



**Diana Raquel Ferreira da Silva**

Licenciada em Engenharia Geológica

**Monitorização de uma grande  
escavação em solos permeáveis na  
zona ribeirinha de Lisboa**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Paula F. da Silva, Prof<sup>a</sup> auxiliar,  
GeoBioTec & FCT- UNL

Co-orientador: Eng.º Jónatas Rodrigues, Sócio-gerente, SYNEGE

Júri:

- Presidente: Doutora Maria da Graça Azevedo de Brito, Prof.<sup>a</sup>  
Auxiliar, FCT-UNL
- Arguente(s): Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof.  
Auxiliar, FCT-UNL
- Vogal(ais): Eng. Jónatas Simões Cruz Rodrigues, Sócio-  
gerente, SYNEGE



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2017



**UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**  
**FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**

**Monitorização de uma grande escavação em solos  
permeáveis na zona ribeirinha de Lisboa**

**Diana Raquel Ferreira da Silva**

Orientadora: Doutora Paula F. da Silva, Prof<sup>a</sup> Auxiliar, GeoBioTec & FCT-UNL

Co-orientador: Eng.<sup>o</sup> Jónatas Rodrigues, Sócio-gerente, SYNEGE

**2017**

## **MONITORIZAÇÃO DE UMA GRANDE ESCAVAÇÃO EM SOLOS PERMEÁVEIS NA ZONA RIBEIRINHA DE LISBOA**

Copyright © Diana Raquel Ferreira da Silva, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

## **AGRADECIMENTOS**

A conclusão da presente dissertação representa o cumprir do desejo pessoal de concluir um percurso escolar, que nem sempre se apresentou fácil, mas que em muito me enriqueceu como pessoa e profissional. Como tal, este trabalho que agora concluo não é apenas fruto do meu esforço, mas também de todos aqueles que me apoiaram e acompanharam ao longo destes anos, desde já um muito obrigado a todos eles.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pela instituição que representa, por todos os ensinamentos e aprendizagens que me proporcionou, que com muito orgulho represento.

À Professora Ana Paula Silva pela orientação e disponibilidade demonstrada durante a realização desta dissertação. Agradeço, ainda, a confiança e a revisão cuidadosa deste trabalho, que muito valorizo.

Ao Engenheiro Jónatas Rodrigues, co-orientador, pela disponibilidade e simpatia com que me recebeu e pela revisão crítica desta dissertação.

À José de Mello Saúde, na pessoa do Eng.<sup>o</sup> Mário Fernandes, que concedeu a autorização para a realização deste trabalho.

À Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. pela autorização da visita ao local de obra e disponibilização de todos os dados de projeto necessários à realização do presente texto. Agradeço, em particular ao geólogo Duarte Cruz por nos receber com simpatia e disponibilidade durante o acompanhamento das leituras. E também à Engexpor Consultores de Engenharia (Fiscalização) pela disponibilidade e autorizações concedidas.

Ao André, pela disponibilidade, que sempre demonstrou para esclarecer todas as minhas dúvidas.

Aos meus companheiros desta grande jornada, tenho a agradecer-lhes as horas de descontração, o seu incentivo e o apoio nas horas menos boas, Bárbara, Luís e Henrique.

Aos meus amigos de sempre, pelas alegrias e por estarem presentes sempre que precisei.

Ao Pedro, por todo o amor e carinho, pela paciência e apoio demonstrados ao longo deste percurso. Por nunca deixar de acreditar em mim, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, por fazerem de mim a pessoa que hoje sou. Pelo apoio incondicional e pelo esforço que fizeram para que eu aqui chegasse.



## **RESUMO**

O desenvolvimento da sociedade e, por conseguinte, das áreas metropolitanas de cidades como Lisboa, levou a que o Homem encontrasse soluções para o seu crescimento em áreas outrora desaproveitadas pela fraca qualidade geotécnica ou pela falta de meios tecnológicos. Com a evolução dos mesmos, é possível hoje em dia, procurar por soluções ao nível do subsolo. Em prol do desenvolvimento sustentado, as grandes escavações em cidades tornaram-se em algo comum, tais são as vantagens que estas acarretam, sendo necessário adotar um conjunto de medidas, entre as quais a observação geotécnica, para as executar em segurança sem colocar em causa a economia da intervenção.

A instrumentação tem vindo, assim, a assumir um papel preponderante no que toca a obras geotécnicas de grande dimensão já que permite um acompanhamento, em tempo real, de grandezas-chave, que podem condicionar as respostas ou ações sobre as estruturas ou infraestruturas próximas ao local de implementação do projeto.

A presente dissertação pretende expor os diferentes problemas associados a grandes escavações urbanas em solos permeáveis, com nível freático elevado, bem como a instrumentação geralmente utilizada neste tipo de obra. O caso de estudo apresentado é referente a uma intervenção na cidade de Lisboa, inserida na construção do novo Hospital CUF Tejo, em Alcântara, do qual se realizará uma análise dos resultados mais significativos recolhidos durante o desenrolar da escavação.

**Palavras-chave:** escavação profunda; solos permeáveis; instrumentação geotécnica; Lisboa.





## **ABSTRACT**

The growth of society, and consequently the development of large metropolitan areas such as Lisboa, led the mankind to find solutions for their expansion in territories that had not been exploited due to their poor geotechnical characteristics or the inexistence of adequate technological resources. With the evolution of such resources, nowadays, it is possible to seek for underground solutions. For the benefit of a sustainable development, and due to their advantages, large-scale excavations become quite usual in cities. Consequently, it became necessary to establish a new set of procedures, including geotechnical observation, to be able to implement these excavations safely, without jeopardizing the economic viability of the project.

Therefore, instrumentation has been assuming a crucial role on large-scale geotechnical projects, allowing the real-time monitoring of key magnitudes that could restrain the responses or actions to be applied on infrastructures near the project site.

The present dissertation aims to expose the different problems associated to large-scale urban excavations in permeable soils with high groundwater level, as well as the instrumentation generally used in this type of project. The presented case study is related to the geotechnical observation processes performed during the construction of the new Hospital CUF Tejo, in Alcântara, Lisboa. In this study, an analysis to the most significant results collected during the excavation process will be established.

**Keywords:** deep excavation; permeable soils; geotechnical instrumentation; Lisbon.



# ÍNDICE

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice .....	ix
Índice de figuras .....	xiii
Índice de tabelas.....	xvii
Lista de símbolos e abreviaturas.....	xix
1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento do tema.....	1
1.2. Objetivos e metodologia .....	1
1.3. Organização da dissertação.....	2
2. Escavações em meio urbano .....	5
2.1. Enquadramento .....	5
2.2. Escavações em solos: conceitos básicos .....	5
2.2.1. Definição de solo .....	5
2.2.2. Água no solo .....	6
2.2.3. Tensões no solo.....	7
2.2.4. Impulsos de terras – métodos de análise.....	8
2.2.5. Instabilidade hidráulica.....	9
2.3. Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico.....	9
2.4. Condicionantes do meio urbano .....	10
2.4.1. Enquadramento .....	10
2.4.2. Proteção de estruturas adjacentes.....	11
3. Métodos de contenção de escavações .....	13
3.1. Enquadramento .....	13
3.2. Estacas-pranchas.....	14
3.2.1. Processo construtivo .....	14
3.2.2. Vantagens e limitações .....	15
3.3. Paredes moldadas .....	16
3.3.1. Processo construtivo .....	16
3.3.2. Vantagens e limitações .....	18
3.4. Paredes tipo Berlim definitivas .....	18
3.4.1. Processo construtivo .....	19
3.4.2. Vantagens e limitações .....	20
3.5. <i>Jet grouting</i> .....	20

3.5.1. Processo construtivo .....	21
3.5.2. Vantagens e limitações .....	22
3.6. Cortina de estacas .....	22
3.6.1. Processo construtivo .....	23
3.6.2. Vantagens e Limitações .....	24
3.7. Estruturas de apoio à contenção.....	25
3.7.1. Escoramentos .....	25
3.7.2. Ancoragens .....	27
4. Plano de instrumentação e observação.....	31
4.1. Enquadramento .....	31
4.2. Grandezas a monitorizar e seleção dos instrumentos .....	34
4.3. Deslocamentos superficiais.....	35
4.3.1. Marcas superficiais.....	35
4.3.2. Réguas de nivelamento.....	37
4.3.3. Alvos topográficos .....	37
4.3.4. Marcas de referência ( <i>Bench marks</i> ).....	37
4.4. Deslocamentos Internos.....	38
4.4.1. Enquadramento .....	38
4.4.2. Inclínómetros.....	38
4.4.3. Extensómetro de varas.....	40
4.4.4. Clinómetro .....	42
4.5. Tensão total .....	44
4.5.1. Enquadramento .....	44
4.5.2. Células de carga .....	44
4.6. Presença de água .....	46
4.6.1. Enquadramento .....	46
4.6.2. Piezómetros simples e duplos .....	46
5. Caso de estudo: Hospital CUF Tejo.....	47
5.1. Enquadramento .....	47
5.2. Localização geográfica.....	47
5.3. Enquadramento geológico e geotécnico .....	48
5.3.1. Campanha de prospeção .....	48
5.3.2. Descrição litológica e hidrogeológica .....	50
5.4. Descrição do projeto .....	53
5.5. Caraterização da área de implantação da obra.....	54
5.6. Implementação do plano de instrumentação .....	55

5.6.1. Descrição geral.....	55
5.6.2. Instrumentação geotécnica.....	56
5.6.3. Instrumentação topográfica .....	59
5.6.4. Faseamento de instalação .....	60
5.6.5. Frequência de leitura.....	61
5.6.6. Critérios de alerta e alarme .....	61
5.6.7. Método de apresentação dos resultados.....	62
6. Análise e discussão da informação relativa à observação .....	63
6.1. Instrumentação topográfica.....	63
6.1.1. Marcas superficiais.....	63
6.1.2. Réguas de nivelamento.....	64
6.1.3. Alvos topográficos .....	65
6.1.4. Marcas de referência ( <i>Bench mark</i> ).....	69
6.2. Instrumentação geotécnica .....	69
6.2.1. Piezómetros.....	69
6.2.2. Inclínómetros.....	70
6.2.3. Clinómetro fixo .....	71
6.2.4. Clinómetro portátil e extensómetros.....	72
6.2.5. Células de carga .....	72
6.3. Alçado Sul .....	73
6.4. Alinhamento 9 .....	78
6.5. Alinhamento 2 .....	81
7. Considerações finais.....	85
Referências bibliográficas .....	89
Anexos .....	1
Anexos	
Anexo I – Compatibilização do plano de observação e instrumentação – planta de localização	
Anexo II – Leituras referentes às marcas superficiais em alerta	
Anexo III – Gráficos relativos às leituras dos inclinómetros	
Anexo IV - Leituras referentes aos clinómetros em alerta	
Anexo V – Leituras referentes às células de carga em alerta	



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Metodologia adotada na realização da dissertação .....	2
Figura 2 - Distribuição triangular da pressão da água e respetiva equação (Santana, 2011)7	7
Figura 3 - Trânsito cortado devido a obras no Cais do Sodré, Lisboa (Expresso, 2016).....	11
Figura 4 - Estruturas arqueológicas descobertas no Campo das Cebolas, Lisboa durante uma escavação (Público, 2016).....	12
Figura 5 - Esquema-resumo dos métodos de contenção.....	13
Figura 6 - Estacas-prancha (Nakamura, 2015; VPA Equipamentos, 2016) .....	14
Figura 7 - Enscadeira durante a fase de construção do Sana Torre Vasco da Gama Hotel (Pinto & Pereira, 2008) .....	15
Figura 8 - Aplicação de paredes moldadas na envolvente da Praça de Touros do Campo Pequeno (Cortez, 2010) .....	16
Figura 9 - Processo construtivo das paredes moldadas (SPFE, 2017) .....	17
Figura 10 - Equipamento de escavação - balde de maxilas (Cortez, 2010) e trépano de roletes (Barrenas de Perforacion, 2010).....	17
Figura 11 - Execução de parede tipo Berlim definitiva (Ancorpor Group, 2014).....	19
Figura 12 - Processo construtivo da execução de uma parede tipo Berlim definitiva (Guerra, 2005).....	19
Figura 13 - Sistemas de <i>jet grouting</i> : simples, duplo e triplo (Moseley & Kirsch, 2004) .....	21
Figura 14 - Processo construtivo de uma coluna de jet grouting (LAN Consultoria RPA, 2015) .....	21
Figura 15 - Esquema representativo de uma cortina de estacas espaçadas (Cortesão, 2014) .....	22
Figura 16 - Esquema representativo de uma cortina de estacas tangentes (Cortesão, 2014) .....	23
Figura 17 - Esquema representativo de uma cortina de estacas secantes (Cortesão, 2014) .....	23
Figura 18 - Aplicação de cortina de estacas na biblioteca e arquivo municipal de Lisboa (Pinto & Pereira, 2007) .....	24
Figura 19 - Escora apoiada no fundo da escavação (Nemati, 2005).....	26
Figura 20 - Escoramento na recuperação de um edifício de habitação em Lisboa (Costa et al., 2007).....	27
Figura 21 - Esquema da configuração básica de uma ancoragem (Ou, 2006).....	27
Figura 22 - Ancoragens no reforço da cortina de estacas moldadas (Pinto et al., 2008).....	29
Figura 23 - Precisão vs. exatidão (Dunnicliff & Green, 1988) .....	33

Figura 24 - Esquema ilustrativo de uma marca superficial (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a) .....	35
Figura 25 - Nível ótico Leica NA2 (Leica, 2017) e marca de superfície.....	36
Figura 26 - (a) Exemplo de uma marca profunda; (b) varões em aço inox .....	36
Figura 27 - (a) à direita, um exemplo de alvo topográfico retro-refletor e (b) à esquerda um exemplo de aparelho de medição TM50 Leica (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a).....	37
Figura 28 - Sonda inclinométrica (Machan & Bennett, 2008).....	39
Figura 29 - Calha inclinométrica em ABS do tipo <i>Easy Connect</i> , da Soil Instruments (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a).....	39
Figura 30 - Âncoras (a) cimentadas e hidráulicas e (b) obturadas (SISGEO, 2017; Soil Instruments, n.d.-c).....	41
Figura 31 - Procedimento de leitura de um extensómetro de varas triplo e pormenor do aparelho de medição .....	42
Figura 32 - a) MEMS <i>tiltmeter</i> ; b) <i>Tilli portable tiltmeter</i> ; (c) Caixa centralizadora e (d) aparelho de recolha de leituras.....	43
Figura 33 - (a) Célula de carga de corda vibrante da Soil Instruments e (b) Célula de carga de resistência da SISGEO (SISGEO, 2014a; Soil Instruments, n.d.-d) .....	44
Figura 34 - Esquema (SISGEO, 2014a) e exemplo da aplicação de uma célula de carga na cabeça da ancoragem .....	45
Figura 35 - (a) tubo piezométrico crepinado (Silva, 2016) e (b) recolha de leituras com recurso a uma sonda piezométrica.....	46
Figura 36 - Modelo arquitetónico do novo Hospital CUF Tejo (CUF, 2015).....	47
Figura 37 - Localização geográfica do Hospital CUF Tejo .....	48
Figura 38 - Extrato da planta de localização das sondagens executadas no âmbito dos estudos geotécnicos do projeto à escala de 1/500 (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016c).....	49
Figura 39 - Extrato da carta geológica de Portugal à escala 1:50 000 (LNEG, 2013) .....	50
Figura 40 - Extrato do Corte AA' (sem escala) (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016c).....	52
Figura 41 - Vista da transição entre o complexo aluvionar e o CVL, no talude do alinhamento 2, durante a fase de escavação.....	52
Figura 42 - Método de contenção adotado: parede moldada e parede do tipo Berlim definitiva.....	53
Figura 43 - Esquema para identificação dos principais alinhamentos de projeto (sem escala) .....	55



Figura 44 – Esquema de localização (sem escala) dos instrumentos analisados no alçado sul .....	74
Figura 45 – Representação gráfica dos deslocamentos das marcas superficiais e dos alvos topográficos do Alçado Sul.....	75
Figura 46 - CA7: representação gráfica da variação do pré-esforço.....	76
Figura 47 – Desenho com a localização (sem escala) dos novos alvos topográficos .....	77
Figura 48 - Representação gráfica das leituras dos alvos topográficos AT100 a 109.....	77
Figura 49 - Localização esquemática em planta (sem escala) dos instrumentos no Alinhamento 9.....	78
Figura 50 - Representação gráfica das leituras das células de carga CA2 e CA4 no Alinhamento 9.....	79
Figura 51 - Representação gráfica das leituras dos clinómetros fixos .....	80
Figura 52 - Representação gráfica das leituras referentes às marcas superficiais do Alinhamento 9.....	81
Figura 53 – Planta esquemática com a localização (sem escala) dos instrumentos da zona de estudo .....	82
Figura 54 - Representação gráfica das leituras das marcas superficiais no Alinhamento 282	
Figura 55 - Representação gráfica das leituras das CA8, CA10 e CA20 no Alinhamento 2..	83



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Frações granulométricas de um solo segundo a Classificação USCS (ASTM, 2006) .....	5
Tabela 2 - Vantagens e limitações das estacas-pranchas (Adaptado de Ou, 2006).....	15
Tabela 3 - Vantagens e limitações da utilização de paredes moldadas. ....	18
Tabela 4 - Vantagens e limitações da utilização de paredes tipo Berlim definitivo.....	20
Tabela 5 - Vantagens e limitações da aplicação do <i>jet grouting</i> . ....	22
Tabela 6 - Vantagens e limitações da utilização de cortinas de estacas.....	24
Tabela 7 - Vantagens e limitações dos escoramentos.....	26
Tabela 8 - Fatores que permitem a classificação das ancoragens (adaptado de Ribeiro 2012; NP EN 1997-1:2006) .....	28
Tabela 9 - Vantagens e limitações da aplicação de ancoragens.....	28
Tabela 10- Grandezas a monitorizar (Silva, 2016) .....	34
Tabela 11 - Comparação entre os diferentes materiais de construção de tubos inclinométricos (Ou, 2006; Slope Indicator, 2002) .....	40
Tabela 12 - Distribuição da instrumentação geotécnica e geográfica (adaptado de Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a) .....	56
Tabela 13 - Inclinómetros localizados no tardo da estrutura de contenção.....	56
Tabela 14 - Inclinómetros localizados na estrutura de contenção.....	57
Tabela 15 - Localização e comprimento dos piezómetros simples.....	57
Tabela 16 - Localização e comprimento dos piezómetros duplos.....	58
Tabela 17 - Localização e identificação do tipo de ancoragem a instrumentar .....	58
Tabela 18 - Localização dos clinómetros fixos .....	59
Tabela 19 - Localização das marcas superficiais .....	60
Tabela 20 - Localização dos alvos topográficos .....	60
Tabela 21 - Localização das régua de nivelamento .....	60
Tabela 22 - Critérios dos níveis de alerta (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a) .....	62
Tabela 23 - Data de instalação das marcas superficiais e deslocamento máximo registado .....	63
Tabela 24 - Data de instalação das régua de nivelamento, deslocamentos máximos registados e respetivas datas.....	65
Tabela 25 - Data de instalação dos alvos topográficos e deslocamentos máximos registados .....	66
Tabela 26 - Data de instalação e deslocamento máximo das marcas de referência .....	69

Tabela 27 - Piezômetros simples: datas de instalação, observações e variação máxima de cota da água.....	69
Tabela 28 - Piezômetros duplos: datas de instalação, observações e variação máxima de cota da água .....	70
Tabela 29 - Data de instalação e observações relativas aos inclinômetros.....	70
Tabela 30 - Data de instalação e observações relativas aos clinômetros fixos .....	72
Tabela 31 - Síntese dos dados relativos às células de carga instaladas e respectivas observações.....	73

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### ABREVIATURAS

AA	Nível de alerta - Aviso amarelo
AASHTO	American Association for State Highway and Transportation Officials
ABS	Acrylonitrile butadiene styrene
ASTM	American Society for Testing Materials
AV	- Aviso vermelho
CUF	Companhia da união fabril
CVL	Complexo Vulcânico de Lisboa
EC7	Eurocódigo 7
ESE	És-sudeste
G&G	Geológico-geotécnico
FCT-UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
LEM	Método de Equilíbrio-Limite
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LNEG	Laboratório Nacional de Engenharia e Energia
MEMS	<i>Microelectromechanical system</i>
NNE	Nor-noroeste
NP	Norma Portuguesa
PVC	<i>Polyvinyl chloride</i>
SPFE	Sociedade Portuguesa de Fundações Especiais

SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SSW	Su-sudoeste
TRI	Teorema da Região Inferior
TRS	Teorema da Região Superior
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
WNW	Oés-noroeste

#### *SÍMBOLOS*

$c'$	Coesão efetiva ( $kPa$ )
$u$	Pressão de água nos poros ( $kPa$ )
$\varphi'$	Ângulo de atrito interno efetivo ( $^{\circ}$ )
$\gamma_w$	Peso volúmico da água ( $kN.m^{-3}$ )
$\gamma$	Peso volúmico <i>in situ</i> ( $kN.m^{-3}$ )
$\sigma$	Tensão total ( $kPa$ )
$\sigma'$	Tensão efetiva ( $kPa$ )
$\tau$	Resistência ao corte ( $kPa$ )

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA**

Localizada na margem direita do estuário do Tejo, virada sobre a frente atlântica da Península Ibérica, no extremo ocidental da Europa, sensivelmente a meio da costa litoral portuguesa, Lisboa é uma das mais antigas cidades da Europa tendo sido fundada há mais de três milénios.

A sua evolução foi, desde o início, condicionada por razões geológicas e geomorfológicas. O primeiro núcleo urbano, possivelmente fenício, encontrava-se estrategicamente situado numa colina não só pelas suas excelentes condições de defesa e de proximidade ao rio, mas também devido à existência de matéria-prima para construção, arenitos e argilitos.

A cidade expandiu-se para outras áreas, algumas correspondendo a antigas áreas industriais implantadas junto ao Rio Tejo, e envolvendo terrenos com características geotécnicas mais fracas, nem sempre as mais adequadas para o desenvolvimento de estruturas, mas o desafio da sociedade moderna de evoluir no sentido de um desenvolvimento sustentado, requer que esses terrenos sejam reabilitados e ocupados.

Acresce que o crescimento urbano que se fez sentir no último século despoletou a procura por soluções que necessitam de uma menor ocupação à superfície, nomeadamente de infraestruturas, como o metropolitano ou o estacionamento automóvel (Raposo, 2011). Estas infraestruturas são muitas vezes executadas junto de outros edifícios e, como tal, requerem um minucioso desenvolvimento e execução do projeto, acompanhado de uma monitorização geotécnica, de modo a controlar os movimentos de terreno resultantes de escavações em profundidade e, desse modo, minimizar o efeito de eventuais deformações que possam afetar os edifícios e infraestruturas nas suas imediações.

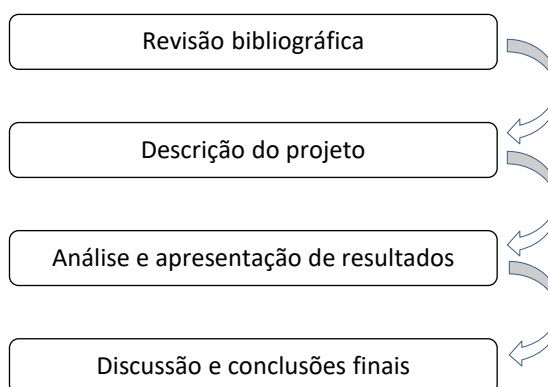
Neste contexto, a Engenharia Geológica tem um âmbito de intervenção privilegiado.

### **1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA**

Durante a realização desta dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia geológica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, propôs-se proceder ao acompanhamento da monitorização de uma grande escavação na zona ribeirinha de Lisboa através da monitorização e instrumentação das grandezas intervenientes na empreitada.

O acompanhamento foi realizado já durante a fase de execução do projeto de modo a utilizar a informação do plano de instrumentação previamente definido e a sua eventual adaptação à medida que a empreitada avançou. Pretendeu-se, assim, averiguar o contributo da engenharia geológica por forma a minorar o impacto em estruturas e infraestruturas adjacentes à escavação e garantir a sua segurança, sempre numa perspetiva de minimizar custos financeiros.

De maneira a alcançar os objetivos acima descritos, considerou-se adequado iniciar o trabalho por uma revisão da literatura dos métodos e teorias atualmente existentes de monitorização de uma escavação importante e em plena zona urbana, na fase de execução de um projeto, em solos permeáveis e nas proximidades de uma importante linha de água. Pretendeu-se ainda incluir uma breve descrição do procedimento necessário à obtenção e análise desses dados de modo a que fosse garantido o desenvolvimento com sucesso do plano de instrumentação. Na Figura 1 apresenta-se um esquema que reúne a metodologia utilizada na realização desta dissertação.



**Figura 1 - Metodologia adotada na realização da dissertação**

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho encontra-se organizado em 7 capítulos que se resumem em seguida:

- Capítulo 1, Introdução: corresponde ao presente capítulo em que se apresenta o tema, os objetivos da dissertação, a metodologia adotada e a organização da mesma.
- Capítulo 2, Escavações em meio urbano: neste capítulo são apresentados os conceitos básicos e problemas associados a escavações em solos, assim como as condicionantes à realização de grandes escavações em meios urbanos.



- Capítulo 3, Métodos de contenção em escavações: no capítulo três faz-se uma abordagem aos métodos de contenção que estão atualmente disponíveis tendo em conta o seu carácter provisório ou permanente. Apresenta-se também os mais comumente utilizados, o seu método construtivo e as suas vantagens e limitações.
- Capítulo 4, Plano de instrumentação e observação: neste capítulo pretende-se realçar os principais objetivos da implementação de um plano de instrumentação bem como as suas inúmeras vantagens. É ainda realizada, de forma sintética, uma revisão dos instrumentos necessários à implementação do plano acima referido.
- Capítulo 5, Caso de estudo, Hospital CUF Tejo: no capítulo cinco é exposto o caso de estudo e dá-se a conhecer todas as características necessárias à sua análise. É neste capítulo que se enquadra a obra no contexto G&G e são identificados os instrumentos a instalar e respetivas localizações.
- Capítulo 6, Apresentação e análise dos resultados da instrumentação: no presente capítulo é realizada uma apresentação dos resultados obtidos bem como a sua análise. Esta é realizada segundo os principais alinhamentos definidos em projeto.
- Capítulo 7, Conclusões e perspetivas: finalmente no último capítulo elabora-se as conclusões finais e considerações acerca da implementação do plano de instrumentação.



## 2. ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO

### 2.1. ENQUADRAMENTO

No passado, as escavações em meio urbano eram pouco profundas devido, particularmente, às limitações tecnológicas e, como tal, a sua influência nos terrenos envolventes não era significativa. Recentemente, com o aumento da profundidade e escala das escavações a magnitude e a extensão de potenciais deformações associadas aumenta, o que pode prejudicar os edifícios e infraestruturas na zona envolvente.

Em associação com o aumento da profundidade de exploração dos terrenos, todos os projetos que interferem com solos ou rochas correm o risco de encontrar situações geológicas e geotécnicas que não foram previamente contempladas. Estas circunstâncias advêm do facto de se interferir com materiais resultantes de processos naturais que resultam em condições pouco uniformes – a geologia raramente é homogénea e isotrópica.

O avanço da tecnologia permite, hoje em dia, antecipar com alguma certeza as propriedades físicas e mecânicas associadas ao local de implementação do projeto. No entanto podem surgir ainda variações em relação àquilo que estava previamente definido.

Neste capítulo aborda-se a problemática das escavações em meio urbano, fazendo uma exposição, em primeiro lugar, dos conceitos básicos necessários à compreensão do problema e posteriormente das condicionantes que o meio urbano acarreta.

### 2.2. ESCAVAÇÕES EM SOLOS: CONCEITOS BÁSICOS

#### 2.2.1. DEFINIÇÃO DE SOLO

Em termos de engenharia, o solo é um material orgânico ou inorgânico que se sobrepõe ao maciço rochoso. Segundo a especificação do LNEC E-219 (1968), o solo é o “conjunto natural de partículas que podem ser separadas por agitação em água”; os espaços vazios entre as partículas podem conter água e ar, no caso de solos parcialmente saturados, ou apenas água, no caso de solos saturados (Matos Fernandes, 1994).

Tabela 1 - Frações granulométricas de um solo segundo a Classificação USCS (ASTM, 2006)

Fração	Dimensão (mm)
Cascalho	>4.75
Areia	0.075 a 4.75
Finos	<0.075

Os solos inorgânicos podem ser divididos em dois grandes grupos: solos finos e solos grosseiros (Tabela 1). Os solos grosseiros incluem as frações de areias e cascalho, que consistem em fragmentos de rocha ou minerais que não foram alterados quimicamente. Estes têm boa capacidade de carga e de drenagem, o seu volume e capacidade resistente não são especialmente afetados pela alteração do teor em água num carregamento estático, sendo praticamente incompressíveis quando saturados. No entanto, podem sofrer uma variação de volume considerável quando se encontram secos (Budhu, 2010).

Os solos “finos”, segundo a classificação da USCS (Tabela 1) são aqueles que apresentam uma fração de finos (partículas <0.075mm) superior a 50%, e incluem-se nesta classificação as argilas e os siltes. Os solos finos têm fraca capacidade de carga quando comparados com os solos grosseiros, são praticamente impermeáveis e quando se altera o respetivo teor em água, o seu volume e capacidade resistente geralmente também se modifica.

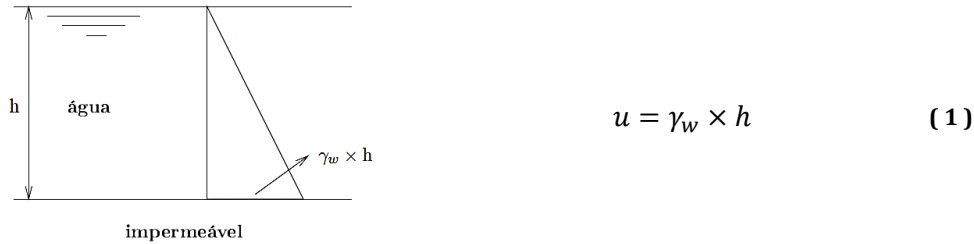
As propriedades dos solos grosseiros são controladas, principalmente, pelo tamanho do grão e o pelo seu arranjo estrutural, enquanto que nos solos finos são controladas pela sua composição mineralógica.

