se obtém leituras todas as semanas. A Figura 3.13 representa a localização dos instrumentos de monitorização do alçado AB, a posição dos 2 inclinómetros e dos 6 alvos topográficos.



**Figura 3.12** Planta com a localização dos 6 inclinómetros.



**Figura 3.13** Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB, adaptado de (Pinto; Pita, 2014).

Os inclinómetros do alçado AB, em especial o inclinómetro I4, nas primeiras semanas de monitorização apresentaram valores de deslocamentos elevados no primeiro metro de escavação, que não correspondem à realidade. A razão desta discrepância de valores quando comparados com os valores medidos pelos alvos topográficos prende-se com o facto de na construção da estaca, o tubo que protege o inclinómetro não ter sido danificado à betonagem da estaca. Abaixo do primeiro metro de leitura os valores medidos já se aproximavam mais dos valores realistas.

No estudo da evolução dos deslocamentos medidos pelos inclinómetros é preciso ter em conta o nível de escavação a que se encontra a obra, perto dos inclinómetros em estudo. Quer o inclinómetro I1 (no alçado FG) quer o inclinómetro I2 (alçado GA) estão instalados na zona onde a escavação já se encontra à cota superior da viga de distribuição do nível -2 (prof. 6,83m). Desta forma é natural que os deslocamentos horizontais no sentido da escavação sejam mais elevados até aos 12m, e nos seguintes tendam para zero. Estes valores não são tão elevados pois a parede já encontra-se travada por dois níveis de ancoragens. Na zona de influência do inclinómetro I3 a escavação só foi realizada

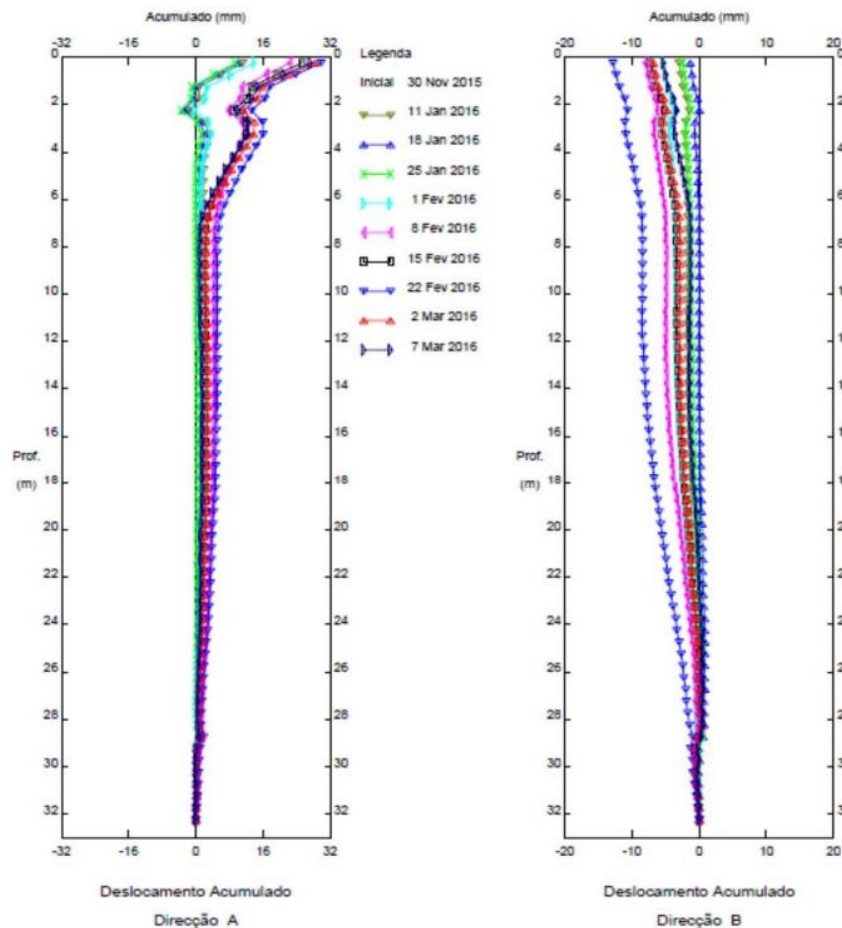
até ao nível -1, tendo sido o deslocamento máximo lido a 22 de Fevereiro e com um valor de 5,19mm à profundidade de 0,5m. Nas leituras seguintes este valor diminui para 4mm.

Os inclinómetros no alçado AB são os que apresentam deslocamentos mais elevados e consequentemente são os levantam maiores preocupações. Junto do alçado AB a escavação encontra-se ao nível -1, ainda sem qualquer banda de laje construída. Os deslocamentos medidos em ambos os inclinómetros deste alçado têm tendência ascendente até ao dia 22 de Fevereiro, sendo que nas medições seguintes os deslocamentos já têm uma tendência para estabilizar. O inclinómetro I4 é o que o exibe os maiores deslocamentos em ambas as direções, Figura 3.14, com um valor máximo de 29,85mm no sentido A (interior da escavação) quando já tinham sido retirados terrenos até à cota superior da viga de distribuição do nível -1 (4,75m) e um valor máximo de 12,86mm na direção B (sentido do alçado BC). Note-se que estes deslocamentos encontram-se bem acima daqueles definidos nos critérios de alerta alarme. O deslocamento da parede para o lado do alçado BC pode ser justificado por este ser o alçado com menor rigidez, uma vez que ainda se encontra incompleto ao contrário do alçado GA que já se encontra completamente construído. O inclinómetro demonstra que a parede tem uma tendência de se movimentar para o interior da escavação, pois não existe nenhum travamento que contrarie este movimento. Estes valores de deslocamentos são preocupantes, levando à paragem da obra junto deste alçado, decisão esta que pode ter sido a razão para a pequena diminuição dos deslocamentos sentidos no inclinómetro.

No inclinómetro I5, alçado AB próximo do alvo topográfico AB2 é possível ler deslocamentos inferiores aos obtidos no inclinómetro I4, contudo estes valores são próximos dos medidos no alvo AB2 permitindo assim existir uma concordância de valores. As direções estudadas nestes inclinómetros são para o interior da escavação (direção A), os valores máximos na ordem de 9mm e no sentido do alçado BC (direção B) com valores próximos de 1mm.

No inclinómetro I6 (alçado BC) os deslocamentos são relativamente baixos, pois ainda só se encontra escavado um nível e a extensão deste alçado é bastante inferior à do alçado AB. Neste inclinómetro foram medidos valores máximos na direção A e B de 5,23mm (sentido do centro de escavação) e 0,92mm (sentido do alçado CD), respetivamente. O facto da parede de contenção se encontrar inacabada torna o extremo C um ponto menos rígido levando a que os deslocamentos na direção B sejam negativos.

No Anexo III Deslocamentos dos inclinómetros, encontram-se representadas as leituras até à data.



**Figura 3.14** Deslocamentos acumulados na direção perpendicular à cortina (A) e paralela à cortina (B), inclinômetro I4.

### 3.5.4.2. Alvos Topográficos

A instalação dos alvos foi realizada através de colagem e/ou selagem destes nas estruturas. A orientação dos alvos deve ser feita de modo a facilitar a pontaria do equipamento topográfico, e assim minimizar erros (da ordem de 1mm na direção horizontal e de 0,5mm na direção vertical).

As campanhas consistem na leitura de ângulos e distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendem determinar. Os pontos de referência, de apoio à execução das leituras, deverão ser localizados em zonas fora da área de influência da obra (Pinto; Pita, 2014). São utilizados 6 pontos de referência para garantir a redundância de resultados, estes estão distribuídos pelos edifícios vizinhos, no hotel Sheraton, no edifício da PT, na maternidade Alfredo da Costa, no hotel Zenit e 2 pontos referência no edifício localizado do outro lado da Av. Fontes Pereira de Melo.

A Figura 3.13 também representa a localização dos 6 alvos topográficos do alçado AB divididos em 3 profundidades diferentes. As leituras destes dados são efetuadas todas as semanas, no caso dos deslocamentos não se aproximarem dos critérios de alerta.

Através do estudo da Figura 3.15 e Figura 3.16 pode-se verificar que até 4 de Fevereiro de 2016 os movimentos da parede nos três eixos é relativamente pequeno que estão dentro dos valores aceitáveis.

Contudo no alvo topográfico AB1 foi possível verificar a evolução dos deslocamentos da cortina em especial a partir de 04 de Fevereiro, sendo que na leitura de 18 de Fevereiro os deslocamentos presentes na cortina chegam a um máximo de 15mm. Estes valores não são corroborados com os dados do alvo topográfico AB2, neste os deslocamentos os deslocamentos em yy evoluem de forma similar aos do alvo AB1 mas os valores não ultrapassam os 7 mm, estando assim dentro dos limites do critério de alerta. A origem destes deslocamentos pode estar relacionada com o facto da escavação junto do alçado ter sido executada sem a prévia construção do apoio (banda de laje) obrigando assim a parede de contenção a estar em consola mais tempo e com um vão maior.

Esta situação levou a uma interrupção da escavação, até ser possível a concluir a construção do alçado BC e consequentemente a construção da banda de laje. A grande preocupação neste alçado prende-se com o facto dos deslocamentos na parede não tenderem a estabilizar, mesmo após a paragem dos trabalhos. Desta forma, e antes de se realizar algum trabalho de reforço, está planeado como primeiro passo a instalação de mais alvos topográficos para se saber a extensão do problema, com base nas informações por estes alvos obtida será depois estudada uma solução de reforço.

Em relação aos deslocamentos nas restantes direções, em ambos os alvos registaram-se valores inferiores aos de critério de alerta. Na direção xx ambos os alvos topográficos apresentam valores similares, a variar entre 1 e 2mm no sentido positivo do eixo. Em relação ao eixo zz, os deslocamentos medidos até 20 de Janeiro situam-se entre os 0 e 1mm no alvo AB1 e no caso de AB2 com valores ascendentes até 2mm. A partir da referida data os deslocamentos em zz variaram com uma maior amplitude, mas não ultrapassam os valores de alerta.

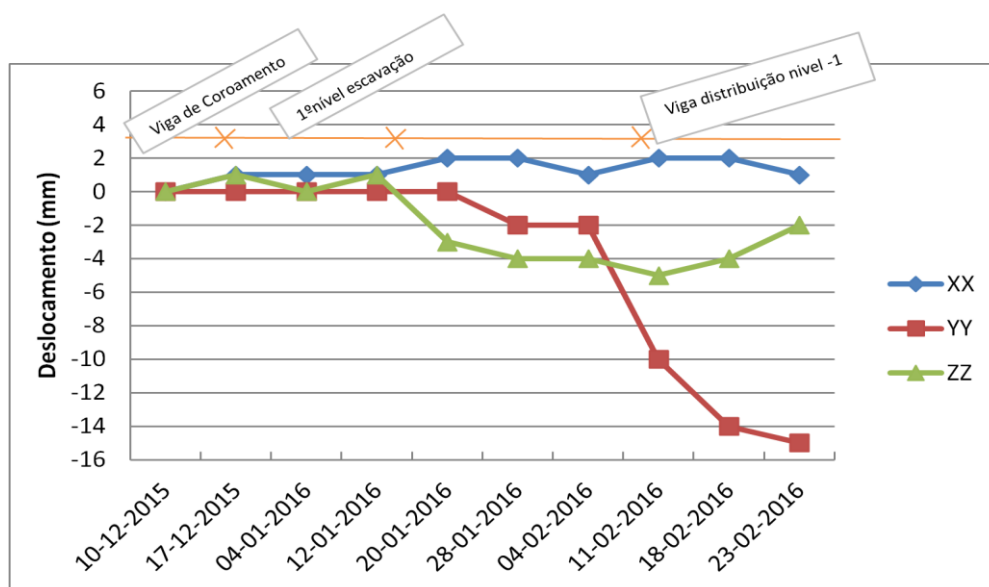


Figura 3.15 Evolução dos deslocamentos no alvo AB1.



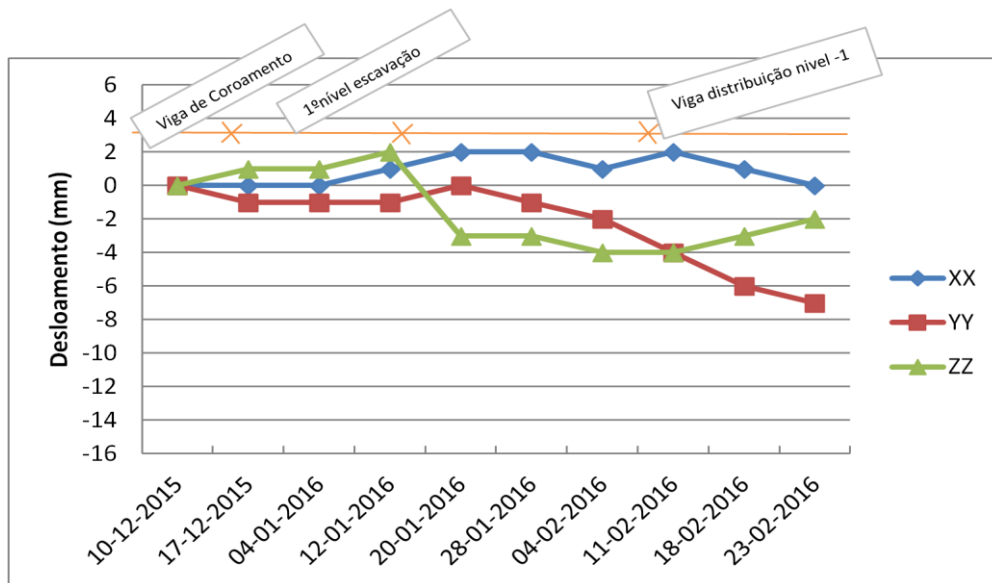


Figura 3.16 Evolução dos deslocamentos no alvo AB2.

### 3.5.4.3. Metropolitano de Lisboa

Com base nos critérios definidos na Tabela 3.3, e nos critérios rigorosos do ML em relação aos mesmos deslocamentos, foi criada um plano de instrumentalização rigoroso com medições semanais. Como o ML é uma instituição crucial para o bom funcionamento da cidade, as medições só podem ser feitas após o horário de expediente, por volta das 3h.

No Metropolitano de Lisboa foram instaladas 18 estações topográficas, ao longo de todo o túnel com a disposição definida na Figura 3.17 e num comprimento aproximadamente igual ao comprimento do alçado AB (62m).

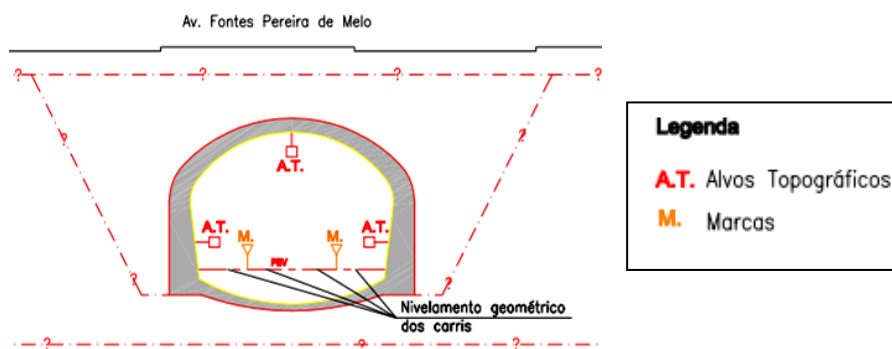
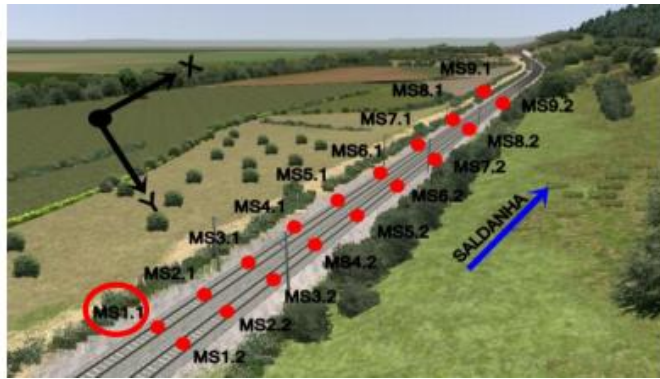


Figura 3.17 Perfil do túnel do ML e esquema da monitorização, (Pinto, A.; Pita, X., 2014).

Na Figura 3.18 estão representadas as várias estações topográficas presentes no túnel do ML ao longo do comprimento do alçado AB da obra.

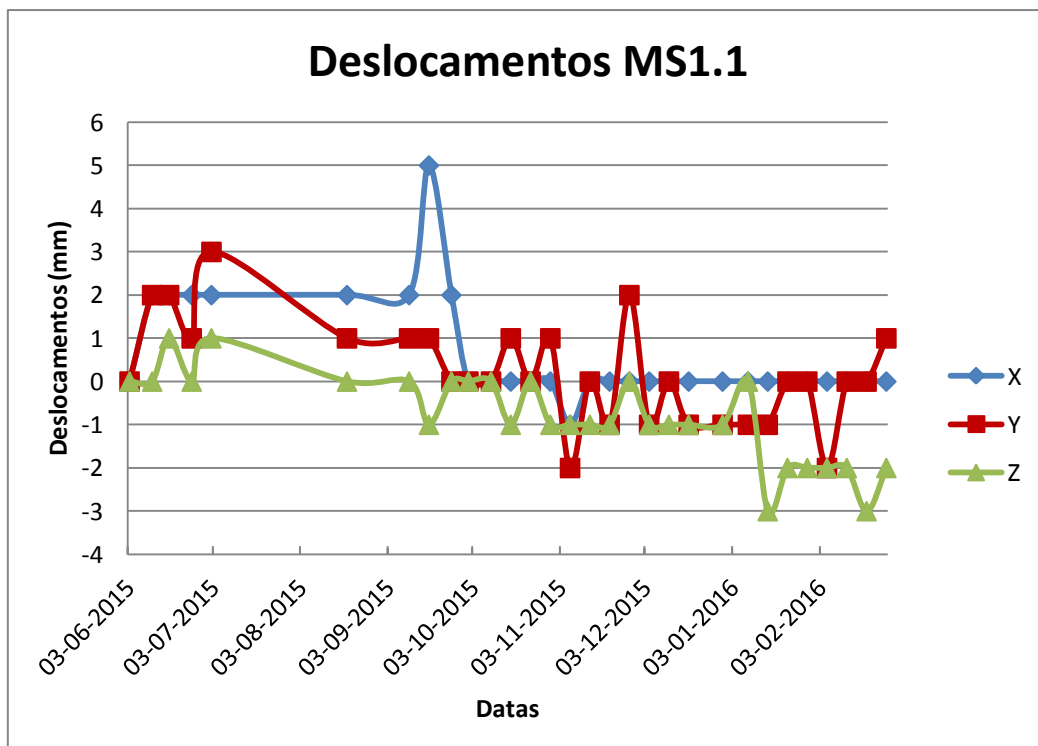


**Figura 3.18** Localização das estações no túnel do ML, (Pinto, A. Pita, X., 2014).

A monitorização do túnel também obrigou à realização de uma nova zeragem a 01 de Outubro de 2015, pois existia um erro na triangulação utilizada e uma das estações apresentava valores que não correspondem à situação presente no local.

A Figura 3.19 mostra a evolução dos deslocamentos sentidos na estação identificada na figura acima com MS1.1. Esta estação foi a que apresentou maiores movimentos segundo o eixo xx, 5mm no sentido do eixo no dia 9 de Agosto de 2015, contudo estes deslocamentos ainda estão abaixo do valor de alerta.

Segundo o eixo yy os deslocamentos não ultrapassam os 5mm, e estes não estão sempre a variar no mesmo sentido, o que é positivo pois significa que o túnel não está a ter um movimento no sentido no colapso.



**Figura 3.19** Evolução de deslocamentos na estação MS1.1.

## **4. Modelação numérica da solução com bandas de laje**

A contenção periférica foi dimensionada utilizando um programa de cálculo automático de elementos finitos, *Plaxis 2D, versão 8.2*. O recurso a este *software* é frequente pois permite analisar vários aspetos relacionados com estruturas geotécnicas e processos de construção.

A modelação do caso de estudo focou-se no corte tipo do alçado AB da estrutura de contenção. A secção tem uma altura de escavação de cerca de 18m, com uma estrutura de contenção de cortina de estacas espaçadas e os níveis de bandas de laje fixados a cerca de 6,80m e 12,30m da cota do inicial de escavação.

Foram efectuadas duas modelações do caso de estudo, onde variavam as características do solo. Na primeira modelação as características do solo são obtidas através do estudo das sondagens e na segunda modelação as características do solo são obtidas através do estudo do ensaio MASW.

### **4.1. Modelação Estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios SPT**

#### **4.1.1. Geometria do modelo de cálculo**

Devido ao significativo desenvolvimento longitudinal, 62m, pôde ser considerado um estado plano de deformação, que é definido pela não variação longitudinalmente do campo de tensões e deformações. Para a análise da secção de estudo assume-se uma secção tipo perpendicular ao plano da estrutura, e as suas características mecânicas são definidas por metro linear.

A malha de elementos finitos é constituída por elementos triangulares isoparamétricos de 15 nós, pois a sua maior aproximação cria melhores resultados. Esta malha está contida numa janela de 45m de largura e 50m de altura. A distância da cortina ao limite esquerdo da janela (interior da escavação) é igual à altura de escavação com vista a melhor representar as deformações do solo. Por fim a distância da parede ao limite direito da janela é de aproximadamente 30m para garantir que a distância da extremidade esquerda do túnel à parede é igual à distância da extremidade direita do túnel à fronteira.

As condições de fronteira definidas na janelas foram aplicadas através do comando *Standart Fixities*, assim, admitiu-se que nas fronteiras laterais do modelo apenas são permitidos deslocamentos verticais e na base do modelo considerou-se um apoio fixo.