Assim, a variação do comportamento mecânico de um solo quando o seu estado de tensão é alterado depende de um determinado conjunto de propriedades físicas e na maioria dos casos, da forma como a água interage com as partículas sólidas. Estas alterações ocorrem, por exemplo, quando se executa uma escavação. Ao ocorrer a alteração do estado de tensão, o solo altera a sua forma de maneira a obter uma nova posição de equilíbrio.

#### 2.2.2. ÁGUA NO SOLO

A presença de água no solo tem um efeito muito significativo no comportamento deste, podendo contribuir decisivamente para problemas de rotura das fundações, de instabilidade de taludes ou no comportamento de barragens de terra.

A pressão da água em situação estática num solo aproxima-se por um triângulo retângulo (Figura 2), em que a sua altura corresponde à profundidade e a base ao produto da profundidade pelo peso volúmico da água.



**Figura 2 - Distribuição triangular da pressão da água e respetiva equação (Santana, 2011)**

Esta situação acontece em solos que se encontrem abaixo do nível freático, onde todos os vazios se encontram preenchidos com água - o solo diz-se então saturado. Os vazios do solo são também denominados por interstícios, pelo que, a pressão de água nos poros,  $u$ , é designada como pressão intersticial e o seu cálculo é dado pela equação ( 1 ).

A pressão intersticial é importante quando os solos estão sujeitos a outros tipos de tensão, nomeadamente as que resultam do seu próprio peso, da aplicação de cargas à superfície do terreno ou próximo desta, como por exemplo as que resultam das fundações de estruturas geotécnicas (Santana, 2011).

### 2.2.3. TENSÕES NO SOLO

A tensão total consiste na tensão suportada num determinado ponto do terreno à profundidade,  $h$ , pelas partículas do solo, dos líquidos e dos gases que se encontram nos vazios (Budhu, 2010). É dada pela equação ( 2 ), onde  $\gamma_t$  representa o peso volúmico total do solo.

$$\sigma = \gamma_t \times h \quad (2)$$

Assim, a tensão efetiva é a tensão que é suportada pelas partículas sólidas de um solo. Representa-se por  $\sigma'$  e é a diferença entre a tensão total e a pressão intersticial da água:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3)$$

É um conceito virtual, já que é uma tensão que não se encontra instalada em parte alguma. A equação ( 3 ) é chamada de *princípio da tensão efetiva* e foi pela primeira vez reconhecida por *Terzaghi* nos anos 20:

*“The principle of effective stress is the most important principle in soil mechanics. Deformations of soils are a function of effective stresses, not total stresses.”* (Budhu, 2010).

A resistência ao corte,  $\tau$ , de um solo em condições drenadas, define-se como a tensão tangencial máxima que as partículas de um solo podem suportar sem sofrer ruptura. Os principais fatores que atuam na resistência ao corte são a coesão efetiva,  $c'$ , o ângulo de atrito efetivo,  $\varphi'$ , e a tensão efetiva,  $\sigma'$ . Esta relação é traduzida pela equação ( 4):

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4)$$

Os valores da coesão efetiva e do ângulo de atrito efetivo são obtidos através de ensaios de laboratório e é possível calcular a tensão efetiva conhecendo a tensão total e pressão intersticial. De notar que, quando a pressão intersticial aumenta, a tensão efetiva diminui, e, por conseguinte, diminui a resistência ao corte.

#### 2.2.4. IMPULSOS DE TERRAS – MÉTODOS DE ANÁLISE

Um dos problemas associados a grandes escavações é a distribuição dos impulsos de terra. Estes definem-se como a força mobilizada que o solo exerce na direção horizontal e afeta a consolidação do mesmo e a sua resistência. As paredes de contenção são estruturas que permitem suportar os maciços terrosos que não têm capacidade autoportante.

A análise da estabilidade das estruturas geotécnicas não se trata assim de um problema de rotura pontual, mas sim de perda de equilíbrio ao longo de uma superfície ou de uma ampla zona do maciço (Guerra, 2013). Regra geral, estes casos são altamente hiper-estáticos e, como tal, não podem ser calculados recorrendo às equações da mecânica tradicional pois dependem de vários fatores, tais como tensão, deformação e resistência dos solos e das estruturas. Atualmente existem métodos que permitem a determinação de uma solução aproximada para estes problemas usando métodos numéricos (Matos Fernandes, 2011). Assim, a determinação das cargas de colapso recorre, principalmente, a dois métodos:

- a análise limite;
- o equilíbrio limite.

Na determinação de impulsos através da análise limite, os solos são considerados perfeitamente plásticos, o que na realidade não se verifica; ao sofrer uma deformação os solos, têm sempre uma componente de deformação elástica e outra plástica. No entanto, este método está bem fundamentado, já que foi desenvolvido com base em resultados experimentais. Permite, por um lado, determinar as cargas que causam o colapso (Teorema da Região Superior, ou TRS) e, no outro, as cargas que não o provocam (Teorema da Região Inferior, ou TRI). Quando destas soluções se obtém um valor próximo pode-se concluir que fornecem soluções viáveis ao projeto (Guerra, 2013).

Na aplicação do método de equilíbrio limite (LEM) considera-se um mecanismo de colapso aleatório, tão próximo do real quanto possível e, procede-se ao cálculo através do equilíbrio de forças e de momentos aplicados ao bloco ou blocos definidos pelo mecanismo. É o método mais utilizado na determinação de cargas em estruturas geotécnicas e se o mecanismo for bem escolhido, os resultados experimentais têm demonstrado uma boa aproximação da solução exata.

Por forma a aprofundar o conhecimento sobre a determinação das cargas de colapso aconselha-se a leitura de autores como Atkinson (2007), Budhu (2010), Matos Fernandes (2011) e (Guerra, 2013).

#### 2.2.5. INSTABILIDADE HIDRÁULICA

Quando uma carga é aplicada num solo seco, as partículas são forçadas a aproximarem-se umas das outras e a preencher os espaços vazios, contrariamente, num solo saturado, os espaços já se encontram preenchidos por água, portanto as partículas não se podem movimentar. Como tal, a carga é transferida para as partículas de água provocando um aumento da pressão intersticial (Slope Indicator, 2003). Como consequência deste aumento, a água vai-se movimentar para locais onde a pressão seja menor, gerando assim um movimento, designado de percolação.

Se a percolação ocorrer no sentido descendente, então encontra-se em concordância com a ação da força gravítica e como consequência máxima promove a diminuição dos vazios do solo, provocando o seu assentamento. No entanto, a percolação também pode ocorrer no sentido contrário à ação da força gravítica e, como consequência, diminui a força resultante vertical. Em última análise, se o valor da força de percolação for muito elevada levará à anulação da resultante do peso, da impulsão hidrostática e da força de percolação resultando, assim, numa situação de instabilidade hidráulica (Atkinson, 2007).

Os problemas relativos à instabilidade hidráulica podem ser associados a várias estruturas geotécnicas, tais como barragens de terra e escavações com nível freático elevado.

### 2.3. EUROCÓDIGO 7 – PROJETO GEOTÉCNICO

O Eurocódigo 7 - EC7 (NP - EN 1997-1, 2010), é um documento que tem como principal objetivo harmonizar os procedimentos necessários ao desenvolvimento de um projeto geotécnico. É com base no EC7 que todas as estruturas geotécnicas são dimensionadas. Segundo este, todas as estruturas são projetadas de acordo com o método dos estados limites e dos coeficientes de segurança.

Em relação à monitorização e acompanhamento de projeto, o EC7 define que a observação deve ser efetuada por forma a validar as previsões de comportamento previamente definidas em projeto e também de forma a assegurar o comportamento da estrutura após a sua conclusão.

A observação deve compreender as medições de deformações do terreno, valores de ações e de pressões de contato entre o terreno e a estrutura, pressão de água nos poros e também dos deslocamentos nos elementos estruturais. Os resultados das medições precisam ser complementados com observações qualitativas e devem ser sempre objeto de avaliação e interpretação. Assim, a observação geotécnica é parte integrante do projeto de obras geotécnicas de categoria geotécnica 3 e de algumas de categoria 2.

As categorias geotécnicas do EC7 permitem estabelecer os requisitos mínimos associados a cada tipo de projeto geotécnico. Esta categoria é atribuída numa fase preliminar e deve ser verificada à medida que o projeto avança, sendo alterada se necessário. Na categoria 1 incluem-se as estruturas pequenas e simples; na categoria 2, de que são exemplos: fundações superficiais, escavações, muros e outras estruturas de contenção de solos ou de água, entre outras, o projeto deverá incluir dados geotécnicos quantitativos e a respetiva análise; na categoria geotécnica 3 incluem-se as estruturas de grande dimensão ou pouco comuns, que envolvem riscos, condições invulgares ou excepcionalmente difíceis de terreno, ou encontram-se instaladas em áreas de elevada sismicidade.

## **2.4. CONDICIONANTES DO MEIO URBANO**

### **2.4.1. ENQUADRAMENTO**

A evolução da sociedade e do tecido empresarial evidencia um impulso importante para o desenvolvimento do meio urbano devido à competição que se faz sentir nestes locais. É esta competição que transforma as cidades em locais com melhores serviços e comércio e, como tal, para satisfazer essas necessidades, tornou-se necessário construir estruturas que otimizem o uso destes espaços, ou seja, a arquitetura dos edifícios passou a ser mais elegante, com estruturas mais altas e profundas por forma a aproveitar os espaços outrora desaproveitados por falta de acesso ou tecnologia (Vatovec et al., 2010).

As infraestruturas subterrâneas são soluções que vão tendo uma expressão cada vez maior em áreas metropolitanas, trazendo não só as vantagens de uma menor ocupação à superfície, mas também as desvantagens e os cuidados a ter aquando da execução de um empreendimento desta dimensão (Goel et al., 2012). Não obstante, os centros urbanos



terem múltiplos interesses – históricos, comerciais, turísticos, paisagísticos - interesses esses que podem condicionar escolhas importantes em obra, importa ponderar estas condicionantes durante a fase de desenvolvimento de um projeto, contrabalançando os riscos e os custos inerentes a um planeamento deficitário. A Figura 3 ilustra os condicionamentos rodoviários na zona do Cais do Sodré em Lisboa.



**Figura 3 - Trânsito cortado devido a obras no Cais do Sodré, Lisboa (Expresso, 2016)**

Em suma, os principais condicionantes em meio urbano são:

- as infraestruturas rodoviárias, que limitam o tipo de equipamento a utilizar aquando da seleção do método de escavação e da contenção;
- o estaleiro de obra, uma vez que o espaço disponível para a sua instalação é, regra geral, reduzido limitando as operações e manobras dos equipamentos necessários ao avanço do projeto;
- as infraestruturas de serviço e edifícios próximos, já que é necessário ter em consideração a sua proteção devido à possível emissão de ruídos, vibrações e movimentos induzidos pela movimentação de maquinaria;
- contaminações, a redução do espaço disponível em meio urbano obriga à recuperação de localizações outrora desprezadas por possíveis contaminações.

#### 2.4.2. PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS ADJACENTES

Considera-se, portanto, pertinente incluir a proteção das estruturas adjacentes logo na fase de estudos do projeto por forma a garantir a segurança e a economia da empreitada e evitar posteriores conflitos na justiça. A sua execução pode ser dividida em três fases: a) fase de

projeto; b) fase de monitorização e prevenção durante a construção e c) fase de contenção dos eventuais danos causados (Ou, 2006).

Durante a fase de projeto os proprietários das estruturas na vizinhança devem ser contactados e acordos devem ser estabelecidos entre os proprietários e os empreiteiros de maneira a que os direitos de ambas as partes fiquem salvaguardados. Assim sendo, é realizada uma avaliação das condições dos edifícios com recurso a fotografias, relatórios ou vídeos das condições do interior e do exterior. Esta avaliação deve ser realizada antes da obra se iniciar e, posteriormente, depois da sua conclusão.

É importante salientar que em cidades como Lisboa, em que os terrenos da zona ribeirinha foram outrora ocupados, podem às vezes surgir elementos subterrâneos que não foram contemplados em projeto, tais como condutas de água, gás, telecomunicações e, até, estruturas arqueológicas, como ilustra a Figura 4.



**Figura 4 - Estruturas arqueológicas descobertas no Campo das Cebolas, Lisboa durante uma escavação (Público, 2016)**

### 3. MÉTODOS DE CONTENÇÃO DE ESCAVAÇÕES

#### 3.1. ENQUADRAMENTO

No caso das escavações em solos com nível freático elevado, devem-se considerar os métodos de contenção selecionados, tendo sempre em consideração a estanqueidade e a estabilidade das paredes por forma a garantir a segurança durante a escavação.

Tendo em conta a natureza do projeto (Figura 5) em execução e/ou as condições geológicas e geotécnicas presentes no local, podem ser selecionados métodos temporários, que permitem a funcionalidade e a segurança durante a escavação e que, posteriormente, são desativados podendo ser recuperados e, em alguns casos, também reutilizados. São exemplos desses métodos: as estacas-pranchas, o congelamento dos solos (não aplicável em Portugal) ou as paredes de lamas bentoníticas.

Em relação aos métodos permanentes, este tipo de solução possibilita, não só a condução da escavação sem presença de água, mas na maioria dos casos, estes elementos constituem a estrutura de contenção e são integrados na estrutura final da construção; são exemplos desses métodos: as paredes moldadas, as paredes tipo Berlim definitivo, o *jet grouting* e as cortinas de estacas.

Dentro destes exemplos, neste estudo salientam-se os métodos mais comumente utilizados, a abordar nas seções seguintes.

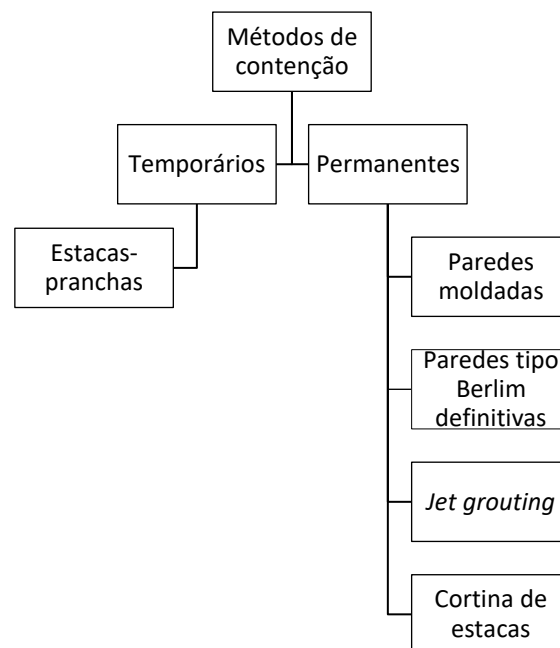


Figura 5 - Esquema-resumo dos métodos de contenção

### 3.2. ESTACAS-PRANCHAS

Este é o método com maior expressão no que toca à contenção provisória com nível freático superficial. Largamente conhecido no tempo, atualmente são feitas de metal e constituem uma solução bastante competitiva já que permitem o resgate dos painéis depois da obra concluída, garantem a estabilidade, até uma determinada altura, e são de rápida execução.

As estacas-pranchas são aplicadas em solos com níveis freáticos elevados; no entanto, não garantem total estanqueidade devido ao método de encaixe uma nas outras; têm ainda a possibilidade de se complementarem com ancoragens ou escoramentos. Em Portugal, é comum a sua aplicação em obras marítimas ou fluviais (rios, zonas portuárias, entre outras) devido à sua versatilidade e ao baixo impacto ambiental que implicam.

#### 3.2.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo inicia-se com a verificação das condições do terreno e escolha dos equipamentos mais adequados. Não é possível utilizar este método de contenção em terrenos rochosos ou com afloramentos rochosos pontuais ou blocos; este passo é crucial tanto no cumprimento dos prazos de obra como financeiramente, já que afloramentos rochosos ou blocos não contemplados podem danificar os equipamentos e obrigar a uma nova seleção do método de contenção.



(a) cravação



(b) pormenor do encaixe da estaca-prancha

**Figura 6 - Estacas-prancha (Nakamura, 2015; VPA Equipamentos, 2016)**

Seguidamente, dá-se início à cravação das estacas no terreno (Figura 6a). Este processo, consiste em encastrar, na vertical, chapas de aço não solidarizadas entre si no terreno e que, através de ligações de encaixe (Figura 6b) do tipo “macho-fêmea”, formam uma parede vertical.

Depois do cumprimento das suas funções, a parede de estacas-pranchas é removida e as estacas podem ser novamente utilizadas, constituindo assim uma grande vantagem. O processo de extração é semelhante ao de cravação, recorrendo aos mesmos equipamentos.

### 3.2.2. VANTAGENS E LIMITAÇÕES

Apresenta-se, de seguida, na Tabela 2 as vantagens e limitações da utilização de estacas-pranchas face a outros métodos de contenção.

**Tabela 2 - Vantagens e limitações das estacas-pranchas (Adaptado de Ou, 2006)**

Vantagens	Limitações
<ul style="list-style-type: none"><li>- Estanqueidade, apesar do problema nas juntas;</li><li>- Reutilizável;</li><li>- Baixo impacto ambiental;</li><li>- Elevado rendimento na construção.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Apenas aplicável em solos brandos, livre de blocos rochosos;</li><li>- Poluição sonora durante a fase de instalação;</li><li>- Pouco económica a curto prazo;</li><li>- Necessidade de se complementar com outros métodos (ancoragens, <i>jet grouting</i>...).</li></ul>

A Figura 7 evidencia a aplicação de estacas-pranchas durante a construção do Sana Torre Vasco da Gama Hotel na zona ribeirinha da cidade de Lisboa, permitindo a realização de dois pisos enterrados assim como das suas fundações.



**Figura 7 - Ensecadeira durante a fase de construção do Sana Torre Vasco da Gama Hotel (Pinto & Pereira, 2008)**



### 3.3. PAREDES MOLDADAS

As paredes moldadas são estruturas planeadas quase sempre com duas funções: suportar os impulsos laterais dos solos durante a escavação e integrar, posterior e definitivamente, a própria estrutura.

A construção das paredes moldadas comporta a execução de painéis de betão armado moldados *in situ* antes do início da escavação, a partir de valas escavadas no terreno na envolvente da escavação. Estas estruturas têm, na maioria dos casos, diversas utilidades, sendo elas o suporte da estrutura e fundação através da transmissão das cargas verticais e impermeabilizar, não permitindo a percolação de água na zona de escavação. Aplicam-se, geralmente, em terrenos com nível freático elevado e em zonas urbanas já que, com o seu desempenho, as cargas transmitidas às estruturas vizinhas são mínimas, constituindo uma medida de contenção bastante importante aquando da presença de estruturas sensíveis, como é o caso de património histórico, prédios seculares e outros. Na Figura 8 ilustra-se um exemplo de aplicação de uma parede moldada num importante edifício da cidade de Lisboa.



Figura 8 - Aplicação de paredes moldadas na envolvente da Praça de Touros do Campo Pequeno (Cortez, 2010)

#### 3.3.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo - Figura 9, inicia-se com a escavação até à cota da plataforma de trabalho e, posteriormente, com a instalação da central de lamas bentoníticas. A fase seguinte consiste na implantação dos muros-guia. Estes são estruturas em betão armado, no entanto, como se trata de um elemento provisório a sua resistência não é significativa. Os muros-guia permitem, por exemplo, garantir o alinhamento da parede conduzindo o equipamento de escavação (baldes de maxilas), apoiando as armaduras e também criando uma zona de oscilação das lamas bentoníticas.

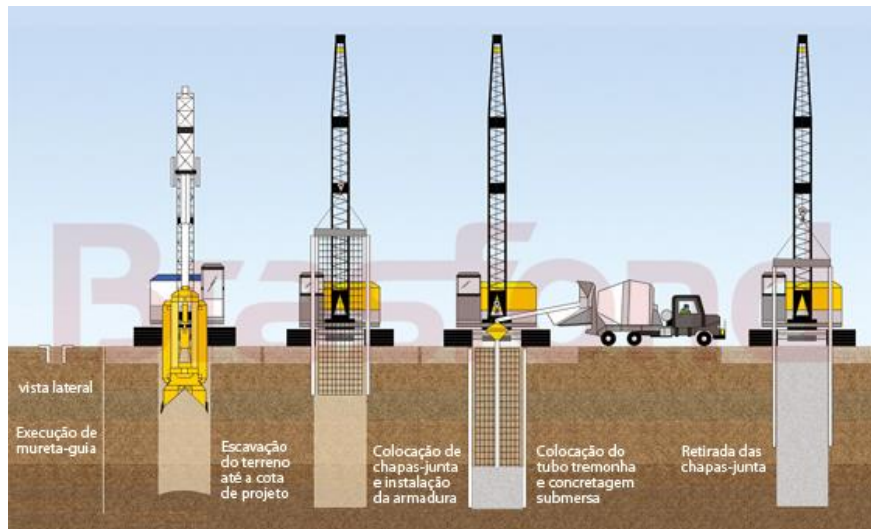


Figura 9 - Processo construtivo das paredes moldadas (SPFE, 2017)

A escavação - Figura 9, é executada em painéis, que podem evoluir em continuidade ou alternadamente e, à medida que o terreno vai sendo escavado, introduzem-se os fluidos estabilizadores de forma a garantir a respetiva estabilidade das paredes desta. Em Portugal existem diferentes tipos de equipamentos de escavação (Figura 10), sendo o mais utilizado o balde de maxilas; no entanto este equipamento torna-se insuficiente em terrenos com blocos ou rochosos, recorrendo-se frequentemente ao trépano para desagregar o terreno. Terminado o processo de escavação são colocadas as armaduras, que são montadas no estaleiro prévia e, posteriormente, inicia-se a betonagem, com recurso de um tubo do tipo *tremie*, submerso no próprio de maneira a evitar a introdução de ar e de forma lenta a fim de expulsar as lamas estabilizadoras. Estas são encaminhadas através de um sistema de bombagem para um reservatório, onde são filtradas e reutilizadas.



Figura 10 - Equipamento de escavação - balde de maxilas (Cortez, 2010) e trépano de roletas (Barrenas de Perforacion, 2010)

De forma a regularizar todos os painéis, a sua parte superior é saneada e os varões expostos são encastrados na cofragem da viga de coroamento (Cortez, 2010).

### 3.3.2. VANTAGENS E LIMITAÇÕES

Apresenta-se, de seguida, na Tabela 3 as vantagens e limitações da utilização de paredes moldadas face a outros métodos de contenção.

**Tabela 3 - Vantagens e limitações da utilização de paredes moldadas.**

<b>Vantagens</b>	<b>Limitações</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Execução de várias frentes de trabalho em simultâneo;</li> <li>- Bom comportamento sísmico;</li> <li>- Não depende do nível freático;</li> <li>- Ruído e vibrações pouco acentuados;</li> <li>- Permite escavações em grande profundidade e em terrenos com alguma heterogeneidade.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispendioso devido ao uso de lamas e de ancoragens;</li> <li>- Necessidade de uma grande área de estaleiro;</li> <li>- Utilização de lamas bentoníticas pode originar problemas ambientais;</li> <li>- Perda de área útil devido à espessura mínima da parede (0,4m);</li> <li>- Solução pouco económica se for pretendida a impermeabilização e o “firme” se encontrar a grande profundidade.</li> </ul>

### 3.4. PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS

Segundo Guerra (2005), o termo parede de contenção tipo Berlim ou tipo Berlim definitiva, deriva da designação tipo Berlim provisória. Estas, como o nome indica, tiveram origem na Alemanha durante a construção do Metropolitano de Berlim e são soluções de carácter provisório, muitas vezes utilizadas como alternativa a soluções como as estacas-pranchas. No entanto, este método de contenção caiu em desuso a partir da década de 90, dando lugar a soluções do tipo definitivo, sendo estas as mais frequentemente utilizadas em Portugal. É ainda importante referir que estas estruturas foram utilizadas pela primeira vez em Coimbra em 1971 e Lisboa em 1975, sendo muitas vezes designadas de paredes Coimbra e Lisboa. A Figura 11 demonstra a execução de uma parede tipo Berlim definitiva em Lisboa.





Figura 11 - Execução de parede tipo Berlim definitiva (Ancorpor Group, 2014)

As paredes tipo Berlim definitivas assemelham-se à solução tipo Berlim provisória do ponto de vista de execução; a progressão da construção é efetuada por níveis, em simultâneo com a escavação e com a instalação prévia de perfis verticais. O processo construtivo está sumariamente representado na Figura 12.

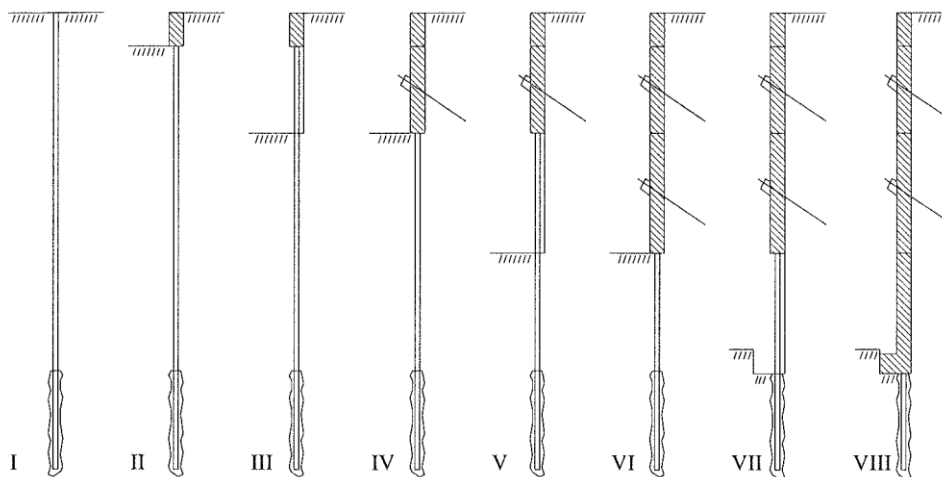


Figura 12 - Processo construtivo da execução de uma parede tipo Berlim definitiva (Guerra, 2005)

#### 3.4.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo de construção inicia-se com a perfuração na periferia da área de escavação de forma a instalar perfis metálicos; e seguidamente a selagem dos mesmos (fase I da Figura 12). A fase II ilustra a execução da viga de coroamento. A partir deste momento a escavação avança por níveis, e em cada nível são executados painéis alternados (primários e secundários) de betão armado reforçados com ancoragens pré-esforçadas sendo a sua evolução feita em profundidade.

Este método é aplicável acima do nível freático ou em terrenos com resposta não drenada já que a escavação requer um terreno competente que permita paramentos verticais com pequena altura e largura (entre 2 e 4m).

### 3.4.2. VANTAGENS E LIMITAÇÕES

A Tabela 4 apresenta um resumo das vantagens e limitações da aplicação de paredes *do tipo Berlim definitiva* face a outros métodos de contenção.

**Tabela 4 - Vantagens e limitações da utilização de paredes tipo Berlim definitivo.**

<b>Vantagens</b>	<b>Limitações</b>
– Simultaneidade dos trabalhos;	– Não é adequado para locais com nível freático elevado;
– Exige pouco espaço em estaleiro;	– Processo demorado;
– Solução económica;	– Necessita de terrenos competentes;
– Aproveitamento da área de implantação (paredes de reduzida espessura).	– Permitem movimentos do solo

### 3.5. JET GROUTING

“De todos os métodos de melhoramento de terreno, o *jet grouting* é considerado o mais versátil. Com esta técnica é possível aumentar a resistência do terreno, controlar o nível freático e melhorar a estabilidade da estrutura com uma única aplicação” (Moseley & Kirsch, 2004).

O *jet grouting* consiste na injeção de uma calda de cimento, num furo de pequeno diâmetro, a uma pressão elevada (20-70MPa) através de jatos horizontais. Estes instigam a desintegração da matriz do solo à medida que vão avançando em profundidade. Quando atinge o fundo do furo e à medida que o injetor vai subindo, origina um novo produto, o solo-cimento, que resulta da mistura da calda de cimento com as partículas sólidas do terreno. Assim, obtém-se um produto melhor no que toca ao comportamento mecânico e também uma redução da permeabilidade quando comparado com o material inicial.

Existem três tipos de sistema de *jet grouting*: simples, duplo ou triplo (Figura 13). No sistema simples é injetada uma calda de cimento a alta velocidade por forma a desintegrar o esqueleto sólido do terreno e misturá-lo com a calda. O sistema duplo inclui, além da calda de cimento, um jato de ar comprimido de maneira a aumentar o efeito erosivo, especialmente abaixo do nível freático. O sistema triplo inclui três fluidos: a calda de cimento, água e ar comprimido. O jato de água é auxiliado pelo de ar comprimido destruindo a estrutura do solo, mais abaixo é libertada a calda de cimento, a baixa pressão, promovendo

a mistura e homogeneização da mistura solo-calda (Moseley & Kirsch, 2004; Silva, 2014; Xanthakos et al., 1994).

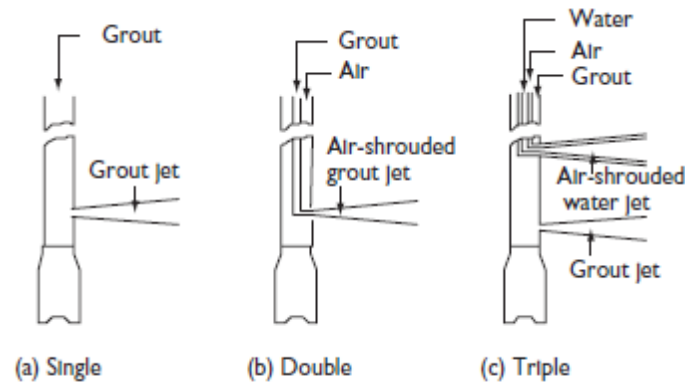


Figura 13 - Sistemas de *jet grouting*: simples, duplo e triplo (Moseley & Kirsch, 2004)

### 3.5.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

A execução de colunas de *jet grouting* (Figura 14) inicia-se com a furação até à cota pretendida, auxiliada por um jato de água. Após atingir a profundidade desejada inicia-se o percurso ascendente da vara ao mesmo tempo que liberta a calda de cimento a alta pressão, quase sempre com movimento rotacional. Depois da retirada da vara, preenche-se o espaço vazio com calda. Caso seja necessário, introduz-se um perfil metálico enquanto a mistura não ganha presa, por forma a aumentar a resistência da coluna de solo-cimento, por exemplo no caso de solos finos.