Como foi definido na Memória Descritiva e Justificativa de Escavação e Contenção Periférica, foi considerada uma sobrecarga de 10 kPa na modelação. Este valor é representado a uma distância igual à apresentada na realidade entre a parede de contenção e a via de trânsito, pois representa o tráfego automóvel presente na Av. Fontes Pereira de Melo.

O nível freático, como já foi referido, foi representado a 22,34m de profundidade. A base da escavação encontra-se acima desse valor, portanto o NF não tem grande influência nos cálculos.

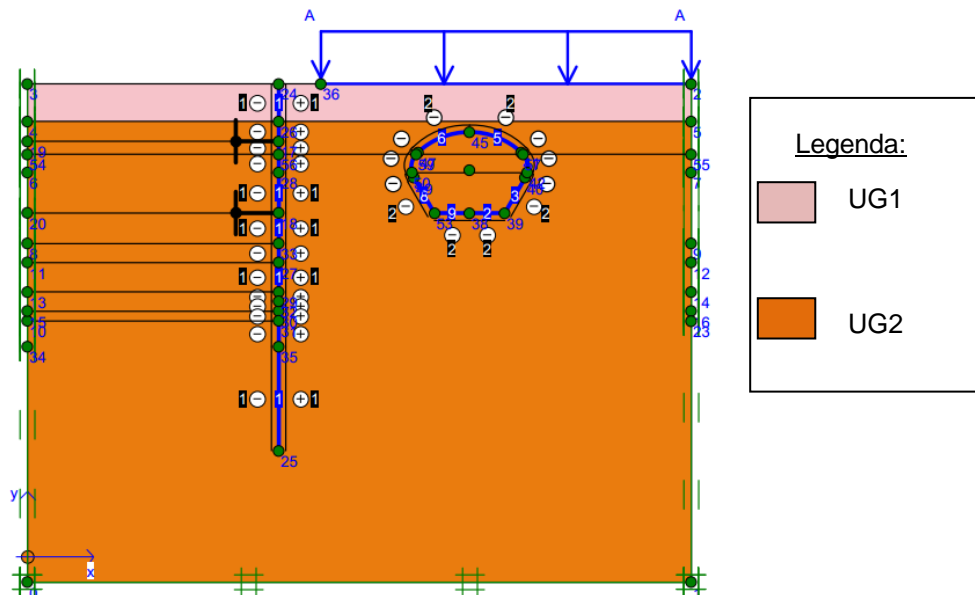


Figura 4.1 Geometria do modelo representativo do modelo real.

#### 4.1.2. Caracterização dos Materiais

Após a definição da geometria do modelo representado na Figura 4.1 é necessário caracterizar todos os materiais envolvidos. A resistência e rigidez dos materiais são definidas por metro linear pois é considerada uma análise bidimensional.

##### 4.1.2.1. Caracterização do Terreno

O modelo constitutivo dos solos adoptado foi o *Hardening Soil Model*. O *Hardening Soil Model* é um modelo avançado de simulação do comportamento de vários tipos de solos, entre eles as areias, argilas e siltes. Este modelo considera o endurecimento do solo, ao contrário do modelo de *Mohr-Coulomb* que é um modelo elástico perfeitamente plástico. Este modelo utiliza três módulos de deformabilidade para a definição do solo (Plaxis Version 8 – Manual).

Para a correta caracterização do modelo é necessário definir alguns parâmetros. O Manual do programa (Plaxis Version 8 – Manual) sugere algumas aproximações, para parâmetros difíceis de determinar através de ensaios ou correlações. Assim como fornece alguns valores de defeito, representados a negrito na Tabela 4.1.

$$E \approx E_{50}^{ref} \quad (3)$$

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref} \quad (4)$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref} \quad (5)$$

No *software* foram colocadas apenas duas camadas, uma definida como aterros com as características inseridas iguais às definidas em projecto, pois esta camada é definida de forma bastante similar em todas as sondagens realizadas.

A segunda camada definida no *software* abrange as quatro camadas inferiores ao aterro esta uniformização das camadas é uma simplificação do modelo presente do solo, pois as camadas variam a sua posição ao longo do alçado, assim esta camada apresenta valores característicos médios que permitem criar uma zona geológica representativa do caso real.

**Tabela 4.1** Parâmetros de solo utilizados na modelação.

<b>Parâmetros do Modelo</b>	<b>Cenário Geotécnico</b>	
	<i>Aterros</i>	<i>Silte argilosos e margoso</i>
	<i>UG1</i>	<i>UG5</i>
$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	20
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	20
$E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5000	42500
$E_{oed}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5000	42500
$E_{ur}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	15000	127500
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	3	17
$\phi'$ [°]	25	35
$m[-]$	0,5	0,5
$\psi$	0	0
$\nu_{ur}$	0,2	0,2
$k_0$	0,577	0,426

#### 4.1.2.2. Caracterização do túnel do ML

O túnel do ML é caracterizado no *Plaxis* como *Plate* com as seguintes características mecânicas apresentadas na Tabela 4.2, é considerado que o túnel foi construído com betão C25/30. É importante referir que a espessura característica do túnel varia, tendo sido considerada uma espessura de 0,7m.

**Tabela 4.2** Parâmetros do túnel do ML utilizado na modelação.

	<b>Parâmetros</b>	<b>Valores</b>
<b>Características de Betão C25/30</b>	Módulo de elasticidade, <b>E[kN/m<sup>2</sup>]</b>	3,03e+07
	Peso volúmico, <b>Y[kN/m<sup>3</sup>]</b>	25
<b>Características do túnel</b>	Perímetro, <b>P [m]</b>	26,49
	Espessura, <b>e[m]</b>	0,7
	Área, <b>A[m<sup>2</sup>/m]</b>	48,72
	Peso, <b>w[kN/m/m]</b>	12,5
<b>Características mecânicas</b>	Rigidez axial, <b>EA[kN/m]</b>	2,31e+07
	Rigidez de flexão, <b>EI[kNm<sup>2</sup>/m]</b>	9,433e+05

#### 4.1.2.3. Caracterização da Cortina de Estacas

A caracterização da parede de contenção é essencialmente a caracterização de um elemento linear por metro de largura. Nesta etapa é necessário ter em conta a altura da cortina, o diâmetro de um estaca e o espaçamento entre estas. O betão usado na construção da cortina de estacas é C30/37.

Para representar a cortina de estacas no *software Plaxis*, a cortina deve ser definida como *Plate*, no *Material Set*, com as características presentes na Tabela 4.3. É importante referir que nesta modelação do problema não foram consideradas as vigas de distribuição devido à insignificante inércia transversal destas.

**Tabela 4.3** Parâmetros da cortina de estacas utilizados na modelação.

	<b>Parâmetros</b>	<b>Valores</b>
<b>Características de Betão C30/37</b>	Módulo de elasticidade, <b>E[kN/m<sup>2</sup>]</b> , s/ fendilhação	3,3e+07
	Peso volumico, <b>Y[kN/m<sup>3</sup>]</b>	25
<b>Características da cortina das estacas do alçado AB</b>	Comprimento, <b>L [m]</b>	18
	Afastamento, <b>af[m]</b>	0,8
	Diamtro, <b>d[m]</b>	0,6
	Área, <b>A[m<sup>2</sup>/m]</b>	0,2827
<b>Características mecânicas</b>	Peso, <b>w[kN/m/m]</b>	8,835
	Inércia, <b>I[m<sup>4</sup>/m]</b>	0,00636
	Rigidez axial, <b>EA[kN/m]</b>	1,2e+07
	Rigidez de flexão, <b>EI[kNm/m]</b>	262421

#### 4.1.2.4. Caracterização das Bandas de Laje

Para se poder caracterizar a banda de laje corretamente é importante saber a rigidez axial da banda, segundo o eixo *xx* e o eixo *yy*. Quando se trabalha num programa 3D, o *software* automaticamente compatibiliza os deslocamentos na banda segundo o plano *xz* e o plano *yz*. Contudo, visto que nesta dissertação se trabalha com *software* 2D é necessário fazer esta relação manualmente.

A largura da banda de laje não é uniforme em todo o seu comprimento, aumenta à medida que se aproxima da extremidade, assim a banda de laje tem uma largura de 9,75m no meio e tem uma largura máxima de 16,3m nos extremos.

Para o estudo da rigidez da banda de laje, a flecha é calculada apenas na zona que apresenta uma largura de 9,75m e um comprimento de 44m, pois os deslocamentos numa viga bi-encastada são maiores a meio do vão. Considera-se assim que a banda de laje é bi-encastada e o cálculo da sua flecha pode ser obtido através da Equação (6), com os valores das incógnitas apresentadas na Tabela 4.4

$$f = \frac{pL^4}{384EI} \quad (6)$$

Para se poder modelar a banda de laje no Plaxis é necessário saber a rigidez da banda (k), que no Plaxis é representado por rigidez axial (EA), para isso basta fazer apenas o inverso da flecha, pois a força p é unitária, Equação (7).

$$EA = \frac{Fi}{\delta} \quad (7)$$

**Tabela 4.4** Característica da banda de laje para a obtenção da rigidez desta.

Comprimento (m)	p (kN/m)	Largura (m)	Espessura (m)	I (m <sup>4</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	f (m)	EA (kN/m <sup>2</sup> )
44	1	9,75	0,3	23,17	3,3e+07	1,3e-05	78340,9

As bandas de laje são definidas no Plaxis como *Anchors*, Tabela 4.5, como o estudo é feito por metro de comprimento, o  $L_{spacing}$  definido é 1m, enquanto EA é a característica mecânica definida através da geometria da banda. O comportamento da banda é definido como Elástico Linear.

**Tabela 4.5** Parâmetros da banda de laje utilizados na modelação.

<b>Características da Banda de Laje</b>	<b>Parâmetros</b>	<b>Valores</b>
	$L_{spacing}$	1 m
	$A = h * 1m$	0,3
	EA	78340,9
	Comportamento	Elástico Linear

Após a execução do programa com todas as características definidas anteriormente, é possível saber qual a força de travamento aplicada em cada banda de laje, **F**, assim como o deslocamento da parede a essa profundidade. E é este valor da força que é utilizado no cálculo das armaduras da banda de laje, para controlo de deformações e fendilhação.

#### 4.1.2.5. Malha de Elementos Finitos e Fase de Cálculos

Após serem definidos todos os parâmetros dos diversos materiais presentes no modelo, é possível criar a malha de elementos finitos, comando *Mesh*. Uma malha de elementos finitos permite dividir o modelo em elementos triangulares, definido inicialmente, compatíveis com os elementos estruturais. A definição da malha vai desde *Very Coarse* a *Very Fine*. É preferível o uso de malha mais refinada,

pois esta tende a dar melhores resultados. Daí ser preferível realizar um refinamento da malha em locais de interesse, como por exemplo perto das estruturas. Devido ao refinamento da malha é normal o número de elementos aumentar, pois o tamanho destes diminui.

Neste trabalho recorre-se a um refinamento geral do tipo *Fine* com a malha especialmente refinada junto às bandas de laje e do túnel.

Antes de iniciar o cálculo do modelo, é necessário instalar um estado de tensão com distribuição de pressões efetivas, horizontais e verticais. É importante considerar o nível freático, embora este se encontre abaixo do nível de escavação, mas a sua presença é sentida pela cortina de estacas.

O *software Plaxis* permite replicar a sequência de construção, dando assim a opção de estudar os deslocamentos em todas as diferentes fases de construção. Como a segunda camada geológica tem mais de 16m de extensão vertical, as fases de escavação desta camada foram feita com espaçamento a variar entre 1,5m e 2,3m.

De seguida apresentam-se todas as fases realizadas:

- Fase 1 – Ativação a estrutura representativa do túnel ML, assim como, a sobrecarga, 10kPa, definida em projeto e a cortina de estacas;
- Fase 2 – Escavação da camada geológica correspondente a *Aterros*, com uma espessura de 2.95m;
- Fase 3 – Escavação da 2ª camada geológica até à cota da 1ª banda de laje;
- Fase 4 – Betonação da primeira banda de laje, diretamente contra o terreno;
- Fase 5 – Escavação de 1,5m da segunda camada geológica;
- Fase 6 – Escavação da 2ª camada geológica até à cota da 2ª banda de laje;
- Fase 7 – Betonação da segunda banda de laje, diretamente contra o terreno;
- Fase 8 – Escavação de 2,3m da segunda camada geológica;
- Fase 9 – Escavação de 1,5m da segunda camada geológica;
- Fase 10 – Escavação de 2,3m da segunda camada geológica;
- Fase 11 – Escavação de 2,3m da segunda camada geológica e chegada ao fim da escavação.

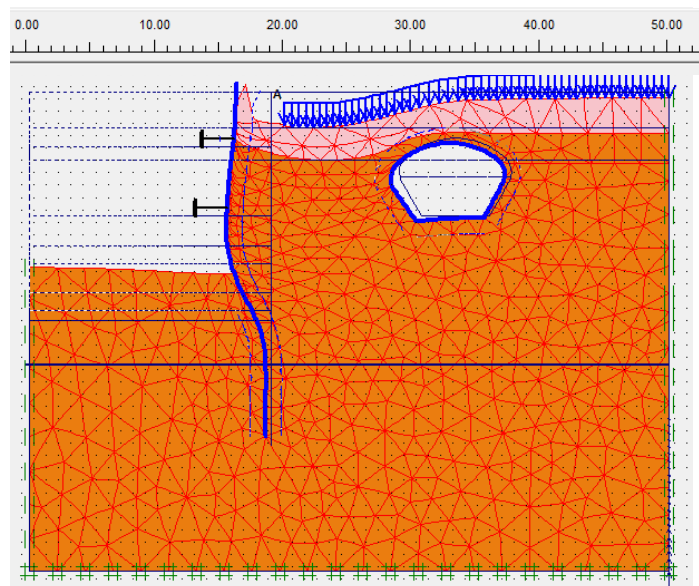
#### **4.1.3. Resultados obtidos**

Na interface *Output* é possível estudar os deslocamentos, esforços e deformadas das diferentes estruturas. São apresentados os resultados tendo em vista o fim da escavação, contudo como a obra em estudo só foi acompanhada até à construção da primeira banda de laje conseqüentemente só serão comparados os valores reais com os obtidos na 4ª fase do processo construtivo descrito no subcapítulo anterior.



#### 4.1.3.1. Deslocamentos

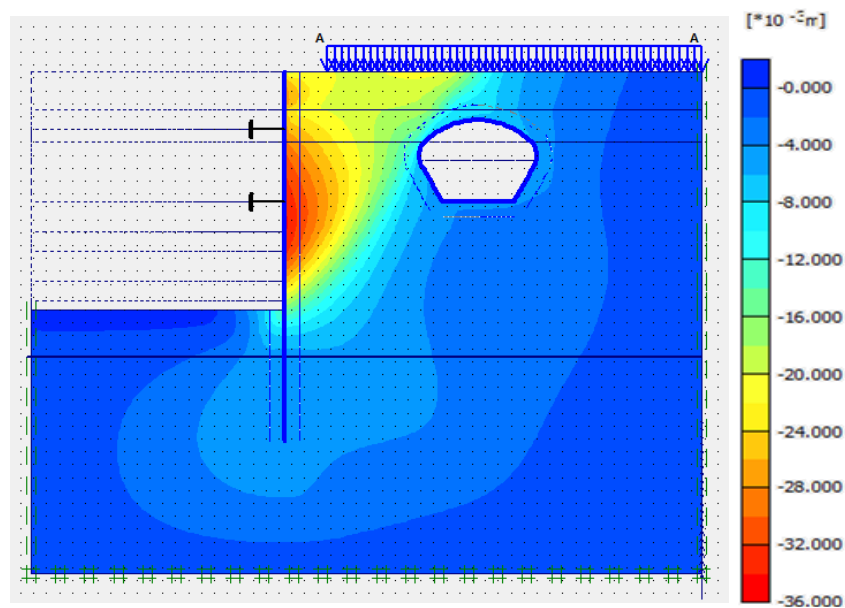
No sub-programa *Output* é observável a deformada da malha de elementos finitos, como é representado na Figura 4.2.



**Figura 4.2** Deformada da parede de contenção no final da escavação.

Como se pode verificar na Figura 4.3, a deformação horizontal máxima ocorre abaixo da 2ª banda de laje assume o valor de 36,2mm para o interior da escavação. Os deslocamentos são para o interior da escavação, pois as bandas de laje funcionam com estruturas de suporte passivas.

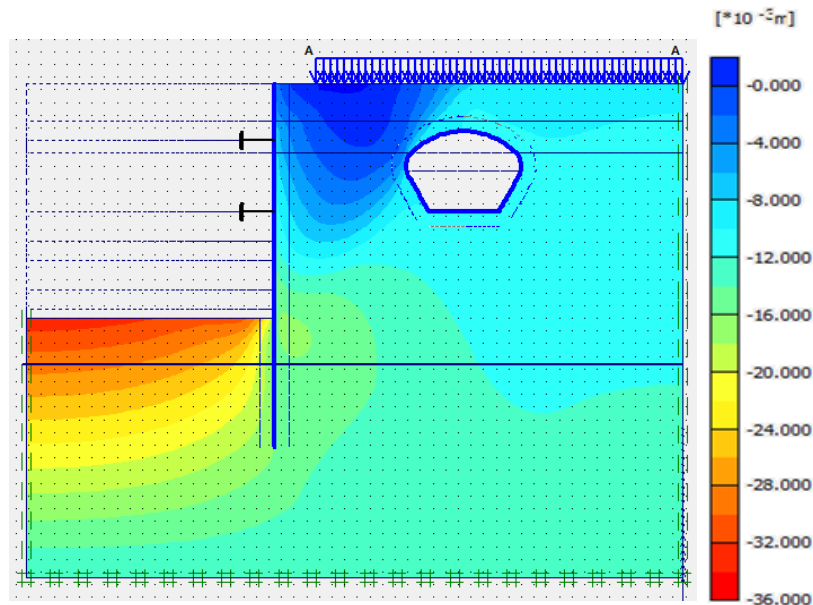
Este valor é inferior ao critério de alerta e não pode ser comparado com os valores medidos na instrumentação uma vez que, a escavação ainda se encontra no piso -1.



**Figura 4.3** Deformações horizontais no final da escavação.

O valor de deslocamento vertical máximo, Figura 4.4, foi registado na base da escavação e corresponde a um empolamento de 40,4mm. Devido à retirada de volume de solos retirados no final

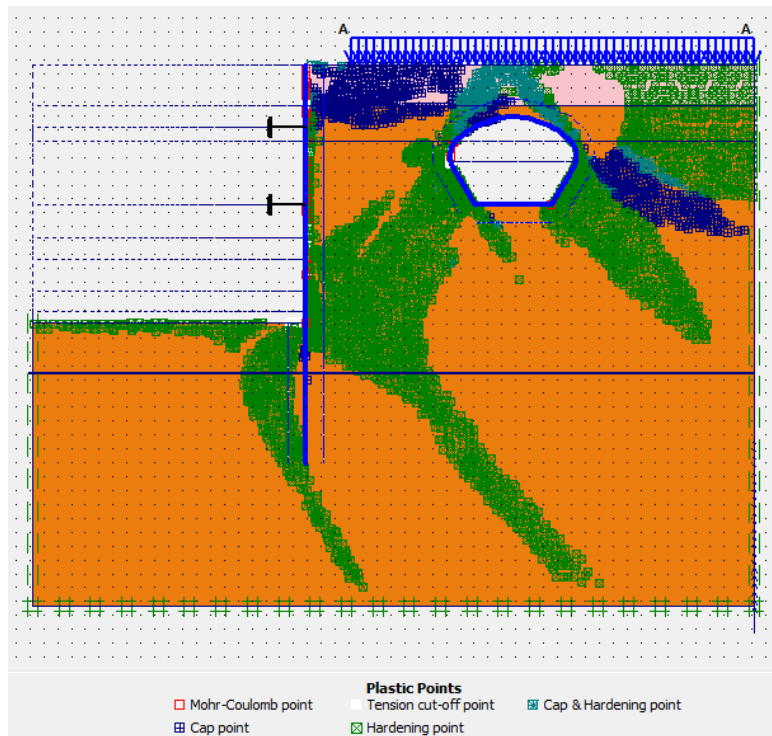
da escavação, o terreno a esta cota sofre um alívio de tensões resultando num movimento “para cima” do solo. Como a localização dos deslocamentos máximos sentidos é a zona mais condicionante para as edificações vizinhas, considera-se que o valor de deslocamentos a tardoz da cortina passarão a ser os mais gravosos. Assim os deslocamentos verticais máximos à superfície do terreno atingem os 27mm a uma distância de 6m da cortina.



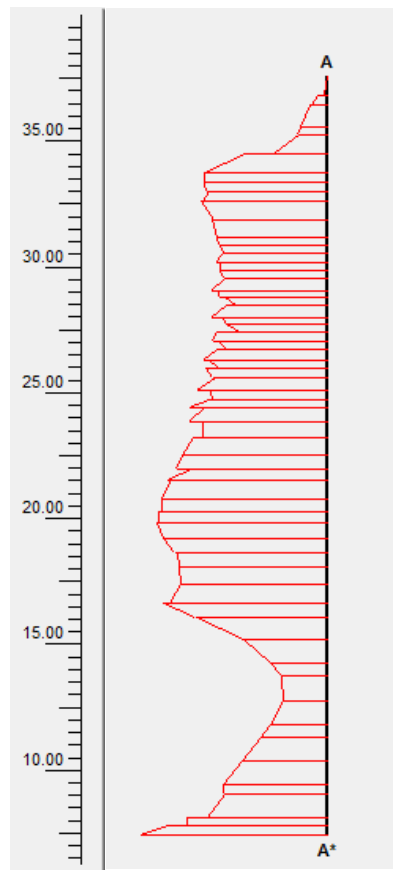
**Figura 4.4** Deformações verticais no final da escavação.