Figura 14 - Processo construtivo de uma coluna de *jet grouting* (LAN Consultoria RPA, 2015)

### 3.5.2. VANTAGENS E LIMITAÇÕES

Apresenta-se, de seguida, na Tabela 5 as vantagens e limitações da utilização de *jet grouting* face a outros métodos de contenção.

**Tabela 5 - Vantagens e limitações da aplicação do *jet grouting*.**

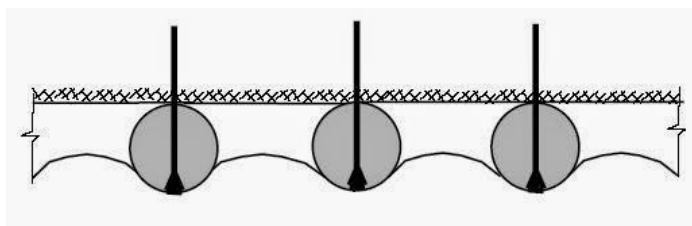
Vantagens	Limitações
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Aplicável na maioria dos solos, mas mais eficaz em solos grosseiros;</li> <li>– Facilidade de furação e rapidez;</li> <li>– Versatilidade, pode ser aplicado em espaços fechados;</li> <li>– Não produz vibrações significativas;</li> <li>– Eficaz abaixo do nível freático.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Pouco eficaz em solos argilosos;</li> <li>– Baixa resistência à tração face ao betão armado;</li> <li>– Não é reutilizável;</li> <li>– É uma solução pouco esbelta e com menor capacidade de carga quando comparado com o betão armado.</li> </ul>

### 3.6. CORTINA DE ESTACAS

A aplicação de cortinas de estacas como método de contenção, tem vindo a afirmar-se como principal escolha face a outras opções mais convencionais, como as paredes moldadas. Esta escolha advém do facto de esta técnica conseguir colmatar, principalmente, duas necessidades em obra: funciona como elemento resistente de contenção e como elemento de fundação de estruturas. Como tal, a sua principal aplicação é em construções de apoio a redes viárias e também em edifícios ou obras de arte (Aldeias, 2011).

A solução por cortinas de estacas consiste em realizar uma frente de estacas, que podem ou não ser descontínuas, ao longo do terreno que se pretende escavar, dependendo das condições do terreno; estas podem tomar três tipologias diferentes: espaçadas, tangentes e secantes.

As cortinas de estacas espaçadas (Figura 15) consistem num conjunto de estacas alinhadas com um determinado espaçamento entre si, que usualmente não ultrapassa 0,40m. Assim, e em relação aos outros dois tipos de cortina, a sua permeabilidade é bastante superior e a resistência é consideravelmente mais reduzida.



**Figura 15 - Esquema representativo de uma cortina de estacas espaçadas (Cortesão, 2014)**

Quanto às cortinas de estacas tangentes (Figura 16), são semelhantes ao modelo anterior, no entanto neste caso as estacas encontram-se muito próximas entre si, com um espaçamento na ordem dos 75 a 100mm. A sua aplicabilidade é limitada a solos argilosos devido às suas condições não drenadas já que, nestas condições, a água não representa um problema.

Assim, tal como as cortinas de estacas espaçadas, este método não é aplicável em solos com nível freático elevado, já que não garante a estanqueidade da parede.

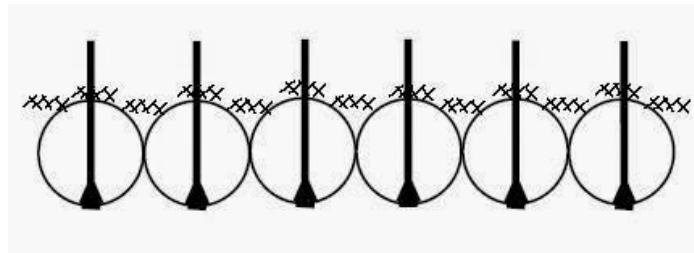


Figura 16 - Esquema representativo de uma cortina de estacas tangentes (Cortesão, 2014)

As cortinas de estacas secantes (Figura 17) são projetadas com o intuito de se intercetarem entre si, ou seja, a sua execução é alternada entre uma estaca-macho e uma estaca-fêmea. As estacas-macho são as primeiras a ser instaladas no terreno e incluem ou uma armadura ou um perfil metálico por forma a aumentar a resistência à flexão. As estacas-fêmea são posteriormente instaladas nos intervalos entre as estacas-macho, intersectando-as, constituindo assim, em relação aos outros tipos de cortinas apresentados, uma cortina com maior impermeabilidade.

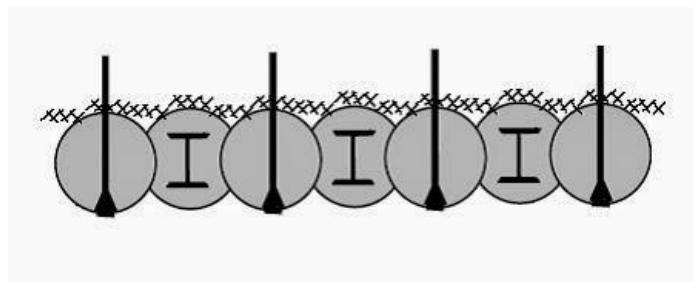


Figura 17 - Esquema representativo de uma cortina de estacas secantes (Cortesão, 2014)

### 3.6.1. PROCESSO CONSTRUTIVO

Existem diferentes técnicas de execução de uma estaca, tendo em conta o equipamento e as condições do terreno, esta pode ser executada recorrendo a um tubo moldador que pode ser recuperável ou não, ou sem tubo moldador e nesse caso a estaca é realizada com recurso a: trado curto, trado contínuo, lamas bentoníticas e até espumas.

De um modo geral, o processo construtivo inicia-se com a preparação da plataforma de trabalho e eventual execução de muros-guia. De seguida inicia-se a furação até à profundidade necessária e procede-se à sua limpeza. Caso a estaca inclua o tubo moldador, é importante nesta fase garantir a verticalidade do mesmo; depois da introdução do tubo é colocada a armadura e feita a betonagem. Na execução com recurso a trado contínuo, a limpeza do material escavado é realizada pelo trado à medida que vai avançando no terreno devido ao efeito da hélice; a betonagem neste caso é feita a partir do fundo do furo em simultâneo com a remoção do trado. É após esta fase que é introduzida a armadura.

Por forma a executar a viga de coroamento é saneada parte superior das estacas e, se necessário, é feito o primeiro nível de ancoragens. A escavação segue em profundidade e à medida que vai avançando são realizadas as vigas de distribuição e as ancoragens. Na Figura 18 exemplifica-se uma aplicação das cortinas de estacas em Lisboa.



Figura 18 - Aplicação de cortina de estacas na biblioteca e arquivo municipal de Lisboa (Pinto & Pereira, 2007)

### 3.6.2. VANTAGENS E LIMITAÇÕES

A Tabela 6 esclarece as vantagens e limitações da utilização de cortina de estacas face a outros métodos de contenção.

Tabela 6 - Vantagens e limitações da utilização de cortinas de estacas

Vantagens	Limitações
<ul style="list-style-type: none"><li>– Não causam vibrações;</li><li>– É possível recolher amostras dos solos atravessados;</li><li>– Ampla diversidade de diâmetro;</li><li>– Rápida execução;</li><li>– Aplicável em vários tipos de solos.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>– A grande profundidade é difícil garantir a verticalidade o que, no caso das estacas secantes, pode colocar em causa a impermeabilidade da barreira;</li></ul>

- Não podem ser aplicadas em zonas confinadas com pé direito inferior a 6m;
- Dificuldade em betonar debaixo de água;
- Pode ocorrer arrastamento de finos do betão.

### **3.7. ESTRUTURAS DE APOIO À CONTENÇÃO**

As estruturas de contenção descritas nas secções anteriores são, tipicamente estruturas esbeltas e, portanto, suscetíveis de sofrerem deformações. Assim, às vezes necessitam de estruturas de apoio por forma a absorver os impulsos transmitidos pelos solos e garantir a estabilidade da contenção. Os elementos de apoio são, geralmente, escoramentos e ancoragens. Os escoramentos apresentam, por norma, carácter provisório, já que são removidos à medida que as lajes de cada piso vão evoluindo; no caso das ancoragens, estas podem ser provisórias ou definitivas, tendo em conta as condições do terreno e objetivos do projeto.

#### **3.7.1. ESCORAMENTOS**

O escoramento consiste na aplicação de um conjunto de elementos de suporte temporários, de madeira, metálicos ou em betão, que detêm as seguintes funções:

- Distribuição das cargas do terreno;
- Servem de apoio às estruturas de contenção, até que outros elementos (que fazem parte da estrutura final) estejam concluídos;
- Controlo das deformações.

Os escoramentos podem ser horizontais, quando se encontram na perpendicular à parede de escavação e estas se encontram próximas; podem, ainda, representar um reforço nos cantos das escavações e até servir como reforço das escoras horizontais atuando na distribuição das cargas. No caso de zonas de escavação muito alargadas, podem ser aplicadas no fundo da escavação, como ilustra a Figura 19 (Nemati, 2005; Ou, 2006).

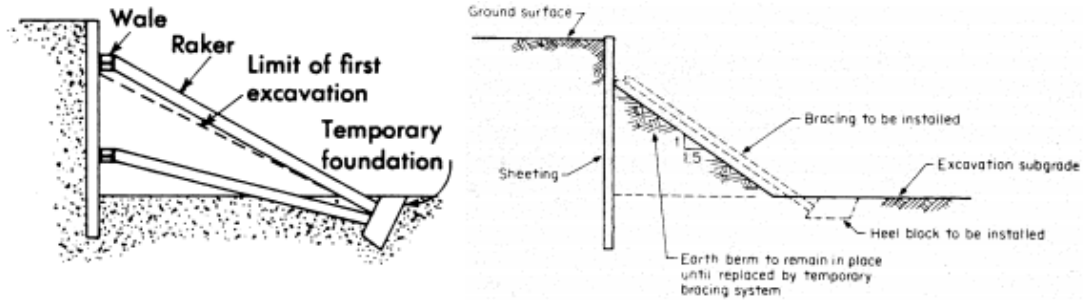


Figura 19 - Escora apoiada no fundo da escavação (Nemati, 2005)

Podem ser pré-esforçadas, principalmente em escavações sensíveis em que não se podem induzir movimentos nos terrenos da zona envolvente, como por exemplo, em ambiente urbano. É uma solução económica quando é necessário o sustimento de paredes próximas ou em cantos (Couto, 2014).

Na Tabela 7 apresentam-se as vantagens e principais limitações da aplicação dos escoramentos como elemento de apoio às estruturas de contenção.

Tabela 7 - Vantagens e limitações dos escoramentos

Vantagens	Limitações
<ul style="list-style-type: none"> <li>– São bastante económicos;</li> <li>– Aplicáveis em qualquer escavação, não dependem da profundidade nem da largura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Podem obstruir a zona de trabalhos;</li> <li>– Podem ocorrer desalinhamentos dos elementos e, como resultado, a diminuição da resistência lateral.</li> </ul>

A Figura 20 demonstra a aplicação de escoras metálicas em conjunto com uma solução do tipo *Berlim definitivo*, na recuperação de um edifício antigo da cidade de Lisboa. A intervenção consistiu na demolição de todo o interior, conservando as fachadas, e culminou na construção de uma nova estrutura em betão armado, inclusive de quatro pisos enterrados; é ainda de realçar que, neste caso, não era possível a realização de ancoragens.





Figura 20 - Escoramento na recuperação de um edifício de habitação em Lisboa (Costa et al., 2007)

### 3.7.2. ANCORAGENS

Segundo Coelho (2006) *apud* (Ribeiro, 2012), “Uma ancoragem, independentemente do terreno onde será executada (solo ou rocha) é um elemento estrutural que transmite uma força da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a uma distância considerada suficiente da estrutura”.

Como elemento importante na distribuição das cargas exercidas pelo terreno nas estruturas de contenção, necessita de um “firme” competente que ofereça força resistente suficiente para sustentar a ancoragem; quanto melhores as qualidades resistentes do solo, melhor será o desempenho desta. A Figura 21 ilustra uma ancoragem aplicada numa parede de contenção, com os elementos básicos que a integram.

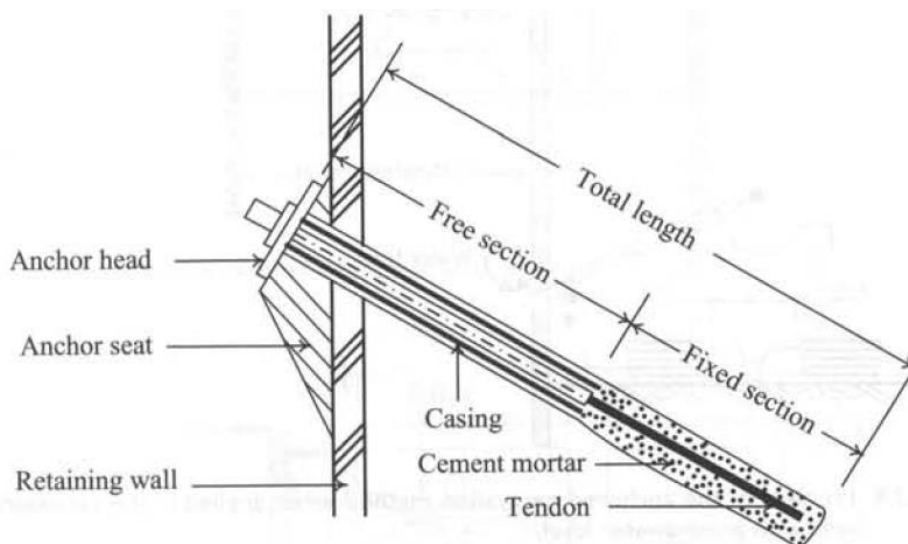


Figura 21 - Esquema da configuração básica de uma ancoragem (Ou, 2006)

Os solos granulares são resistentes e, portanto, conseguem ter bons desempenhos na instalação de ancoragens, enquanto que as argilas têm resistência baixa e a sua plasticidade facilita a diminuição do pré-esforço nas ancoragens. Os solos granulares, no entanto, apresentam muitas vezes permeabilidade elevada, o que pode representar uma dificuldade durante a selagem dos furos devido à pressão intersticial elevada.

As ancoragens podem-se classificar de acordo com vários fatores. A Tabela 8 reúne as várias classificações que se dividem em: tempo de vida útil, força de tração aplicada, tipo de terreno e o modo como as cargas são transferidas.

**Tabela 8 - Fatores que permitem a classificação das ancoragens (adaptado de Ribeiro 2012; NP EN 1997-1:2006)**

<b>Tempo de vida útil</b>	Provisória	<2 anos
	Definitiva	>2 anos
<b>Força de tração</b>	Ativa	Com pré-esforço
	Passiva	Sem pré-esforço
<b>Tipo de terreno</b>	Solo	Capacidade de carga baixa a média
	Rocha	Capacidade de carga média a elevada
<b>Transferência de cargas</b>	Tração	
	Compressão	

Na Tabela 9 apresentam-se as vantagens e as principais limitações da aplicação das ancoragens como elemento de apoio às estruturas de contenção.

**Tabela 9 - Vantagens e limitações da aplicação de ancoragens**

<b>Vantagens</b>	<b>Limitações</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- São muito eficientes em estruturas subterrâneas;</li> <li>- Rapidez de construção;</li> <li>- Adequadas para escavações de grandes áreas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Não são aplicáveis em solos com capacidade de resistência baixa;</li> <li>- Podem ocorrer grandes assentamentos se a instalação não for adequada;</li> <li>- Quando aplicadas abaixo do NF, são necessários cuidados adicionais.</li> </ul>

A Figura 22 ilustra a aplicação de ancoragens como elemento auxiliar de uma cortina de estacas e de micro-estacas durante a estabilização de um talude junto ao IC16 na Amadora.



**Figura 22 - Ancoragens no reforço da cortina de estacas moldadas (Pinto et al., 2008)**



## **4. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO**

### **4.1. ENQUADRAMENTO**

A instrumentação de uma obra geotécnica tem como finalidade obter parâmetros que caracterizam o comportamento dos terrenos, de maneira que seja possível obter uma previsão aproximada das respostas estruturais e mecânicas quando sujeitos a cargas, movimentos, impulsos, etc., tanto naturais como as que são induzidas por estruturas geotécnicas (Vallejo, 2002) antes, durante e após a sua construção. Assim, pretende-se obter um sistema de alerta para evitar falhas críticas, revelar dados desconhecidos e, portanto, reduzir a incerteza inerente ao projeto geotécnico (Siebenmann et al., 2015). Esta prática requer uma simbiose entre as capacidades de medição dos instrumentos selecionados e das competências dos técnicos responsáveis pela instrumentação.

Segundo Dunnycliff & Green (1988), os benefícios da instrumentação geotécnica podem ser divididos em três fases: projeto, construção e após a conclusão da obra. Durante a fase de projeto as vantagens são as seguintes:

- Definição das condições iniciais do local de implantação da obra;
- Comprovar especificações do projeto;
- Fácil localização de fatores geradores de uma possível crise.

Durante a fase de construção:

- Garantir a segurança;
- Utilização do método observacional;
- Controlo da construção e proteção legal;
- Melhorar relações públicas;
- Avanços técnico-científicos do estado da arte.

Após a conclusão da empreitada:

- Validação do modelo inicial;
- Gestão das intervenções de manutenção;
- Avaliação das condições de segurança.

Sempre que a instrumentação é corretamente aplicada e o projeto é cumprido, o benefício da instrumentação em relação aos custos que esta representa é justificado pela deteção, em tempo útil, de falhas estruturais e, por consequência, o aumento da segurança.

Assim, os instrumentos selecionados têm um papel determinante como indicadores de alerta, por forma a fornecer avisos caso qualquer limite pré-estabelecido seja ultrapassado. Estes limites são definidos de acordo com os dados recolhidos durante a fase de projeto e permitem tomar medidas preventivas ou medidas de remediação, dependendo do nível de alerta atingido.

Por norma, os níveis de alerta estão definidos como verde, amarelo ou vermelho. O verde indica que as medições efetuadas revelam que tudo está a decorrer dentro do previsto em projeto; o amarelo revela que é necessário ter alguma atenção ou até aumentar a frequência de leituras; já o nível vermelho remete para uma ação de remediação imediata com paragem frequente da construção.

Hoje em dia, existe uma grande gama de tipos de instrumentos, aparelhos e dispositivos de medição, desde os que emitem avisos automáticos, quando os dados são recolhidos de forma sistemática, até aos mais simples, de medição mecânica, onde os dados são registados manualmente.

A seleção dos equipamentos depende do tipo de obra em que vão ser aplicados e da informação que se pretende obter. Segundo Silva (2016) devem ser considerados os seguintes parâmetros:

- Sensibilidade;
- Alcance;
- Resolução e exatidão;
- Precisão e repetibilidade;
- Devem ser simples, robustos, fiáveis e de fácil acesso;
- Campo de leitura;
- Tempo de resposta;
- Garantia de leituras.

Estas características determinam o seu desempenho, sendo as mais importantes a resolução, a precisão e a repetibilidade. O alcance é definido pelo intervalo entre o maior e o menor valor de leitura que o instrumento é capaz de registar. A resolução corresponde à menor alteração que pode ser captada pelo aparelho de leitura, ou seja, corresponde ao valor mais pequeno que é possível ler. Por exemplo, numa régua calibrada corresponde a 1mm. Normalmente, a resolução diminui quando o alcance aumenta.

A exatidão consiste na melhor aproximação que a medição pode conseguir em relação ao seu valor real. É sinónimo de grau de correção. A exatidão de um instrumento é avaliada durante a sua calibração e expressa-se em termos de  $\pm x$ ,  $\pm 1\%$  do valor da medição, ou ainda,  $\pm 1\%$  do valor da escala; no entanto esta última é menos exata em comparação com as outras duas apresentadas já que o valor é calculado em relação ao valor da escala e não ao valor medido.

A precisão ou repetibilidade é uma das características mais importantes já que transmite a fiabilidade em relação ao registo da variação dos parâmetros. A cada nova leitura, nas mesmas condições, resulta um valor diferente. A precisão é expressa por  $\pm \sigma$ , já que representa quão próximo as várias leituras sucessivas estão do valor médio, ou seja, o desvio padrão (Slope Indicator, 2004a). Na Figura 23 faz-se uma comparação entre a precisão e a exatidão.



Figura 23 - Precisão vs. exatidão (Dunnicliff & Green, 1988)

Numa monitorização, a precisão é a característica mais importante a considerar, já que dela depende a análise dos resultados.

Devido à sua localização, os equipamentos devem ser robustos para que consigam resistir às condições adversas a que são expostos, nomeadamente, no caso dos centros urbanos, ações de vandalismo e assim garantir as leituras no decorrer do projeto e também após a sua conclusão.

A seleção dos instrumentos deve ser criteriosa e de acordo com as características acima definidas tendo sempre em consideração a experiência de outras obras análogas e também a taxa de sucesso/insucesso de determinado equipamento.

Existem duas grandes categorias de instrumentos. A primeira consiste nos que são utilizados para determinação das características *in situ* dos solos ou rochas, por exemplo a tensão, a compressibilidade e a permeabilidade, normalmente durante a fase de projeto. Na segunda categoria, inserem-se os instrumentos objeto de estudo da presente dissertação,

que permitem monitorizar o desempenho das estruturas, normalmente durante a fase de construção e *a posteriori*, medindo o nível freático, a tensão total, deformações ou assentamentos (Dunnicliff & Green, 1988) garantido assim a segurança durante a execução dos trabalhos, bem como a estabilidade dos edifícios nas imediações.

A instrumentação tem assim um papel determinante na engenharia geotécnica na medida em que concede informação imediata sobre qualquer movimento nas imediações da escavação. Deste modo, os instrumentos devem ser cuidadosamente selecionados por forma a obter os resultados pretendidos.

#### 4.2. GRANDEZAS A MONITORIZAR E SELEÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Os parâmetros que irão ser monitorizados deverão ser aqueles que são mais importantes mediante o projeto em questão, que no presente caso se trata de uma grande escavação numa zona com nível freático elevado. Considerando os custos, é impossível de medir todos os parâmetros físicos que influenciam a zona de escavação.

Segundo Silva (2016), as grandezas a monitorizar estão divididas em três grandes grupos: ações, propriedades das estruturas e resposta estrutural - Tabela 10.

Tabela 10- Grandezas a monitorizar (Silva, 2016)

Ações	Propriedades estruturais	Resposta estrutural
- Água	- Mecânicas	- Deslocamentos
- Peso próprio	- Hidráulicas	- Pressões intersticiais
- Sobrecargas	- Térmicas	- Tensões
provisórias ou		- Extensões
definitivas		- Variação de volume
- Térmicas		
- Sísmicas		

Pode-se estabelecer que existe uma correlação entre a resposta estrutural e as ações que são implementadas durante a construção de um projeto. Assim, conhecendo ambos é possível estabelecer uma correspondência entre eles, o que permite tomar medidas de prevenção e/ou remediação pelos efeitos indesejados detetados atuando na origem do problema.



### 4.3. DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS

Os deslocamentos superficiais podem ser definidos como o conjunto de movimentos que ocorrem à superfície do terreno ou de estruturas. Estes são visualmente acessíveis e podem ser de dois tipos: horizontais e/ou verticais. A medição dos deslocamentos superficiais é realizada com base numa situação de referência que não sofre interferência da obra (medição antes do início dos trabalhos) a partir da qual se determina a variação dos movimentos durante as várias leituras ao longo da evolução da construção. A leitura é efetuada através de um sistema de pontos colocados na zona de interesse do empreendimento.

Este tipo de deslocamento é quase sempre avaliado por mão-de-obra especializada em engenharia geográfica, já que se tratam de métodos muito específicos (Raposo, 2011). De maneira a abordar este tema, fez-se uma seleção dos métodos mais utilizados de acordo com o caso de estudo descrito no capítulo 5.

#### 4.3.1. MARCAS SUPERFICIAIS

As marcas de superfície são dispositivos que permitem medir os deslocamentos verticais ao nível do terreno e que necessitam sempre de um ponto de referência por forma a obter as leituras. São constituídas, geralmente, por um varão de aço inox, seladas no fundo de um furo de maneira a assentarem de forma solidária numa base metálica, o topo do varão é torneado em forma de calote esférica e serve de apoio ao equipamento de leitura, neste caso uma mira topográfica. As marcas são introduzidas dentro de pequenos furos que podem variar em profundidade (0,5 a 1,5m) consoante as condições do terreno, protegidas por tubos de PVC sendo posteriormente aterrado com materiais para que a marca fique livre no seu interior. A Figura 24 esquematiza os elementos integrantes de uma marca superficial.

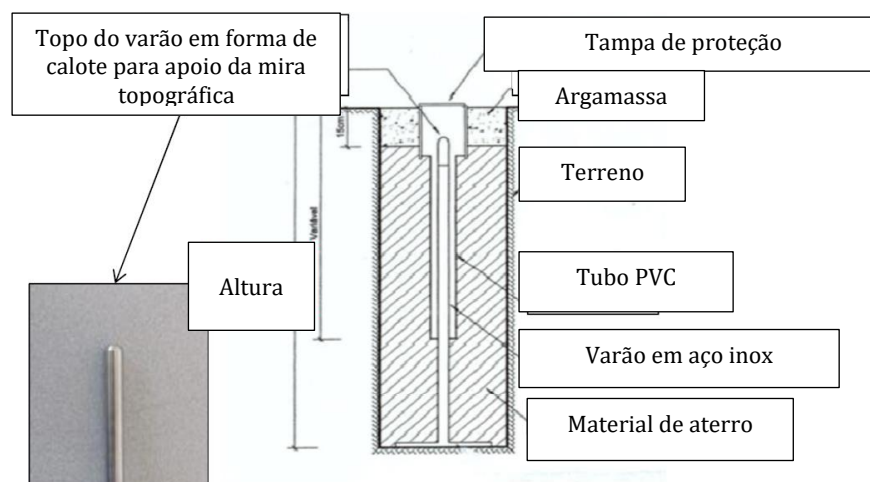


Figura 24 - Esquema ilustrativo de uma marca superficial (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a)

Este dispositivo é barato e de fácil aplicação, como tal as marcas superficiais são colocadas em grande número. Para fazer a medição do nivelamento quer das marcas de nivelamento quer das marcas de referência utiliza-se um nível ótico. A Figura 25 ilustra um exemplo do equipamento de medição.



Figura 25 - Nível ótico Leica NA2 (Leica, 2017) e marca de superfície

Uma variante das marcas de superfície é as marcas profundas (Figura 26a), o seu método de recolha de leituras é semelhante à das superficiais, contudo estas são instaladas dentro de furos de grande profundidade, como forma de controlo de zonas sensíveis. A sua medição é efetuada à superfície, no entanto estas transmitem informações sobre as deformações ocorridas em profundidade.

São constituídas por tubos em aço inox (Figura 26b) com cerca de 3m de comprimento unidos entre si através de uniões roscadas até perfazer a profundidade pretendida. Após a sua introdução, esta é selada com calda de cimento no fundo do furo, e coloca-se um tubo em PVC para sua proteção. O espaço entre a marca e o tubo de PVC é preenchido com material de aterro para que a marca se movimente livremente dentro do tubo.

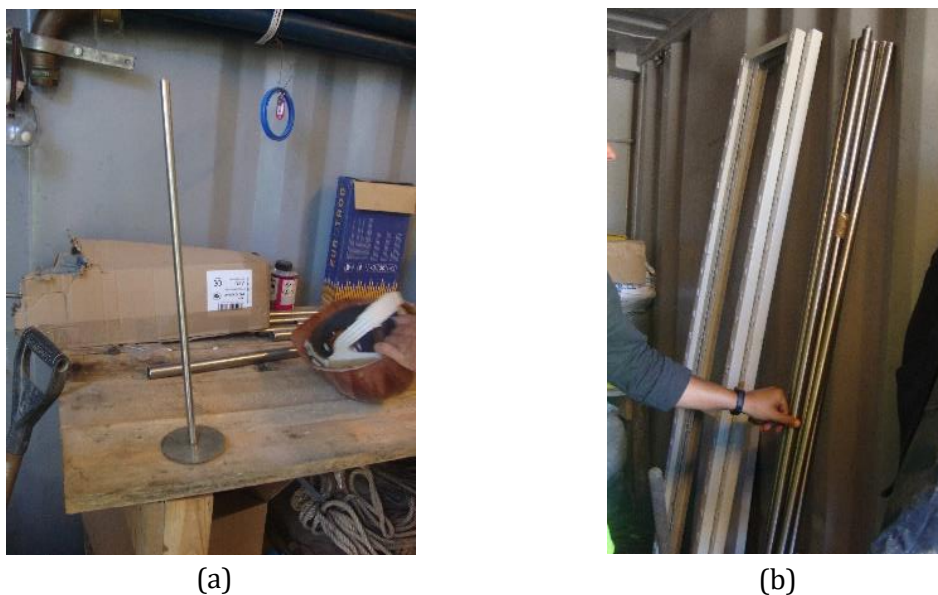


Figura 26 - (a) Exemplo de uma marca profunda; (b) varões em aço inox

#### 4.3.2. RÉGUAS DE NIVELAMENTO

Representam uma alternativa às marcas superficiais como solução adaptada para edifícios; como tal medem deslocamentos verticais. São colocadas em superfícies verticais das estruturas que se pretende acompanhar a aproximadamente 1,5m de altura, a sua leitura é efetuada com recurso a um nível ótico e necessitam sempre de um ponto de referência.