Na Figura 4.5 é possível observar que, na camada definida como Aterros existe uma zona que se prolonga desde da parede de contenção até ao túnel, onde se deu o endurecimento por tensão normal, *Cap point*. Contudo a zona superior à abóboda do túnel estão identificados pontos identificados como *Cap-Hardening points*, que representam os pontos que sofreram endurecimento por acréscimo de tensão normal e endurecimento por corte devido à presença da sobrecarga. A área correspondente ao endurecimento por corte tem maior expressão e está representada por pontos verdes, *Hardening points*. Os pontos encarnados representam a localização de zonas plastificadas (*Mohr-Coulomb points*), as restantes zonas apresentam endurecimento, o que significa que ainda têm alguma reserva até à plastificação.

Num plano vertical a tardoz da parede de contenção é representada pela Figura 4.6 a evolução das tensões de corte. O valor máximo obtido é de  $-55,2 \text{ kN/m}^2$ , à profundidade máxima da parede. As tensões de corte diminuem consideravelmente, à profundidade do último nível de escavação.

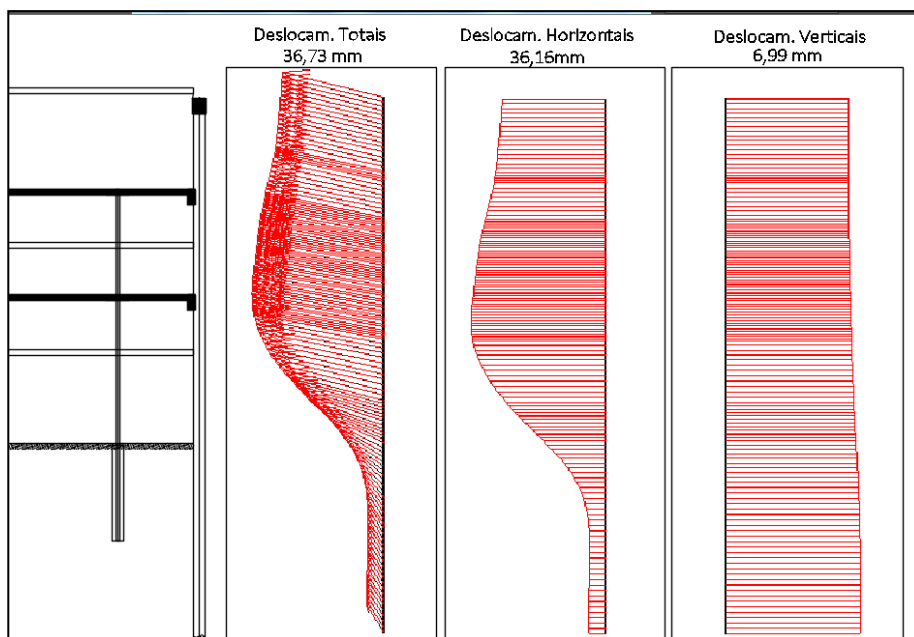


**Figura 4.5** Representação dos pontos de plastificação.



**Figura 4.6** Evolução das tensões de corte relativa

Para além do estudo dos deslocamentos do solo também são analisados os deslocamentos da cortina no final da escavação, Figura 4.7.



**Figura 4.7** Deslocamentos na cortina no final da escavação.

Como se pode observar as deformações horizontais máximas na cortina também são abaixo da 2ª banda de laje. As bandas de laje funcionam como um travamento passivo, isto é, só são ativadas quando a cortina apresenta deslocamentos para o interior da escavação. Desta forma as bandas são pré-dimensionadas para controlar deslocamentos previstos e não para pré-aplicar tensões no solo e desta forma reduzir os futuros deslocamentos. Assim os deslocamentos em profundidade estão em linha com os obtidos pelo projetista e encontram-se dentro dos limites criados pelos critérios de alerta e alarme. Através da modelação é possível verificar que os deslocamentos máximos abaixo da 2ª banda de laje, esta situação pode ser justificada pelo facto de este ser o vão da parede que tem maiores dimensões, entre o solo e a 2ª banda de laje (7,60m).

Os deslocamentos verticais são positivos e ao longo da profundidade apresentam pequenas variações, ou seja, a cortina tem um movimento para cima enquanto o solo a tardoz desta apresenta um movimento descendente. Isto deve-se ao atrito provocado pela parede.

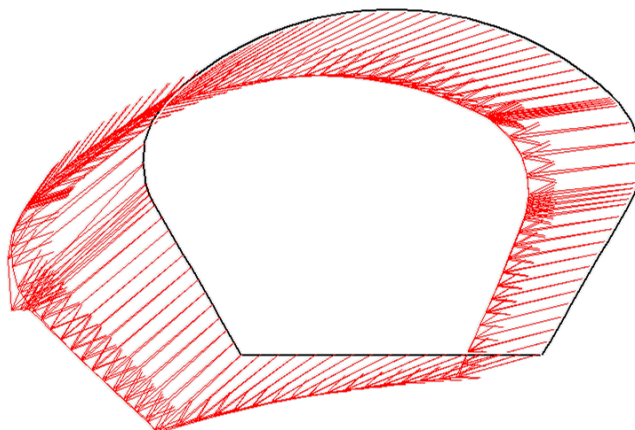
**Tabela 4.6** Deslocamentos horizontais e verticais na fase final de escavação obtidos através do Plaxis e dos critérios de alerta/alarme.

	<b>Plaxis</b>	<b>Crítério Alerta</b>	<b>Crítério Alarme</b>
<b>Deslocamento Horizontal [mm]</b>	36,2	36,7	55,1
<b>Deslocamento Vertical [mm]</b>	7,0	27,8	41,3

Em relação aos deslocamentos do túnel, Figura 4.8, os valores obtidos estão próximos dos de critério de alerta aos definidos nos critérios de alerta.

O deslocamento horizontal mais elevado deu-se na abóboda com valores de 7,5mm no sentido da parede de contenção e de 5,1mm de deslocamento vertical. No suporte os deslocamentos horizontais e verticais máximos são de 7,0mm e 5,2mm, respetivamente. Por fim os deslocamentos na soleira são de 4,2mm de deslocamentos horizontais e de 4,0mm deslocamentos verticais. Todos os

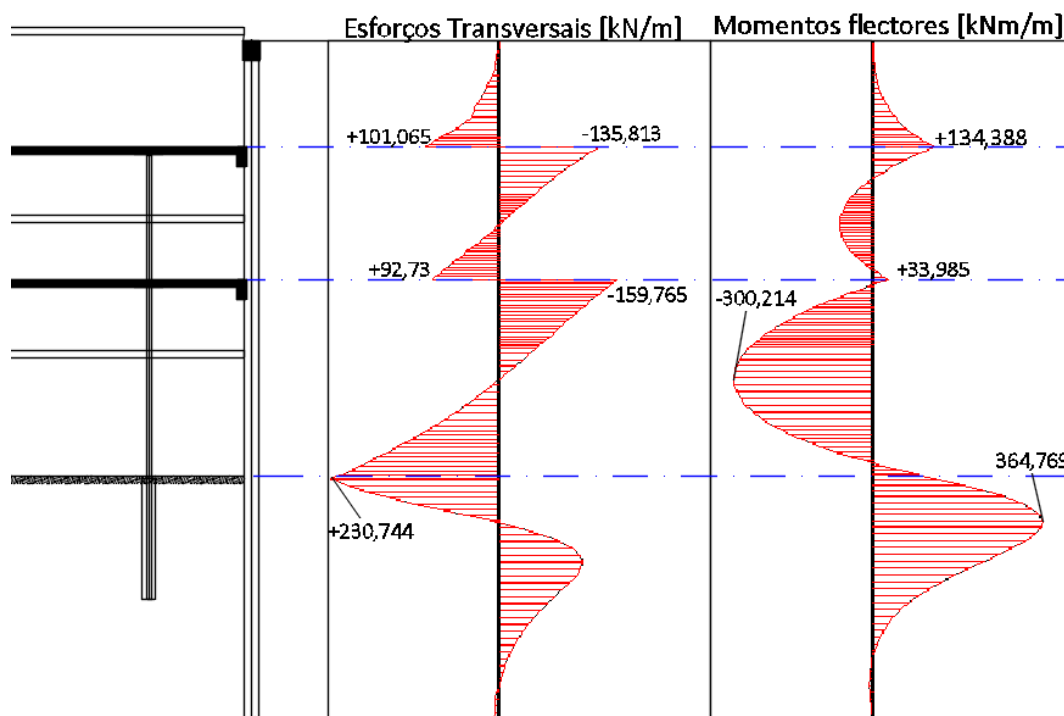
deslocamentos horizontais apresentam uma orientação para a parede de contenção e os deslocamentos verticais apresentam sentido em direcção ao fundo da escavação. Estes deslocamentos foram maiores no lado esquerdo do túnel do ML, que é justificado pela maior proximidade à parede, e o facto de esta extremidade do túnel estar dentro da superfície de rotura do solo.



**Figura 4.8** Diagrama dos deslocamentos totais do túnel do ML.

#### 4.1.3.2. Esforços

Como as bandas de laje influenciam especialmente a evolução dos esforços transverso e momentos da parede de contenção, a Figura 4.9 apresenta a evolução deste em profundidade.



**Figura 4.9** Esforços transversais e momentos flectores instalados na parede de contenção.

Como é possível inferir pela figura acima, as bandas de laje funcionam como apoio da parede de contenção. Nos esforços transversos a posição das bandas de laje representa a profundidade em

que, parede passa de tração a compressão. Estes valores de esforço transversal são depois usados para o dimensionamento das armaduras longitudinais a usar na banda de laje.

No diagrama representativo dos momentos flectores, o valor máximo no primeiro troço encontra-se à profundidade da banda de laje, uma vez que este funciona como consola. Assim o momento presente à profundidade da 1ª banda de laje é de +134,4 kNm/m e o presente na 2ª banda de laje é de +33,9. O valor de momento fletor negativo máximo é de -300,2 kNm/m e está a meio-vão entre a 2ª banda de laje e o fim da escavação.

Os valores das forças por metro linear e os deslocamentos horizontais e verticais nas bandas de laje são os evidenciados na Tabela 4.7.

**Tabela 4.7** Representação da força axial e deslocamentos presentes na banda de laje.

	<b>1ª Banda</b>	<b>2ª Banda</b>
<i>Força [kN/m]</i>	235,4	253,5
<i>Deslocamento horizontal [mm]</i>	30,1	35,4
<i>Deslocamento vertical [mm]</i>	6,5	6,4

#### **4.1.3.3. Comparação com os valores reais**

Uma vez que até à data de conclusão desta dissertação a escavação junto ao alçado AB se encontrava no nível -1 a comparação entre os valores reais e os previstos na modelação só pode ser feita até essa profundidade.

Esta comparação de dados serve para averiguar a precisão dos resultados obtidos pela modelação e os medidos na obra. Para esta comparação serão utilizados os dados do inclinómetro I4 e os dados do alvo topográfico AB1. Contudo como os deslocamentos máximos, nesta fase do processo construtivo são no topo da parede de contenção, os valores a ter mais atenção são os provenientes dos alvos topográficos.

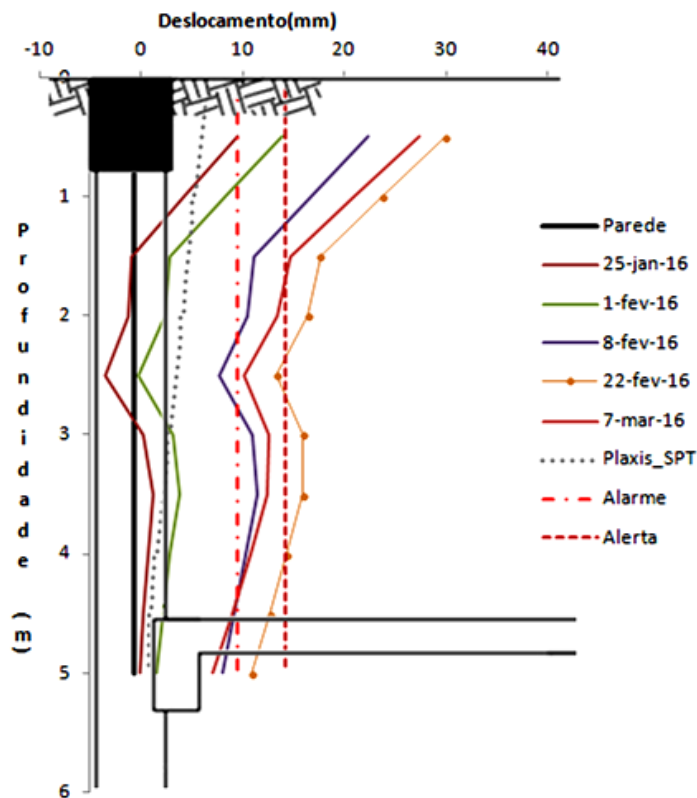
O valor máximo medido pelo alvo topográfico AB1 foi de 15mm no dia 23 de Fevereiro, para o interior da escavação. Na modelação numérica, na fase 3, os deslocamentos horizontais máximos da cortina encontram no topo e são de 6,4mm no sentido do interior da escavação.

Enquanto os valores obtidos através da modelação se encontram dentro dos valores aceitáveis em projeto, os valores medidos em obra são muito superiores aos previstos nos critérios de alerta/alarme. As razões para este problema ainda não foram apuradas pelas equipas de trabalho da obra, contudo já foram tomadas medidas de precaução como por exemplo a paragem de trabalhos junto do alçado AB e a colocação de novos alvos topográficos para se estudar a extensão deste problema. Os deslocamentos medidos no inclinómetro I4 a 22 de Fevereiro apresentaram um valor máximo de 29mm, enquanto o alvo topográfico AB1 apresentava a 23 de Fevereiro um valor máximo de 15mm de deslocamento horizontal no sentido do centro de escavação. Esta diferença de valores pode ter origem no facto das medições do inclinómetro apresentarem desde o início valores mais elevados, devido ao problema na sua instalação na estaca.

**Tabela 4.8** Comparação entre os deslocamentos horizontais reais, os da modelação e os dos critérios.

	<b>Reais</b>	<b>Plaxis</b>	<b>Alerta</b>	<b>Alarme</b>
<i>Deslocamentos horizontais [mm]</i>	29,9	6,4	9,5	14,3

A Figura 4.10 e Figura 4.11 representam a variação dos deslocamentos adquiridos no inclinómetro I4 e os deslocamentos obtidos após a modelação no Plaxis. É importante referir que os deslocamentos provenientes na modelação referem-se à fase em que a escavação se encontra à cota superior da 1ª banda de laje, pois esta é a situação atual da obra.



**Figura 4.10** Pormenor dos deslocamentos da parede nos primeiros 5m

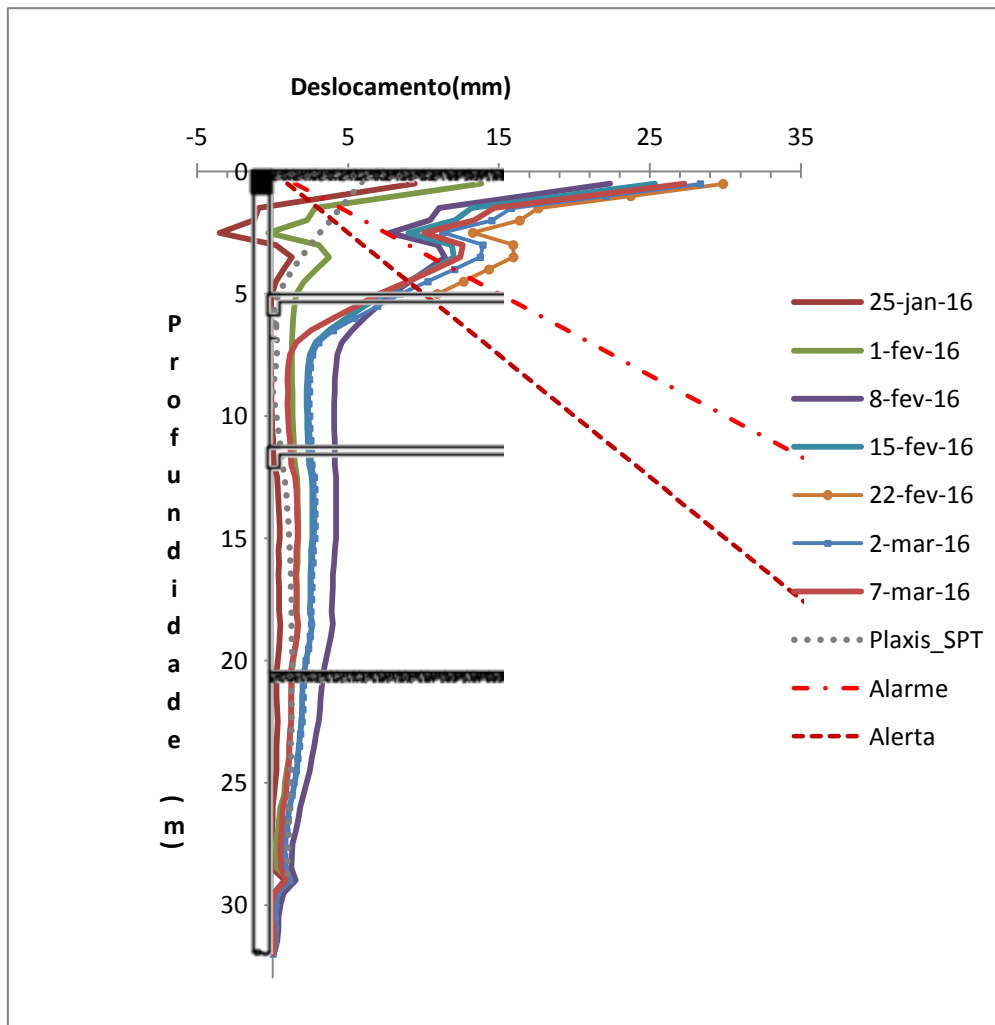


Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos e da modelação SPT

## 4.2. Modelação Estrutural com parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios MASW

### 4.2.1. Generalidades

Para se ter um melhor conhecimento do solo existente na área em estudo e das suas propriedades foram feitos ensaios MASW, de forma a complementar os valores obtidos através dos ensaios SPT.

A comparação de deslocamentos medidos com os calculados através de análise numérica, muitas vezes mostra que o comportamento do solo modelado com base na rigidez determinada através de ensaios de laboratório convencionais leva a uma sobrestimação de deslocamentos. A razão para este acontecimento pode ser a negligência da análise das pequenas deformações (adaptado (Stelzer; Kauther, 2011)).

Os ensaios MASW são assim relevantes, pois estudam as pequenas deformações e permitem obter valores da velocidade de onda de corte dos solos, contudo à medida que a profundidade aumenta a incerteza do ensaio também aumenta. Com esse intuito foram feitos estudos utilizando duas abordagens, a primeira utilizando apenas o método MASW e a segunda abordagem é a conjugação



da informação utilizada no método MASW com a elipticidade das ondas Rayleigh, com o objetivo de aumentar a profundidade de investigação e reduzir a incerteza. A conjugação das duas abordagens permitiu estabelecer um perfil ajustado à área em estudo.

É importante saber no estudo de velocidade de corte que métodos geofísicos baseados no estudo de Vs têm como limitação o facto de não identificarem camadas com pequena espessura, ou caso a camada inferior não apresente uma Vs superior à Vs identificada anteriormente (Lopes, I., 2014).

#### **4.2.2. Abordagem 1 – Método MASW**

A caracterização dos solos no domínio das pequenas deformações é de grande importância, a grande maioria do solo tem um comportamento quase elástico linear com um módulo de distorção máximo ou inicial, respetivamente  $G_{máx}$ ,  $G_0$ . Trata-se de um parâmetro fundamental e que permite caracterizar a estrutura de materiais. A sua determinação pode ser feita através da medição da velocidade de propagação da onda de corte, daí o recurso ao Método de Ondas Superficiais (MASW).

Tal como já foi referido no subcapítulo 2.4, este método tem 3 passos definidos: Aquisição, Processamento e Inversão.

No processo de aquisição foi utilizado um sismógrafo com capacidade de resolução dinâmica em conjunto com geofones de baixa frequência (4,5 Hz), para assim aumentar a qualidade de dados e adquirir informação até a uma maior profundidade. A frequência de amostragem foi de 1000 Hz assim o  $\Delta t=1\text{ms}$ . Para garantir o registo de um trem de ondas completo a janela temporal do ensaio foi de 2s. A distância à fonte utilizada foi 1,5m e o espaçamento entre estações também foi de 1,5m.

O nível de ruído incoerente foi alto pois encontrava-se próximo uma avenida muito movimentada e vento forte, contudo no processamento a maior parte deste ruído é retirado. O facto de estes dados terem sido obtidos quando ainda havia pavimento, aumenta o conteúdo das altas frequências e na fase de processamento também esta influência é retirada.

O processamento do sinal é obtenção da curva de dispersão a partir do sismograma (t-x) definido na aquisição. Através de duas transformadas de Fourier obtém-se uma curva frequência- número de onda (f-k). Da primeira obtém-se uma relação frequência-distância, através da separação dos sinais harmónicos do sinal do domínio do tempo para frequência. Na segunda deformada f-k, são representadas as propriedades dispersivas das ondas Rayleigh, conseguida pela determinação dos máximos para cada frequência.

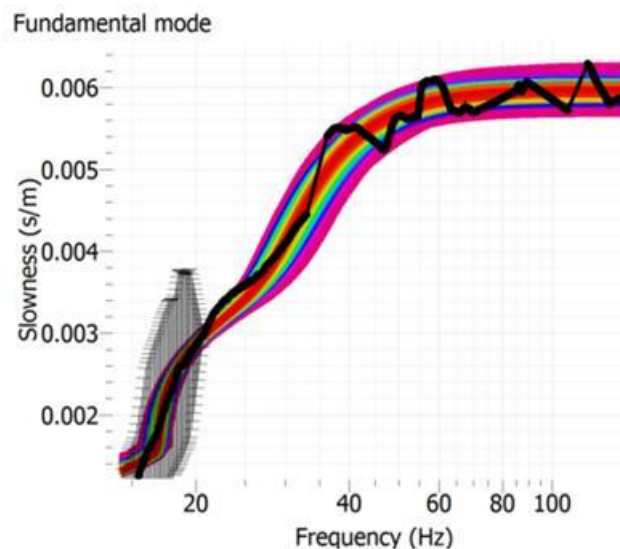
A inversão é o último passo e permite obter a curva de dispersão e da qual se pode definir um perfil do terreno em função da velocidade de corte. A modelação utilizada foi através do algoritmo do vizinho mais próximo, permite introduzir a informação da profundidade do estrato competente, que se caracteriza pela iteração do modelo do terreno e este gera uma curva de dispersão sintética. Estes dados são depois comparados com os experimentais e a curva é corrigida até os dados sintéticos se ajustarem aos experimentais (Lopes, Strobbia, Santos, & Almeida, 2003).