A grande diferença das réguas de nivelamento em relação às marcas superficiais reside no facto das marcas acompanharem os movimentos induzidos pela obra nos terrenos envolventes, enquanto as réguas monitorizam os movimentos (assentamentos) induzidos nas estruturas em que se encontram afixadas.

#### 4.3.3. ALVOS TOPOGRÁFICOS

Os alvos topográficos (Figura 27a) permitem obter deslocamentos planimétricos e altimétricos através da leitura de ângulos e distâncias. São fixos nas estruturas (edifícios, contenções, taludes, estruturas adjacentes, etc.) por colagem ou selagem de placas metálicas em L.

Os pontos de referência de medição das leituras deverão estar localizados fora da zona de influência do projeto. As medições são efetuadas com recurso a equipamento do tipo estação total (Figura 27b).



(a)



(b)

**Figura 27 - (a) à direita, um exemplo de alvo topográfico retro-refletor e (b) à esquerda um exemplo de aparelho de medição TM50 Leica (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a)**

#### 4.3.4. MARCAS DE REFERÊNCIA (*BENCH MARKS*)

A realização de leituras das marcas de superfície e das réguas de nivelamento só é possível devido à instalação de marcas de referência ou *bench marks*. Estas são colocadas fora da zona de influência do projeto, sendo assim considerado um ponto estático ao longo do tempo.

De modo a garantir que não existem deformações, são colocadas a grandes profundidades e tornam assim possível conhecer a deformação vertical em cada um dos pontos de medição. A sua instalação é semelhante ao processo utilizado nas marcas profundas.

#### **4.4. DESLOCAMENTOS INTERNOS**

##### **4.4.1. ENQUADRAMENTO**

Os deslocamentos internos consistem na combinação de movimentos verticais ou horizontais que se encontram visualmente inacessíveis.

Do ponto de vista de aplicação, os deslocamentos internos horizontais importam ser considerados em taludes, onde se pretende verificar a sua estabilidade, e também em estruturas de contenção e escavações profundas onde interessa monitorizar os impulsos no tardo das respetivas.

No caso dos deslocamentos internos verticais, é de salientar a sua aplicação em aterros, escavações e em fundações. A monitorização destes serve como indicação do estado de consolidação dos terrenos de fundação, do comportamento do fundo da escavação e dos assentamentos laterais.

##### **4.4.2. INCLINÓMETROS**

Os inclinómetros são instrumentos que permitem medir deslocamentos horizontais que ocorrem nas imediações das calhas inclinométricas instaladas no terreno ou em estruturas, tais como as paredes moldadas. No entanto, estas calhas também podem ser instaladas na horizontal ou inclinadas, por exemplo, se o terreno for de difícil acesso para a sua instalação na vertical. As calhas instaladas nestas condições permitem medir deslocamentos ou assentamentos. Tipicamente são associadas a paramentos de barragens de aterro, cavernas de armazenamento (Raposo, 2011), escavações em meio urbano e monitorização de taludes

Um inclinómetro é um conjunto de quatro componentes: uma calha inclinométrica, uma sonda, um cabo de controlo e uma unidade de leitura (Slope Indicator, 2011). Com a forma de um torpedo, as sondas (Figura 28) têm como apoio dois pares de rodas e no seu interior um sensor em forma de pêndulo, este pode ter movimento livre ou confinado consoante o tipo de sonda (acelerómetro MEMS - *microelectromechanical systems*), acelerómetro servo-controlado, corda vibrante, etc.), que emite um sinal elétrico proporcional à inclinação do eixo do aparelho com a vertical. Este sinal é enviado através do cabo ligado no topo do instrumento até à unidade de leitura.



**Figura 28 - Sonda inclinométrica (Machan & Bennett, 2008)**

As medições são realizadas em dois planos perpendiculares entre si, só assim é possível conhecer as direções e magnitudes dos movimentos. Quando se pretende registar os deslocamentos horizontais ocorridos no interior do maciço ao longo de uma determinada linha vertical, entre a superfície do terreno e uma determinada profundidade, realiza-se um furo de sondagem ao longo dessa linha (Matos Fernandes, 2011).



**Figura 29 - Calha inclinométrica em ABS do tipo *Easy Connect*, da Soil Instruments (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a)**

O processo construtivo consiste na realização de um furo de sondagem até uma determinada profundidade onde não ocorra deslocamentos, ou seja, para lá da zona de influência da obra. Este é um aspeto muito importante já que a extremidade inferior da calha inclinométrica deverá devolver valores de referência por forma a calcular os deslocamentos relativos. De seguida procede-se à instalação do tubo inclinométrico, sendo posteriormente preenchido o espaço entre o tubo e as paredes do furo com calda de cimento ou areia. O tubo inclinométrico ou calha inclinométrica (Figura 29) tem quatro ranhuras onde circulam as roldanas da sonda, em dois eixos perpendiculares que permitem realizar medições em duas direções, devendo ser uma dessas direções perpendicular à estrutura de contenção. Estas

calhas podem ser construídas em ABS, PVC ou alumínio; as vantagens e desvantagens da construção recorrendo a estes materiais estão apresentadas na Tabela 11. Os encaixes destes equipamentos são especialmente desenhados por forma a garantir a verticalidade da calha em profundidade.

**Tabela 11 - Comparação entre os diferentes materiais de construção de tubos inclinométricos (Ou, 2006; Slope Indicator, 2002)**

	<b>ABS</b>	<b>PVC</b>	<b>Alumínio</b>
<b>Vantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muito flexíveis</li> <li>- Múltiplas dimensões</li> <li>- Juntas fiáveis</li> <li>- Pouco provável o desenvolvimento da espiral</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Múltiplas dimensões</li> <li>- Mais pesadas do que as ABS, como tal é a probabilidade de formar uma espiral durante a instalação é menor</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Leves</li> <li>- Fáceis de transportar</li> <li>- Baixo custo</li> </ul>
<b>Limitações</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Elevado custo</li> <li>- No fabrico, se as ranhuras forem executadas um pouco mais fundas, pode quebrar a calha</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mais frágil, quebra com facilidade</li> <li>- Deformável, se exposto ao sol</li> <li>- Espiral um pouco maior do que no ABS</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- São facilmente alteradas em ambiente marinho</li> <li>- A espiral é mais acentuada em relação aos outros materiais</li> <li>- O tamanho das ranhuras pode não ser constante</li> </ul>

No presente caso de estudo os equipamentos implementados em obra são da *Soil Instruments*. As calhas inclinométricas são construídas em ABS, em troços de 3m com *easy connect* e diâmetro exterior de 70mm. As leituras são efetuadas por uma sonda inclinométrica com sistema digital, também da *Soil Instruments*, com recurso a um sensor do tipo MEMS e registadas em unidade de leitura tipo PDA (Soil Instruments, n.d.-a, n.d.-b).

#### 4.4.3. EXTENSÓMETRO DE VARAS

A palavra extensómetro inclui uma gama de instrumentos utilizados para efetuar medições de deslocamentos relativos verticais entre um ou mais pontos, no interior do terreno. Existem diversos tipos de extensómetros: de fita, de varas, magnéticos, de corda vibrante, etc.; no entanto o presente estudo foca-se apenas no extensómetro de varas, cuja instalação é realizada no interior de furos de sondagem.

Os principais componentes deste aparelho são as âncoras, as varas que se encontram dentro de um tubo de proteção e a cabeça de leitura. Existem três tipos de âncoras, que são

escolhidos de acordo com as condições do terreno: cimentadas, hidráulicas (Figura 30a) e obturadas (Figura 30b). No caso de terrenos rochosos utilizam-se âncoras cimentáveis, em terrenos menos competentes, como os solos brandos, utilizam-se âncoras hidráulicas e, no caso de ocorrer fracturação nas rochas e circulação de água, utilizam-se as âncoras obturadas (SISGEO, 2017; Slope Indicator, 2004b; Soil Instruments, n.d.-c).

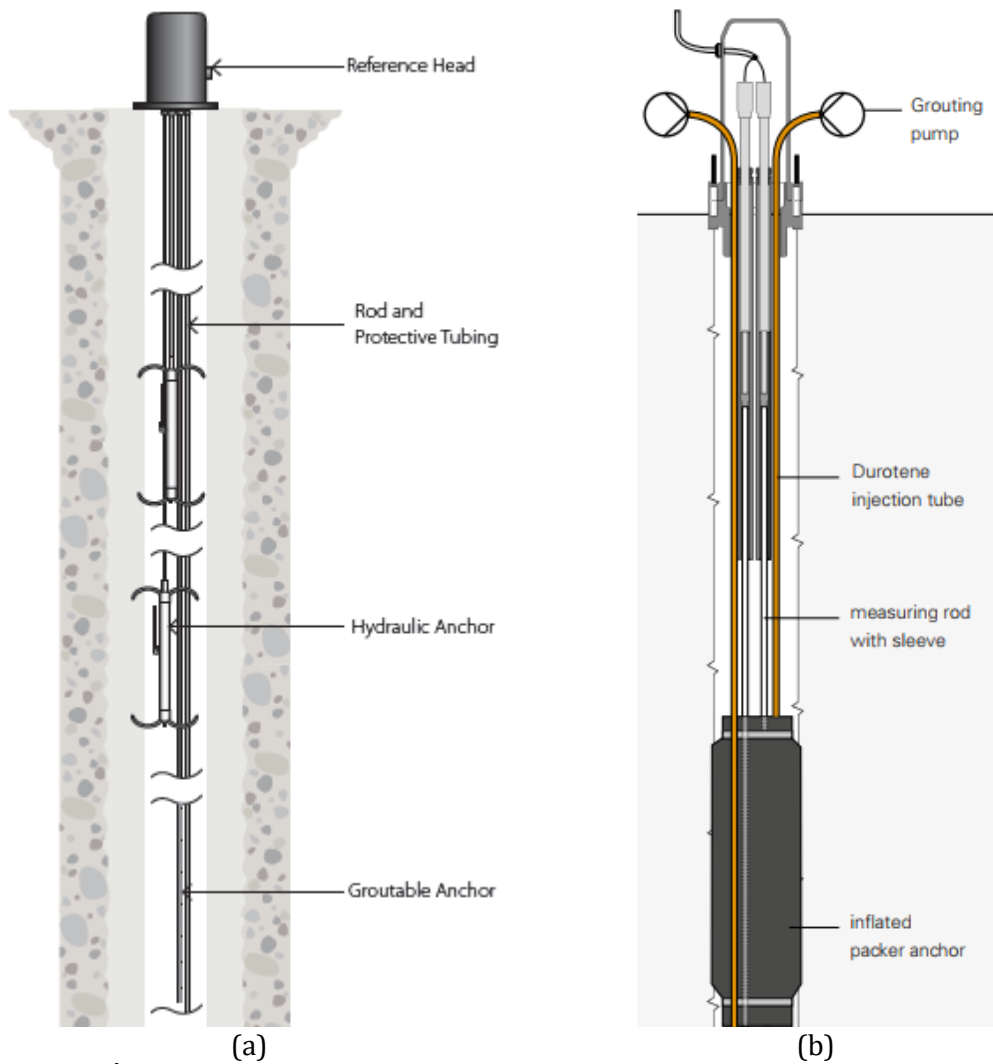


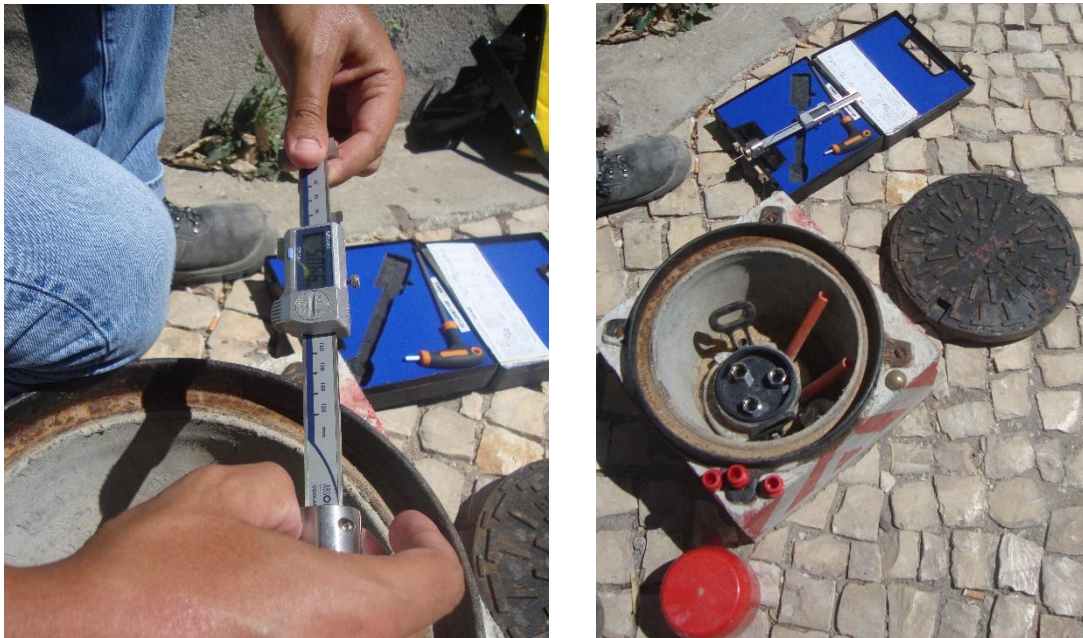
Figura 30 – Âncoras (a) cimentadas e hidráulicas e (b) obturadas (SISGEO, 2017; Soil Instruments, n.d.-c)

O sistema de varas pode ser constituído com uma única ou com múltiplas varas, estas podem ser de fibra de vidro ou aço inoxidável. As varas de fibra de vidro são enviadas para o local de instalação já previamente montadas, prontas para a instalação. São mais flexíveis, tornando-as mais fáceis de aplicar em zonas confinadas, como os túneis. As varas de aço inox têm que ser montadas *in situ*, no entanto, como são mais robustas podem atingir profundidades de leitura superiores comparativamente com as de fibra de vidro.



As varas encontram-se dentro de um tubo de proteção de ABS e estendem-se desde a âncora até à cabeça do extensómetro, onde são realizadas as leituras. Estas podem ser recolhidas manualmente com recurso a um defletómetro (Figura 31) ou podem ser recolhidas de modo automático e contínuo por sensor de deslocamento.

Os extensómetros implementados no presente caso de estudo são do tipo *MPBX – Multipoint Borehole Extensometer with Fiberglass Rods* (ref.<sup>a</sup> OD222FG03A0) da marca *SISGEO*. As âncoras instaladas no local são do tipo cimentadas, dadas as características do terreno e o aparelho de leitura selecionado foi um defletómetro mecânico com uma precisão de 0.01mm. Junto à cabeça dos extensómetros, como é possível observar na Figura 31, foi também instalada uma marca de superfície para permitir a referência das leituras.



**Figura 31 - Procedimento de leitura de um extensómetro de varas triplo e pormenor do aparelho de medição**

#### 4.4.4. CLINÓMETRO

O clinómetro, também conhecido como *tiltmeter*, serve para monitorizar a variação do ângulo de inclinação (rotação) de uma estrutura ou de um terreno. Tal como um inclinómetro, o clinómetro tem um sensor, que pode ser de vários tipos: mecânico, corda vibrante, acelerómetro, etc. (Dunnicliff & Green, 1988). Para o presente caso de estudo importa clarificar o funcionamento do clinómetro com um sensor do tipo acelerómetro.

Estes aparelhos utilizam um sensor do tipo MEMS que permite recolher leituras uniaxiais ou biaxiais, num dispositivo compacto e à prova de água (Slope Indicator, 2014). São



bastante fiáveis já que são pouco afetados devido às variações de temperatura e a sua durabilidade é elevada. Depois de instalado na estrutura, a inclinação é ajustada de maneira a que seja próxima do zero. Assim, a leitura inicial é usada como referência para as leituras seguintes. No caso dos clinómetros fixos (Figura 32a), o dispositivo é ligado através de um cabo a uma caixa centralizadora (Figura 32c) onde são recolhidas as leituras com recurso a uma unidade de leitura portátil (Figura 32d). O clinómetro portátil é constituído por dois elementos principais: uma base de leitura, instalada no terreno em permanência e um clinómetro portátil (Figura 32b) que funciona em conjunto com a unidade de leitura (SISGEO, 2014c).

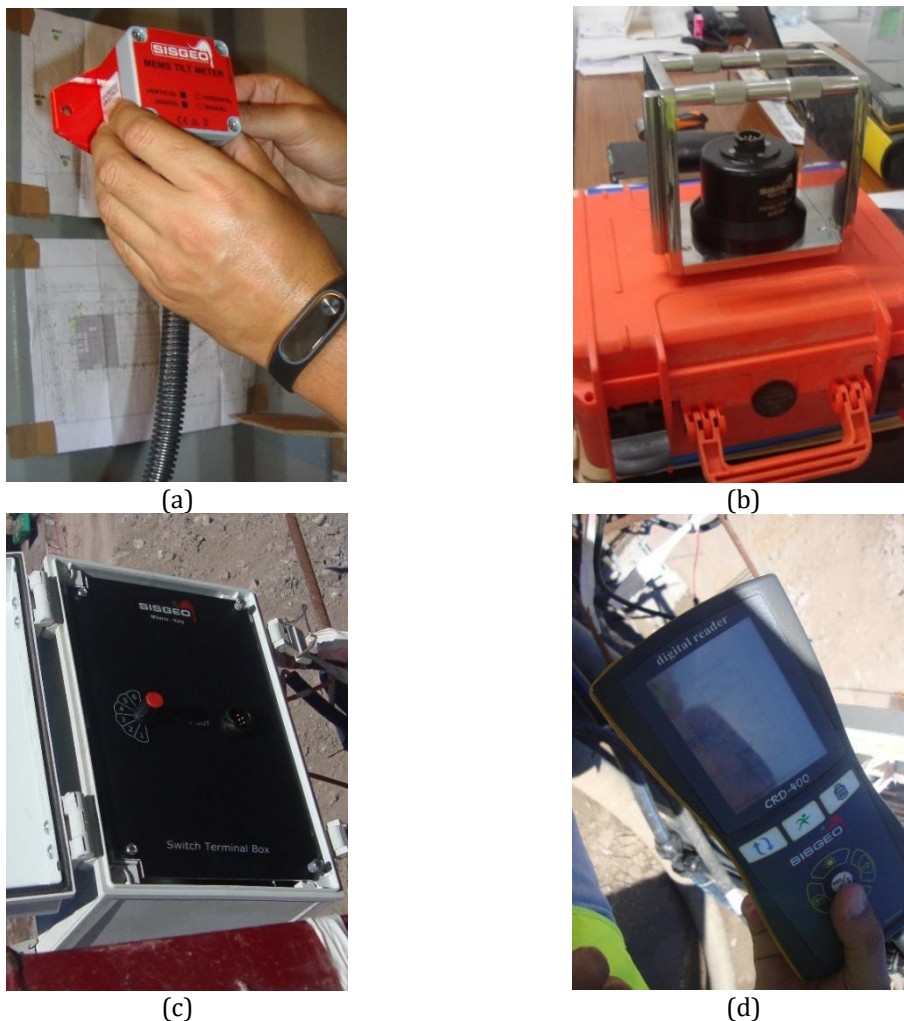


Figura 32 - a) MEMS *tiltmeter*; b) *Tilli portable tiltmeter*; (c) Caixa centralizadora e (d) aparelho de recolha de leituras

Os clinómetros fixos instalados em obra são da SISGEO com a ref.<sup>a</sup> S541MA (uniaxial) e os portáteis são do tipo TILLI – portable *tiltmeter* também da SISGEO com a ref.<sup>a</sup> 0SCLIN150H0 apoiados em bases SISGEO com a ref.<sup>a</sup> 0SCLTP14B00. As leituras são efetuadas com um dispositivo também da SISGEO (SISGEO, 2014b, 2014c).

## 4.5. TENSÃO TOTAL

### 4.5.1. ENQUADRAMENTO

O carregamento a que as estruturas estão sujeitas deve ser monitorizado em continuidade durante as escavações, para que o limite máximo que estas suportam não seja excedido e assim colocar em causa a respetiva segurança. As medições das tensões exercidas por cargas superficiais ou por impulsos, tanto no interior do terreno como na face de elementos estruturais, realizam-se com recurso a células de tensão total. No caso de cargas transmitidas a estruturas, como por exemplo nas ancoragens, os aparelhos de medição podem ser divididos em dois grandes grupos: as células de carga e as *strain gauges*. Em ambos os aparelhos, são medidas pequenas variações de extensões ou compressões. No âmbito do presente caso de estudo interessa apenas estudar as células de carga.

### 4.5.2. CÉLULAS DE CARGA

As células de carga deformam-se de acordo com a tensão exercida pelos solos. Esta deformação é medida por sensores que se encontram no corpo metálico da célula e são calibrados em laboratório (AASHTO, 1988).

São instaladas em ancoragens para medir as tensões transmitidas ao terreno assim como o pré-esforço da ancoragem. Os pontos de medição situam-se entre a cabeça de ancoragem e o terreno, de tal modo que as forças exercidas pela estrutura passam através das células. Estas podem ser de vários tipos: mecânicas, hidráulicas ou elétricas (Ou, 2006).



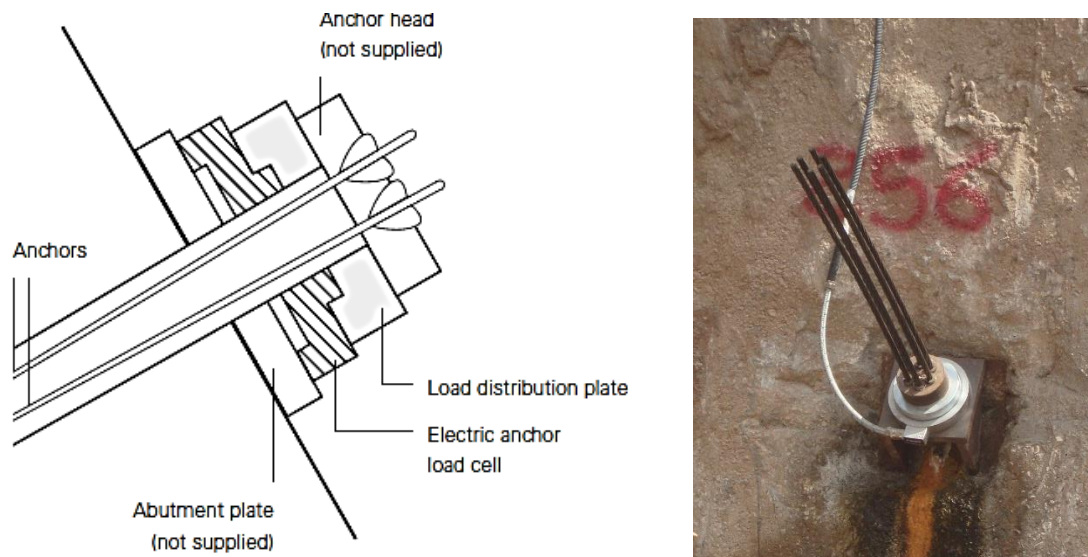
Figura 33 - (a) Célula de carga de corda vibrante da Soil Instruments e (b) Célula de carga de resistência da SISGEO (SISGEO, 2014a; Soil Instruments, n.d.-d)

As células de carga mecânicas incluem um sistema de torque ou uma mola, que deformam quando estão sujeitos a carregamentos, as medições são efetuadas recorrendo a um manómetro. As células hidráulicas contêm um fluido confinado que reproduz as diferenças de pressão introduzidas pela carga e monitorizadas por uma unidade de leitura. Finalmente as células de carga elétricas podem ser divididas em dois tipos: as de resistência e as de corda vibrante (Figura 33). No presente caso de estudo, importa clarificar o funcionamento

das células de carga de resistência. Estas consistem num cilindro em forma de anel de aço inoxidável no qual se encontram entre 8 a 16 células elétricas, as quais garantem alta performance no controlo das ancoragens.

A Figura 34 apresenta um esquema e uma fotografia da cabeça de ancoragem instrumentada. O corpo em aço assegura a durabilidade do equipamento e garante a sua impermeabilidade. As células elétricas existem numa grande variedade de amplitudes e de diâmetros. As leituras são recolhidas em caixas centralizadoras, tal como os clinómetros, ligadas através de um cabo elétrico à unidade transdutora.

Os aparelhos selecionados para aplicar em obra foram as células de carga elétricas do tipo L200 da SISGEO e corresponderão a células de 750kN para ancoragens com pré-esforço de 600kN e células de 1000kN para as de 900kN.



**Figura 34 - Esquema (SISGEO, 2014a) e exemplo da aplicação de uma célula de carga na cabeça da ancoragem**

#### 4.6. PRESENÇA DE ÁGUA

##### 4.6.1. ENQUADRAMENTO

O conhecimento do comportamento da água em obra é relevante já que esta pode provocar alterações no desempenho das estruturas geotécnicas assim como no estado de tensão dos solos. Os equipamentos utilizados no controlo da água em solos são os piezómetros e estão divididos em duas grandes categorias: aqueles que contemplam a medição da pressão de água e os que controlam o nível freático. No presente caso de estudo importa compreender o funcionamento dos piezómetros para controlo do nível freático.

##### 4.6.2. PIEZÓMETROS SIMPLES E DUPLOS

O piezómetro simples consiste na instalação de um tubo em PVC, crepinado (Figura 35a) e protegido por uma manta de geotêxtil que permite a circulação de água dentro de um furo de sondagem. Depois de colocado o tubo, o espaço remanescente é preenchido por material arenoso e à superfície é selado com bentonite para que não ocorra a perturbação do sistema por águas superficiais. Por forma a individualizar as câmaras piezométricas, no caso do piezómetro duplo, a bentonite é colocada a determinada profundidade, isolando assim os diferentes níveis freáticos.

Esta é uma solução barata e de fácil aplicação e que não requer pessoal especializado nem para a instalação nem para a recolha de leituras, sendo por isso uma das soluções mais comumente adotadas. As leituras são efetuadas com recurso a uma sonda elétrica (Figura 35b) com aviso sonoro ou luminoso.



(a)



(b)

Figura 35 - (a) tubo piezométrico crepinado (Silva, 2016) e (b) recolha de leituras com recurso a uma sonda piezométrica



## **5. CASO DE ESTUDO: HOSPITAL CUF TEJO**

### **5.1. ENQUADRAMENTO**

O novo Hospital CUF Tejo - Figura 36, localizado na zona ribeirinha de Lisboa, foi idealizado e projetado de raiz para combater e tratar as Doenças do Futuro. Será um hospital com várias valências, de elevada diferenciação, com foco em áreas de saúde do futuro: oncologia, neurologia, cardiovascular, pneumologia, otorrinolaringologia e oftalmologia. Pretende, assim, responder a questões clínicas complexas e emergentes recorrendo a novas infraestruturas, meios técnicos e humanos. Conta com 75.000 m<sup>2</sup>, dos quais 31.000 m<sup>2</sup> dedicados a atividades clínicas.

Este novo Hospital CUF contará com seis pisos acima do solo e quatro pisos enterrados, incluindo o estacionamento automóvel (CUF, 2015).



**Figura 36 - Modelo arquitetónico do novo Hospital CUF Tejo (CUF, 2015)**

### **5.2. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA**

Localizado numa zona privilegiada da cidade de Lisboa, em Alcântara junto ao Rio Tejo, o futuro Hospital CUF Tejo encontra-se limitado a N-NW pela Avenida 24 de Julho, a S-SE pela Avenida da Índia e a W pela linha de comboio de mercadorias e pela Rua de Cascais. Na Figura 37 está representado, em vermelho, a sua localização num excerto do mapa topográfico de Lisboa.

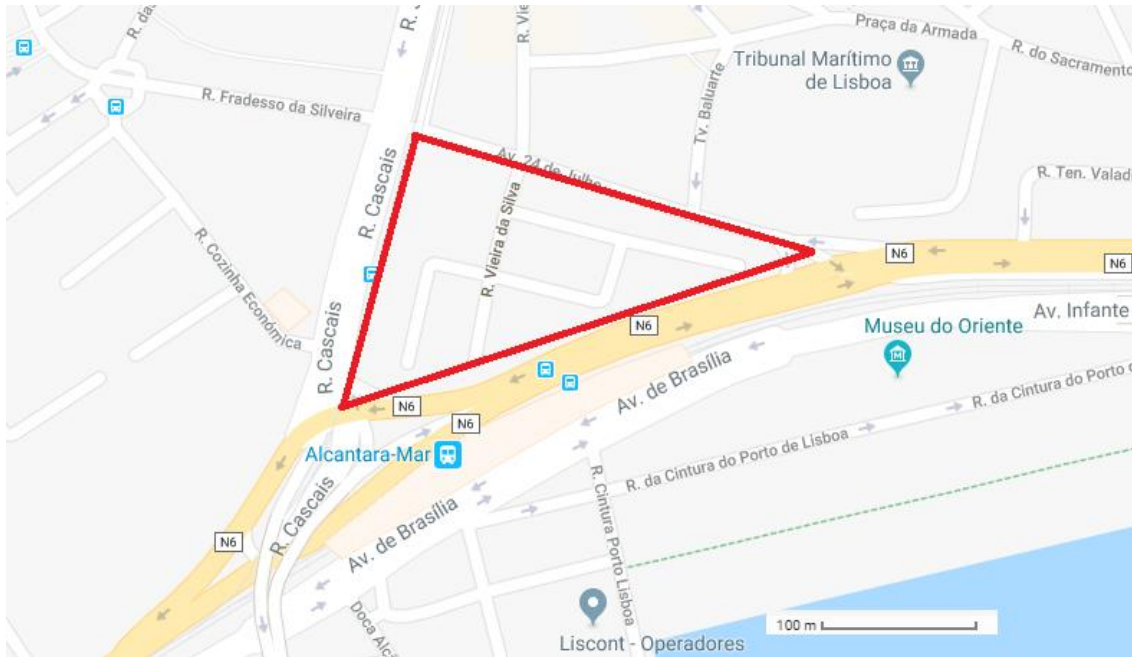


Figura 37 - Localização geográfica do Hospital CUF Tejo

### 5.3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

#### 5.3.1. CAMPANHA DE PROSPEÇÃO

Com o objetivo de caracterizar as formações geológicas do local de implementação da obra, realizaram-se duas campanhas de sondagens; a Figura 38 inclui a localização das sondagens em planta. Foi realizada uma primeira campanha em 2015 pela empresa *Mota Engil, Engenharia e Construções, S.A.* e pela empresa *Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A.* com 19 sondagens à rotação carotadas acompanhados por ensaios de penetração normalizados - SPT. Esta foi complementada por uma segunda campanha, com 10 sondagens adicionais executadas entre 29 de agosto e 22 de setembro de 2016 (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016c, 2017a).