É normal assumir valores de densidade e coeficiente de Poisson pois estes têm pouca influência na propagação de ondas Rayleigh, assim assumiu-se um valor de densidade ( $\rho$ ) de  $20\text{kg/m}^3$  e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) a variar entre 0,3 e 0,5. O nível freático considerado foi definido através da informação das sondagens, este dado é importante para evitar sobrestimar os valores de  $V_s$ .

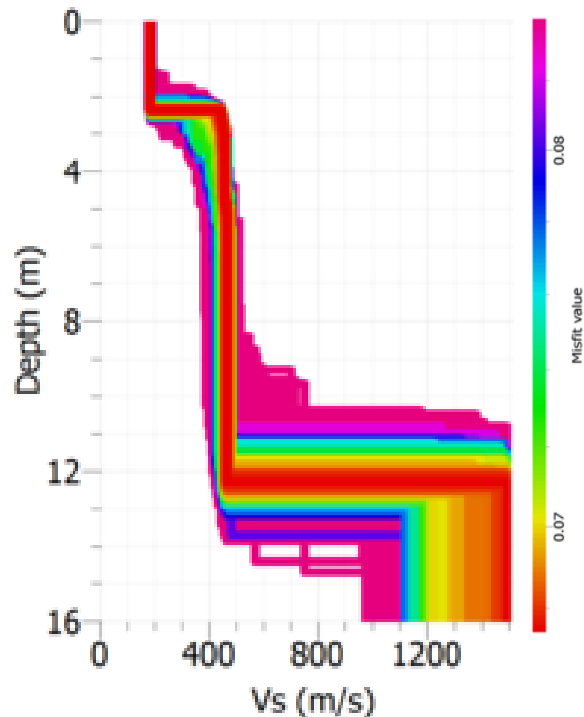
A curva de dispersão geralmente é representada como velocidade em função da frequência, mas para uma simplificação de percepção de valores foi utilizada uma curva inversa (f-s/m) (Figura 4.12). Na referida figura é perceptível que vários perfis são compatíveis com a curva de dispersão obtida. No estudo da curva de dispersão é necessário ter muita atenção e experiência para a averiguação de valores.

Esta abordagem permite fazer uma avaliação do perfil do solo até a uma profundidade próxima dos 12m com incerteza reduzida devido à pequena variação entre os vários perfis, como se pode ver na Figura 4.13.

Para caracterizar as camadas inferiores é necessário recolher mais informação, pois a uma maior profundidade a frequência das ondas é menor e a incerteza é maior. Devido a esta incerteza foi necessário estabelecer o desvio padrão da velocidade de fase, pois muitas vezes um ponto muito alto é suficiente para alterar os resultados.



**Figura 4.12** Curva de dispersão da abordagem 1, (Gouveia, 2015).



**Figura 4.13** Perfil do terreno com várias hipóteses de perfis, (Gouveia, 2015).

Assim nesta primeira abordagem pode-se facilmente detetar que a maioria dos perfis apresenta 3 camadas, sendo que a correspondente ao *bedrock* demonstra uma elevada incerteza de valores, pois os perfis estão muito dispersos e podem ser retirados diversos valores de velocidade de corte próximos de 1200m/s. Este valor de velocidade corresponde, segundo o EC7, a rocha o que a esta profundidade não é sustentado pelas sondagens.

As duas primeiras camadas podem ser identificadas pois os perfis não se encontram muito distante entre si podendo-se assim concluir que a primeira camada têm uma profundidade de aproximadamente 2,5m correspondendo a uma velocidade de corte de 180m/s. A segunda camada prolonga-se sensivelmente até aos 12m, com velocidade de 400m/s. Estes valores podem ser considerados apropriados, pois estão sustentados com as sondagens que indicam uma camada de aterro com profundidade a variar entre 2 e 5m e inferiormente existem 3 camadas maioritariamente de argilas com pequenas diferenças de composição entre si, permitindo assim considerar uma velocidade de corte de 400m/s apropriada. A Figura 4.14 representa o intervalo de valores de Vs em profundidade admissíveis através do estudo da primeira abordagem.

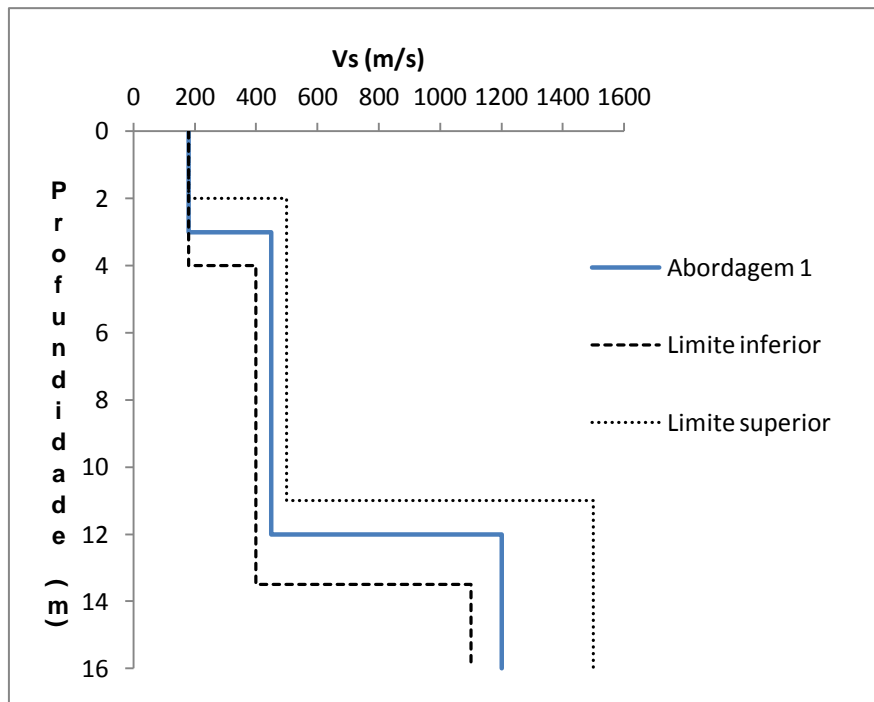


Figura 4.14 Gráfico representativo do perfil obtido pela abordagem 1.

#### 4.2.3. Abordagem2 – Método MASW com elipticidade de ondas Rayleigh

Como existe um problema da incerteza a grandes profundidades foi feita uma nova abordagem com a conciliação da informação do método MASW e a elipticidade das ondas Rayleigh.

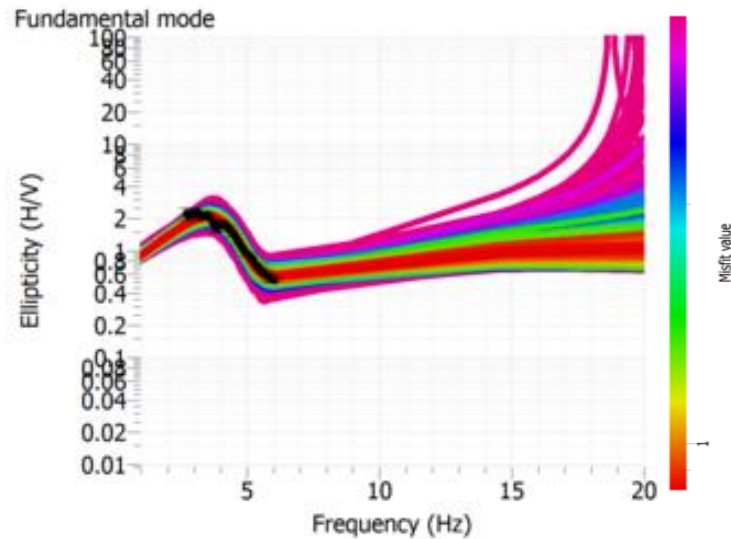
O uso de ondas Rayleigh em baixas frequências, juntamente com o método MASW teve como objetivo o aumento do campo de observação e a diminuição do número de perfis ajustáveis à curva de dispersão e conseqüentemente a incerteza do mesmo.

As ondas Rayleigh têm um movimento descrito como por elipse retrógrada alinhada no plano vertical paralelo à direção de propagação, ou seja, têm componente vertical e horizontal. Esta característica permite que as ondas Rayleigh sejam identificadas em qualquer tipo de recetor.

A amplitude destas ondas decresce exponencialmente com a profundidade e maioria da sua energia está confinada junto à superfície. As ondas Rayleigh geradas por uma fonte pontual, transportam 2/3 do total da energia transmitida, propagam-se com uma frente de onda cilíndrica e atenuam mais lentamente com a distância que as ondas volúmicas, o que faz com que estas sejam os eventos dominantes nos registos sísmicos, o que as torna muito preocupantes para as estruturas (Abreu, 2015).

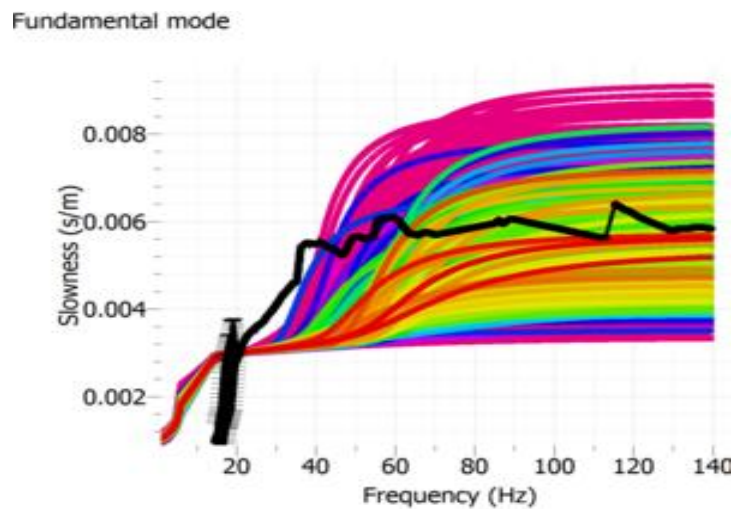
Assim a profundidade obtida nesta nova abordagem é de aproximadamente 80 metros, contudo a partir dos 25m a incerteza aumenta gradualmente. Esta abordagem tem como objetivo fundamental confirmar os valores de Vs obtidos na abordagem 1, nas camadas superiores.

Como é possível ver pela Figura 4.15 a elipticidade das ondas Rayleigh são aplicadas a baixas frequências para se poder estudar as zonas com maior profundidade. A curva relativa às ondas Rayleigh, representada a preto, tem um bom ajustamento a baixas frequências, Figura 4.13.



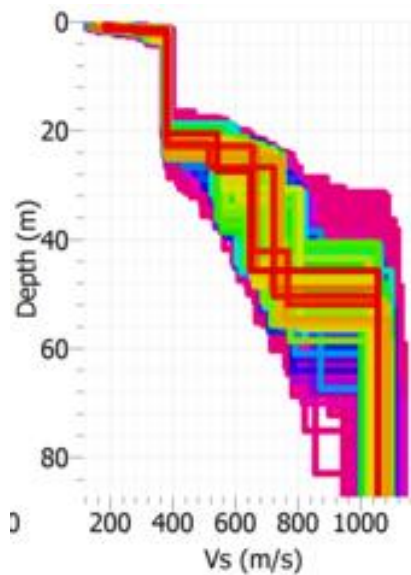
**Figura 4.15** Curva (Frequência- Elipticidade) representativa da elipticidade das ondas Rayleigh, (Gouveia, 2015).

Contudo ainda existe uma grande incerteza para grandes profundidades, que não podem ser comparadas com os valores das sondagens pois estas apenas alcançam a profundidade máxima de 24m. Assim esta abordagem deve ser estudada com cuidado acrescido para profundidades superiores. Pela Figura 4.16 é possível verifica, a dificuldade em definir um valor de  $V_s$  para essas profundidades devido ao elevado número de perfis obtidos na inversão das curvas de dispersão, Figura 4.17.



**Figura 4.16** Curva de dispersão abordagem 2, (Gouveia, 2015).

A Figura 4.17 representa todos perfis que podem ser associados às curvas de dispersão da Figura 4.16, e é com base nesta sombra de perfis e tendo em conta o fator de correção que se obtém o perfil que melhor representa a realidade.

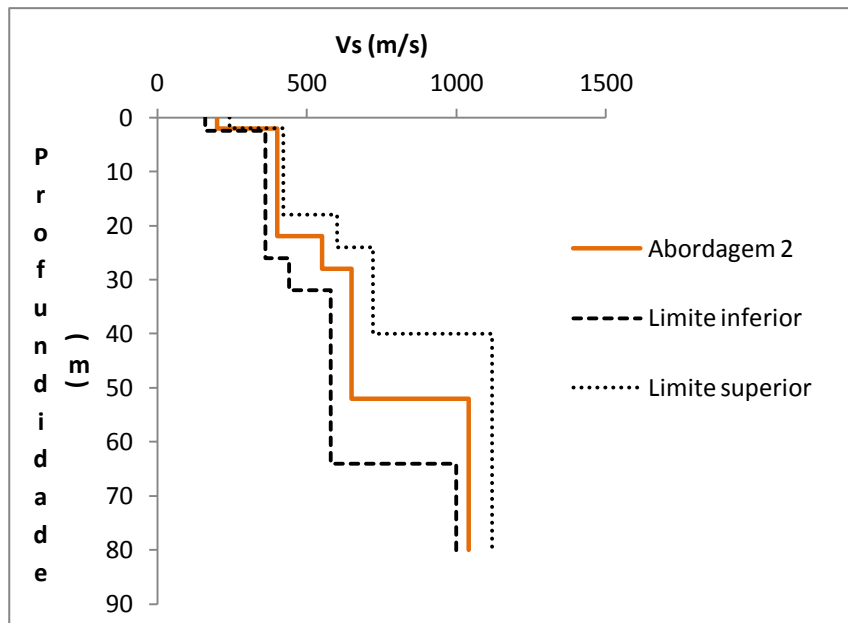


**Figura 4.17** Perfis ajustáveis à curva de dispersão, (Gouveia, 2015).

No processo de interpretação dos dados obtidos pela inversão é necessário estudar os vários perfis que se ajustam à curva de dispersão. Os vários perfis existentes permitem delimitar os valores, contudo nem sempre é mais apropriado escolher o valor médio, pois deve-se ter em conta o fator de correção do perfil. A Figura 4.18 representa os limites superiores e inferiores da velocidade de corte tal como a espessura de cada camada, no estudo desta abordagem, para se ter uma ideia da variação dos valores que podem ser admitidos. Para simplificação foi assumido um perfil-tipo desta abordagem. Com os valores definidos tendo em conta os vários perfis apresentados na Figura 4.17 e o fator de correção a estes associados.

Verifica-se pela Figura 4.18 que existem 5 substratos entre a superfície e os 82m.

A primeira camada com uma espessura de aproximadamente 3 metros e com uma velocidade de corte ( $V_s$ ) de aproximadamente 180 m/s é igual à da primeira abordagem confirmando-se assim uma camada com piores condições geotécnicas de espessura aproximada de 3m.



**Figura 4.18** Gráfico representativo do perfil obtido pela abordagem 2.

A segunda camada com velocidade de corte de 400m/s coincide a segunda camada da abordagem 1, mas contrariamente à primeira abordagem, esta prolonga-se até aproximadamente 22m de profundidade.

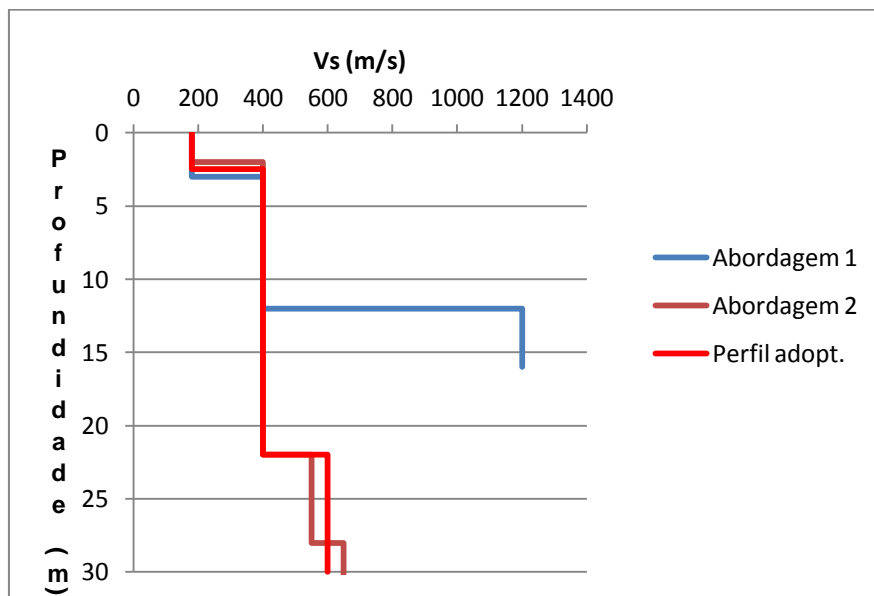
A partir da terceira a camada os perfis tendem a dispersar os valores de velocidade e espessura das camadas, contudo pode-se identificar uma camada com aproximadamente 6m de espessura e com uma velocidade de corte de sensivelmente 550m/s. A quarta camada tem uma espessura próxima de 24m e uma velocidade de 650m/s. Por fim a quinta camada tende para um valor de velocidade a rondar os 1200m/s, podendo ser denominada por Bedrock.

Comparando a abordagem 1 (Figura 4.14) e a abordagem 2 (Figura 4.18) e tendo as sondagens efetuadas no local como apoio a estas conclusões, pode-se afirmar que a terceira camada da primeira abordagem tem uma velocidade muito elevada, demonstrando assim as fraquezas existentes na curva de dispersão para as pequenas frequências este problema é parcialmente corrigido com o estudo da elipticidade das ondas Rayleigh.

Desta forma é possível obter um perfil simplificado mas ajustado à realidade presente, e que pode ser utilizada no estudo da modelação do terreno, com profundidade de 30m e com três camadas distintas entre si, Figura 4.19.

A primeira camada tem uma espessura de aproximadamente 2,5m e com uma velocidade de 180 m/s, podendo ser definida como aterros. A segunda camada com uma velocidade de 400m/s e prolonga-se até aos 22m de profundidade, confirmando a denominação proveniente das sondagens caracterizando o solo como maioritariamente argiloso. Uma vez que foi imposto uma profundidade máxima de 30m, para minimizar a influência de incerteza, a terceira camada tem uma espessura de 8m e uma velocidade próxima de 600m/s.

Estes valores foram definidos através do estudo de ambas as abordagens, tendo em conta a posição da curva de distribuição, e sabendo de antemão que estes valores não são certezas absolutas. Contudo estas conclusões podem ser sustentadas pelas sondagens e aproximam-se da realidade encontrada em obra.



**Figura 4.19** Gráfico Vs- Prof com os perfis obtidos nas diferentes abordagens.

Na Figura 4.20 encontram-se representados o perfil definido anteriormente e os perfis obtidos através do estudo das sondagens, dando veracidade ao perfil definido através do estudo de ambas as abordagens.

Estudando na Figura 4.20 pode-se verificar que, a espessura da primeira camada está sensivelmente bem representada, com apenas o valor da Sondagem 5 distante do definido. A segunda camada representada pelo perfil MASW tem um valor de Vs sustentado pelas sondagens, embora seja facilmente observado que em todas as sondagens o valor de Vs demonstra reduções em profundidade que não são tidos em conta no estudo MASW. Porém o valor de Vs é de 400m/s é perfeitamente justificável. Em relação à espessura desta mesma camada, seria igualmente correto, e baseado nas sondagens, se a segunda camada se prolongasse até aproximadamente os 25m de profundidade.