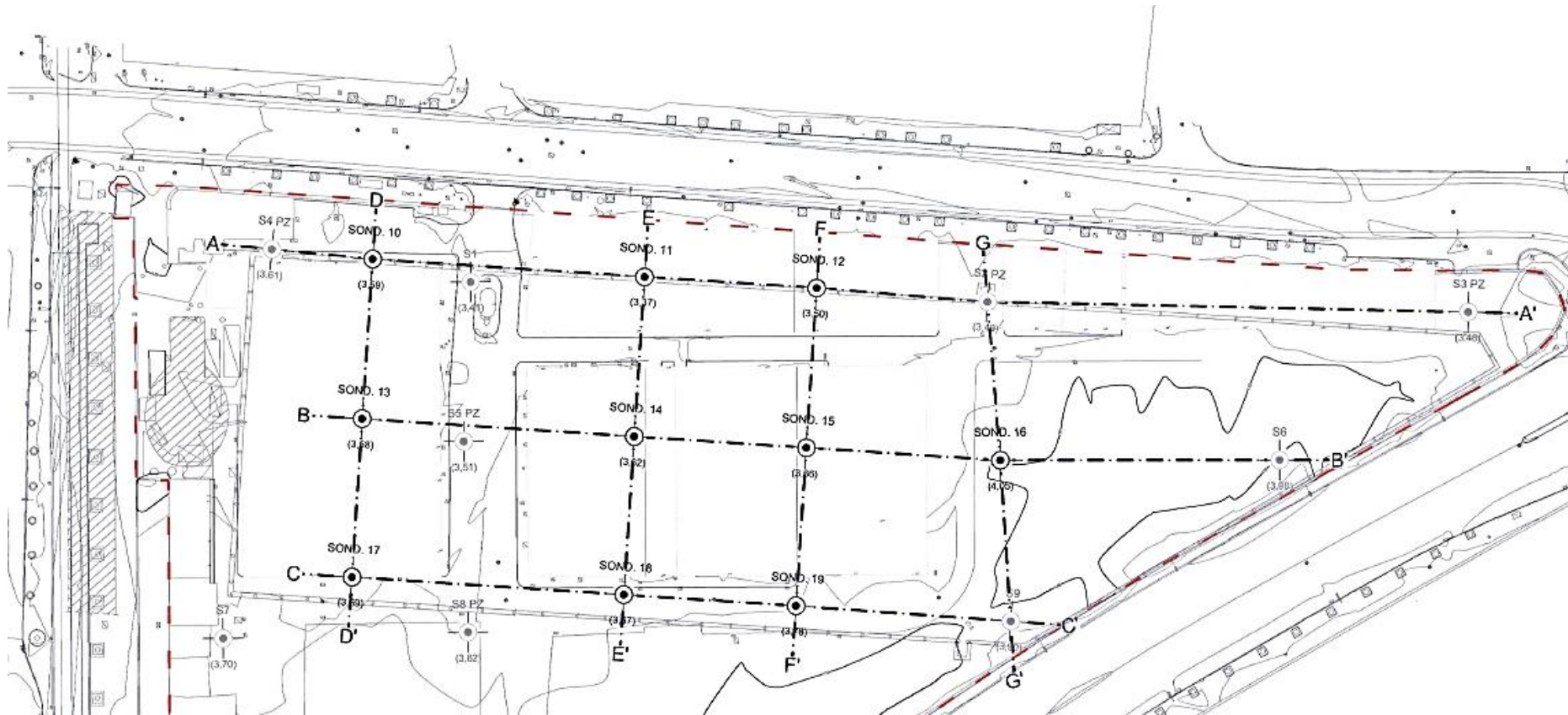
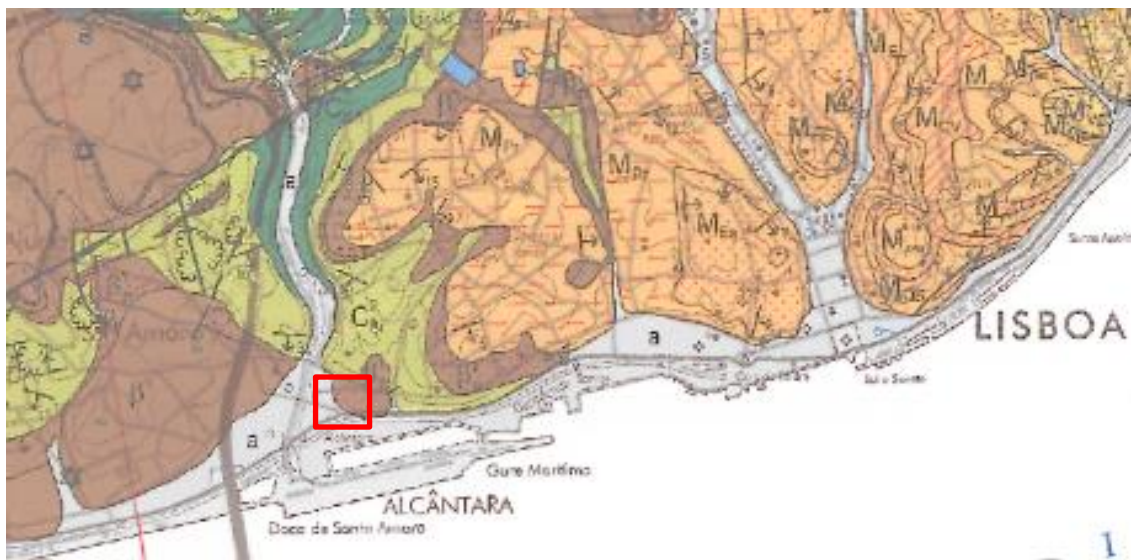


Figura 38 - Extrato da planta de localização das sondagens executadas no âmbito dos estudos geotécnicos do projeto à escala de 1/500 (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016c)

### 5.3.2. DESCRIÇÃO LITOLÓGICA E HIDROGEOLÓGICA

A zona em estudo insere-se na Orla Meso-cenozóica Ocidental, e localmente na Bacia Cenozóica do Tejo-Sado, que está limitada a W e N por formações mesozóicas e a Nordeste pelo substrato hercínico. No final do Cretácico ocorreram importantes episódios vulcânicos, alternando entre escoadas lávicas e emissão de piroclastos. Estes episódios intersetaram as formações calcárias existentes (Formação da Bica), mais antigas e também datadas do Cretácico. A Figura 39 ilustra um extrato da carta geológica de Portugal onde se pode observar, no retângulo a vermelho uma aproximação do local de implementação da obra.



**Figura 39 - Extrato da carta geológica de Portugal à escala 1:50 000 (LNEG, 2013)**

Os depósitos mais recentes, de origem sedimentar, não consolidados, fazem o enchimento da Bacia do Tejo, sobre uma topografia modelada ao longo de milhares de anos pela ação erosiva do Rio Tejo, acompanhado por movimentos marinhos transgressivos e regressivos que, em última instância, culminaram no recuo do nível do mar. Nas linhas de água afluentes, como a Ribeira de Alcântara, estes movimentos eustáticos permitiram a deposição de aluviões espessas sobre as formações vulcânicas e sedimentares cretácicas (Zbyszewski, 1963).

As campanhas de sondagens realizadas permitiram caracterizar os terrenos no local de implementação da obra e, assim, definir os diversos complexos lito-geotécnicos presentes, como se sintetizam em seguida, do topo para a base.



### **Depósitos recentes**

- C1 Aterro heterogéneo com pedras, fragmentos de cerâmica e argamassa;
- C2A Aluvião constituída por siltes e lodos siltosos e areias siltosas e lodosas, cinzento-escuros, às vezes com areão, seixos rolados e fragmentos de conchas, que se apresentam muito soltos a soltos (SPT  $\approx$  0 a 9);
- C2B Aluvião constituída essencialmente por areias finas a médias, acastanhadas e acinzentadas claras, com areão, seixos e fragmentos de conchas acinzentado e acastanhado escuro (SPT  $\approx$  11 a 30).

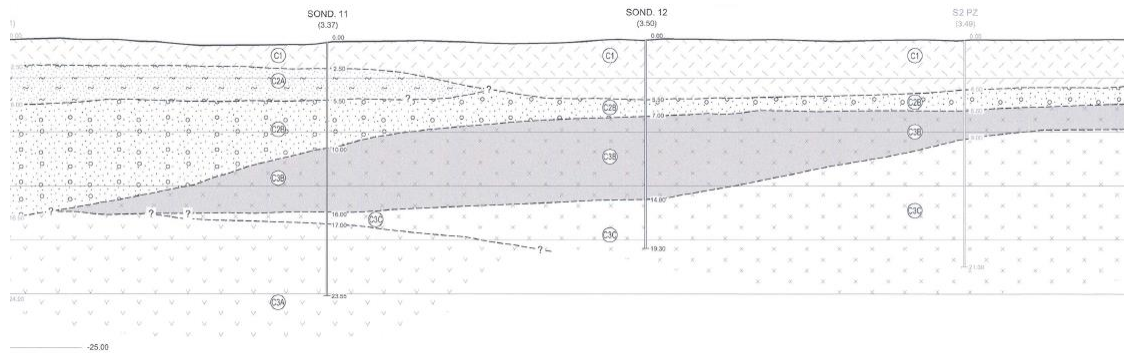
O Complexo C1 tem cerca de 2,5m a 7m de espessura e é, às vezes, atravessado por formações aluvionares (Complexo C2A) com espessura que varia entre 1,50m e 6,00m, intercalando às vezes o complexo C2B. Este estende-se desde a base do C2A, e às vezes atinge o C1, até às unidades vulcânicas do Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL), com espessura muito variável - na zona nascente tem cerca de 1,50m e na zona poente, junto ao caneiro da Ribeira de Alcântara, atinge 29,00m.

### **Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL)**

- C3A Tufos vulcânicos compactos e brechóides, avermelhados e castanho-avermelhados, friáveis com fraturas muito próximas (F5) a medianamente afastadas (F3) com passagens afastadas (F2), às vezes com oxidação e preenchidas com calcite e minerais argilosos.
- C3B Basaltos e basaltos vacuolares cinzentos-escuros a anegrados e acastanhados, decompostos (W5) a muito alterados (W4), com fraturas próximas (F4-5), às vezes com oxidação e preenchidas com calcite e minerais argilosos.
- C3C Basaltos e basaltos vacuolares cinzentos-escuros a anegrados e acastanhados, em regra medianamente alterados (W3) às vezes pouco alterados (W2), com fraturas regra geral próximas (F4-5) com passagens medianamente afastadas (F3), às vezes com oxidação e preenchidas por calcite e minerais argilosos.

O CVL encontra-se subjacente aos depósitos aluvionares, evidenciando a alternância dos episódios eruptivos com estratos sucessivos de basaltos e tufos vulcânicos. Estas formações foram detetadas a diferentes profundidades, estando a apenas 3,60m de profundidade na

zona nascente, e a 29,00m de profundidade na zona poente. Esta variação deve-se à proximidade da Ribeira de Alcântara, que erodiu aquela zona e, posteriormente, a preencheu com sedimentos aluvionares. Na Figura 40 apresenta-se o corte AA', onde estão identificadas as unidades acima referidas. Relativamente ao corte AA' é possível localiza-lo no extrato da planta de localização das sondagens da Figura 38.



**Figura 40 - Extrato do Corte AA' (sem escala) (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016c)**

Com a realização das sondagens foi ainda possível verificar que o nível freático se encontra relativamente próximo da superfície, entre 2,50m e 3,00m de profundidade, como seria expectável, dada a localização da obra. Na Figura 41 pode-se observar a transição entre o complexo aluvionar e o CVL.



**Figura 41 - Vista da transição entre o complexo aluvionar e o CVL, no talude do alinhamento 2, durante a fase de escavação.**

#### 5.4. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O novo Hospital CUF Tejo localiza-se num espaço outrora ocupado por antigas estruturas industriais, a demolir. Por forma a cumprir o projeto, a área de escavação corresponde à implantação do edifício, compreendendo uma profundidade, para a execução de 4 pisos subterrâneos, de 17.00m na cota máxima de escavação.

Do lado nascente, esta escavação é efetuada com recurso a uma parede de betão com espessura variável (0,60m a 0,80m) por intermédio da tecnologia das paredes moldadas até à profundidade onde ocorre o afloramento rochoso do CVL. Posteriormente, quando a escavação atingir em profundidade este complexo, é realizado o recalce da parede moldada com recurso a uma parede de betão armado (0,40m de espessura) executada de forma idêntica à parede tipo Berlim definitiva (Figura 42). Nestas zonas, a estabilidade da parede moldada em relação às ações horizontais é garantida com a execução de ancoragens provisórias, com pré-esforço de 600kN e 900kN, nos níveis próximos da superfície em que a parede suporta o complexo aluvionar; nos níveis inferiores, como garantia da estabilidade da parede tipo Berlim definitivo, executaram-se ancoragens pré-esforçadas (600kN) e escoras de canto quando possível. Na zona de escavação em que afloram os basaltos do CVL, enquanto a parede tipo Berlim definitiva não é concretizada executam-se pregagens metálicas por forma a garantir a verticalidade da parede.



Figura 42 - Método de contenção adotado: parede moldada e parede do tipo Berlim definitiva

Do lado poente, a solução adotada devido à espessura do complexo aluvionar é um pouco diferente. Sendo uma zona sensível devido à proximidade de infraestruturas como o caneiro de Alcântara, a linha de caminho-de-ferro e a estação elevatória de águas residuais como apoio à parede moldada, recorreu-se a uma solução do tipo “top-down”, que consiste em construir os trechos de laje definitiva a evoluir em profundidade, de cima para baixo, auxiliada com estruturas metálicas de suporte. Esta metodologia permitiu prescindir da execução de ancoragens naquela zona. Esta solução é de elevado interesse geotécnico, já que representa a primeira aplicação deste tipo de tecnologia em Portugal; no entanto, encontra-se fora do contexto desta dissertação.

#### 5.5. CARATERIZAÇÃO DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA

Como forma de auxiliar a localização e análise da evolução da obra foram definidos, em planta, vários alinhamentos e perfis, ortogonais, que permitem identificar trechos importantes da empreitada de construção, assim como a localização da instrumentação implementada.

Às variações no eixo dos yy (WNW-ESE, *grosso modo*) chamam-se alinhamentos e variam entre o 1 e o 9, enquanto as variações no eixo dos xx (SSW-NNE, *grosso modo*) são designadas de perfis e variam entre o A e o AC. Na Figura 43 é possível observar todos os alinhamentos acima referidos, com realce para os alinhamentos 2 e 9 e, ainda, o alçado sul.

Para o presente texto, importa salientar que o alinhamento 2 coincide com a parede moldada na vertente SSW, o alinhamento 9 coincide com a parede moldada na vertente NNE e que a parede moldada voltada a sul não foi possível fazer coincidir com os eixos xx e yy, assumindo-se como tal a designação de alçado sul, para sua identificação.

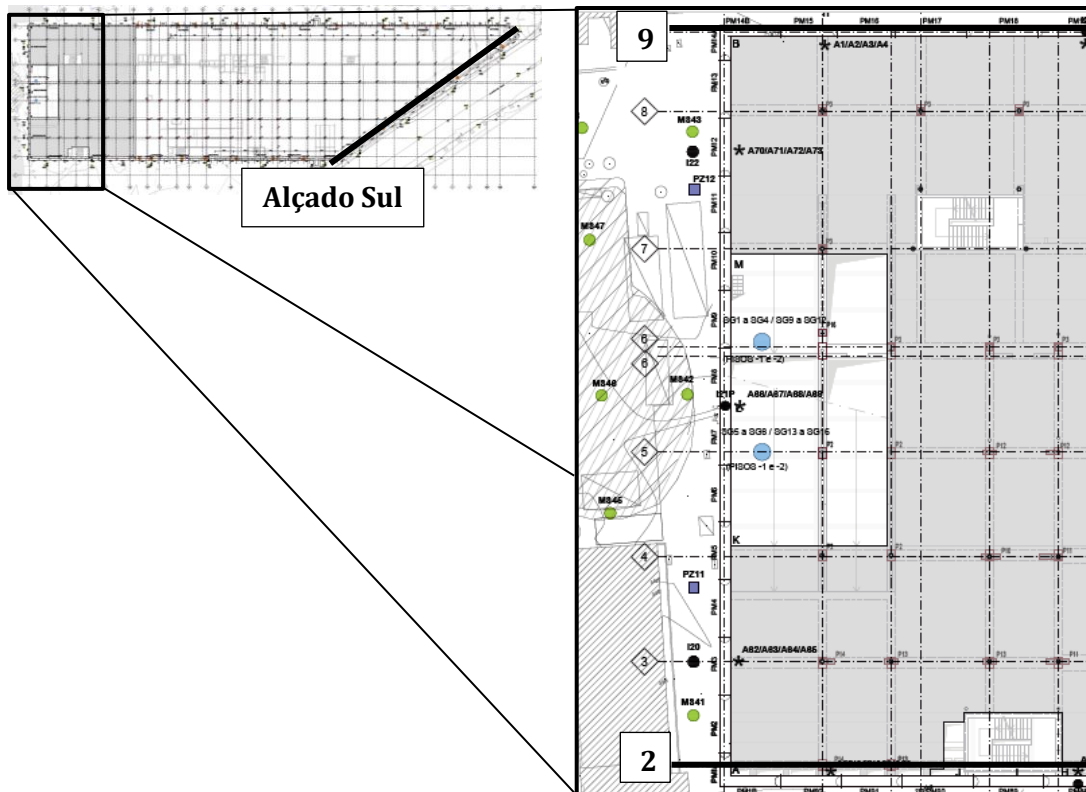


Figura 43 - Esquema para identificação dos principais alinhamentos de projeto (sem escala)

## 5.6. IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO

### 5.6.1. DESCRIÇÃO GERAL

O plano de instrumentação e observação tem como principal objetivo garantir a segurança durante a evolução dos trabalhos de escavação e permite, já que garante a observação contínua da obra, que os parâmetros de projeto sejam adequados à realidade observada promovendo possíveis atualizações ao projeto ao longo da sua execução. Este plano tem um papel fundamental na prevenção e gestão do risco permitindo, caso necessário, a implementação de medidas de prevenção que garantam a continuidade da execução da obra em condições de segurança e economia.

Além da inspeção visual e tendo em conta os parâmetros que foi necessário monitorizar, instalaram-se dispositivos de observação que permitiram controlar as diferentes respostas estruturais e ações, tanto na estrutura de contenção como nas estruturas vizinhas.

A distribuição dos diversos dispositivos e equipamentos instalados encontra-se sintetizada na Tabela 12.

**Tabela 12 - Distribuição da instrumentação geotécnica e geográfica (adaptado de Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a)**

<b>Instrumentação</b>	<b>Localização na obra</b>
Inclinómetro	Estrutura de contenção e no seu tardo, bem como na área afetada pelo caneiro de Alcântara
Piezómetros	Periferia da estrutura de contenção
Extensómetros	Área afetada pelo caneiro de Alcântara
Células de carga	Ancoragens
Clinómetro	Estrutura de contenção (clinómetro fixo) e no interior da estação elevatória (clinómetro portátil)
Alvos topográficos	Estrutura de contenção
Marcas superficiais	Envolvente da obra
Réguas de nivelamento	Estruturas vizinhas

A localização em planta dos diversos tipos de instrumentos ou dispositivos encontra-se no Anexo I.

#### 5.6.2. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Nesta secção apresenta-se a instrumentação geotécnica a instalar na zona envolvente da obra; assim, incluem-se os inclinómetros, os piezómetros, as células de carga e os clinómetros bem como a sua localização e características principais (comprimentos, cargas, etc.).

##### 5.6.2.1. *Inclinómetro*

Para a medição dos deslocamentos horizontais instalaram-se 25 calhas inclinométricas: 5 no interior da estrutura de contenção, que atingem a mesma profundidade da parede moldada; 17 no tardo da contenção com um comprimento que atinge 3,00 m abaixo da cota máxima de escavação; e 3 na área adjacente ao caneiro de Alcântara e da estação elevatória, com profundidade estimada de 25,00m.

Para melhor perceção da informação acima descrita, as Tabela 13 e Tabela 14 resumem os comprimentos e a localização dos inclinómetros afetos apenas à zona de escavação.

**Tabela 13 - Inclinómetros localizados no tardo da estrutura de contenção**

<b>Designação</b>	<b>Localização</b>	<b>Comprimento (m)</b>
I1	Alinhamento 9	27,50
I3	Alinhamento 9	19,50
I5	Alinhamento 9	19,50
I6	Alinhamento 9	19,50

Designação	Localização	Comprimento (m)
I7	Alinhamento 9	20,00
I8	Alinhamento 9	20,00
I9	Alinhamento 9	19,50
I10	Alçado Sul	20,00
I11	Alçado Sul	20,00
I12	Alçado Sul	19,50
I13	Alçado Sul	20,00
I14	Alinhamento 2	20,00
I15	Alinhamento 2	20,00
I17	Alinhamento 2	22,50
I19	Alinhamento 2	31,00
I20	Alinhamento 2	31,00
I22	Alinhamento 2	29,00

Tabela 14 - Inclínómetros localizados na estrutura de contenção

Designação	Localização	Comprimento (m)
I2P	Alinhamento 9 PM	20,00
I4P	Alinhamento 9 PM	17,00
I16P	Alinhamento 2 PM	18,00
I18P	Alinhamento 2 PM	25,50
I21P	Alinhamento A PM	27,50

#### 5.6.2.2. Piezómetros

Para a medição dos níveis freáticos na zona envolvente da obra instalaram-se 6 piezómetros simples, que atingem profundidades que variam entre 16,50m e 17,00m; e 6 piezómetros duplos, em que a câmara mais superficial capta as águas do complexo aluvionar e a câmara mais profunda capta as águas do CVL.

As Tabela 15 e Tabela 16 resumem as localizações dos piezómetros assim como a profundidade que cada instrumento atinge.

Tabela 15 - Localização e comprimento dos piezómetros simples

Designação	Localização	Comprimento (m)	Profundidade da câmara drenante (m)
PZ1	Alinhamento 9	17,50	1,00-16,50
PZ5	Alinhamento 9	17,50	1,00-16,50
PZ9	Alinhamento 2	18,00	1,00-17,00
PZ10	Alinhamento 2	17,50	1,00-16,50
PZ11	Alinhamento A	17,50	1,00-16,50
PZ12	Alinhamento A	17,50	1,00-16,50

Tabela 16 - Localização e comprimento dos piezómetros duplos

Designação	Localização	Comprimento (m)	Profundidades das câmaras drenantes (m)	
PZ2d	Alinhamento 9	17,50	1,00-9,00	10,00-16,50
PZ3d	Alinhamento 9	17,50	1,00-5,50	6,50-16,50
PZ4d	Alinhamento 9	18,00	1,00-4,00	5,00-16,50
PZ6d	Alçado Sul	17,50	1,00-4,00	5,00-16,50
PZ7d	Alçado Sul	17,50	1,00-6,00	7,00-16,50
PZ8d	Alinhamento 2	17,50	1,00-8,50	9,50-16,50

### 5.6.2.3. Células de carga

O acompanhamento das tensões aplicadas nas ancoragens é efetuado com recurso a 20 células de carga, das quais 16 correspondem a um pré-esforço de 600 kN e 4 a um pré-esforço de 900 kN.

Na Tabela 17 identificam-se as localizações e o pré-esforço em cada ancoragem instrumentada.

Tabela 17 - Localização e identificação do tipo de ancoragem a instrumentar

Designação	Ancoragem	Localização	Pré-esforço(kN)
CA1	A1	Alinhamento 9	600
CA2	A11		
CA3	A26		
CA4	A40		
CA5	A51		
CA6	A63	Alçado Sul	900
CA7	A87		
CA8	A104		
CA9	A115		
CA10	A126		
CA11	A256	Alinhamento	600
CA12	A375		
CA13	A145		
CA14	A159		
CA15	A171		
CA16	A197	Alçado Sul	900
CA17	A224		
CA18	A237		
CA19	A456		
CA20	A364		

### 5.6.2.4. Clinómetros

No interior da estrutura de contenção, para medir as variações angulares, instalaram-se 18 clinómetros uniaxiais, fixos, afastados cerca de 30m entre si e intercalando os alvos topográficos e os inclinómetros.



Na Tabela 18 apresenta-se a localização dos clinómetros fixos.

**Tabela 18 - Localização dos clinómetros fixos**

Designação	Localização
TM1	Alinhamento 9/Perfil 1
TM2	
TM3	
TM4	Alinhamento 9/Perfil 2
TM5	
TM6	
TM7	Alinhamento 9/Perfil 3
TM8	
TM9	
TM10	Alçado Sul/Perfil 4
TM11	
TM12	
TM13	Alinhamento 2/Perfil 5
TM14	
TM15	
TM16	Alinhamento 2/Perfil 6
TM17	
TM18	

Os clinómetros portáteis têm as suas bases de leitura instaladas no interior da estação elevatória, junto ao “top-down”, pelo que não são analisados.

### 5.6.3. INSTRUMENTAÇÃO TOPOGRÁFICA

Para medição dos deslocamentos verticais do terreno foram previstos em projeto a instalação na periferia da contenção e zona envolvente de 58 marcas de superfície, 9 marcas profundas, 12 réguas de nivelamento, 73 alvos topográficos e 2 marcas de referência.

As marcas profundas encontram-se alinhadas com o Caneiro de Alcântara, pelo que não são referidas adiante.

As marcas de referência situam-se, uma a Nordeste (lado nascente), junto ao eixo da Avenida 24 de Julho, e a outra localiza-se a Sudoeste (lado poente), junto ao Caneiro de Alcântara, ambas fora da zona de influência da empreitada, por forma a averiguar se os deslocamentos ocorridos na zona envolvente seriam relacionados com o avanço dos trabalhos ou devidos a causas exteriores

Nas Tabela 19, Tabela 20 e Tabela 21 apresentam-se as localizações aproximadas das marcas de superfície e dos alvos topográficos.

**Tabela 19 - Localização das marcas superficiais**

<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
MS1-MS9	Alinhamento 9
MS10-MS19	Avenida 24 de Julho
MS20-MS24	Alçado Sul
MS25-MS30	Eixo da Avenida da Índia
MS31-MS34	Passeio sul da Avenida da Índia
MS35-MS40	Alinhamento 2

**Tabela 20 - Localização dos alvos topográficos**

<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
A1-A29	Alinhamento 9
A30-A41	Alçado Sul
A42-A61	Alinhamento 2
A62-A65	Alinhamento 3
A66-A69	Alinhamento 5-6
A70-A73	Alinhamento 8

**Tabela 21 - Localização das réguas de nivelamento**

<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
R1	Edifício Renault/R. João de Oliveira Miguéns
R2	Não aplicada
R3	Edifício Renault/Av. 24 de Julho
R4	Edifício Bingo/Av. 24 de Julho
R5	Edifício Bingo/Av. 24 de Julho
R6	Edifício Bingo/Rua Vieira da Silva
R7	Edifício devoluto/Travessa Baluarte
R8	Edifício devoluto/Av. 24 de Julho
R9	Edifício devoluto/Av. 24 de Julho
R10	Edifício devoluto/Av. 24 de Julho
R11	Muro/Av. 24 de Julho
R12	Muro/Av. 24 de Julho
R4A	Edifício Bingo/Av. 24 de Julho
R5A	Edifício Bingo/Av. 24 de Julho

#### 5.6.4. FASEAMENTO DE INSTALAÇÃO

A instalação dos equipamentos está dependente da evolução do projeto de escavação, já que em alguns casos a sua localização foi coincidente com a estrutura de contenção. Assim sendo, a instalação dos instrumentos acompanha a seguinte ordem:

1ª fase: Toda a instrumentação exterior à zona de intervenção da contenção periférica e escavação foi colocada, simultaneamente, com o início dos trabalhos,

nomeadamente as régua de nivelamento nos edifícios na vizinhança, marcas superficiais na periferia da zona de implementação do projeto.

2ª fase: Depois do início dos trabalhos referentes à execução da parede moldada e com o seu avanço, instalaram-se os inclinómetros no seu interior, bem como os inclinómetros, os piezómetros e as marcas de superfície no tardo da estrutura de contenção. Estes equipamentos estavam todos instalados antes de se iniciar a escavação, a fim de não perturbar a evolução da execução da parede, já que a mesma poderia danificar os equipamentos.

3ª fase: Com o evoluir da escavação, acompanhada pela execução das ancoragens, montaram-se, em conformidade com o plano, os alvos topográficos, os clinómetros e as células de carga presentes nas cabeças das ancoragens.

#### 5.6.5. FREQUÊNCIA DE LEITURA

Durante a fase de escavação e até estar concluída a laje do piso 0, a frequência das leituras foi semanal. Após este período, a frequência passou a ser mensal, com um mínimo de três leituras de modo a averiguar a estabilidade da zona de intervenção.

No entanto, esta frequência podia sofrer alterações, considerando a análise dos resultados obtidos e aos critérios de alerta e alarme definidos como se pode verificar na secção 6.3.

#### 5.6.6. CRITÉRIOS DE ALERTA E ALARME

A análise dos valores registados durante as campanhas de recolha de leituras é sempre comparativa em relação aos valores obtidos anteriormente; só assim foi possível avaliar a sua evolução.

Por forma a otimizar o plano de monitorização e a informação que deste advém, foram implementados dois níveis de alerta que correspondem ao aviso amarelo e ao aviso vermelho que permitem controlar a execução da obra em condições de segurança. Como tal, definiram-se, de acordo com o projeto, os critérios que definem as ações a tomar consoante os valores das leituras dos instrumentos e a sua taxa de evolução. A Tabela 22 reúne os valores estipulados para se atingirem os níveis de alerta.