A obtenção da velocidade de propagação de ondas de corte, para cada sondagem realizada foi realizada através da correlação de *Otta Gotho*, (8), com os valores de  $\beta=0.348$  e  $\alpha = 85.35$ , o valor de



N é igual a N60. Em Anexo V encontram-se quadros com os cálculos necessários para a obtenção dos referidos perfis.

$$V_s = \alpha * N^\beta \quad (8)$$

O valor de N<sub>SPT</sub> corrigido é obtido pela fórmula (9)

$$N_{60} = N * \frac{ER_r}{60} \quad (9)$$

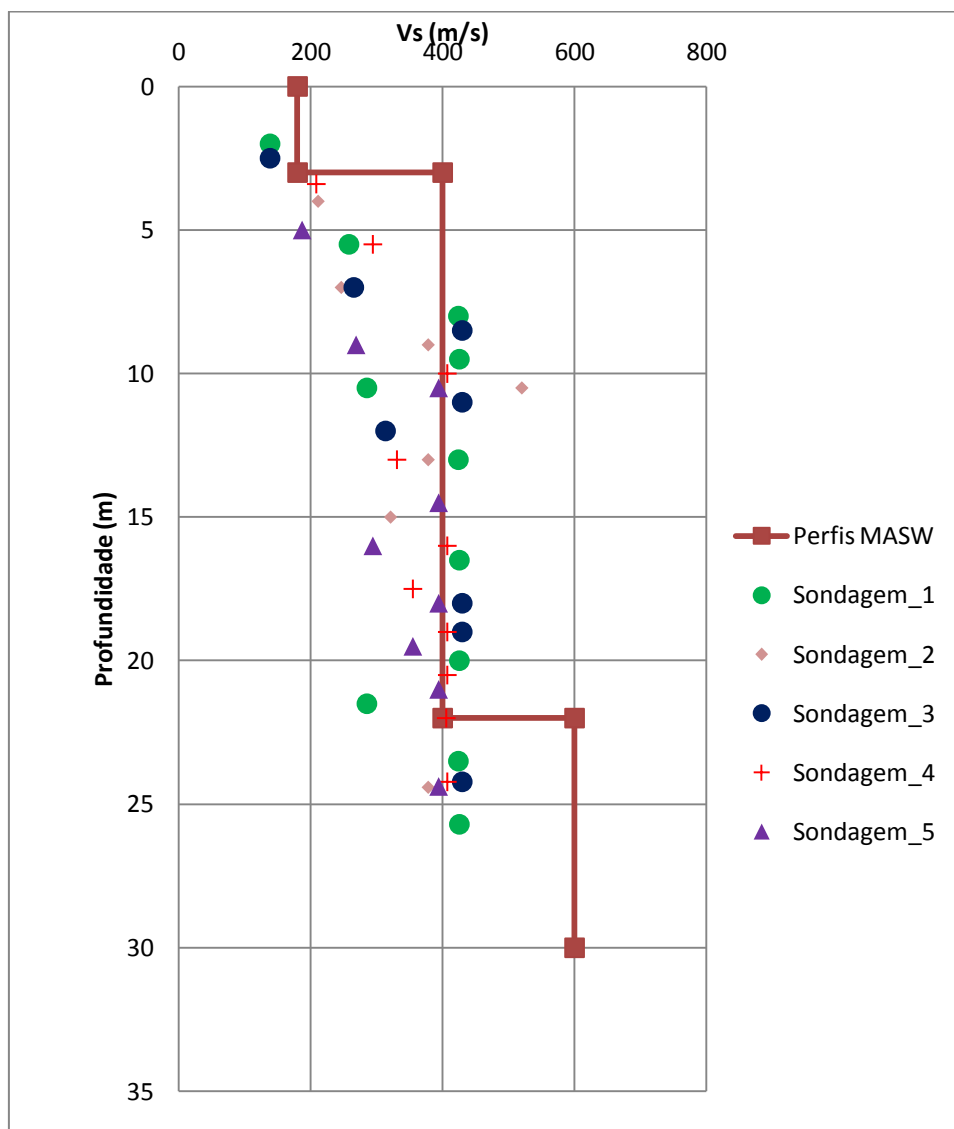


Figura 4.20 Gráfico Vs-Profundidade representativo das sondagens e perfil MASW.

#### 4.2.4. Correlação de Dados

Após o estudo do perfil de velocidade de ondas de propagação de corte ( $V_s$ ) com a profundidade e através de correlações empíricas do valor de  $V_s$  é possível obter os valores do módulo de distorção ( $G$ ) e do módulo de deformabilidade ( $E$ ) de cada camada.

Este novo módulo de deformabilidade obtido será colocado no *software Plaxis*, com o objetivo de perceber as diferenças de deslocamento e deformações da parede na modelação do problema com o uso a valores do módulo de deformabilidade obtidos através do ensaio MASW e através das sondagens.

Para se poder determinar o valor do módulo de deformabilidade é utilizada a equação (9).

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (10)$$

Com o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) a assumir o valor de 0,3, devido a ter sido este valor utilizado no processamento da curva de dispersão.

$$G = \rho V_s^2 \quad (11)$$

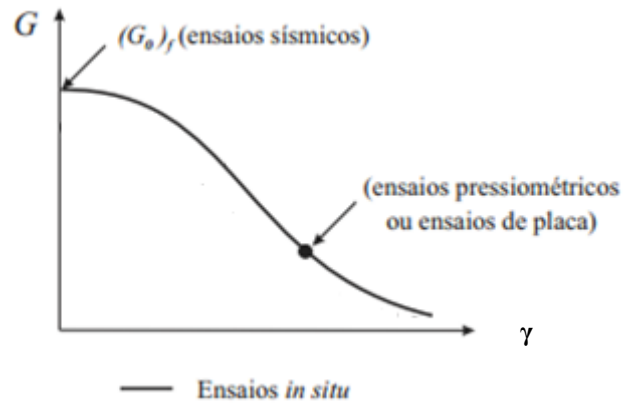
A massa volúmica é obtida através de (11).

$$\rho = \gamma/g \quad (12)$$

O valor da aceleração gravítica ( $g$ ) assumido foi de  $9,8\text{m/s}^2$  e o do peso volúmico foi o referido na memória descritiva.

Os valores de módulo de distorção obtidos através de ensaios MASW devem ser maiores do que se obtém através de ensaios SPT, que são a base das sondagens. Pois o ensaio MASW é o estudo do solo na gama das pequenas deformações, e como se pode ver pela curva representada na Figura 4.21 a pequenas distorções estão associadas elevados valores de módulo de distorção. Como o ensaio SPT é um ensaio de percussão, este vai criar elevadas perturbações no solo aumentando o módulo de distorção do solo em demasia na pequena área abrangida no ensaio, e este valor não corresponde à grande maioria do solo que ainda se encontra em modo elástico.

Como os valores de módulo de deformabilidade aumenta se o valor do módulo de distorção( $G$ ) aumenta (9), significa que também o valor de  $E$  obtido através do estudos das ondas superficiais será superior ao considerado em projecto.



**Figura 4.21** Estimativa de rigidez de solo *in situ*, adaptado de (Santos & Correia, 2002).

A Tabela 4.9 abaixo sintetiza a informação obtida para as diferentes camadas definidas pelo ensaio MASW. Utilizando as velocidades de corte definidas no perfil representado pela Figura 4.20, como é possível observar pela referida tabela comprova-se que o valor do módulo de deformabilidade obtido nesta abordagem é superior ao de projeto.

Nas sondagens foram retiradas amostras para serem estudadas no laboratório, das quais foi possível descrever as argilas silto arenosas (CL) rijas com plasticidade a variar em profundidade.

Os valores do módulo de Young obtidos neste processo são bastante elevados devido a este tipo de ensaios ter sido realizado sem a descompressão do solo. Contudo esta característica geotécnica é muito dependente das deformações presentes no terreno e durante a fase de escavação o terreno está sujeito a um aumento das extensões, implicando assim uma diminuição do módulo de Young. Na Tabela 4.9 estão apresentados os valores do módulo de deformabilidade definidos em projecto e os calculados pela fórmula 11, assim como os valores máximos de módulo de deformabilidade mobilizáveis que o terreno presente pode apresentar, dependentes da não descompressão do terreno. É importante não esquecer que o módulo de deformabilidade diminui à medida que as deformações aumentam devido aos trabalhos da escavação.

**Tabela 4.9** Síntese dos valores do módulo de deformabilidade das camadas obtidas no ensaio MASW.

Camada	Prof. (m)	$\Upsilon$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (MPa)	E (MPa)	Eproj (MPa)	Emáx (MPa)
1	2.5	18	180	1836,7	52,9	137,5	5	10
2	22	20	400	2040,8	310,2	806,5	40	60
3	30	20	600	2040,8	734,7	1910,2	60	120

Utilizando o *software Plaxis 8.1* foi realizada uma modelação do solo tendo em consideração todos os condicionamentos presentes no local. As características utilizadas para representar o túnel do ML, da parede de estacas e das bandas de laje são iguais às apresentadas na Tabela 4.2, Tabela 4.3, Tabela 4.5 respectivamente. Foi necessário ajustar os limites das novas camadas geológicas e respetivos parâmetros do solo com as novas características apresentadas na Tabela 4.9.

O faseamento construtivo utilizado neste subcapítulo é igual ao descrito no subcapítulo 4.1.2.5.

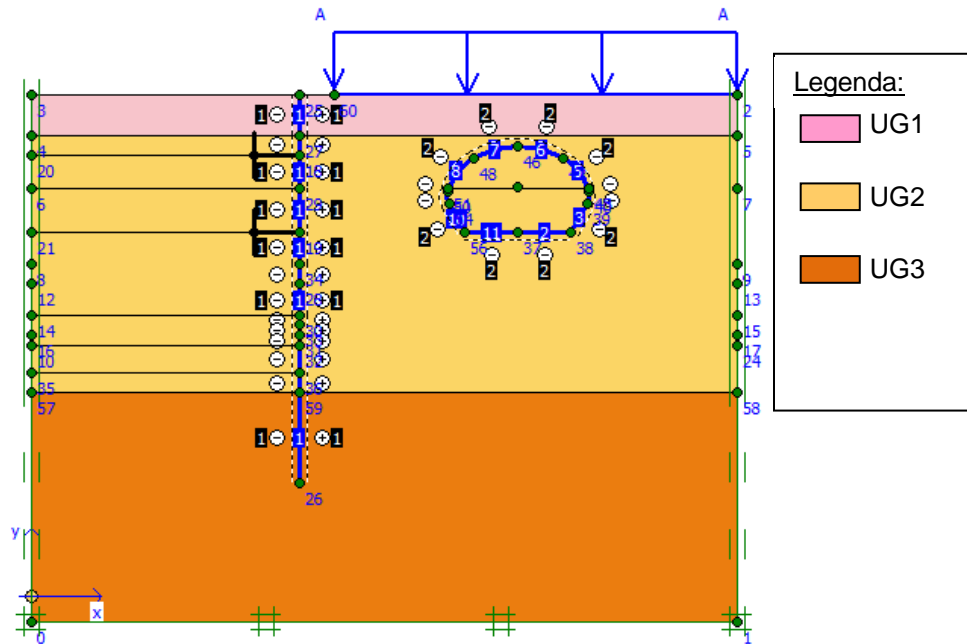


Figura 4.22 Modelo representativo do solo.

#### 4.2.5. Resultados Obtidos

Após a fase de cálculos foi possível através da interface Output do programa obter a malha deformada, os deslocamentos presentes e as tensões instaladas no terreno, assim como os esforços e deslocamentos da parede de contenção. A Figura 4.23 representa malha deformada para a situação descrita acima com uma escala de 1:200.

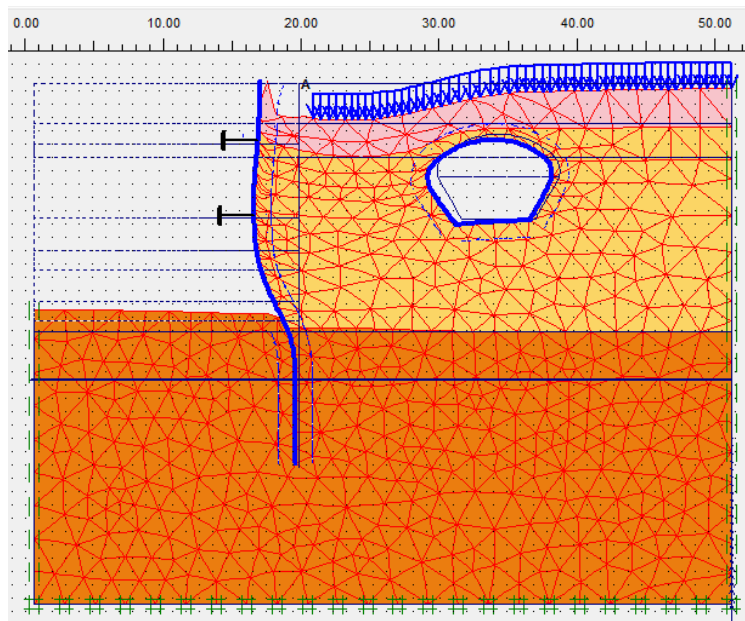
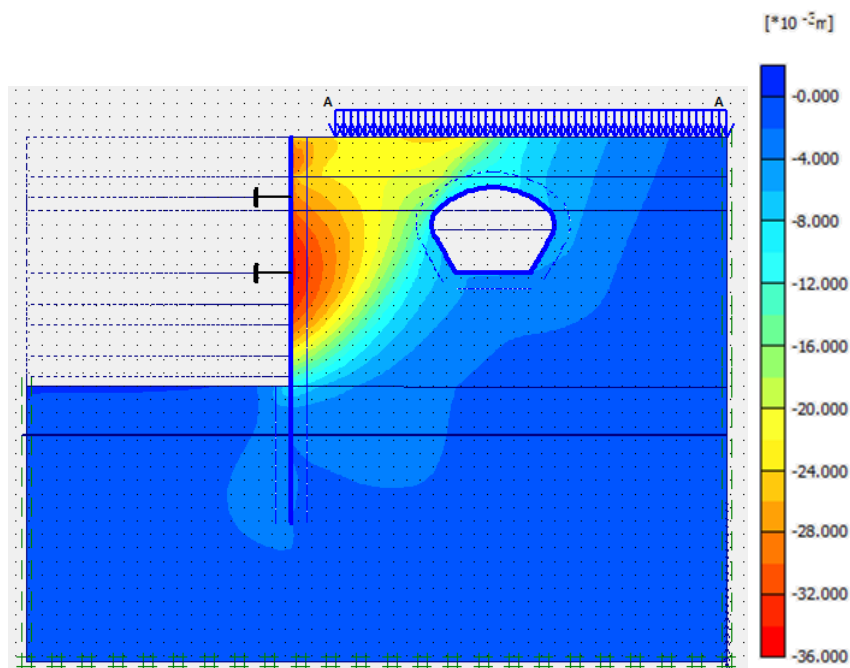


Figura 4.23 Deformada da parede de contenção no final da escavação.

##### 4.2.5.1. Deslocamentos

O deslocamento total máximo é de 37,7mm. Nas Figura 4.24 e Figura 4.25 encontram-se apresentados os deslocamentos horizontais e verticais no fim da escavação.

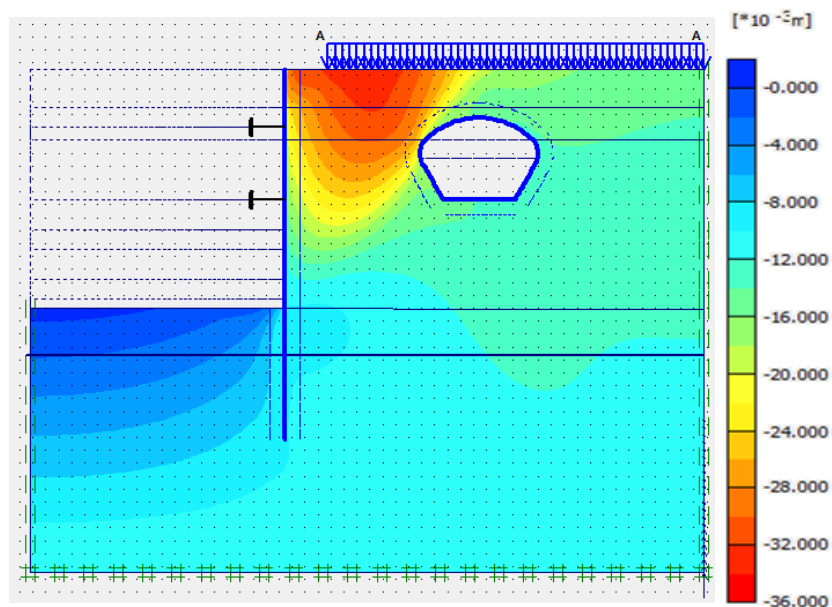
O deslocamento horizontal máximo é de 37,4mm no topo da parede de contenção para o interior da escavação.



**Figura 4.24** Deslocamentos horizontais do solo no final da escavação.

O deslocamento vertical máximo foi de 30,3mm a superfície do terreno a tardoz da cortina de contenção, no sentido descendente.

É importante referir que estes deslocamentos são inferiores aos reais pois as características do solo, em especial o módulo de deformabilidade, foram obtidas através da rigidez na gama das pequenas deformações no solo.

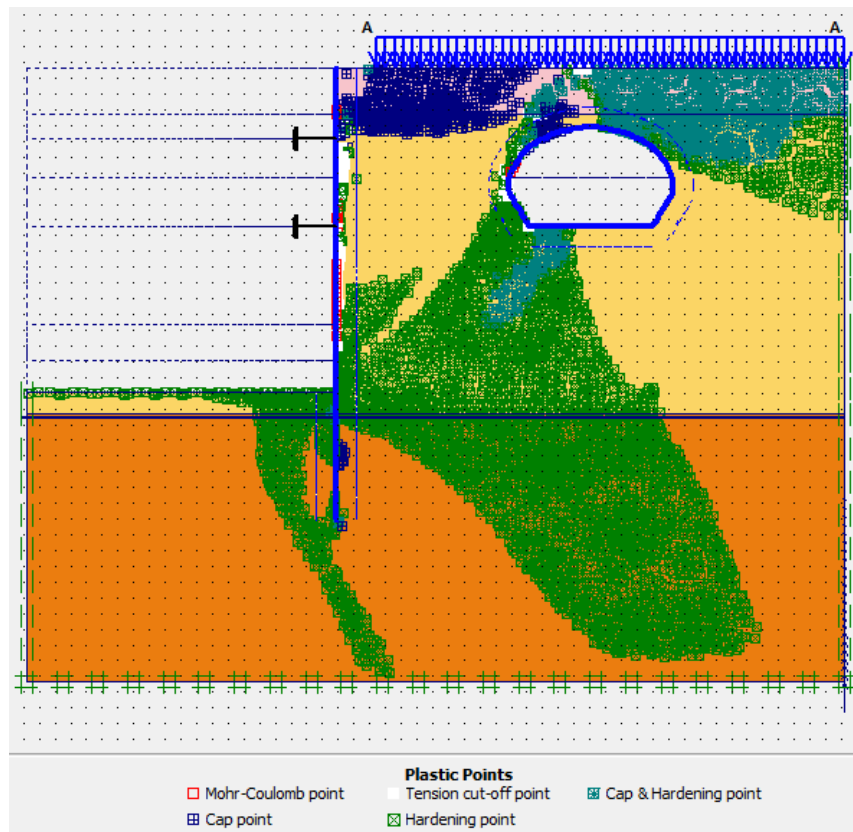


**Figura 4.25** Deslocamentos verticais no final da escavação.

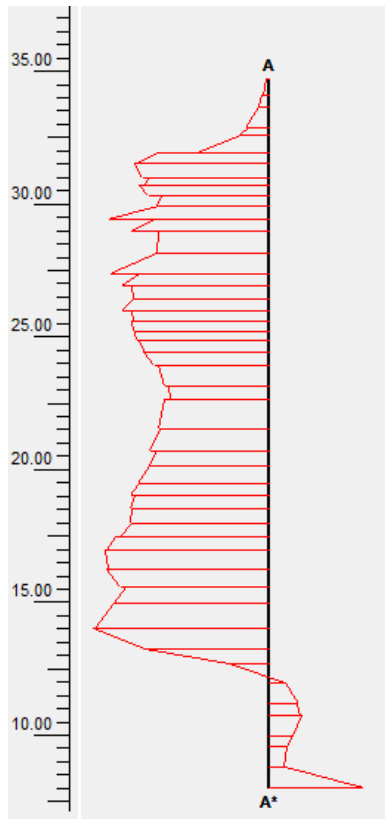
Os pontos de plastificação apresentados na Figura 4.26 têm uma distribuição semelhante à apresentada na Figura 4.5, Contudo a área correspondente ao endurecimento por acréscimo de tensão normal e endurecimento por corte, *Cap-Hardening Points*, é maior e prolonga-se até à fronteira. A área de pontos que sofreram endurecimento por corte, *Hardening Points*, também

aumentou a sua expressão, que está associada a pequenas deformações do solo. A cunha de rotura é semelhante à apresentada na Figura 4.5.

A Figura 4.27 demonstra a evolução das tensões de corte, ao longo dos primeiros 25m de comprimento da parede a evolução das tensões é decrescente até ao valor máximo de  $-62,0 \text{ kN/m}^2$ . Contudo nos restantes 5m as tensões de corte são positivas atingindo um valor máximo de  $21,9 \text{ kN/m}^2$ .



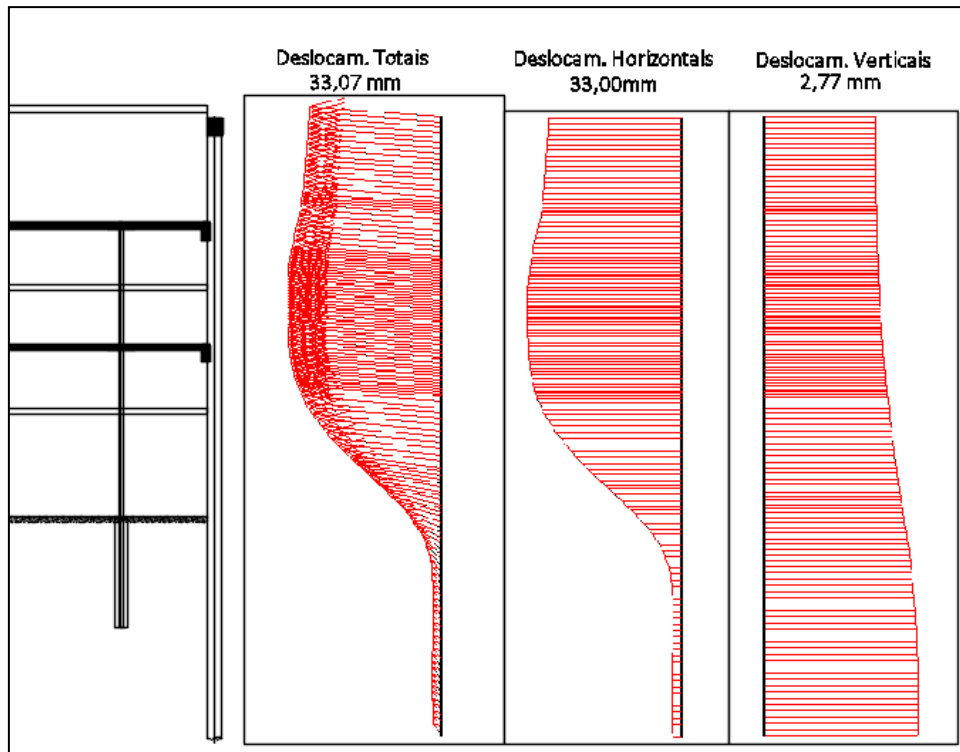
**Figura 4.26** Representação dos pontos de plastificação.