Tabela 22 - Critérios dos níveis de alerta (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016a)

	Zona Central (-2m a -8m)		Zona restante		Geral		Notas
	AA	AV	AA	AV	AA	AV	
Movimentos horizontais da estrutura de contenção (mm)	*30	50	20	40			*nas paredes do al. A e nas paredes dos alinhamentos 2 e 9 de A a H
Movimentos horizontais no tardo (mm)					10	20	
Movimentos verticais internos					10	20	
Tensão instalada nas ancoragens (% tração aplicada)					10	20	Em relação ao valor estimado no projeto em cada fase
Deslocamentos rotacionais da contenção ( $10^{-3}$ )	*3,75	*6,25	2,5	5,0			
Deslocamentos verticais da envolvente ao nível do solo e da estrutura à superfície (mm)					10	20	

O alerta amarelo (AA) requer a avaliação do projetista e empreiteiro em 24h e eventual aumento da frequência de leituras.

O alerta vermelho (AV) acarreta a interrupção das atividades relacionadas com as grandezas que originaram o alerta, a imediata informação da fiscalização e projetista e a avaliação do projetista e empreiteiro num período máximo de 24 h.

#### 5.6.7. MÉTODO DE APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Depois de cada campanha de recolha de leituras, é redigido um relatório que inclui a apresentação dos resultados por meio de gráficos e tabelas onde se comparam os valores obtidos nas campanhas anteriores e ainda uma análise de resultados, caso se atingissem os níveis de alerta.

## 6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DA INFORMAÇÃO RELATIVA À OBSERVAÇÃO

Por forma a realizar uma análise cuidada dos instrumentos instalados em obra, foram analisados os relatórios de periodicidade semanal, num total de 46, elaborados pela empresa *Teixeira Duarte Construções e Engenharia, S.A.*, em que o primeiro data de 30 de dezembro de 2016 e o último de 8 de novembro de 2017.

Neste capítulo faz-se uma análise genérica dos resultados por cada tipo de instrumento e, posteriormente, apresentam-se os resultados por alçado, relacionando todos os instrumentos que apresentaram valores acima dos critérios de alerta nessas localizações e tecem-se as devidas considerações.

### 6.1. INSTRUMENTAÇÃO TOPOGRÁFICA

#### 6.1.1. MARCAS SUPERFICIAIS

Foram instaladas até ao relatório nº 46 (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2016b), um total de 56 marcas superficiais. No projeto estavam previstas a instalação de mais duas; no entanto, foram suprimidas as marcas que se encontravam sobre o eixo da Avenida da Índia (MS25 e MS30), que foram substituídas pelas três marcas que se encontravam, na mesma avenida, nos passeios sul (MS25A, MS30A) e norte (MS30B). As marcas superficiais foram sendo instaladas de acordo com a evolução do projeto e mediante a disponibilidade na envolvente da zona de escavação.

A Tabela 23 designa a data de instalação de cada marca superficial, assim como a variação máxima pontual que cada uma sofreu ao longo do período de progresso da escavação.

**Tabela 23 - Data de instalação das marcas superficiais e deslocamento máximo registado**

	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)		Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)
MS1	10/03/2017	-8	MS32	20/01/2017	-6
MS2	29/04/2017	-14	MS33	20/01/2017	-6
MS3	10/03/2017	-14	MS34	20/01/2017	-8
MS4	10/03/2017	-18	MS35	17/02/2017	-24
MS5	10/03/2017	-9	MS36	17/02/2017	-31
MS6	23/12/2016	-12	MS37	13/04/2017	-38
MS7	23/12/2016	2	MS38	05/05/2016	-32
MS8	04/12/2016	-11	MS39	12/05/2016	-19
MS9	23/12/2016	1	MS40	23/12/2016	-9
MS10	20/01/2017	-4	MS41	23/12/2016	-31
MS11	20/01/2017	-6	MS42	23/12/2016	-13
MS12	20/01/2017	-9	MS43	10/03/2017	-9

	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	
MS13	13/01/2016	6	MS43A	23/12/2016	-11
MS14	13/01/2016	-4	MS44	20/01/2017	-13
MS15	13/01/2016	-8	MS45	23/12/2016	-11
MS16	13/01/2016	-6	MS46	23/12/2016	-10
MS17	13/01/2016	-5	MS47	23/12/2016	-9
MS18	13/01/2016	-7	MS48	23/12/2016	-9
MS19	13/01/2016	-6	MS49	23/12/2016	-8
MS20	10/02/2017	4	MS50	27/01/2017	-7
MS21	20/01/2017	-15	MS51	27/01/2017	-6
MS22	20/01/2017	-21	MS52	27/01/2017	-6
MS23	20/01/2017	-22	MS53	27/01/2017	-8
MS24	20/01/2017	-36	MS54	27/01/2017	-8
MS25A	27/01/2017	-7	MS55	27/01/2017	-8
MS30A	20/01/2017	-8	MS56	27/01/2017	-6
MS30B	27/01/2017	-9	MS57	27/01/2017	-5
MS31	27/01/2017	-9	MS58	27/01/2017	3

Como se pode observar na Tabela 23, as marcas que atingiram deslocamentos que ultrapassaram os níveis de alerta, amarelo e vermelho, foram as seguintes MS: 2, 3, 4, 6, 8, 21, 22, 23, 24, 35, 36, 37, 38, 39, 41, 43A, 44, 45 e 46; estas representam cerca de 36% do número total de marcas superficiais. No anexo II é possível observar em detalhe a evolução das leituras destas marcas.

Alguns destes deslocamentos devem-se à proximidade daquelas marcas à frente de escavação e, por esse motivo, as leituras sofreram alterações ou foram, inclusivamente, destruídas. Foi o que sucedeu com as marcas MS6, 7, 8 e 9, no alinhamento 9, sendo que as marcas MS7 e 9 não atingiram níveis de alerta, mas ficaram destruídas durante o decorrer dos trabalhos de saneamento do muro-guia e instalação da viga de coroamento da parede moldada; situação idêntica ocorreu com as marcas MS40 e 41, localizadas no encontro entre o alinhamento 2 e o perfil A.

A análise dos restantes deslocamentos das marcas superficiais que entraram em níveis de AA e AV são discutidos posteriormente, nas secções 6.3, 6.4 e 6.5 deste capítulo.

#### 6.1.2. RÉGUAS DE NIVELAMENTO

As réguas de nivelamento foram instaladas na zona envolvente à obra, nas fachadas ao nível térreo dos edifícios da Avenida 24 de Julho, coincidindo a sua instalação com o início dos trabalhos de construção. Colocaram-se um total de 11 réguas de nivelamento; não tendo a

régua R2, contemplada em projeto, sido aplicada. A Tabela 24 condensa a informação revelante sobre a evolução destes dispositivos.

**Tabela 24 - Data de instalação das régua de nivelamento, deslocamentos máximos registados e respetivas datas**

	Data de instalação	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	Observações	Data das observações
R1	23/12/2016	3	-	-
R3	23/12/2016	0	Arrancada e substituída pelo AR3	27/jan
R4	23/12/2016	0	Arrancada e substituída pela R4A	13/jan
R5	23/12/2016	0	Arrancada e substituída pela R5A	13/jan
R6	23/12/2016	3	-	
R7	23/12/2016	-1	Vandalizada	30/jun
R8	23/12/2016	2	Arrancada e substituída pelo AR8	13/abr
R9	23/12/2016	3	Arrancada	19/mai
R10	23/12/2016	-1	Arrancada e substituída pelo AR10	6/mar
R11	23/12/2016	-1	Arrancada e substituída pelo AR11	13/abr
R12	23/12/2016	3	Arrancada	22/set
R4A	13/01/2017	0	Arrancada e substituída pelo AR4	27/jan
R5A	13/01/2017	2	Arrancada e substituída pelo AR5	29/abr

Como se pode observar da análise desta tabela, apenas duas das 11 régua de nivelamento instaladas subsistiram até ao final do último relatório de monitorização recebido (8 de novembro). Durante o período em que se encontraram disponíveis para realizar leituras, nenhuma apresentou valores consideráveis de deslocamentos, não entrando, assim, em nenhum nível de alerta. É necessário, no entanto, verificar aquelas que foram substituídas por alvos topográficos por forma a confirmar a continuidade destas leituras e acompanhar a evolução das leituras dos edifícios adjacentes.

### 6.1.3. ALVOS TOPOGRÁFICOS

Os alvos topográficos previamente definidos em projeto tinham, como principal objetivo, o acompanhamento da evolução dos deslocamentos planimétricos e altimétricos associados à estrutura de contenção, estando previsto em projeto a colocação de 73 alvos no tardo da parede moldada. No entanto, com a evolução da obra e com novos desenvolvimentos, nomeadamente os associados ao desaparecimento das régua de nivelamento para acompanhamento dos edifícios na zona envolvente, bem como o reforço de medidas de controlo associados aos movimentos desenvolvidos no alçado Sul, junto à Avenida da Índia, o número de alvos topográficos instalados foi reforçado, sendo que os alvos AR3, 4, 5, 8, 10 e 11 se encontram em edifícios da zona envolvente e os alvos com numeração AT100 a 109, estão associados ao conjunto de medidas de reforço, tendo sido colocados na viga de coroamento da parede moldada do alçado Sul.

A Tabela 25 reúne informação sobre a data de instalação de cada um dos dispositivos, assim como o seu deslocamento máximo em planimetria (eixos xx-yy) e altimetria (eixo zz), tendo em conta que os deslocamentos negativos em planimetria, a existirem, indicariam o sentido do interior da escavação.

Tabela 25 - Data de instalação dos alvos topográficos e deslocamentos máximos registados

	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}(\text{mm})$	
		Planimetria	Altimetria
AR3	03/02/2017	7	7
AR4	27/01/2017	8	8
AR5	16/05/2017	10	12
AR8	16/05/2017	10	-7
AR10	10/03/2017	17	9
AR11	16/05/2017	6	-6
AT1	04/08/2017	11	-5
AT2	25/08/2017	14	-4
AT3	29/09/2017	7	-2
AT4	02/11/2017		
AT5	04/08/2017	10	-5
AT6	25/08/2017	10	-5
AT7	29/09/2017	2	-3
AT8	02/11/2017		
AT9	11/08/2017	10	-7
AT10	11/08/2017	11	-6
AT11	11/08/2017	10	-7
AT12	21/03/2017	28	6
AT13	29/04/2017	22	9
AT14	05/06/2017	12	-9
AT15	21/03/2017	16	-9
AT16	29/04/2017	17	-7
AT17	12/06/2017	13	-9
AT18	28/03/2017	14	-10
AT19	13/04/2017	11	6
AT20	12/06/2017	12	-11
AT21	21/03/2017	10	-8
AT22	29/04/2017	15	10
AT23	12/06/2017	11	-10
AT24	10/03/2017	16	-7
AT25	12/06/2017	9	-12
AT26	07/07/2017	18	-4



	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}(\text{mm})$	
		Planimetria	Altimetria
AT27	10/03/2017	13	-11
AT28	07/07/2017	17	-5
AT29	04/08/2017	20	-8
AT30	10/03/2017	15	-7
AT31	07/07/2017	9	5
AT32	14/07/2017	17	6
AT33	10/03/2017	22	-15
AT34	12/06/2017	15	-11
AT35	07/07/2017	12	12
AT36	10/03/2017	21	-10
AT37	26/05/2017	11	-11
AT38	07/07/2017	4	-1
AT39	10/03/2017	18	-22
AT40	12/05/2017	16	-12
AT41	05/06/2017	10	-10
AT42	21/03/2017	11	-4
AT43	29/04/2017	29	-27
AT44	07/07/2017	16	13
AT45	21/03/2017	15	-19
AT46	12/05/2017	24	-15
AT48	27/10/2017		
AT49	27/10/2017		
AT50	27/10/2017	3	0
AT51	27/10/2017	2	1
AT52	25/08/2017	11	-4
AT53	27/10/2017		
AT54	04/08/2017	8	-5
AT55	25/08/2017	8	-4
AT56	29/09/2017	4	-3
AT57	02/11/2017		
AT58	04/08/2017	9	-5
AT59	25/08/2017	10	-4
AT60	29/09/2017	6	-2
AT61	02/11/2017		
AT62	04/08/2017	18	-6
AT63	25/08/2017	10	-5
AT64	29/09/2017	6	-2
AT65	02/11/2017		

Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}(\text{mm})$		
	Planimetria	Altimetria	
AT66	25/08/2017	11	4
AT67	25/08/2017	9	-5
AT68	29/09/2017	8	2
AT69	02/11/2017		
AT70	04/08/2017	9	-5
AT71	25/08/2017	12	-6
AT72	29/09/2017	5	-3
AT73	02/11/2017		
AT100	21/07/2017	13	-4
AT101	21/07/2017	12	-3
AT102	21/07/2017	12	-2
AT103	21/07/2017	12	-3
AT104	21/07/2017	11	-3
AT105	21/07/2017	10	-4
AT106	21/07/2017	12	-5
AT107	21/07/2017	12	-7
AT108	21/07/2017	12	-14
AT109	21/07/2017	18	-20

Observa-se na Tabela 25 que todos os deslocamentos planimétricos dos alvos topográficos ocorridos até à ao último registo recebido são no sentido do exterior da zona de escavação - esta situação decorre dos esforços exercidos pelas ancoragens pré-esforçadas, já que estas exercem então forças sobre a parede por forma a compensar o impulso exercido nela pelos solos.

Os alertas relacionados com o deslocamento altimétrico são produzidos por dois processos diferentes:

- i. Os deslocamentos positivos estão associados à fase construtiva relativa ao pré-esforço das ancoragens da parede moldada, já que durante a fase de tensionamento das ancoragens pode induzir um deslocamento positivo no tardoz da parede moldada.
- ii. Os deslocamentos negativos identificados com avisos amarelos ou vermelhos estão localizados em alinhamentos onde se verificam que existem outros instrumentos que também se encontram com valores acima dos definidos em AA, pelo que a sua análise é realizada ainda nas secções 6.3, 6.4 e 6.5, onde se analisa cada alinhamento individualmente.

#### 6.1.4. MARCAS DE REFERÊNCIA (*BENCH MARK*)

A informação relativa às marcas de referência, situadas fora da zona de influência da obra conforme estava definido em projeto, apresenta-se na Tabela 26.

**Tabela 26 - Data de instalação e deslocamento máximo das marcas de referência**

	Data de instalação	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)
BM1	03/02/2017	-5
BM2	27/01/2017	-6

Tendo em conta os valores registados naquela tabela, conclui-se que ocorreu um deslocamento dos terrenos onde se encontram as marcas de referência, e como supostamente estas estavam fora da zona de influência da obra, tal significa que podem existir causas externas, tais como o tráfego intenso, um período anormal de pluviosidade, ou até a ocorrência de uma fuga na conduta municipal, a provocar parte dos deslocamentos registados por essas marcas superficiais,

## 6.2. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

### 6.2.1. PIEZÓMETROS

Todos os piezómetros foram instalados tal como preconizado em projeto, A sua instalação foi faseada, tendo em conta a disponibilidade das localizações, já que se situavam próximas da zona de escavação, As Tabela 27 e Tabela 28 reúnem a informação sobre a data de instalação, os valores iniciais do nível freático e a variação máxima que este sofreu,

**Tabela 27 - Piezómetros simples: datas de instalação, observações e variação máxima de cota da água**

	Data de instalação	Observações	Cota inicial (m)	Cota máx (m)	$\Delta_{\text{máx cota}}$ (m)
PZ1	01/04/17	---	0,15	1,1	0,95
PZ5	16/02/17	---	1,01	-1,37	-2,38
PZ9	01/04/17	---	0,77	-0,46	-1,23
PZ10	13/04/17	---	0,13	1,01	0,88
PZ11	18/03/17	---	-0,01	0,99	1,00
PZ12	02/03/17	---	0,66	-0,48	-1,14

Tabela 28 - Piezómetros duplos: datas de instalação, observações e variação máxima de cota da água

	Data de instalação	Observações	Câmara A			Câmara B		
			Cota inicial (m)	Cota máx (m)	$\Delta_{\text{máx}}$ cota (m)	Cota inicial (m)	Cota máx (m)	$\Delta_{\text{máx}}$ cota (m)
PZ2d	10/03/17	---	0,38	1,41	1,03	0,36	-6,62	-6,98
PZ3d	10/03/17	---	0,30	-0,95	-1,25	0,33	-3,88	-4,21
PZ4d	08/02/17	Seco	1,15	-2,25	-3,40	1,15	-11,99	-13,14
PZ6d	03/02/17	---	1,01	-0,77	-1,78	1,05	-7,79	-8,84
PZ7d	27/01/17	Inoperacional	0,85	1,21	0,36	0,85	1,23	0,38
PZ8d	16/02/17	Câmara A seca	1,04	Seca	-	1,04	-0,53	-1,57

Como se pode observar nas tabelas acima, a variação do nível freático foi, em alguns casos, significativa. No caso dos piezómetros simples, o que sofreu uma maior variação foi o PZ5, onde o nível freático baixou cerca de 2,40m. Esta variação pode decorrer de várias situações, nomeadamente da impermeabilização dos terrenos envolventes devido à execução das ancoragens ou pode refletir a variação que o nível freático sofre com a maré dada a proximidade ao rio Tejo.

Nos piezómetros duplos, as maiores variações ocorreram nos PZ4d e PZ8d. Estas variações podem dever-se a algumas situações. Nomeadamente no caso do PZ8d, a sua interseção pela construção da ancoragem 339, a 15 de maio, que levou a câmara A a ficar seca. No caso do PZ7d, ele ficou inoperacional pelo mesmo motivo, devido à ancoragem 82, a partir de 13 de março.

#### 6.2.2. INCLINÓMETROS

A instalação dos inclinómetros decorreu conforme o projeto. Os primeiros a serem montados foram os que se encontravam junto à parede moldada e só numa fase posterior se colocaram os que se localizam no interior da mesma - Tabela 29.

Tabela 29 - Data de instalação e observações relativas aos inclinómetros

	Data de instalação	Observações
I1	01/03/2017	---
I2P	18/05/2017	---
I3	10/03/2017	---
I4P	19/04/2017	---
I5	10/03/2017	---
I6	08/02/2017	---
I7	01/02/2017	---

	<b>Data de instalação</b>	<b>Observações</b>
I8	01/02/2017	---
I9	01/02/2017	Danificado
I10	01/02/2017	---
I11	01/02/2017	---
I12	08/07/2017	Intersectado aos 13.50m
I13	03/02/2017	Inoperacional
I14	10/02/2017	Inoperacional
I15	17/02/2017	---
I16P	20/04/2017	Sem acesso
I17	01/03/2017	---
I18P	11/05/2017	---
I19	15/03/2017	---
I20	15/03/2017	---
I21P	18/05/2017	---
I22	01/03/2017	---
I23	13/04/2017	---
I24	13/04/2017	---
I25	13/04/2017	---

O desempenho dos inclinómetros não é passível de sintetizar na tabela acima, integrando o Anexo III os gráficos que resumem a evolução das deformações horizontais sofridas. É importante referir que alguns deles foram danificados:

- i. ou pela execução de sondagens, tornando impossível a recolha de leituras (poderia significar a perda ou estrago da sonda inclinométrica) como é o caso do I12, passando a ser lido apenas até aos 13m de profundidade;
- ii. ou pelas operações no local de obra, como é o caso do I7, que esteve temporariamente inoperacional, devido aos trabalhos de escavação e execução de micro-estacas para a construção do maciço de fundação da grua.

O I8 apresentou um comportamento anómalo durante os trabalhos de remoção do muro-guia da parede e posterior construção da viga de coroamento. O topo da calha inclinométrica I6 revelou também uma deformação anómala devido à compactação desta viga.

### 6.2.3. CLINÓMETRO FIXO

Os clinómetros fixos foram instalados segundo o que estava previsto em projeto. Estes instrumentos, localizados no tardo da parede de contenção, foram colocados à medida que a escavação avançava em profundidade. Na Tabela 30 pode-se observar os dados gerais

relativos aos clinómetros fixos; a descrição detalhada da evolução dos clinómetros que entraram em alerta amarelo está presente no anexo IV.

Tabela 30 - Data de instalação e observações relativas aos clinómetros fixos

	Data de instalação	Observações
TM1	24/03/2017	Alerta amarelo
TM2	27/04/2017	Alerta amarelo
TM3	16/06/2017	---
TM4	24/03/2017	---
TM5	31/03/2017	Alerta amarelo
TM6	16/06/2017	---
TM7	24/03/2017	---
TM8	16/06/2017	---
TM9	25/08/2017	Nova zeragem
TM10	19/05/2017	---
TM11	24/06/2017	---
TM12	18/08/2017	---
TM13	27/10/2017	Nova zeragem
TM14	27/10/2017	Nova zeragem
TM15	27/10/2017	Nova zeragem
TM16	20/10/2017	---
TM17	20/10/2017	---
TM18	20/10/2017	---

Dos 18 instrumentos instalados, apenas em 3 se obtiveram leituras com variações que atingiram os valores de alerta. No entanto, pode-se observar que os TM9, 13, 14 e 15 necessitaram de nova zeragem. No caso do TM9, devido ao cabo ter sido danificado durante os trabalhos de escavação, junto à rampa de acesso; nos TM13, 14 e 15 foram descargas de brita sobre estes equipamentos que os danificaram e alteraram os valores de registados.

#### 6.2.4. CLINÓMETRO PORTÁTIL E EXTENSÓMETROS

Tendo em conta que estes dispositivos foram colocados como medida adicional para a garantia de segurança da zona do caneiro de Alcântara, a sua análise não é relevante no contexto desta dissertação.

#### 6.2.5. CÉLULAS DE CARGA

O decorrer da instalação das células de carga processou-se conforme o definido em projeto. A localização destes instrumentos depende da instalação das ancoragens, e tendo em conta que estas foram instaladas à medida que a escavação avançava em profundidade, a

instalação das células de carga também as acompanhou. A Tabela 31 esclarece a data de instalação das mesmas, assim como o número da ancoragem que monitorizam e observações relativas às leituras efetuadas. A descrição detalhada da evolução das células de carga que entraram em alerta amarelo e vermelho está presente no anexo V.

**Tabela 31 – Síntese dos dados relativos às células de carga instaladas e respetivas observações**

	<b>Ancoragem</b>	<b>Data de instalação</b>	<b>Observações</b>
CA1	A1	08/05/2017	---
CA2	A11	28/03/2017	Alerta amarelo
CA3	A27	23/03/2017	---
CA4	A39	16/03/2017	Alerta Amarelo – Inoperacional (cabo danificado)
CA5	A51	09/03/2017	Inoperacional (cabo danificado)
CA6	A63	06/03/2017	---
CA7	A87	13/03/2017	Alerta vermelho
CA8	A104	24/03/2017	Alerta amarelo
CA9	A115	18/05/2017	---
CA10	A126	28/03/2017	Alerta amarelo
CA11	A256	07/07/2017	---
CA13	A145	05/04/2017	---
CA12	A375	25/08/2017	---
CA14	A159	03/04/2017	Inoperacional (cabo danificado)
CA15	A296	09/06/2017	---
CA16	A197	16/05/2017	---
CA17	A439	18/08/2017	Recuperada (cabo reparado)
CA18	A237	03/05/2017	Recuperada (cabo reparado)
CA19	A456	18/10/2017	---
CA20	A364	01/09/2017	Alerta amarelo

Segundo a observação da tabela acima, conclui-se que o acompanhamento das leituras das células de carga nem sempre foi facilitado. Devido à proximidade com a frente de trabalho, os cabos que possibilitavam a recolha de leituras das células de carga foram muitas vezes danificados, como aconteceu nas células CA4, 5, 14, 17 e 18. Verifica-se ainda que as células CA2, 4, 8, 10 e 20 registaram valores dentro do intervalo definido como alerta amarelo e a CA7 dentro dos valores de alerta vermelho.

### 6.3. ALÇADO SUL

A zona em análise, alçado sul (Figura 44), fica localizada no encontro da escavação com a Avenida da Índia. Os instrumentos que apresentaram valores anómalos nesta localização são: as marcas superficiais (MS21-MS24), os alvos topográficos (AT33, 36 e 39), os inclinómetros (I12-I13) e as células de carga (CA7).

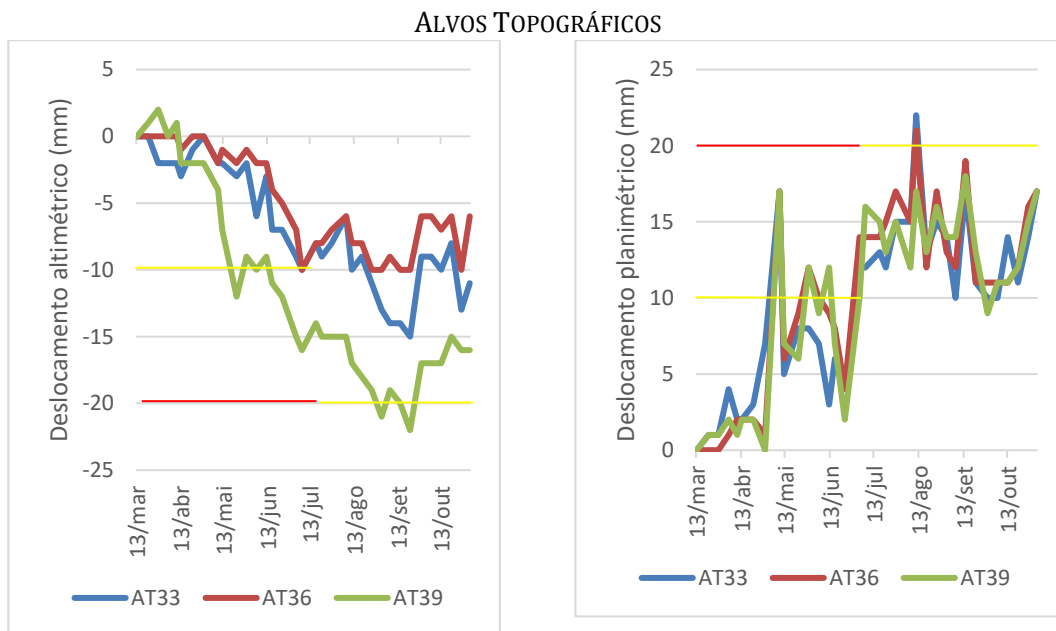
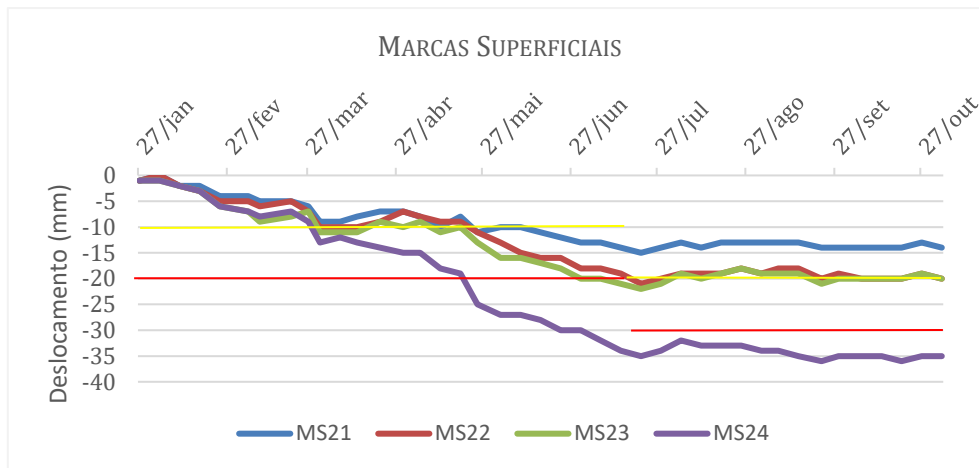


Figura 44 – Esquema de localização (sem escala) dos instrumentos analisados no alçado sul

Os primeiros instrumentos a entrar em alerta amarelo foram as marcas superficiais, a 31 de março. Inicialmente como causa destes movimentos considerou-se pertinente o facto de estas marcas se encontrarem próximo da Avenida da Índia, cujo tráfego é intenso, juntamente com episódios de chuva forte então experimentados. No entanto, cerca de dois meses depois os deslocamentos acentuaram-se, atingindo a MS24 o nível de alerta vermelho. Os alvos topográficos que revelaram maiores deslocamentos (em altimetria) foram os AT33, 36 e 39, correspondendo aos que se encontram no primeiro nível (mais próximo da superfície) indicando que os movimentos, são provavelmente consequência de perturbações à superfície em detrimento de deformações profundas. Na Figura 45 apresenta-se uma representação gráfica dos resultados dos deslocamentos das marcas superficiais e dos alvos topográficos.

Tendo em conta as características geotécnicas dos solos, os níveis de alerta foram considerados otimistas, já que os ensaios levados a cabo no início do projeto revelaram um solo competente. Assim e no início do mês de julho, realizou-se uma revisão dos limites de AA e AV, especificamente para aquela zona, de modo a enquadrar a nova realidade observada nas campanhas de recolha de leituras.





**Figura 45 – Representação gráfica dos deslocamentos das marcas superficiais e dos alvos topográficos do Alçado Sul**

As calhas inclinométricas relacionadas com esta zona encontram-se inoperacionais já que foram intersectadas aquando da execução do primeiro nível de ancoragens. Na zona em análise e no caso das células de carga, a única a entrar em alerta amarelo foi a CA7, com perdas de carga na ordem dos 20% até à última leitura recebida. Como se pode observar no gráfico da Figura 46, a ancoragem 87 começou a sofrer uma perda de carga significativa logo no começo do mês de abril, tendo estabilizado a partir de meados de junho. Ainda assim, esta célula apresenta pequenos incrementos de perda de tensão, tendo-se aproximado do limite de alerta vermelho ainda no final desse mesmo mês. No entanto, preconizou-se que a perda de carga associada à CA7 se deve a uma folga durante a instalação das cunhas.

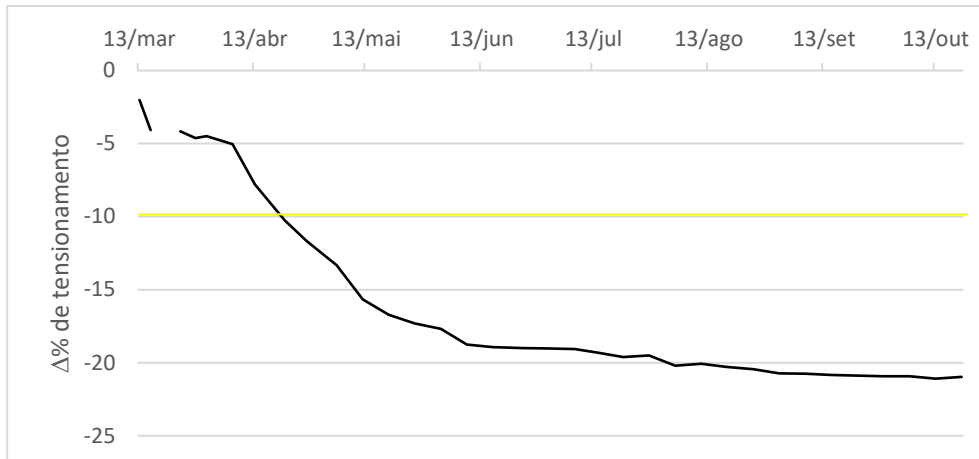


Figura 46 - CA7: representação gráfica da variação do pré-esforço

Tendo em conta que tanto a célula de carga como a marca superficial MS24 apresentavam valores acima do alerta vermelho, foram recomendadas um conjunto de medidas de maneira a garantir a segurança e a não interrupção dos trabalhos de escavação daquela zona:

- Aumento do número de alvos topográficos ao nível da viga de coroamento;
- Execução de sapata dos painéis de recalce adjacentes, já próximos da cota máxima;
- Realização, com a celeridade possível, do pré-esforço das ancoragens já furadas.

Aconselhou-se a redução do tamanho dos painéis de recalce (limite de 6m na frente de escavação), caso se verificasse uma evolução acentuada dos valores das leituras, de maneira a tornar o processo mais rápido e, assim, diminuir o intervalo de tempo disponível para eventuais descompressões dos terrenos. Efetuou-se um incremento da frequência das leituras das marcas superficiais e dos alvos topográficos na zona até se verificar uma tendência de estabilização, atingida no final do mês de julho.

Finalmente, colocaram-se ainda os alvos topográficos AT100 a 109 na viga de coroamento junto à Avenida 24 de julho. A localização destes alvos inclui a Figura 47 e as respetivas leituras a Figura 48.

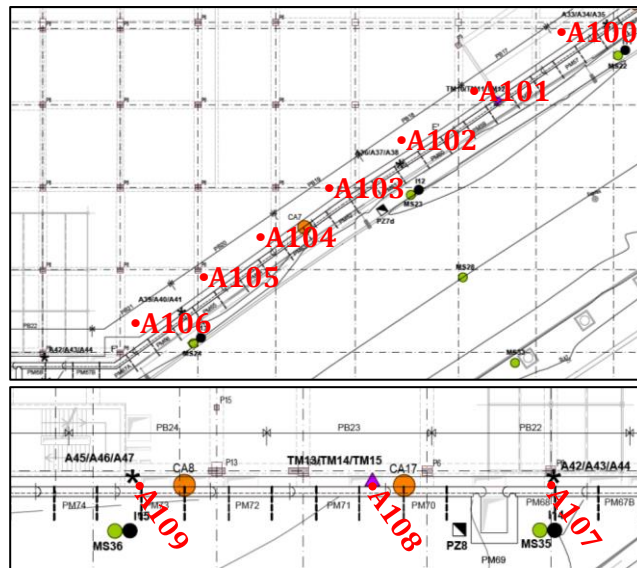


Figura 47 - Desenho com a localização (sem escala) dos novos alvos topográficos

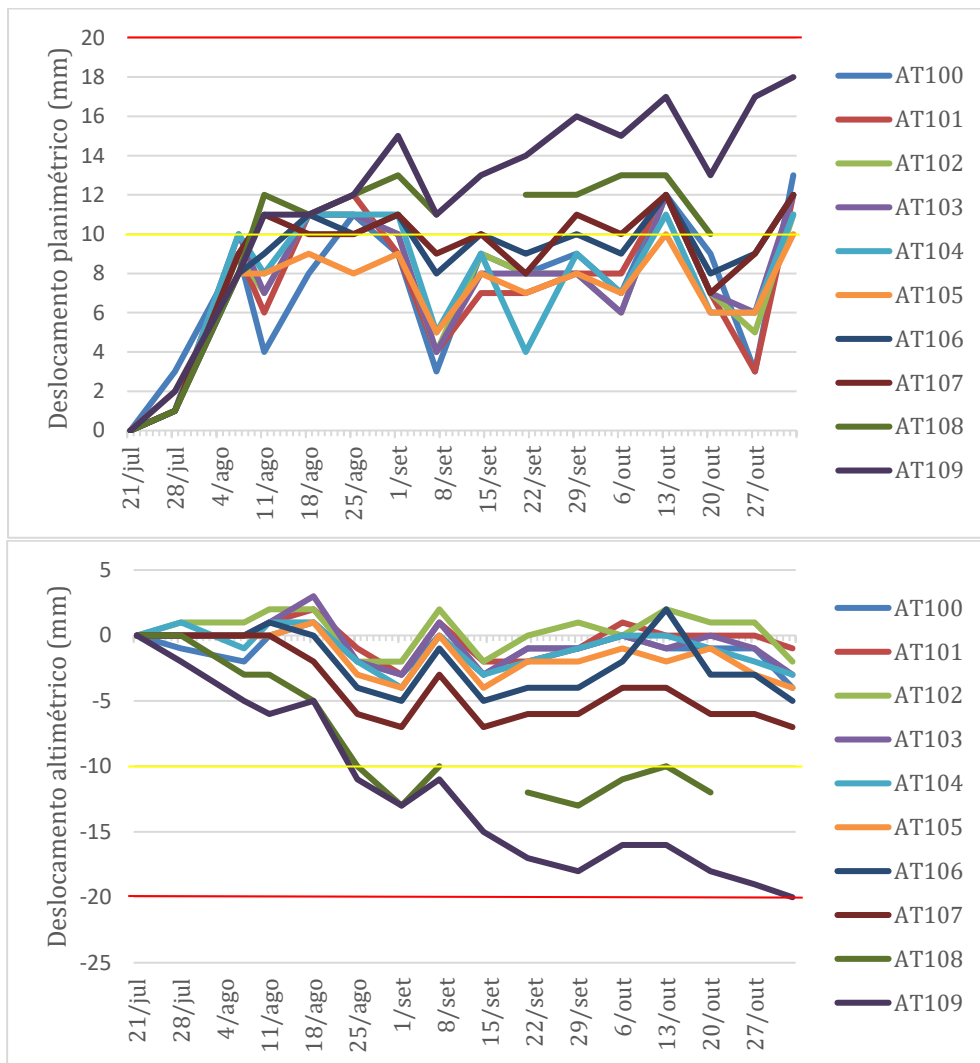


Figura 48 - Representação gráfica das leituras dos alvos topográficos AT100 a 109

Como se pode observar na Figura 48, apenas os alvos AT108 e 109 apresentaram valores próximos do limite de alerta. Assim, pode-se concluir que este reforço de medidas permitiu estabilizar os movimentos, não colocando em causa a segurança e o funcionamento da obra. Os deslocamentos dos alvos AT108 e 109 podem estar relacionados com os movimentos associados à maquinaria pesada que circulava nas imediações, devido aos últimos estágios da escavação.

#### 6.4. ALINHAMENTO 9

Ao longo deste alinhamento foram vários os instrumentos que revelaram movimentos acima dos limites de alerta. Os mais reveladores incluem as células de carga CA2 e 4; os clinómetros fixos TM1, 2 e 5; os inclinómetros I6, 8 e 9; os alvos topográficos AT12 e 13 e as marcas superficiais 2, 3, 4, 6, 7, 8 e 9. A Figura 49 apresenta um esquema da localização destes dispositivos em planta.

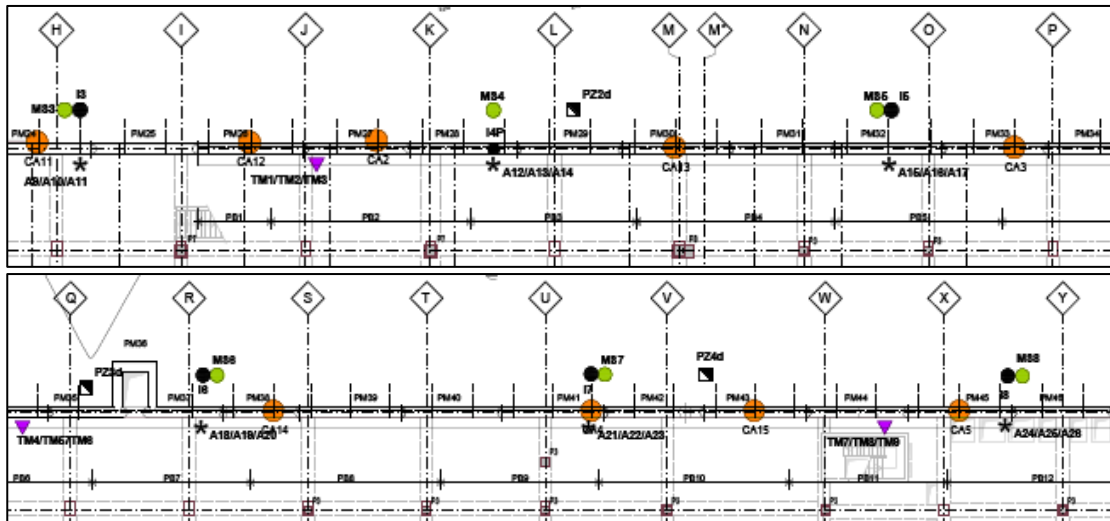


Figura 49 - Localização esquemática em planta (sem escala) dos instrumentos no Alinhamento 9

As células de carga CA2 e 4, localizadas respetivamente nas ancoragens 11 e 39, revelaram um comportamento irregular semelhante, no que diz respeito à variação da perda de carga imediatamente (2-3 semanas) após a sua instalação, que atingiu o limite inferior, no caso da CA4, na 3ª leitura, e no caso da CA2, na 18ª leitura. No entanto esta leitura, como se pode observar no gráfico da Figura 50, contraria a tendência de estabilização das leituras desta célula. Esta situação pode significar um erro de leitura pontual ou uma ação externa mais acentuada que a tenha despoletado.

Tal como a CA7 da secção anterior, as perdas de carga das células CA2 e CA4 podem ser explicadas por um defeito na instalação das ancoragens.

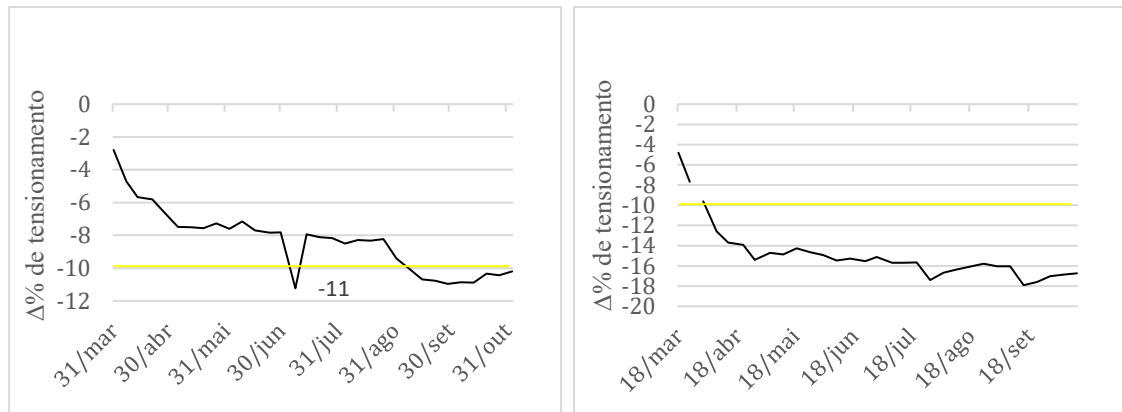


Figura 50 - Representação gráfica das leituras das células de carga CA2 e CA4 no Alinhamento 9

A célula de carga CA2 sofreu, após a sua instalação, uma diminuição da sua tensão em cerca de 8%, devido ao ajuste da ancoragem ao terreno. Entre abril e agosto, ocorreu uma estabilização da tensão, sendo que uma das medições em meados de junho registou um valor dentro do limite de alerta amarelo. Considerou-se, para efeitos de análise, esta medição como errática tendo em vista que a leitura seguinte coincidia com a tendência das leituras anteriores. No final do mês de agosto dá-se uma perda significativa de carga, entrando esta célula em alerta amarelo.

Na célula de carga CA4, a perda inicial foi mais significativa, atingindo-se o nível de alerta amarelo 3 semanas após a instalação, estabilizando em meados de abril.

Nesta zona da obra também ocorreram movimentos rotacionais, que foram medidos através de clinómetros fixos instalados no tardo da parede moldada. Destes, os que entraram em nível de alerta amarelo foram os TM1, 2 e 5. A Figura 51 pretende demonstrar a variação que as leituras destes instrumentos registaram.

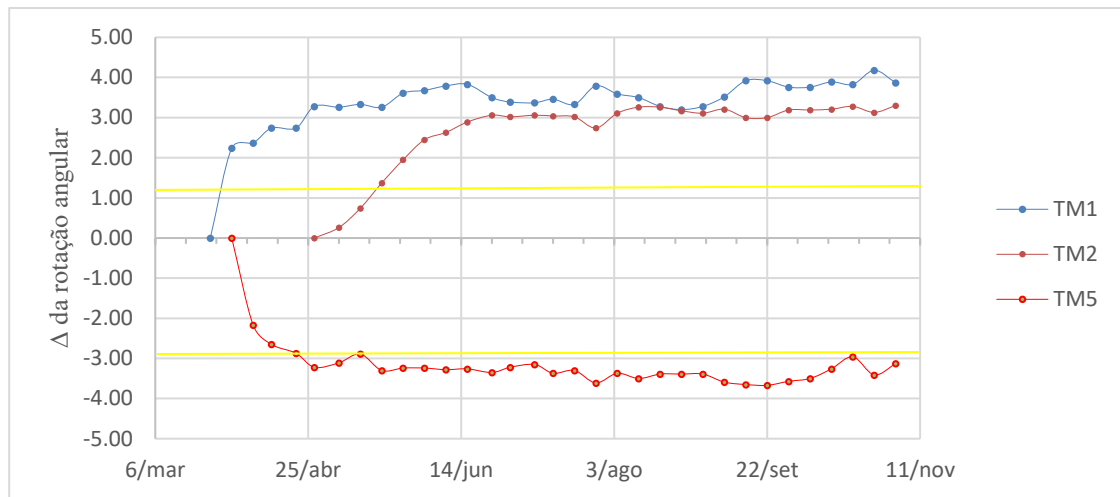


Figura 51 - Representação gráfica das leituras dos clinómetros fixos

Por observação do gráfico acima, pode-se concluir que as maiores variações ocorreram logo após a instalação destes instrumentos e que, passado esse período, as leituras tenderam a estabilizar e, como tal, não representaram um risco para a integridade da construção.

Os inclinómetros I6, 8 e 9 apresentaram valores anómalos junto à superfície; no entanto, estes deslocamentos das calhas inclinométricas são explicados pelos movimentos de terras que ocorreram nas imediações dos mesmos no decurso do saneamento do muro guia e execução da viga de coroamento. Inclusivamente e como referido (secção 6.2.2), o inclinómetro I9 foi danificado porque se encontrava no trajeto da maquinaria pesada associada a estes trabalhos.

Os alvos topográficos AT12 e 13 demonstraram deslocamentos planimétricos nos níveis de alerta vermelho. Estes movimentos estavam associados, muitas vezes, à instalação do pré-esforço das ancoragens da parede moldada, já que as variações registadas eram positivas e, por isso, o movimento ocorreu no sentido do exterior da escavação.

Quanto às marcas superficiais que sofreram deslocamentos ao longo do Alinhamento 9, existem dois panoramas distintos. As marcas MS2, 3 e 4 (Figura 52) registaram valores acima dos limites estabelecidos para o AA. No caso das marcas superficiais MS6, 7, 8 e 9, a sua proximidade à frente de escavação levou à destruição das marcas MS7 e 9 e impossibilidade de recolha de leituras, por risco de colapso, das marcas MS6 e 8.

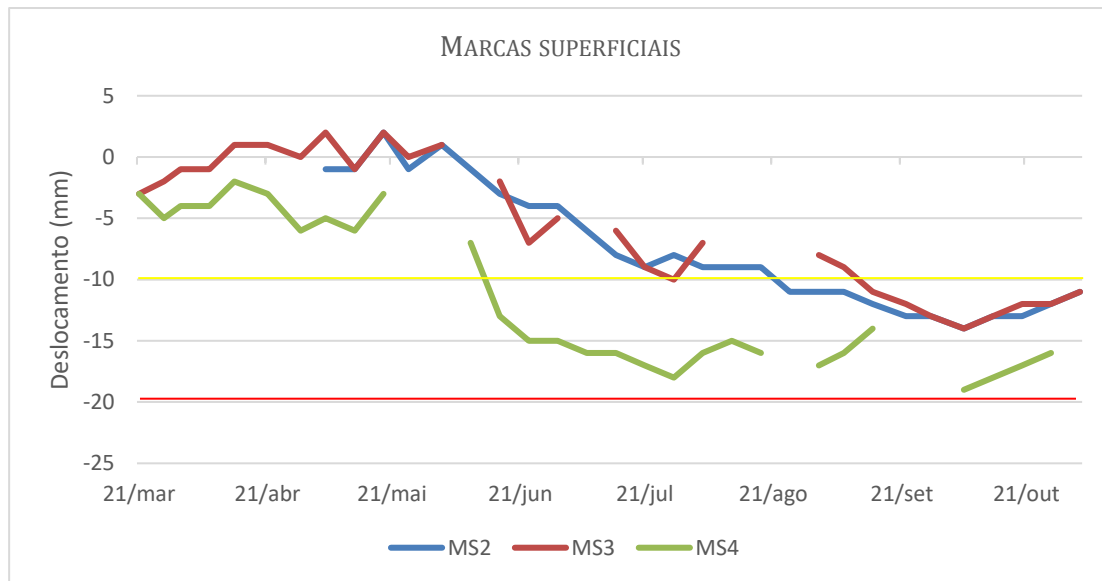


Figura 52 - Representação gráfica das leituras referentes às marcas superficiais do Alinhamento 9

A recolha de leituras das marcas MS3 e 4 nem sempre foi possível de realizar. A proximidade destas marcas à frente de escavação, aliadas à circulação de maquinaria pesada - localização da grua torre, no caso da marca MS4, e devido aos trabalhos de betonagem das sapatas - a auto-bomba e carros de betão estacionavam junto à MS3; são fatores que contribuíram para a instabilização das mesmas. Como os alvos topográficos localizados no tardo da parede moldada nessa zona não revelaram valores anormais que permitissem correlacionar estas alterações nas marcas superficiais com outro tipo de movimentos, tal significa que as causas dos respetivos deslocamentos são pontuais, superficiais e, portanto, não colocavam em causa a segurança.

## 6.5. ALINHAMENTO 2

O Alinhamento 2 corresponde ao lado mais ocidental da escavação e é nele que ficou instalada toda a maquinaria pesada (central de betonagem, central de lamas, etc.), o estaleiro de obra e também a rampa de acesso à escavação. Assim, a instrumentação aqui localizada sofreu alguns deslocamentos, como seria de prever, devido à movimentação de veículos e máquinas. Os que apresentaram valores mais revelantes incluem as marcas superficiais MS35, 36, 37 e 38, e as células de carga CA8, 10 e 20. A Figura 53 ilustra a planta de localização destes instrumentos.

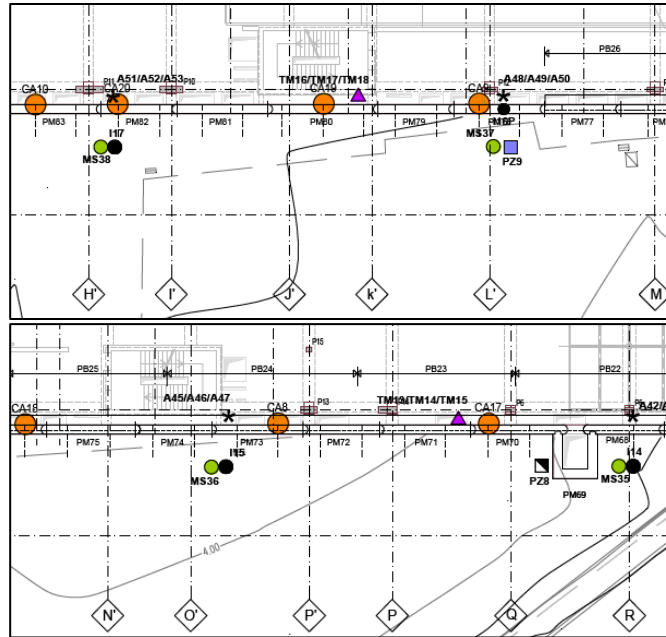


Figura 53 - Planta esquemática com a localização (sem escala) dos instrumentos da zona de estudo

Os deslocamentos anómalos registados à superfície pelas marcas superficiais começaram a evoluir em meados do mês de junho, atingindo os níveis de AA nas MS35 e 36. As marcas MS 37 e 38 acompanharam esta tendência, entrando também em níveis de alerta próximo do final do mês de agosto.

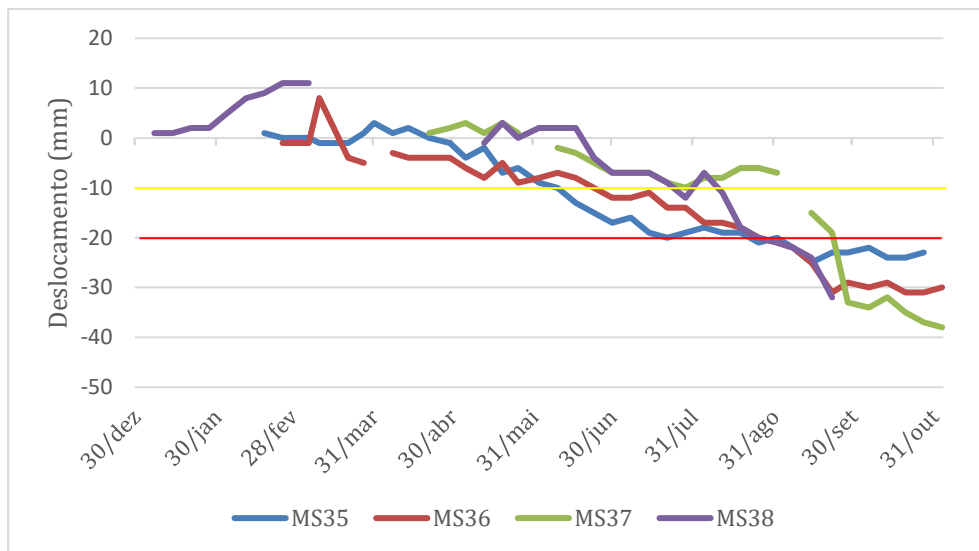


Figura 54 - Representação gráfica das leituras das marcas superficiais no Alinhamento 2

Como se pode observar na Figura 54, a continuidade das leituras das marcas superficiais neste local foi difícil de assegurar, já que o seu acesso foi muitas vezes inviabilizado por vários motivos, tais como a maquinaria ou os aterros para saneamento do muro guia



estarem localizados sobre os instrumentos, ou até situações em que a segurança do operador era colocada em causa.

Todas as marcas apresentavam-se, à última leitura registada, em níveis de AV, sem tendência para estabilizar. Existem trabalhos de remoção de terras do fundo da escavação a decorrer nas imediações destas marcas superficiais e, como tal, são necessários equipamentos pesados que induzem deformações, tanto nas marcas como nos terrenos envolventes.

As células de carga presentes nesta zona do projeto são as CA8, 10 e 20, instaladas respetivamente nas ancoragens 104, 126 e 364. A Figura 55 ilustra dois comportamentos bastante distintos. A célula de carga CA8 apresenta uma perda de carga de aproximadamente 15%, encontrando-se estável em relação às últimas leituras, e os alvos topográficos da zona também não indicam movimentos. Nas células CA10 e 20 regista-se, por outro lado, um incremento de carga nas ancoragens. Este incremento pode indiciar movimento da estrutura de suporte, pelo que nestes casos foi reforçada a inspeção a esta zona da obra; por outro lado, este aumento no valor da carga pode, ainda, indicar uma redistribuição das tensões exercidas pelas ancoragens na vizinhança na sequência do seu funcionamento inadequado. Os alvos topográficos localizados nas imediações destas células de carga (AT51, 52 e 53) não apresentaram deslocamentos que corroborassem qualquer um dos pressupostos descritos.

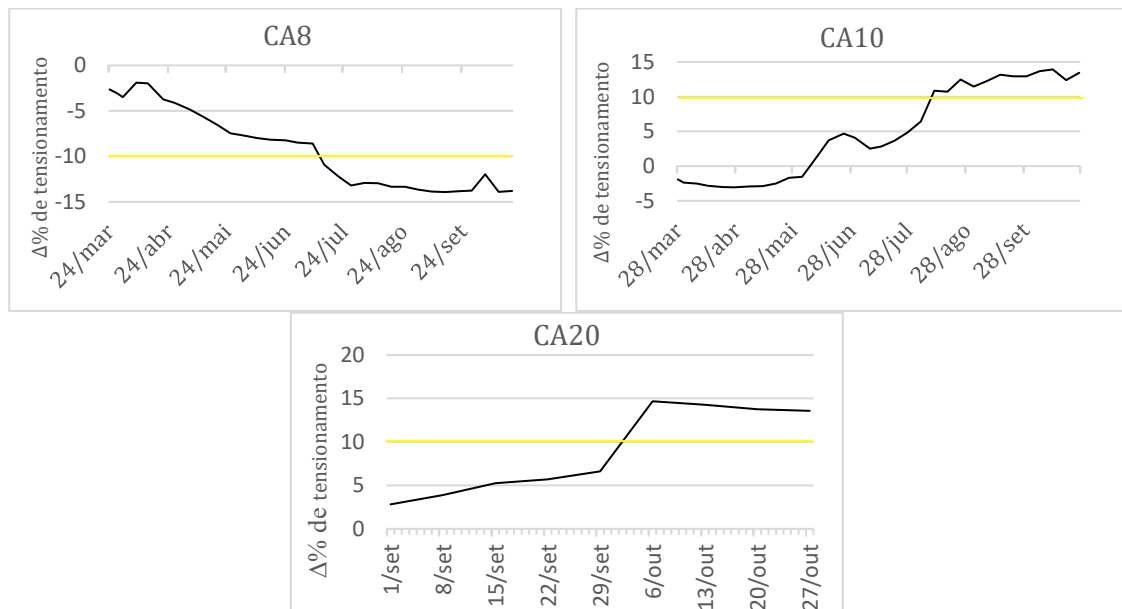


Figura 55 - Representação gráfica das leituras das CA8, CA10 e CA20 no Alinhamento 2

Do exposto pode-se concluir de todas as leituras realizadas, no geral e apesar das dimensões da escavação efetuada e das fracas características geotécnicas dos solos recentes intersectados, com um nível freático pouco profundo, as disposições de projeto, incluindo o plano de monitorização, foram as necessárias para garantir o desenrolar da empreitada em condições de segurança e com a necessária qualidade, sem extrapolar significativamente os prazos de construção previstos.

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação teve como objetivo expor os problemas associados à execução de grandes escavações em meio urbano e apresentar métodos que permitam concretizar um projeto desta envergadura com sucesso recorrendo à monitorização e instrumentação geotécnica.

Em primeiro lugar e de modo a enquadrar o tema, realiza-se um trabalho de pesquisa por forma a enquadrar os principais problemas associados à instalação e execução de uma empreitada daquele tipo. Na presença de solos heterogéneos, permeáveis e de um nível freático elevado e variável devido ao efeito da maré, é necessário adotar medidas para que os impulsos no tardoz da parede de contenção da escavação sejam minimizados ou para que não ocorram levantamentos hidráulicos no fundo da escavação.

Depois de conhecidas as condições do terreno e os possíveis problemas associados, torna-se pertinente fazer uma análise das medidas de contenção disponíveis fazendo a sua distinção entre as de carácter provisório e definitivo. Neste contexto, identificam-se as mais utilizadas em Portugal, entre as quais, estacas-pranchas, paredes moldadas, paredes do tipo Berlim definitivo, *jet grouting* e cortinas de estacas; e realiza-se uma breve descrição das mesmas, bem como das estruturas auxiliares, ancoragens e escoramentos, que lhes estão associadas.

De maneira a garantir a segurança de uma grande escavação com estruturas e infraestruturas envolventes e em plena utilização, é fundamental desenvolver um plano de instrumentação adequado para que qualquer movimento associado seja detetado a tempo e sejam adotadas as medidas de contingência necessárias. Deste modo, resumem-se os principais princípios para delinear um plano de instrumentação de uma grande escavação urbana, apresentando os principais objetivos deste, assim como os aspetos mais importantes a considerar.

A dissertação contempla um caso de estudo, em Lisboa, na zona ribeirinha de Alcântara, entre as Avenidas da Índia e 24 de Julho – a escavação periférica para o futuro Hospital CUF Tejo. Inclui-se uma breve descrição das principais características que pré-determinam um conjunto de medidas a tomar, nomeadamente a seleção do tipo de contenção que melhor se adequava à realidade geológica e geotécnica presente no local de implementação, já que se tratam de solos aluvionares grosseiros, permeáveis, que em profundidade transitam para unidades mais competentes do Complexo Vulcânico de Lisboa - CVL. A solução proposta contemplou dois métodos de contenção distintos, sendo a parede moldada a opção mais

adequada na presença daqueles solos, com nível freático elevado, e que seria executada até à profundidade onde eles ocorressem; na transição para solos mais competentes, do CVL, e até à cota máxima de escavação, a tecnologia selecionada foi uma parede do tipo Berlim definitiva. Ainda na descrição do caso de estudo, apresentam-se os dispositivos implementados em obra no âmbito do Plano de Instrumentação, assim como a sua localização, frequência de leituras, critérios de alerta e alarme e a forma como os resultados seriam apresentados.