**Figura 4.27** Evolução das tensões de corte

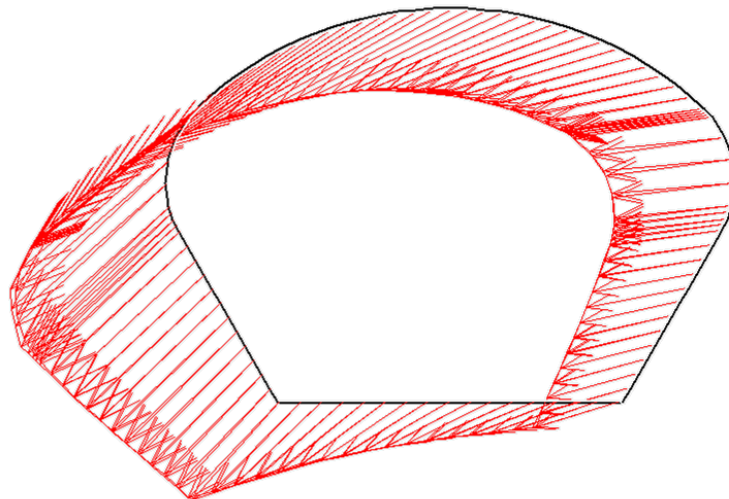
Procedeu-se igualmente à análise dos deslocamentos na parede de contenção no final da escavação, Figura 4.28, estão representados os diagramas de deslocamentos totais e horizontais. De acordo com a referida figura o deslocamento máximo da parede de contenção registado foi de mm na camada com características geotécnicas mais baixas, UG1.

Uma vez que as características dos solos foram obtidas através de métodos que estudam as pequenas deformações, os resultados obtidos são inferiores aos obtidos na modelação anterior, Figura 4.7.



**Figura 4.28** Deslocamentos da cortina no fim da escavação.

Os deslocamentos horizontais presentes do túnel, Figura 4.29, apresentam um valor máximo de 8,3mm, este valor embora seja superior ao critério de alerta é preciso ter em atenção que, os 7mm indicado na documentação do ML é um muito baixo e demanda uma precisão muito grande dos aparelhos de medição e dos modelos cálculos efetuados.



**Figura 4.29** Deslocamentos no túnel do ML no fim da escavação.



#### 4.2.5.2. Esforços

Os esforços da parede de contenção, nesta modelação, apresentam uma configuração semelhante aos obtidos na modelação anterior, contudo os valores apresentados são inferiores como era de esperar. A figura seguinte representa os gráficos dos esforços transversos e momentos fletores.

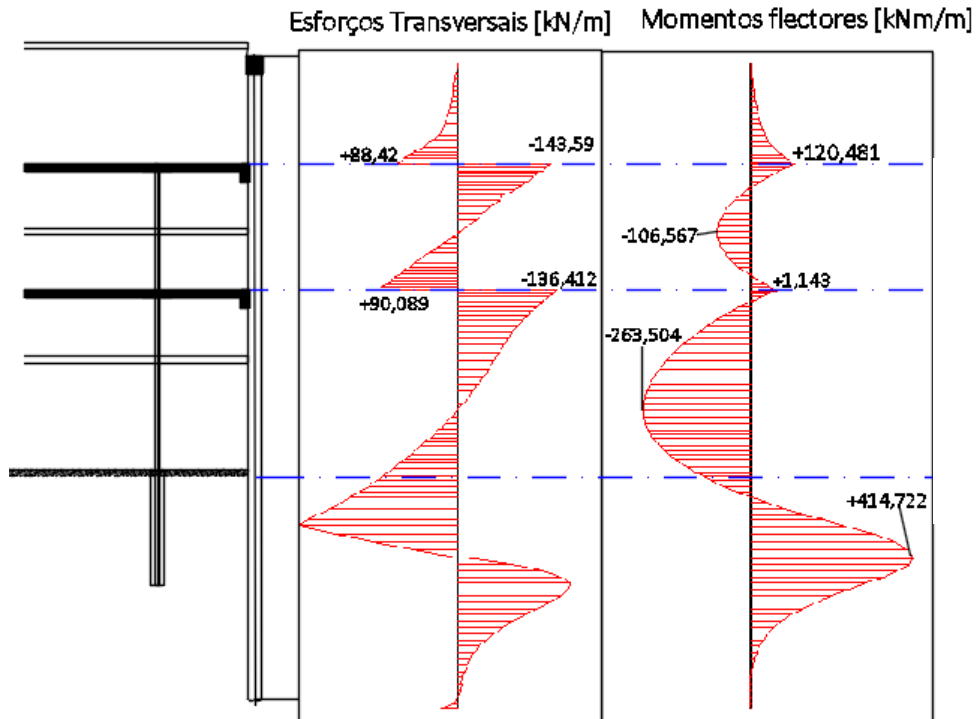


Figura 4.30 Esforços presentes na cortina no fim da escavação.

O desenvolvimento dos diagramas dos esforços transversos e dos momentos flectores apresenta similaridades com os obtidos no subcapítulo 4.1.3.2, uma vez que as únicas diferenças prendem nas características geotécnicas do solo. Como nesta modelação são utilizadas características mais elevadas, em especial o módulo de deformabilidade, os valores absolutos dos esforços são inferiores.

As forças axiais presentes nas bandas de laje estão diretamente relacionadas com os deslocamentos sentidos pela parede de contenção, como estes são mais pequenos as forças também são inferiores às obtidas na modelação anterior. A obtenção destas forças é importante para o pré-dimensionamento da armadura necessária das bandas de laje. Caso as bandas de laje fossem pré-dimensionadas tendo em conta os dados desta modelação, a armadura necessária seria inferior à definida em projeto. Em Anexo II encontra-se representado a pormenorização da armadura das bandas de laje.

Os valores das forças por metro linear e os deslocamentos horizontais e verticais nas bandas de laje são representados na Tabela 4.10.

**Tabela 4.10** Representação da força axial e deslocamentos presentes na banda de laje.

	<b>1ª Banda</b>	<b>2ª Banda</b>
<i>Força [kN/m]</i>	231,6	226,6
<i>Deslocamento horizontal [mm]</i>	30,0	32,8
<i>Deslocamento vertical [mm]</i>	2,0	2,1

#### **4.2.5.3. Comparação com os valores reais e valores obtidos na abordagem usando os ensaios SPT**

Pelas Figura 4.31 e Figura 4.32 é possível verificar que os deslocamentos da modelação com valores do solo obtidos através do estudo dos ensaios SPT são superiores aos deslocamentos da modelação numérica com valores característicos do solo provenientes dos ensaios MASW. Esta diferença poderia ser maior, caso os módulos de deformabilidade utilizados na segunda modelação fossem os calculados, ao invés de valores de módulo de deformabilidade mobilizáveis considerados.

Os deslocamentos obtidos em ambas as modelações apresentam um evolução ao longo da profundidade dentro dos critérios previamente definidos, enquanto os deslocamentos medidos nos inclinómetros apresentam valores elevados que ultrapassam claramente os deslocamentos definidos nos critérios de alerta/alarme.

Estes elevados deslocamentos atingiram o seu pico a 22 de Fevereiro e a partir dessa data os valores de deslocamentos diminuem, contudo continuam a estar acima dos deslocamentos máximos permitidos. Esta situação obrigará a mudanças no processo construtivo e à definição de métodos de reforço a instalar no alçado em causa. As razões para estes elevados deslocamentos podem variar devido a vários fatores, a elevada precipitação sentida no mês Fevereiro, o movimento de máquinas junto do alçado AB, o elevado tempo de espera a que o alçado AB esteve sujeito até à instalação de uma estrutura de suporte. Outro fator a ter em consideração no estudo destes deslocamentos prende-se com o facto de a mobilização do passivo variar muito ao longo do alçado, devido às condições de compactação pré-existentes. Isto é, na zona onde antes existiam construções o passivo mobilizado é muito maior, ao contrário da zona junto ao inclinómetro I4 onde anteriormente existia um parque de estacionamento, sem quais quer fundações.

No estudo dos deslocamentos apresentados pelos inclinómetros é possível verificar que estes apresentam valores elevados na zona onde o terreno já foi retirado, em especial na camada definida por Aterros, os deslocamentos são mais elevados no topo e decrescem até a um valor mínimo a 2,5m de profundidade. Como esta é uma situação que se repete em todas as leituras é possível especular que a separação entre a camada de Aterros e de Argila dos Prazeres se dá realmente a 2,5m de profundidade. A profundidades inferiores a 2,5m os deslocamentos tendem a subir contudo não ultrapassam os deslocamentos medido na camada de Aterros.

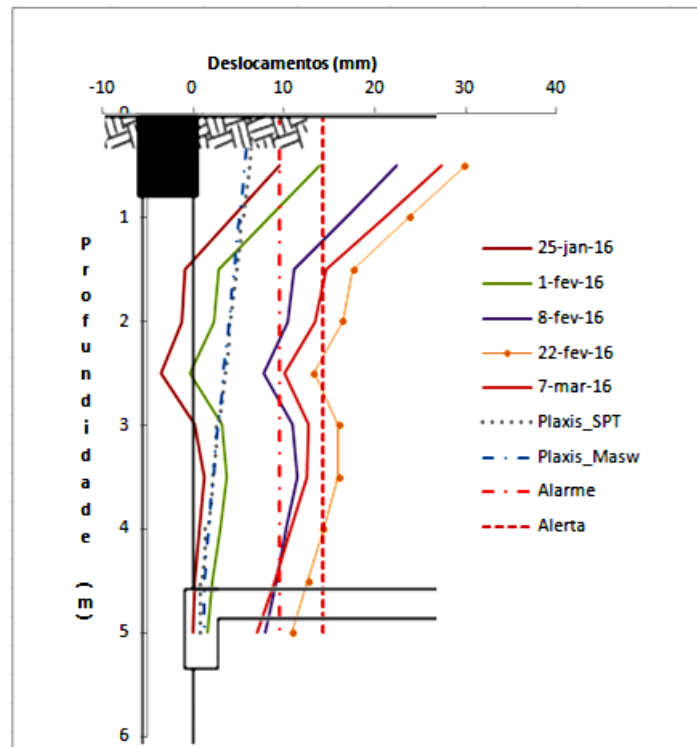


Figura 4.31 Pormenor dos deslocamentos adquiridos no inclinômetro I4 e modelação com valores obtidos de ensaios MASW.

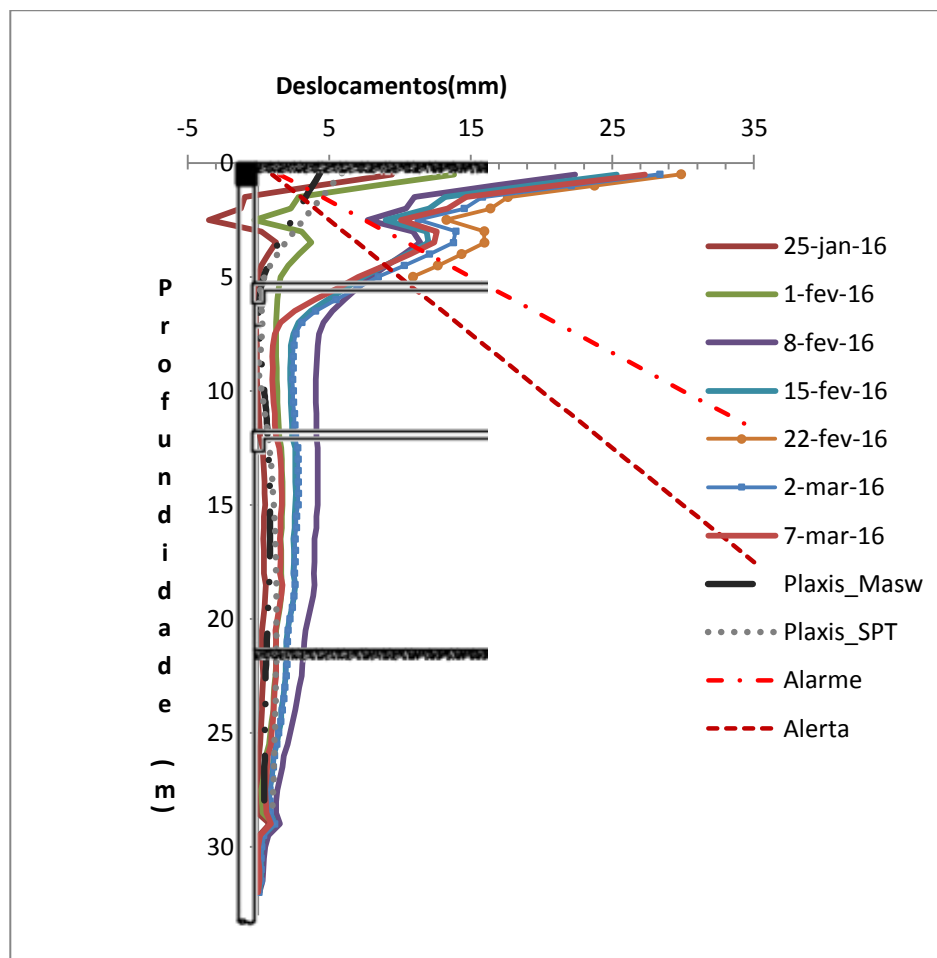


Figura 4.32 Evolução dos deslocamentos medidos no terreno e modelações.

## 5. Considerações Finais

### 5.1. Conclusões

Após a conclusão deste trabalho é possível afirmar que os objetivos foram parcialmente atingidos, ficando apenas a faltar o acompanhamento da construção de uma banda de laje e a finalização da escavação. O tema desenvolvido pretendia ser um contributo ao estudo do comportamento de uma parede de contenção em profundidade recorrendo ao apoio de bandas de laje.

A pesquisa bibliográfica para este trabalho foi deveras importante, pois permitiu reunir conhecimentos do comportamento de cortinas flexíveis escoradas, aspetos dos deslocamentos da cortina e terrenos envolventes, assim como de ensaios não evasivos. Também permitiu estudar diferentes tipos de contenção periférica a utilizar em meios urbanos e diferentes tipos de suporte possíveis de utilizar nestes casos.

As visitas à obra permitiram verificar a importância do estudo das condicionantes do local, em especial nas condicionantes vizinhas que envolvem construções sensíveis. Estas visitas também foram importantes para observar as dificuldades sentidas para seguir o processo construtivo da escavação indicado em projeto, nomeadamente quando existem impedimentos burocráticos e é necessário recorrer a alterações no processo para impedir que os trabalhos parem e a produtividade dos trabalhadores seja afetada. Mais uma vez é de destacar a importância da instrumentação e a sua interpretação, que neste caso foi fundamental para detetar problemas na parede de contenção e aplicar medidas de segurança a tempo de evitar danos nas estruturas vizinhas.

A análise de resultados da instrumentalização permitiu detetar deslocamentos excessivos num alvo topográfico presente no alçado AB, que felizmente não se traduziu em deslocamentos anormais nas estruturas vizinhas, em especial no túnel do ML. Estes deslocamentos podem ser resultado do facto da parede de contenção do alçado AB ter tido um tempo de espera excessivo sem a construção do apoio da banda de laje.

Em relação às modelações numéricas, estas permitiram concluir que os deslocamentos obtidos através da modelação utilizando valores provenientes do estudo das sondagens foram superiores aos obtidos na modelação que recorre a parâmetros adquiridos no estudo de ensaios MASW. No entanto é preciso referir que a versão do *software Plaxis* utilizado não realiza uma análise 3D, criando assim limitações no estudo da influência da banda de laje no travamento da parede de contenção. Como não foi acompanhada a escavação na sua totalidade não foi feita uma retroanálise, tendo esta dissertação apresentado apenas a comparação para a primeira fase de escavação entre os valores reais e os previstos pelas modelações. Estudando a escavação na sua totalidade, ambas as modelações apresentam valores de deslocamentos horizontais máximos no vão entre a 2ª banda de laje e a cota de fim de escavação, o que é justificável com o facto de este ser o maior vão presente na estrutura de contenção periférica. Contudo estes deslocamentos são inferiores aos deslocamentos previstos nos critérios de alerta/alarme e estão em linha com os propostos pelo projetista

Os deslocamentos no túnel do ML encontram-se muito próximos nos definidos pelos critérios de alerta e alarme, o que pode ser justificado com o facto da geometria do túnel apresentada não ser exatamente igual à definida pelo projetista, ou pelo facto da precisão do modelo numérico não ser a mais adequada. Ou por se acreditar que não existirá evolução das deformações com a continuação dos trabalhos de escavação.

Em suma, destaca-se mais uma vez o papel do Plano de Instrumentação e Observação em obras que apresentem condicionamentos exteriores similares aos presentes nesta obra. Este tipo de plano é ferramenta indispensável nos dias de hoje, pois permite realizar medidas de segurança atempadamente e assegurar a segurança do recinto de trabalho e de estruturas vizinhas.

## **5.2. Desenvolvimentos Futuros**

O tema desenvolvido nesta dissertação é vasto e permite a existência de trabalhos futuros que o aprofundem. Por essa razão são apresentados de seguida alguns desses aspetos de estudo passíveis de serem desenvolvidos, com a vista a complementar esta dissertação.

- Devido ao atraso da obra não foi possível acompanhar esta obra até à construção das bandas de laje e conclusão de trabalhos de escavação, assim sugere-se a continuação do acompanhamento desta obra para permitir um estudo da evolução dos deslocamentos sentidos pela estrutura de contenção.

- Realização de uma retroanálise aprofundada em que os parâmetros geotécnicos e os elementos estruturais variam, assim como, a utilização de diferentes modelos constitutivos para se poder testar diferentes hipóteses para explicar o comportamento real da contenção.

- Modelação destas soluções complexas em programas 3D, que permitem uma simulação das deformações das bandas de laje de uma forma mais próxima da realidade e assim avaliar a evolução das deformações da parede longitudinalmente e transversalmente.

- Com existência de ensaios sísmicos praticados no local, propõe-se uma comparação entre a frequência natural do solo e a da superestrutura, para se saber o comportamento desta em caso de sismos.

## Bibliografia

- Abreu, A. L. (2015). Aplicação de métodos sísmicos em meio urbano para caracterização geológica-geotécnica. *Dissertação de Mestrado*. IST.
- Barbas Lopes Architectos. (2014). *Torre da Cidade, S.A. - Memória Descritiva e Justificativa da Intervenção Proposta*. Lisboa.
- Boaventura, I. (2015). O "estranho caso" da torre de Lisboa que "não pará de crescer". *Público*, 14.
- Brito, J. (2011). Paredes Tipo Munique. *Texto de apoio à cadeira de Tecnologia de Contensões e Fundações*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Cortesão, J. C. (2014). Obtido em 5 de Agosto de 2015, de Engenharia Civil (para Estudantes): <http://engenharia-civil-virtual.blogspot.com.br/2014/04/contencoes-perifericas.html>
- Cortez, R. (2010). Paredes Moldadas. *Textos de Apoio à Disciplina Tecnologias da Construção de Edifícios*. IST.
- Cortez, R. (s.d.). Estacas Moldadas. *Textos de Apoio à Disciplina Tecnologias da Construção de Edifícios*. IST.
- da Cunha, C. S. (2014). Execução de Pisos Enterrados em Edifícios Existentes. *Dissertação de Mestrado*. IST.
- de Carvalho, F. (2013). Soluções de Escavação e Contenção Periféricas - Parque de Estacionamento Alves Redol. *Dissertação de Mestrado*. Lisboa: IST.
- EN 1997-1:2004. (2004). *Eurocode 7. Geotechnical Design. Part 1: General Rules*. CEN.
- Geocontrole . (2014). *Edifício Torre da Cidade Av. Fontes Pereira de Melo /Av. 5 de Outubro - Estudo Geológico-Geotécnico*. Lisboa.
- Gouveia, F. (2015). Ensaio MASW. *Comunicação Pessoal*.
- Guerra, N. (2014). Capítulo 5 - Estruturas de contenção flexíveis: Cortinas multi-escoradas. In *Apontamentos da disciplina Obras Geotécnicas*. Lisboa: IST.
- Guerra, N. (2014). Capítulo 6- Estruturas de Contenção flexíveis: Cortinas Multi-Ancoradas. In N. Guerra, *Apontamentos da disciplina de Obras Geotécnicas*. Lisboa: IST.
- Kempfert, H., Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Netherlands: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Lopes, I. (2014). Elastic Wave Propagation, Field Testing - Seismic Methods. *Apontamentos de Apoio à Disciplina de Engenharia Sísmica Geotécnica*. IST.
- Lopes, I., Strobbia, C., Santos, J., & Almeida, I. (2003). *O estudo das ondas sísmicas superficiais como método de caracterização dinâmica de solos*.
- Lopes, I.; Santos, J.; de Almeida, Isabel M. (2008). *O Método das Ondas Superficiais: Aquisição, Processamento e Inversão*.
- Lopes, O. (2012). Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano. *Dissertação de Mestrado de*. IST.

- Mascarenhas, J. (2006). *Sistemas de Construção 1*. Lisboa: Livros Horizonte.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas Flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Meireles, A. B., Martins, J.G. (2005). *Fundações e Contenção Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas*.
- Neves, S., Borges, J., & Caldeira, B. (2014). Comparação de fontes sísmicas através de ensaios de refração sísmica e multichannel of surface waves (MASW). Évora: Associação Portuguesa de Geólogos.
- Oliveira, I. N. (2012). Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano. *Dissertação de Mestrado*. Universidade de Lisboa: IST.
- Pais, J., Moniz, C., Cabral, J., Cardoso, J., Legoinha, P., Machado, S., . . . Falé, P. (2006). Carta Geológica de Portugal na Escala 1:50000. Notícia Explicativa da Folha 34-D . Lisboa: Serviços Geológicos Portugal.
- Park Seismic. (s.d.). *Multichannel Analysis of Surface Waves*. Obtido em 15 de Outubro de 2015, de [www.masw.com](http://www.masw.com).
- Peixoto, A., Sousa, E., & Gomes, P. (2011). Solution of earth retaining structure using Cutter Soil Mixing technology: "Parking Saint Nicolas" Project at Cannes, France. *Internacional Symposium on Ground Improvement IS-GI*. Brussels.
- Pinto, A. (2010). Muros e estruturas de contenção. In *Apontamentos da Disciplina de Escavações e Obras Subterrâneas*. Lisboa: IST.
- Pinto, A. Pita, X. (2014). *Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Cálculos Justificativos*. Lisboa: JET SJ.
- Pinto, A., & Pita, X. (2014). *Edifício 41- Peças Desenhadas*. Lisboa: JET SJ.
- Pinto, A., Pita, X., Teixeira, N., & Rosa, N. (2010). Soluções de Contenção Periférica e Fundações do Edifício Baía em Luanda - Angola.
- Pinto, A., Tomásio, R., & Pita, X. (2008). Soluções de Travamento de Contenções Periféricas recorrendo a Elementos Estruturais. Guimarães.
- Pinto, A., Tomásio, R., Coelho, R., & Nicolas, R. (2015). Retaining Structures and Special Foundations at the Platinum Tower, in Maputo.
- Pinto, A.; Pita, X. (2010). Soluções de Contenção Periférica e de Recalçamento de Fachadas do Edifício na Av. da Republica nº25 - Lisboa. *Encontro Nacional Betão Estrutural*. Lisboa.
- Pinto, A.; Pita, X. (2014). *Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva e Justificativa*. Lisboa: JET SJ.
- Plaxis Version 8 - Manual*. (s.d.).
- Santos, J. A., & Correia, A. G. (2002). Distorção limite de referência. Sua utilidade para o estabelecimento de uma curva única de degradação do módulo de distorção do solo - 2ª Parte.
- Stelzer, O.; Kauther, R. (2011). Relevance of small-strain stiffness in the deformation analysis of navigable locks. Seoul, Korea.

Teixeira, F. P. (2014). *Modelação Numérica de Paredes de Contenção Apoiadas em Bandas de Laje*.  
*Dissertação de Mestrado*. Porto: FEUP.

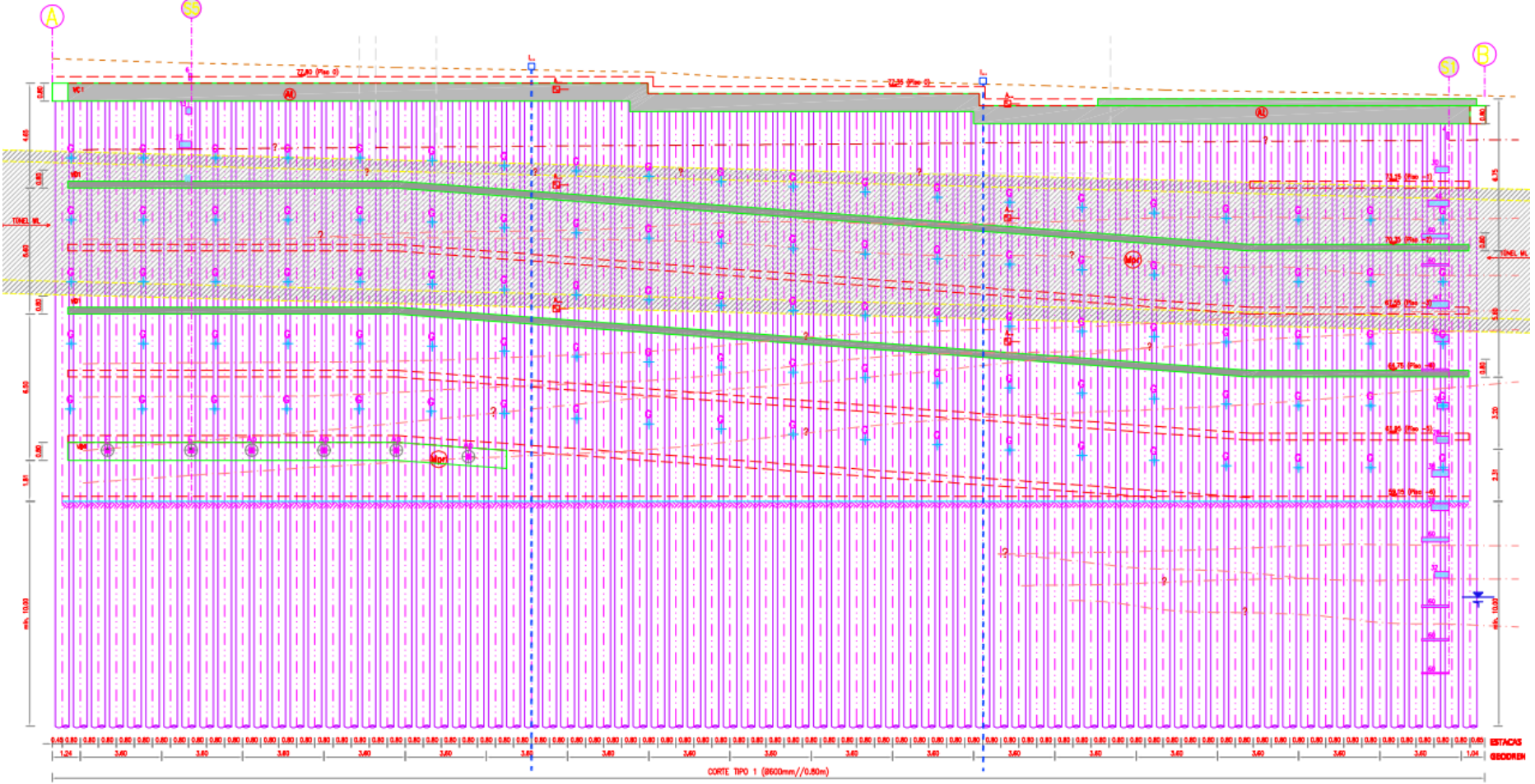




## **Anexos**

# Anexo I. Alçado AB

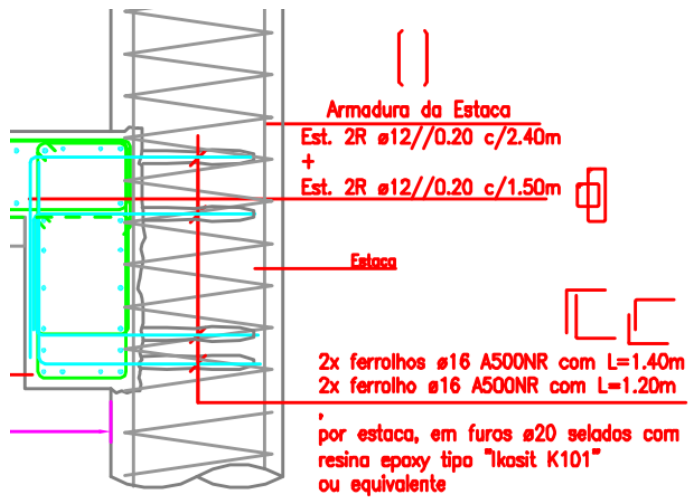
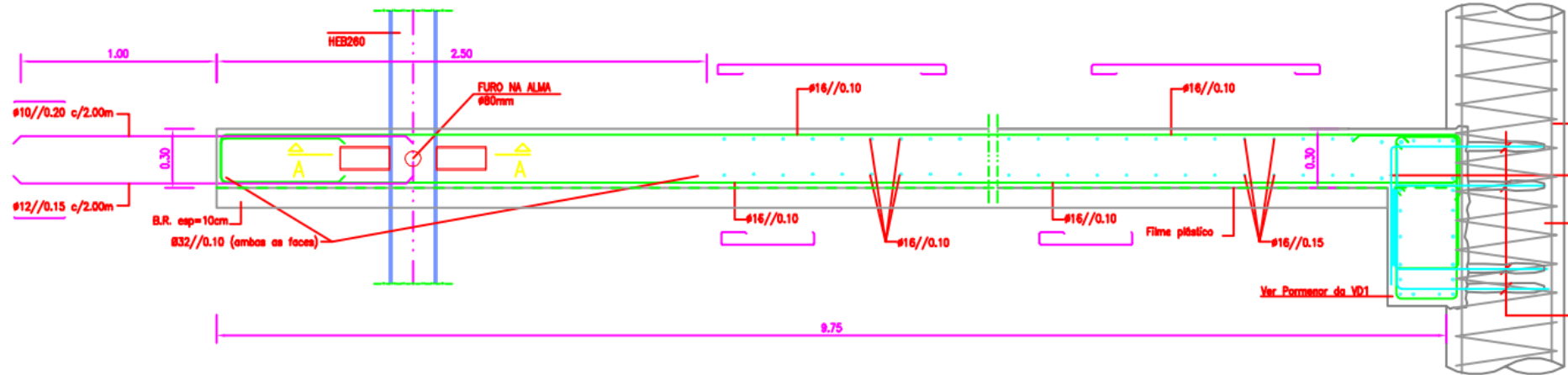
ALÇADO AB  
ESCALA 1:100



## Anexo II. Pormenorização das bandas de laje

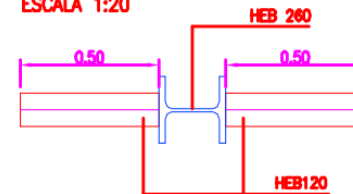
### TROÇO DE LAJE DE TRAVAMENTO

ESCALA 1:20



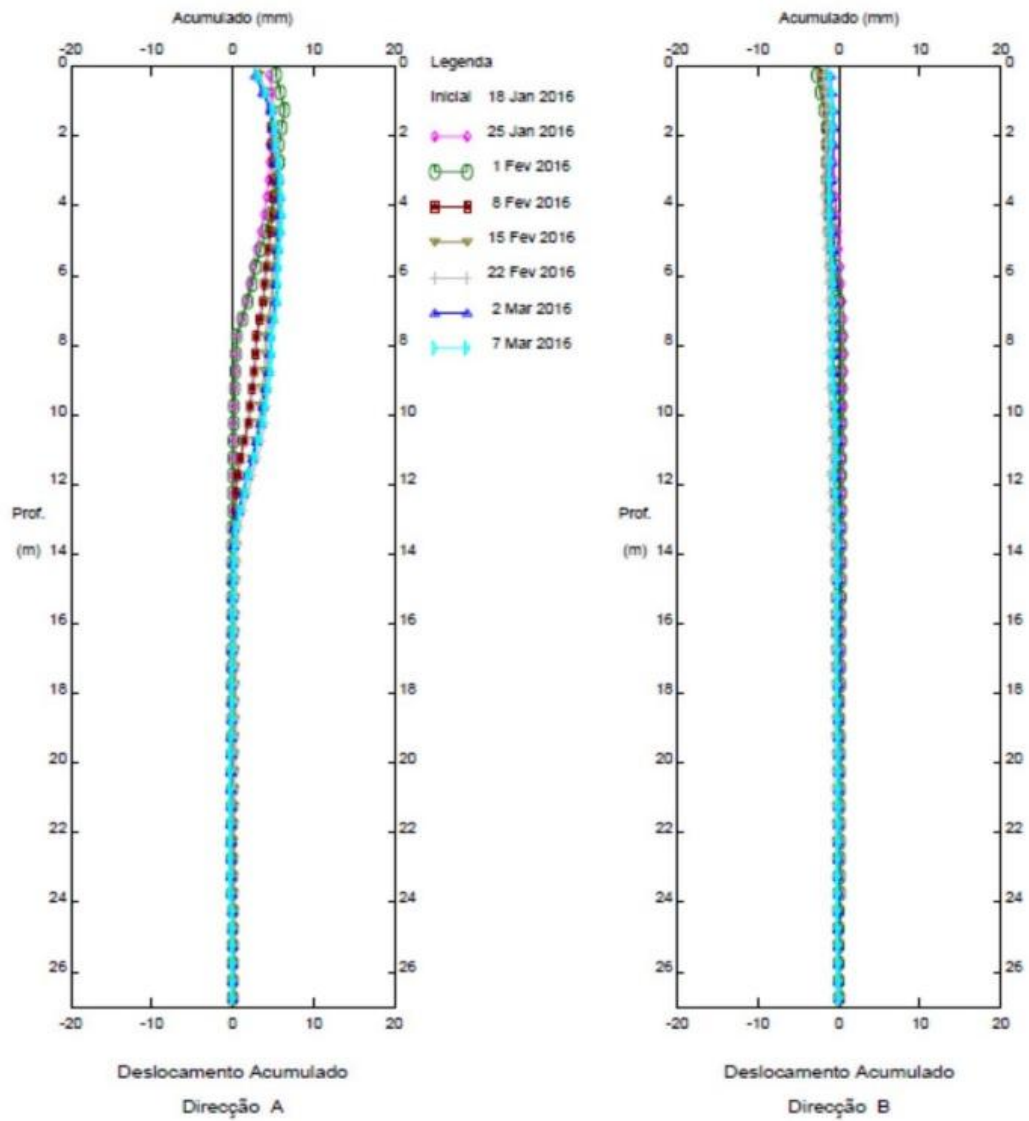
### CORTE A-A APOIO DOS TROÇOS DE LAJE

ESCALA 1:20

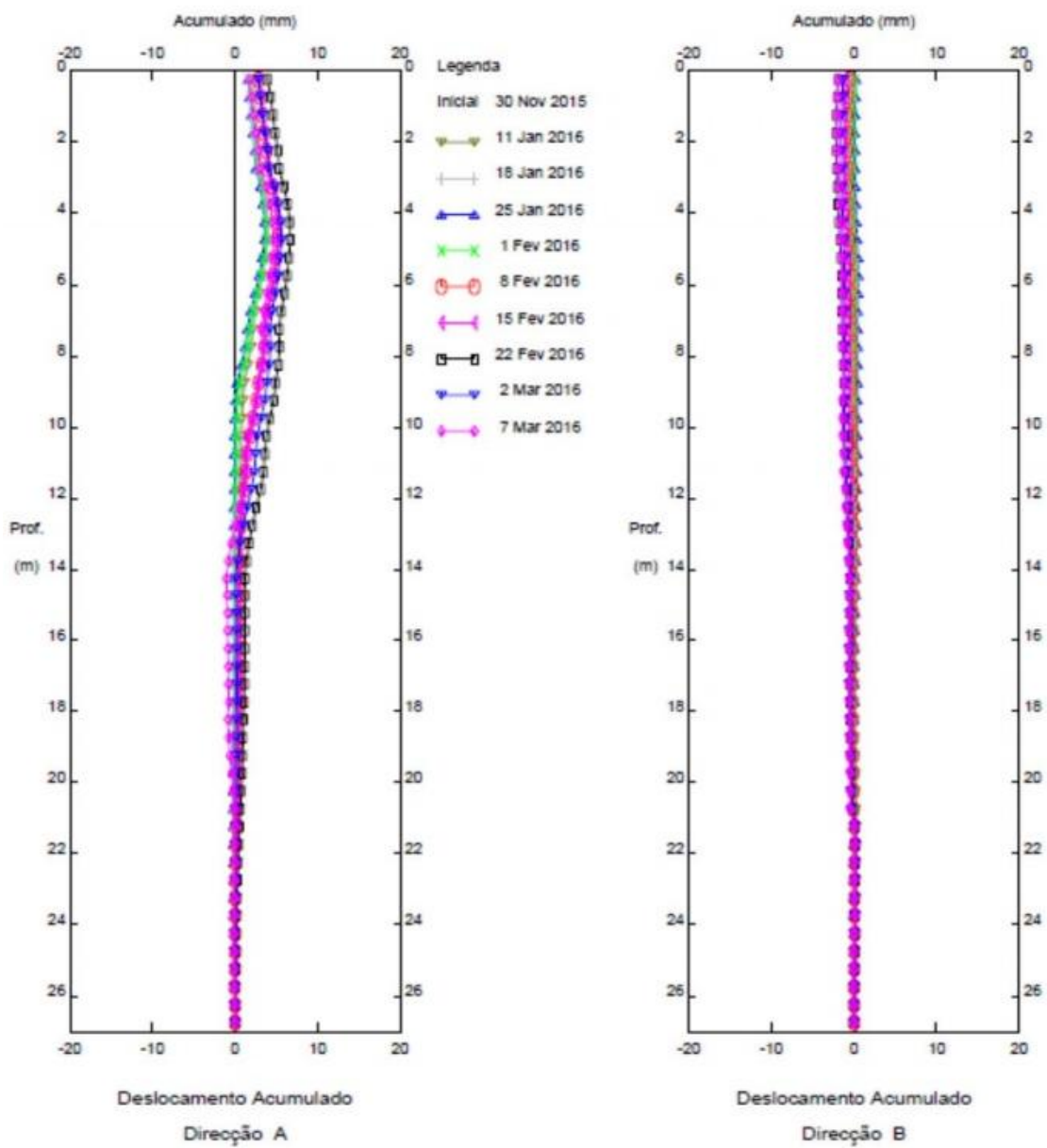


### Anexo III. Deslocamentos dos inclinómetros

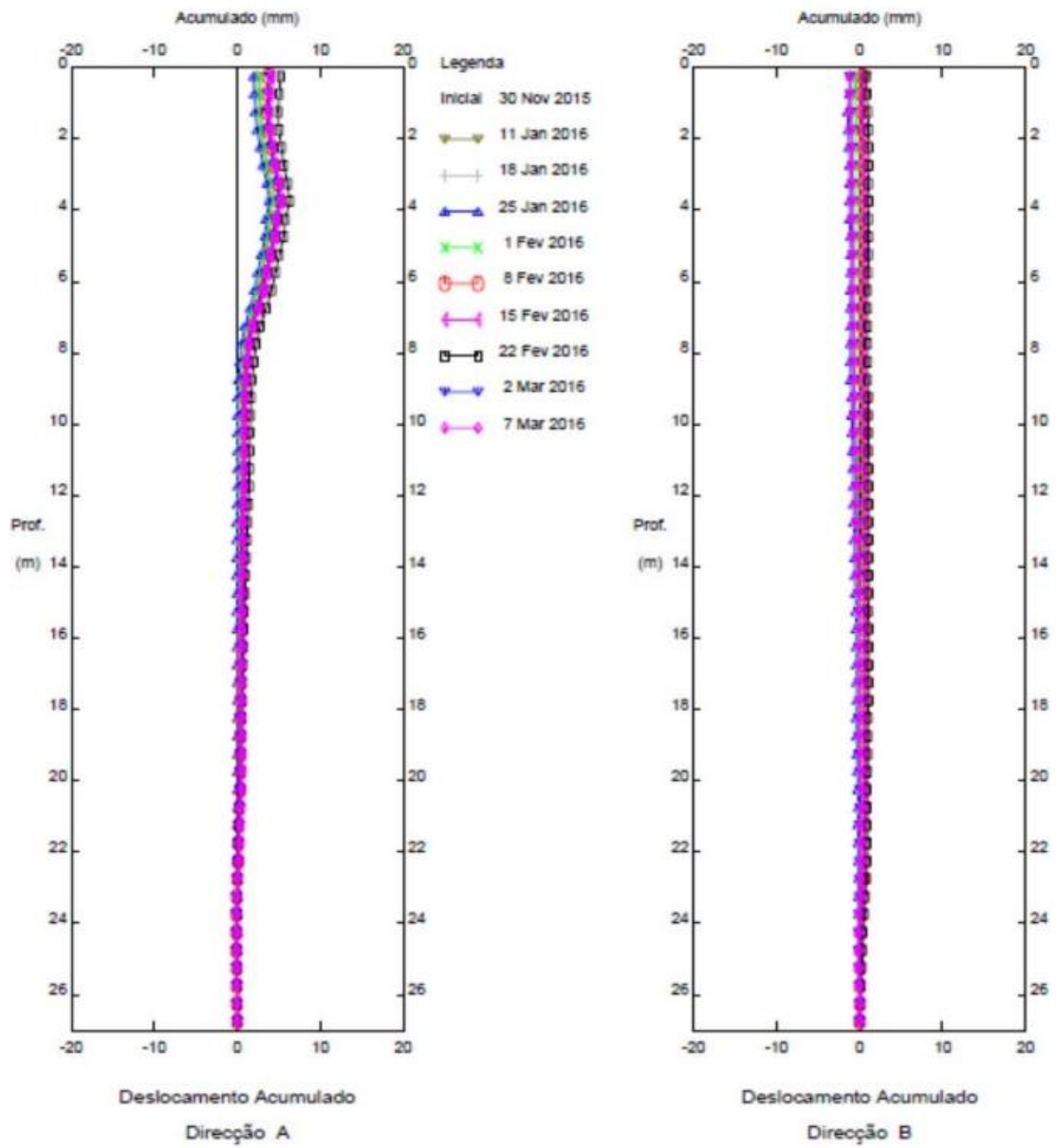
- Inclinómetro 1



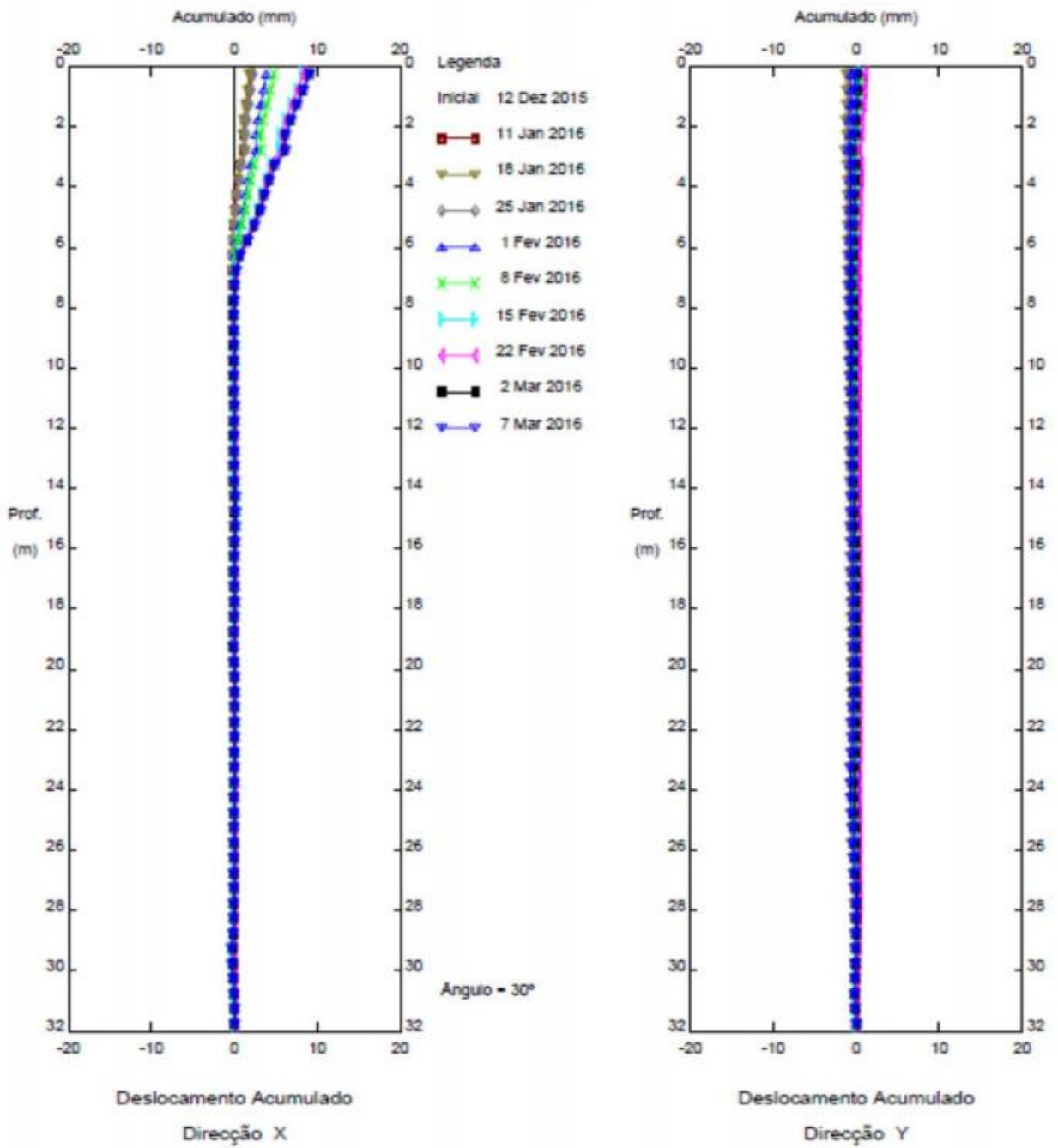
- Inclínómetro I2



- Inclínómetro I3

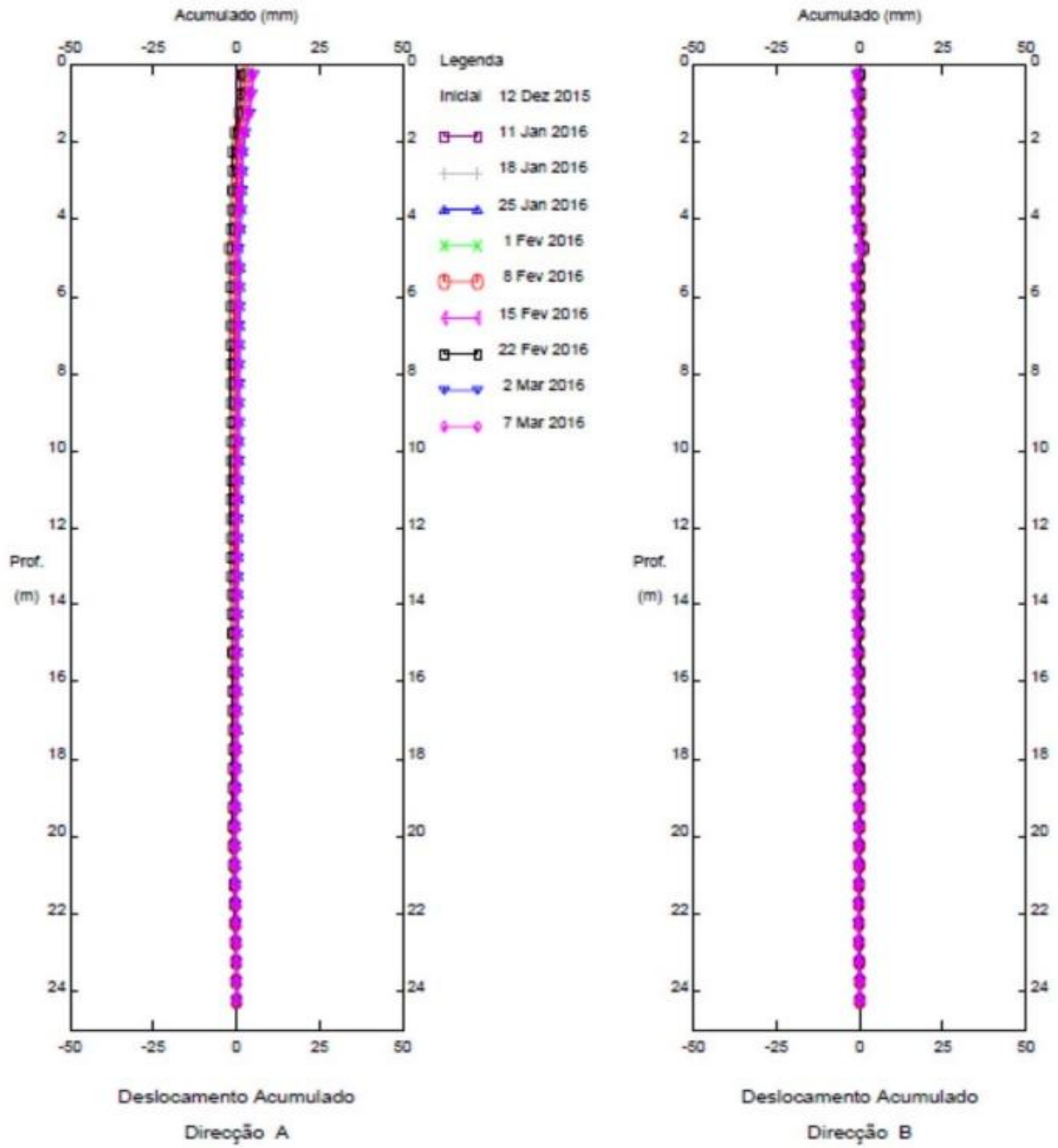


- Inclínómetro I5





- Inclínómetro I6



## Anexo IV. Visitas ao Local

As visitas à obra decorreram de 01 de Outubro a 25 de Dezembro, no entanto os trabalhos começaram no início de Agosto com a demolição das estruturas existentes, assim como, a construção das estacas do alçado GA. O processo

### Visita 01 – 1 de Outubro 2015

Nesta fase procedia-se à construção das estacas do alçado FG, com recurso a trado com dentadas diamantadas. No alçado GA procedia-se à limpeza das cabeças das estacas executadas 3 a 7 dias. As armaduras das estacas são pré-soldadas em fábrica, devido à falta de espaço no recinto da obra para a criação de um estaleiro de metal.



**Figura A. IV 1** – Vista da cabeça das estacas do alçado GA



**Figura A. IV 2** – Vista superior de uma estaca do alçado FG

### Visita 02 – 09 de Outubro 2015

Devido às chuvas dos dias anteriores, a plataforma de trabalho encontrava-se coberta por material britado, proveniente do betão de limpeza dos camiões-betoneira, de modo a garantir a circulação em segurança dos veículos pesados.

Nesta semana foi iniciada a construção das estacas do alçado AB. Nas primeiras estacas do alçado AB foi encontrada água nos primeiros metros de escavação, devido à chuva e posteriormente foi encontrado outro nível de água à profundidade de 26 metros confirmando assim a sondagem feita naquele local. A água encontrada era direcionada, através de geodrenos, para um poço próximo das estacas. No alçado GA foi colocado o betão de limpeza para posteriormente se construir a viga de coroamento.



**Figura A. IV 3** – Vista do alçado GA, armadura de espera das estacas e poço com água interceptada nas estacas AB



**Figura A. IV 4** – Desvio dos serviços EDP, protegidos por areia e blocos de cerâmica?

### Visita 03 – 15 de Outubro 2015

O desvio do sistema coletor de águas residuais estava a ser desviado para o Jardim evitando assim danificações no sistema na altura da escavação. Nesta fase ainda não era necessário cortar o trânsito na via.

A execução das estacas no alçado AB fazia agora com 2 máquinas Vara Kelly, aumentando assim o ritmo de trabalho, no referido alçado o nível freático estava a ser encontrado a 26m de profundidade, tendo como referência a cota do topo da viga de coroamento. Embora algumas estacas tivessem também intercetado bolsas de água, o que obrigou a recorrer a bombas para retirar a água do furo de escavação.

Neste dia foi possível observar o teste de cone realizado ao betão que chega à obra para verificação de qualidade deste, neste dia o betão tinha uma altura de cone de 21, estando dentro dos limites aceitáveis.



**Figura A. IV 5** – Construção do novo Sistema Coletor de Águas Residuais



**Figura A. IV 6** – Execução do Ensaio de cone ao betão

### Visita 04 – 21 Outubro 2015

No alçado AB continuavam os trabalhos de construção da cortina de estacas, contudo houve a necessidade de não construir numa secção, uma vez que, a caixa de telecomunicações da PT ainda não tinha sido removida do local.

No alçado FG e GA estava em construção a viga de coroamento, colocação da armadura, com recurso a cofragens metálicas.



**Figura A. IV 7** – Armadura da viga de coroamento, alçado FG



**Figura A. IV 8** – Estaca do alçado AB com inclinómetro (tubo verde)

## Visita 05 – 04 Novembro 2015

Na viga de coroamento do alçado GA foram marcados os negativos para posteriormente se realizar as ancoragens. Junto deste alçado já iniciou-se a escavação.

No alçado AB continuavam os trabalhos de construção de estacas e da limpeza da cabeça destas.



**Figura A. IV 9** – Pormenor da marcação do negativo, alçado GA



**Figura A. IV 10** – Pormenor da ligação de armadura do alçado GA com a primeira estaca do alçado AB

## Visita 06 – 19 Novembro 2015

No alçado GA instalação do pré-esforço em 3 de 6 ancoragens, a instalação do pré-esforço decorreu em 6 fases, ensaio simplificado, até a uma força de 845 kN, uma vez que, se deve garantir a segurança fase ao relaxamento do aço, pois a força útil de projeto é 700 kN. A extensão da ancoragem foi medida com um defletómetro digital com precisão até às centésimas de milímetro. Nas ancoragens, em que não foi instalado o pré-esforço, estavam protegidas por tubos de plásticos. Na primeira secção (próximo do alçado GA) já tinham sido instaladas as armaduras e iniciava-se a construção da cofragem em madeira (devido à sua maior adaptabilidade para o facto da banda de laje a construir).

Alçado AB prosseguiam os trabalhos de construção de estacas e limpeza de cabeça destas.

No alçado AB a construção da parede de contenção dá-se por secções, na primeira secção já a viga de coroamento estava a ser betonada, na segunda procedia-se à limpeza de estacas. Na terceira utilizava-se a máquina Vara Kelly com trado curto, para abrir espaço para os perfis metálicos que servirão para garantir a estabilidade das bandas de laje.



**Figura A. IV 11** – Betonagem de 1ª secção do alçado AB



**Figura A. IV 12** – Limpeza da cabeça das estacas, secção 2 do alçado AB



**Figura A. IV 13** – Colocação dos perfis metálicos, alçado AB



**Figura A. IV 14** – À esquerda da imagem encontram-se 2 das ancoragens protegidas com o tubo plástico. À direita, os trabalhadores preparam-se para dar início à instalação do pré-esforço nas ancoragens.

## Visita 07 – 26 Novembro 2015

No alçado GA tem duas secções com cotas da viga de coroamento distintas, assim na primeira secção é necessário construir uma viga de distribuição que irá fazer a ligação com a viga de coroamento da segunda secção. Assim nesta fase, é feita a limpeza das estacas e inicia-se a construção da plataforma de fundo da cofragem da referida viga, é utilizada cofragem de madeira. Na 2ª secção procede-se à limpeza do solo entre estacas, estando visível a armadura de espera para a construção da parede.

No alçado AB, continuam os trabalhos de construção da viga de coroamento, com as armaduras de espera para a banda de laje a encontrarem-se a 45° para evitar danos nestas devido a contacto com máquinas. Também tem continuado a construção dos perfis metálicos, para suporte das bandas.

No alçado BC já estão construídas as estacas, que não interferem com a via (Av. 5 de Outubro) e assim, neste momento procede-se à limpeza das cabeças



**Figura A. IV 15** – Construção da cofragem para viga de distribuição, secção 1 do alçado GA. À esquerda armadura de espera da secção 2



**Figura A. IV 16** – Perfis metálicos devidamente protegidos e ao fundo encontram-se trabalhadores a limpar a cabeça de estacas do alçado BC

### **Visita 08 – 02 Dezembro 2015**

No alçado GA a viga de distribuição da primeira secção à foi betonada e é visível nas fotos a armadura de espera para a laje. Nesta data, o escoramento metálico entre o alçado FG/GA já tinha sido instalado e devido à falta de espaço no recinto da obra, foi instalado um contentor para vestiários por cima do escoramento apoiado nas vigas de coroamento de ambos os alçados.

No alçado AB/BC concluíam-se a construção da cofragem da viga de coroamento com vista a betoná-la no dia seguinte.

Para rentabilizar de uma melhor maneira os recursos presentes, iniciou-se a escavação à volta dos perfis metálicos, uma vez que o troço da Av. 5 de Outubro ainda não foi fechado ao trânsito, a construção de estacas teve de ser interrompida.



**Figura A. IV 17** – Alçado GA com a cofragem da viga de distribuição e escoramento metálico



**Figura A. IV 18** - Escavação à volta dos perfis metálicos e viga de distribuição dos alçados AB/BC com armadura à vista

### **Visita 09 – 10 de Dezembro 2015**

No alçado GA continua a construção do muro adjacente ao edifício vizinho para garantir a segurança deste. Neste alçado também foi concluído o processo de aplicação de pré-esforço das restantes ancoragens. Nesta fase de construção, está a betonar-se a viga de distribuição do alçado FG.

Como ainda não era possível ocupar a via pública devido a falta de licenças e para garantir que a obra não parava foi realizada a escavação até ao nível -1, do centro da área de trabalho até ao alçado AB. A segurança da via pública foi garantida através de talude com uma inclinação aproximada de 60°.



**Figura A. IV 19** – Vista da escavação até nível -1 e pormenor do talude que garante a segurança da via pública



**Figura A. IV 20** – Pré - tensão de uma das ancoragens do alçado GA

### **Visita 10 – 07 de Janeiro 2016**

No alçado GA já se tinha sido concluída a parede no nível -1 e encontravam-se agora a retirar solo para a construção da parede relativa ao piso -2 e respetiva viga de distribuição.

No alçado AB prepara-se a armadura do pilar reforçado, que se prolongará até ao nível de fundação, que irá transferir para as fundações os esforços provenientes da consola existente dos pisos +1 até +17.

No alçado BC já haviam sido picado o betão superficial das estacas já construídas para na semana seguinte poder ser construído a parede.



**Figura A. IV 21** – Vista do alçado GA, com a parede do nível -1 já construída





**Figura A. IV 22** – Vista do recinto da obra, em especial alçado AB e BC

### **Visita 11 – 13 de Janeiro 2016**

No alçado GA continuavam os trabalhos de limpeza do solo entre estacas para permitir a construção da parede. Ao mesmo tempo com o auxílio de trado se efetuavam os furos para as ancoragens de 2º nível.

No alçado FG estavam a ser colocados manualmente dos cabos no furo na viga de distribuição relativa ao piso 0. Para posterior tensionamento dos mesmos.



**Figura A. IV 23** – Furação com trado para ancoragens de 2º nível do alçado GAI



**Figura A. IV 24** – Colocação manual dos cabos das ancoragens de 1º nível do alçado FG

### **Visita 12 – 20 de Janeiro 2016**

Com a licença para ocupar a área do passeio da Av. 5 de Outubro, foram iniciados os trabalhos de escavação do alçado CD/DE, como foi previsto foram encontrados vários tubos provenientes aos serviços afetados e desviados a priori.

No alçado GA estava a ser colocada a armadura correspondente ao nível -2 na secção próxima do alçado FG, assim como, já haviam sido colocados os cabos das ancoragens na secção seguinte efetuavam-se trabalhos de limpeza do solo entre estacas.

No alçado FG estavam a ser colocados com o recurso a trado os drenos sub-horizontais.



**Figura A. IV 25** – Remoção do solo com recurso a retroescavadora no alçado EF



**Figura A. IV 26** – Trabalhos de colocação de drenos sub-horizontais no 2º nível no alçado FG

### **Visita 13 – 28 de Janeiro 2016**

No alçado GA uma secção já tinha sido betonada e é possível ver a armadura de espera para a laje. E na secção seguinte estavam na fase de betonagem.

Para a construção da banda de laje é necessário retirar o solo junto do alçado AB para permitir picar as estacas e assim fazer ligação entre a armadura das estacas e da viga de distribuição, que conecta os alçados laterais e o alçado AB.



**Figura A. IV 27** – Escavação do solo junto do alçado AB e início dos trabalhos na parede do alçado BC



**Figura A. IV 28 – Trabalhos de betonagem no alçado GA**

### **Visita 14 – 02 Fevereiro 2016**

No alçado GA estavam a tencionadas as ancoragens referentes ao piso -1.

No alçado AB estava a ser armada a viga de distribuição, fazendo a ligação com o alçado GA.

No alçado BC colocavam-se as cofragens metálicas para no dia seguinte ser betonada a parede, na figura x é possível ver um dreno vertical colocado a montante da parede de betão.

Nesta altura da escavação já era possível ver a parede de contenção do parque de estacionamento EMPARK, assim como os tubos das ancoragens desativados.



**Figura A. IV 29 - Imagem demonstrativa dos trabalhos de escavação junto à parede de contenção do parque EMPARK**



**Figura A. IV 30** - Colocação do macaco hidráulico para posterior tensionamento de ancoragens de 2º nível



**Figura A. IV 31** - Pormenor da armadura e dreno vertical a montante desta no alçado BC

### **Visita 15 – 11-18 Fevereiro 2016**

Nas três visitas realizadas na de 11 a 18 de Fevereiro, os trabalhos junto do alçado AB estavam parados devido aos elevados deslocamentos medidos nos alvos topográficos.

No alçado GA continuam os trabalhos de escavação e limpeza de estacas e construção da parede na zona que não é atingível pela banda de laje.

O desvio necessário para regulação de trânsito foi iniciado nesta semana. Começaram com a retirada da calçada e o desvio de serviços afetados.



**Figura A. IV 32** Vista do alçado AB sem trabalhos a ser executados



**Figura A. IV 33** Vista da construção da parede GA, na zona não abrangida pela banda de laje



**Figura A. IV 34** Trabalhos desvio de serviços na Av. 5 de Outubro.

## Visita 15 – 22 Março 2016

Nesta visita foi possível constatar que os trabalhos junto dos alçados AB, BC, CDE continuam parados, devido a problemas burocráticos. No alçado FG e GA continuam os trabalhos de construção da parede, armação de armaduras, na zona não abrangida pela largura da banda de laje

Nesta semana os trabalhos focam-se nas obras necessárias para o desvio do trânsito na Av. 5 de Outubro. Começaram a construção do cruzamento entre a Av. 5 de Outubro e Rua António Enes.



Figura A. I 35 Vista do alçado GA.



Figura A. I 36 Vista dos trabalhos realizados à data dos alçados AB, BC, CDE.

## Anexo V. Cálculos de Vs nas diferentes sondagens

<i>Sondagem 1</i>			
Unid. Geológica	N [pancadas]	esp. [m]	Vs [m/s]
UG1	4	2	138,3
UG2	24	3,5	257,9
UG3	100	2,5	423,8
UG5	101	1,5	425,3
UG4	32	1	285,1
UG3	100	2,5	423,8
UG5	101	3,5	425,3
UG5	101	3,5	425,3
UG4	32	1,5	285,1
UG3	100	2	423,8
UG5	101	2,2	425,3

<i>Sondagem 2</i>			
Unid. Geológica	N [pancadas]	esp. [m]	Vs [m/s]
UG1	13.5	4	211,13
UG2	21	3	246,23
UG5	72	2	378,06
UG3	180	1,5	520,04
UG5	72	2,5	378,06
UG4	45	2	321,01
UG5	72	9,41	378,06

<i>Sondagem 3</i>			
Unid. Geológica	N	esp. [m]	Vs [m/s]
UG1	4	2,5	138,27
UG2	26	4,5	265,22
UG5	104	1,5	429,67
UG5	104	2,5	429,67
UG4	42	1	313,40
UG5	104	6	429,67
UG5	104	1	429,67
UG5	104	5,22	429,67



<b>Sondagem 4</b>			
<b>Unidade</b>	<b>N</b>	<b>esp. [m]</b>	<b>Vs [m/s]</b>
UG1	13	3,4	208,38
UG2	35	2,1	294,13
UG5	89	4,5	407,00
UG4	49	3	330,67
UG5	89	3	407,00
UG3	60	1,5	354,81
UG5	89	1,5	407,00
UG5	89	1,5	407,00
UG4	88	1,5	405,40
UG5	89	2,22	407,00

<b>Sondagem 5</b>			
<b>Unid. Geológica</b>	<b>N</b>	<b>esp. [m]</b>	<b>Vs [m/s]</b>
UG1	9.5	5	186,8
UG2	27	4	268,7
UG5	81	1,5	393,9
UG5	81	4	393,9
UG4	35	1,5	294,1
UG5	81	2	393,9
UG3	60	1,5	354,8
UG5	81	1,5	393,9
UG5	81	3,38	393,9