Finalmente, realizou-se a análise dos resultados da implementação daquele plano de monitorização com base em relatórios, com periodicidade semanal, elaborados pela Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A. Considerou-se pertinente dividir a análise e discussão de toda a informação disponível em dois momentos: um primeiro, onde se expuseram os resultados obtidos em cada tipo de instrumento; e, por último, efetua-se uma análise por trechos da escavação (Alinhamentos 9 e 2 e Alçado Sul), onde se relacionam os resultados de cada instrumento como um conjunto de elementos que interagem entre si em função do desenvolvimento da empreitada de escavação.

Face aos resultados obtidos e ao considerar a execução da obra, pode-se concluir que o projeto de escavação e contenção foi executado sem grandes percalços, em segurança e sem colocar em causa o cumprimento do prazo de construção previsto. Quanto à implementação do plano de instrumentação, os resultados refletem um bom desempenho do comportamento geral, ainda que pontualmente se tenham atingido níveis de alerta, amarelos e às vezes vermelhos. Os alertas vermelhos e amarelos identificados como consequência da movimentação de maquinaria e veículos pesados, não representam um risco para a estabilidade e segurança da estrutura já que apenas induzem movimentos à superfície.

Em relação às perturbações nos edifícios e infraestruturas nas imediações da zona de implementação do projeto, há que assinalar os deslocamentos registados ao longo da Avenida da Índia. No entanto, é necessário realçar que algumas das deformações verificadas no pavimento já existiam antes do início dos trabalhos de escavação, pois este encontrava-se implantado sobre aterros e aluviões soltas com nível freático elevado, a que acrescia a densidade de tráfego deste local que induziam assentamentos diferenciais naqueles solos, levando a que à superfície ocorressem fissuras e pequenas deformações. Este fenómeno, aliado à circulação densa de veículos pesados e associado ao início dos trabalhos de escavação e transporte dos materiais, provoca um aumento das vibrações no terreno e,

consequentemente, agrava a situação das deformações à superfície dos terrenos, ao longo daquela avenida.

Em relação aos movimentos desenvolvidos no tardoz da estrutura de contenção e na envolvente da escavação, há que salientar algumas situações pontuais em que os instrumentos revelaram deformações que atingiram os níveis de alerta vermelho. Especificamente e no caso das marcas superficiais MS22, 23 e 24, as leituras atingiram valores de alerta amarelo em meados de março, e inclusivamente a MS24 entrou em alerta vermelho final de maio; o reforço de medidas só ocorreu em meados de julho.

Em virtude das características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolvidos no projeto, os níveis de alerta definidos foram considerados muito baixos e, como tal, tornou-se comum os instrumentos revelarem medições enquadradas dentro dos limites dos níveis de alerta. No entanto, estes valores de deslocamentos (secção 6.3), quando comparados com a escala em que se realizam os trabalhos, tornam-se aceitáveis já que representam apenas 1/1000 da altura de escavação.

As leituras registadas pelas células de carga indicam dois panoramas: nas células CA2, CA4, CA7 e CA8 ocorreram perdas de carga significativas, cerca de 10% na CA2, e nas restantes, entre 15% e 20%; nas células CA10 e 20, pelo contrário, ocorreu um aumento da tensão instalada, cerca de 15%.

Na primeira situação, é necessário ter em conta que a tensão de projeto é sempre instalada por excesso e, como tal, não obstante as perdas de carga, os valores de tensão encontram-se dentro dos parâmetros definidos em projeto. A estabilidade da estrutura de contenção não é afetada; no entanto a tensão instalada pode depender de vários fatores. Os fatores que podem contribuir para o desenrolar destas situações são, nomeadamente, o comprimento livre da ancoragem e a perícia do técnico. Ainda assim seria de esperar que as perdas de carga ocorressem de forma instantânea após a respetiva instalação, o que não se verificou - provavelmente devido a uma folga na instalação das cunhas (Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A., 2017b).

No segundo caso, em que as células de carga sofreram um incremento da tensão instalada, existem vários cenários que podem explicar esta situação, tais como uma redistribuição das tensões aplicadas por perda de carga das ancoragens vizinhas ou o movimento da estrutura de contenção no sentido do interior da zona de escavação. No entanto, só é possível conjecturar já que os instrumentos nas imediações não registaram alterações que confirmem estes pressupostos.

Os deslocamentos rotacionais comensurados nos clinómetros fixos TM1, TM2 e TM5 não são consensuais já que estes se encontram todos localizados no mesmo alinhamento e apresentam em TM1 e TM2 uma rotação no sentido positivo, enquanto o TM5 apresenta uma rotação no sentido negativo. Este problema advém do facto da estrutura de contenção não ser constituída por um elemento único que se movimenta em conjunto, mas sim por vários elementos que se encontram individualmente ancorados e que, como tal, não exibem um comportamento constante ao longo do mesmo alinhamento. O projetista considerou que os clinómetros fixos não representavam a solução mais adequada para refletir o comportamento desta estrutura de contenção.

Assim sendo propõem-se os seguintes desenvolvimentos em trabalhos futuros:

- Melhoria da quantificação dos trabalhos de prospeção (reforço de ensaios *in situ*, por exemplo) como forma de obter valores mais próximos da realidade das propriedades dos solos e, conseqüentemente, tornar mais realistas os níveis de alerta e alarme;
- Agilizar os processos das ações a tomar no caso de leituras que entrem em níveis de alerta;
- Melhorar a seleção dos instrumentos de monitorização geotécnica, como garantia de que os resultados obtidos refletem fielmente o comportamento da estrutura que se pretende acompanhar.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (1988). Manual on Subsurface Investigations.
- Aldeias, J. B. (2011). *Soluções de escavação e contenção periférica intersectando o nível freático*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.
- Ancorpor Group. (2014). Expansão do Centro Santander Totta. Retrieved October 2, 2017, from [http://www.ancorporgroup.com/work/expansao-do-centro-santander-totta\\_34](http://www.ancorporgroup.com/work/expansao-do-centro-santander-totta_34)
- ASTM. (2006). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). *ASTM Standard Guide, D5521-5*, 1-5. <https://doi.org/10.1520/D2487-11>.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations* (2nd ed.). New York: Taylor & Francis.
- Barrenas de Perforacion. (2010). Trepanos triconos. Retrieved from [http://drill-bit.blogspot.pt/2010/06/trepanos-triconos\\_28.html](http://drill-bit.blogspot.pt/2010/06/trepanos-triconos_28.html)
- Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations, 3rd Edition*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Cortesão, J. (2014). Engenharia Civil para Estudantes. Retrieved August 15, 2017, from <https://engenharia-civil-virtual.blogspot.pt/2014/04/contencoes-perifericas.html>
- Cortez, R. (2010). 16ª Aula Teórica - Paredes moldadas, 1-77.
- Costa, R., Pinto, A., Tomásio, R., & Cabaço, J. (2007). Edifício de habitação - escavação, contenção periférica e recalçamento de fachada. *Engenharia e Vida*, 28-35.
- Couto, P. (2014). Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução.
- CUF. (2015). Hospital CUF Tejo desenhado para as doenças do futuro. Retrieved November 6, 2017, from <https://www.saudecuf.pt/cuf/noticias/hospital-cuf-tejo-desenhado-para-as-doencas-do-futuro>
- Dunnicliff, J., & Green, G. E. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field*

- Performance*. New York: Wiley.
- Expresso. (2016). Lisboa, obras sem fim. Retrieved September 15, 2017, from Lisboa, obras sem fim
- Goel, R. K. , Singh, B., & Zhao, J. (2012). *Underground Infrastructures: Planning, Design and Construction*. *Underground Infrastructures*. Elsevier, Inc. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-397168-5.00001-8>
- Guerra, N. (2005). Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo berlím definitivas por perda de equilíbrio vertical. *Geotecnia*, 103.
- Guerra, N. (2013). *Fundações e muros de suporte*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa.
- LAN Consultoria RPA. (2015). Poços Secantes - Paredes Diafragmas e/ou Jet Grouting. Retrieved August 17, 2017, from <https://sites.google.com/site/lanfundacaoeobrasgeotecnicas/86-pocos-secantes>
- Leica. (2017). Leica NA2 & NAK2 Automatic, Optical Levels. Retrieved October 10, 2017, from <http://leica-geosystems.com/products/levels/automatic-levels/leica-na2-nak2>
- LNEG. (2013). GeoPortal - Visualizador de Mapas - Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000.
- Machan, G., & Bennett, V. (2008). Use of inclinometers for geotechnical instrumentation on transportation projects. *Transportation Research Board of the National Academies*, (October), 92. Retrieved from [www.TRB.org](http://www.TRB.org)
- Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos, Volume 1: Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP Edições.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos, Volume 2: Introdução à engenharia geotécnica*. FEUP Edições.
- Moseley, M., & Kirsch, K. (2004). *Ground improvement*. 2nd ed. New York: Spon Press.
- Nakamura, J. (2015). Contenção com estacas prancha - Os referenciais de produtividade e o desempenho dos diferentes tipos de estacas. *Infraestrutura Urbana*. Retrieved from <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/46/contencao-com-estacas-prancha-os-referenciais-de-produtividade-e-335246-1.aspx>



- Nemati, K. M. (2005). *Excavations and Excavation Supports*. Tokyo Institute of Technology.
- NP - EN 1997-1. (2010). Norma Portuguesa - Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais, 179 pp.
- Ou, C.-Y. (2006). *Deep Excavation, Theory and Practice*. Taylor & Francis.
- Pinto, A., Cardoso, D., & Lopes, H. (2008, October). Estabilização de taludes na Amadora. *Engenharia E Vida*, 22–29.
- Pinto, A., & Pereira, A. (2007). Biblioteca central e arquivo municipal de Lisboa. *Engenharia E Vida*, 30–37.
- Pinto, A., & Pereira, A. (2008). Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel. *Engenharia E Vida*, 22–31.
- Público. (2016). Já pode visitar as escavações arqueológicas no Campo das Cebolas, em Lisboa. Retrieved from <https://www.publico.pt/2016/11/30/local/noticia/ja-pode-visitar-as-escavacoes-arqueologicas-no-campo-das-cebolas-em-lisboa-1753254#&gid=1&pid=1>
- Raposo, E. M. S. (2011). *Observação de deslocamentos em obras geotécnicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Ribeiro, L. (2012). *Ancoragens em estruturas portuárias. Análise de um caso de obra*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Santana, T. (2011). *Mecânica dos Solos, Apontamentos*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Siebenmann, R., Yu, H. T., & Bachus, R. (2015). UCIMS: Advances in geotechnical construction and performance monitoring. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(2), 207–212. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.03.002>
- Silva, P. F. (2014). *Melhoramento de terrenos, Apontamentos das aulas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Silva, P. F. (2016). *Instrumentação, Apontamentos das aulas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 128pp.

- SISGEO. (2014a). L200 Electric Anchor Load Cells, 4. Retrieved from [https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/L200\\_EN\\_15\\_Electric\\_anchor\\_load\\_cells.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/L200_EN_15_Electric_anchor_load_cells.pdf)
- SISGEO. (2014b). S5\_MA Mems Tilt Meters, 5. Retrieved from [https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/S5MA\\_EN-03\\_MEMS\\_tilt\\_meters.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/S5MA_EN-03_MEMS_tilt_meters.pdf)
- SISGEO. (2014c). TILLI Portable Tiltmeter, 3. Retrieved from [https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/TILLI\\_EN\\_06\\_Tilli\\_portable\\_tiltmeter.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/TILLI_EN_06_Tilli_portable_tiltmeter.pdf)
- SISGEO. (2017). MPBX Multipoint Borehole Extensometer. Retrieved from [https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/D222\\_EN\\_06\\_MPBX\\_multipoint\\_borehole\\_extensometer.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/D222_EN_06_MPBX_multipoint_borehole_extensometer.pdf)
- Slope Indicator. (2002). *Spiral Sensor*. Retrieved from <http://www.slopeindicator.com/pdf/manuals/spiral-sensor.pdf>
- Slope Indicator. (2003). Application Guide. *WD Info*, (2015), 170. <https://doi.org/10.1002/ejoc.201200111>
- Slope Indicator. (2004a). Guide to Geotechnical Instrumentation. *Slope Indicator*, 52. Retrieved from <http://www.slopeindicator.com/pdf/documents/course-material/guide-to-instrumentation.pdf>
- Slope Indicator. (2004b). *Rod Extensometer*. Retrieved from [http://www.slopeindicator.com/pdf/rod\\_extensometer\\_datasheet.pdf](http://www.slopeindicator.com/pdf/rod_extensometer_datasheet.pdf)
- Slope Indicator. (2011). *Digitilt Inclometer Probe*. Retrieved from <http://www.slopeindicator.com/pdf/manuals/digitilt-probe.pdf>
- Slope Indicator. (2014). MEMS Tiltmeter, 12. Retrieved from <http://www.slopeindicator.com/pdf/manuals/mems-tiltmeter-manual.pdf>
- Soil Instruments. (n.d.-a). *C17 VERTICAL DIGITAL INCLINOMETER SYSTEM* (Vol. 44). Retrieved from [http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/C9\\_EC\\_\(Easy\\_Connect\)\\_Inclinometer\\_Casing.pdf](http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/C9_EC_(Easy_Connect)_Inclinometer_Casing.pdf)

- Soil Instruments. (n.d.-b). *C9 EC (EASY CONNECT) INCLINOMETER CASING* (Vol. 44). Retrieved from [http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/C9\\_EC\\_\(Easy\\_Connect\)\\_Inclinometer\\_Casing.pdf](http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/C9_EC_(Easy_Connect)_Inclinometer_Casing.pdf)
- Soil Instruments. (n.d.-c). *E13 Continuous Rod Extensometer*, 44(0), 0–3. Retrieved from [http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/E13\\_Continuous\\_Rod\\_Extensometer.pdf](http://www.itmsoilsupport.com/datasheets/E13_Continuous_Rod_Extensometer.pdf)
- Soil Instruments. (n.d.-d). *L2 Vibrating Wire Load Cell*, 44(0), 0–3. Retrieved from <http://soil.co.uk/products/load-pressure/vibrating-wire-load-cell/>
- SPFE. (2017). *Paredes moldadas*. Retrieved September 4, 2017, from <http://www.spfe.com.pt/pdiafragma.html>
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A. (2016a). “ *Empreitada de escavação e contenção periférica relativo à construção do hospital CUF Tejo* ” - *Plano de monitorização e instrumentação*. Relatório não publicado.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A. (2016b). “ *Empreitada de escavação e contenção periférica relativo à construção do hospital CUF Tejo* ” - *Relatórios da monitorização e instrumentação nº 1 a 46*. Relatórios não publicados.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A. (2016c). *Hospital CUF Tejo - Plano de prospeção complementar*. Relatório não publicado.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A. (2017a). *Hospital CUF Tejo - Escavação e contenção periférica Processo de escavação - Fase de Obra*. Relatório não publicado.
- Teixeira Duarte Engenharia e Construções S.A. (2017b). *Plano de observação e instrumentação - Nota técnica*. Relatório não publicado.
- Vallejo, L. G. (2002). *Ingenieria Geologica*. Madrid.
- Vatovec, B. M., Kelley, P., Brainerd, M., & Russo, C. (2010). *Planning to Minimize Damage to Buildings Adjacent to Construction Sites in Urban Environments*, (February), 2008–2011.
- VPA Equipamentos. (2016). *Estacas-Prancha Metálicas*. Retrieved from [https://www.portaldosequipamentos.com.br/prod/e/estacas-prancha-metalicas\\_19531\\_28806](https://www.portaldosequipamentos.com.br/prod/e/estacas-prancha-metalicas_19531_28806)

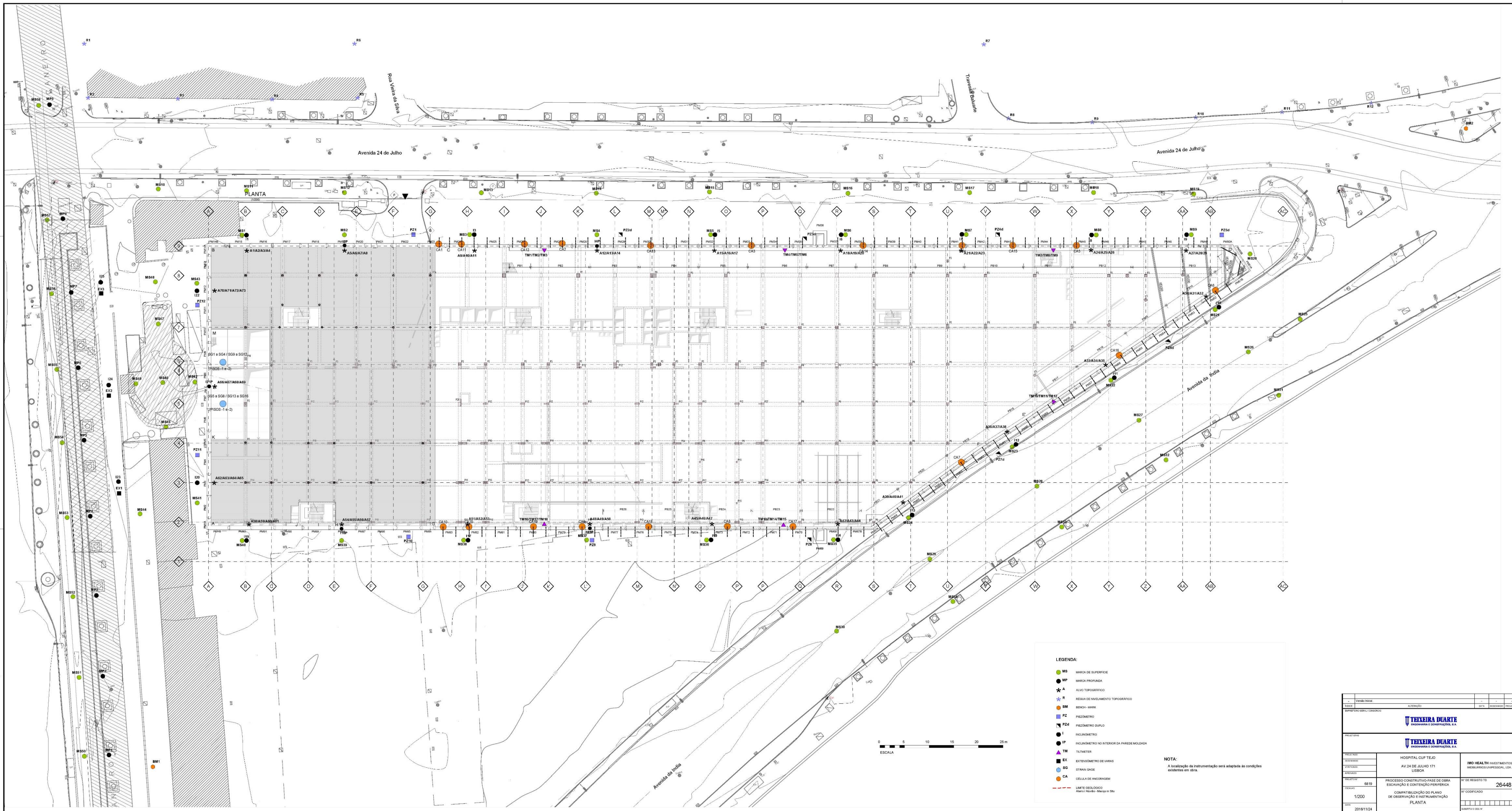
- Xanthakos, P. P. (1991). *Ground anchors and anchored structures*. John Wiley & Sons.
- Xanthakos, P. P., Abramson, L. W., & Bruce, D. A. (1994). *Ground Control and Improvement*. USA: John Wiley & Sons.
- Zbyszewski, G. (1963). Noticia explicativa da Carta Geológica dos arredores de Lisboa na escala 1:50.000, folha 4. Lisboa: Serviços Geológicos de Portugal.

---

## **ANEXOS**

**ANEXO I – COMPATIBILIZAÇÃO DO PLANO DE OBSERVAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO -  
PLANTA**





- LEGENDA:**
- MS MARCA DE SUPERFÍCIE
  - MP MARCA PROFUNDA
  - ★ A ALVO TOPOGRÁFICO
  - ★ R REGUA DE NIVELAMENTO TOPOGRÁFICO
  - BM BENCH-MARK
  - PZ PREZÍMETRO
  - PZd PREZÍMETRO DUPLO
  - I INCLINÓMETRO
  - IP INCLINÓMETRO NO INTERIOR DA PAREDE MOLDADA
  - ▲ TM TILTMETER
  - EX EXTENSÍMETRO DE VÍRRAS
  - SG STRAIN GAUGE
  - CA CELULA DE ANCORAGEM
  - - - LIMITE GEOLÓGICO
  - - - Alveio (Alveio - Marksp in Situ)

**NOTA:**  
A localização da instrumentação será adaptada às condições evidentes em obra.

Versão: _____		Atividade: _____		Data: _____	
<b>TEIXEIRA DUARTE</b> ENGENHEIROS E CONSTRUTORES, Lda					
<b>TEIXEIRA DUARTE</b> ENGENHEIROS E CONSTRUTORES, Lda					
PROJETO:	HOSPITAL CUF TEJO	IMP HEALTH INVESTIMENTOS	Nº DE REGISTO TD:	264481	
CLIENTE:	AV 24 DE JULHO 171	INGENHEIROS E CONSTRUTORES, Lda	Nº CODIFICADO:		
ESCALA:	1/200	PROCESSO CONSTRUCTIVO-FASE DE OBRAS	DE OBSERVAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO		
DATA:	2018/11/24	PLANTA			



## ANEXO II – LEITURAS REFERENTES ÀS MARCAS SUPERFICIAIS EM ALERTA

		2	Δ2	3	Δ3	4	Δ4	6	Δ6	7	Δ7	8	Δ8	9	Δ9	21	Δ21	22	Δ22
0	23/12/2016							3.697		3.711				3.481					
1	30/12/2016							3.699	2	3.713	2			3.481	0				
2	06/01/2017							3.698	1	3.712	1	3.599		3.482	1				
3	13/01/2017							3.698	1	3.712	1	3.598	-1	3.481	0				
4	20/01/2017							3.698	1	3.713	2	3.598	-1	3.481	0	3.559		3.507	
5	27/01/2017							3.698	1	3.712	1	3.598	-1	3.481	0	3.558	-1	3.506	-1
6	03/02/2017							3.696	-1	3.713	2	3.599	0	D		3.559	0	3.507	0
7	10/02/2017							3.692	-5	3.712	1	3.597	-2	D		3.557	-2	3.505	-2
8	17/02/2017							3.690	-7	3.710	-1	3.596	-3	D		3.557	-2	3.504	-3
9	24/02/2017							3.687	-10	D		3.588	-11	D		3.555	-4	3.502	-5
10	06/03/2017							3.686	-11	D		3.588	-11	D		3.555	-4	3.502	-5
11	10/03/2017			3.147		3.447		3.686	-11	D		I		D		3.554	-5	3.501	-6
12	21/03/2017			3.144	-3	3.444	-3	3.685	-12	D		I		D		3.554	-5	3.502	-5
13	27/03/2017			3.145	-2	3.442	-5	I		D		I		D		3.553	-6	3.500	-7
14	31/03/2017			3.146	-1	3.443	-4	I		D		I		D		3.550	-9	3.497	-10
15	07/04/2017			3.146	-1	3.443	-4	I		D		I		D		3.550	-9	3.497	-10
16	13/04/2017			3.148	1	3.445	-2	I		D		I		D		3.551	-8	3.497	-10
17	21/04/2017			3.148	1	3.444	-3	I		D		I		D		3.552	-7	3.498	-9
18	29/04/2017	3.355		3.147	0	3.441	-6	I		D		I		D		3.552	-7	3.500	-7
19	05/05/2017	3.354	-1	3.149	2	3.442	-5	I		D		I		D		3.551	-8	3.499	-8
20	12/05/2017	3.354	-1	3.146	-1	3.441	-6	I		D		I		D		3.549	-10	3.498	-9
21	19/05/2017	3.357	2	3.149	2	3.444	-3	I		D		I		D		3.551	-8	3.498	-9
22	25/05/2017	3.354	-1	3.147	0	I		I		D		I		D		3.548	-11	3.496	-11
23	02/06/2017	3.356	1	3.148	1	I		I		D		I		D		3.549	-10	3.494	-13

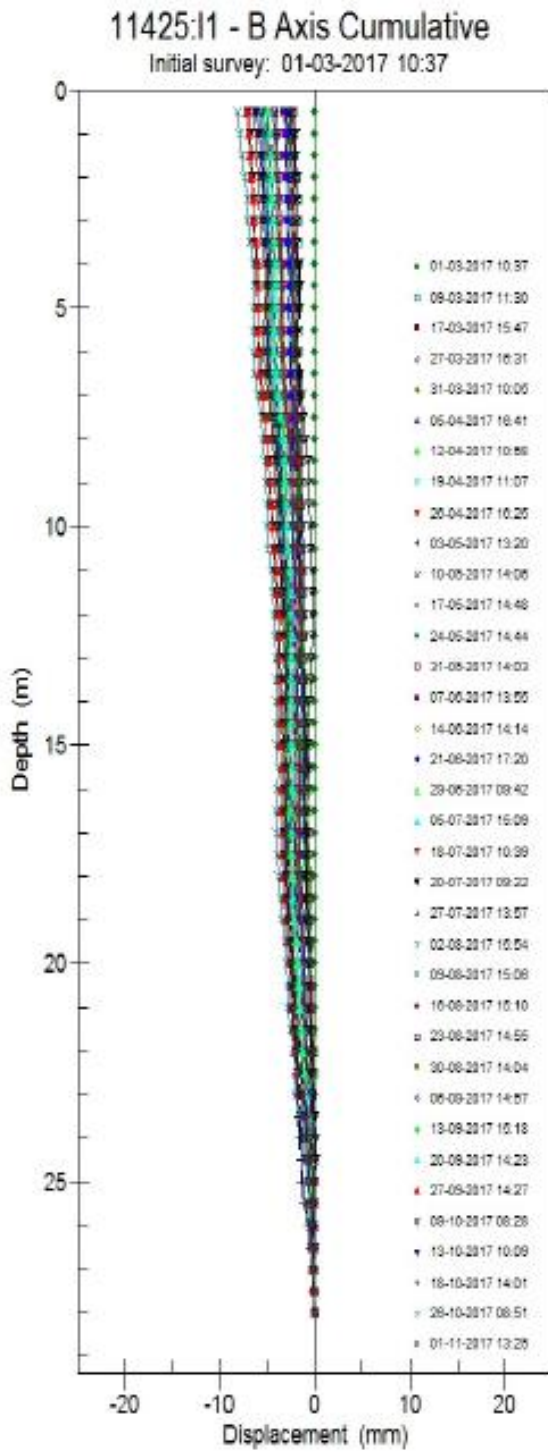
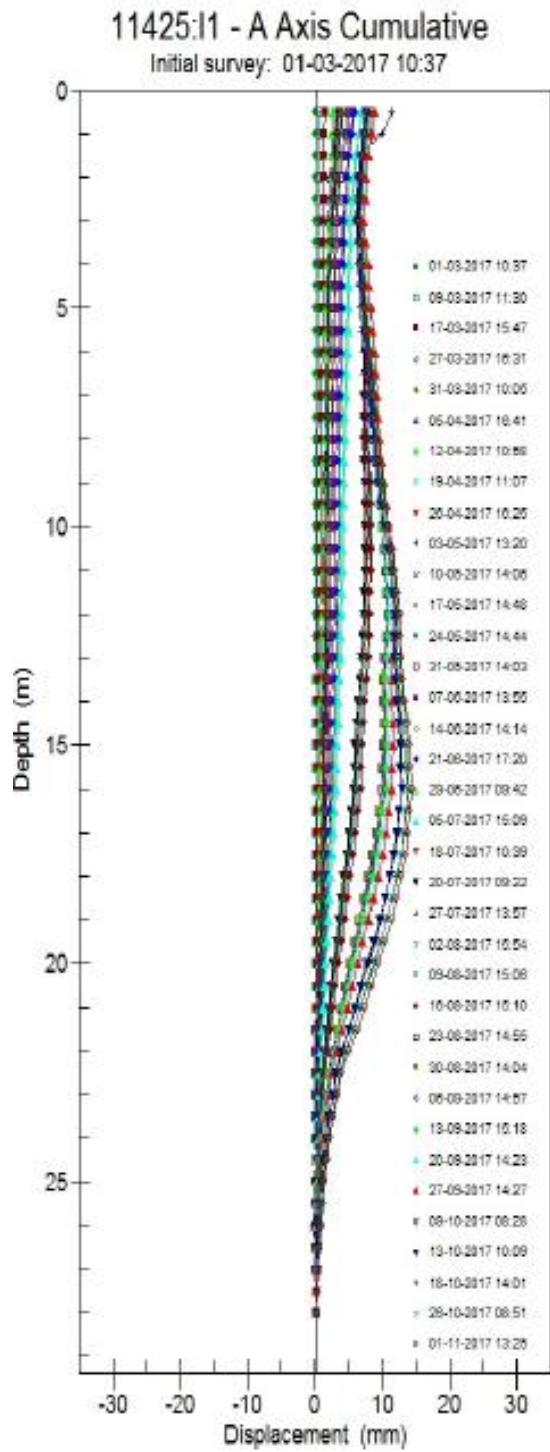


24	09/06/2017	3.354	-1	Obstruída		3.440	-7			D		D	3.549	-10	3.492	-15
25	16/06/2017	3.352	-3	3.145	-2	3.434	-13			D		D	3.548	-11	3.491	-16
26	23/06/2017	3.351	-4	3.140	-7	3.432	-15			D		D	3.547	-12	3.491	-16
27	30/06/2017	3.351	-4	3.142	-5	3.432	-15			D		D	3.546	-13	3.489	-18
28	07/07/2017	3.349	-6	Obstruída		3.431	-16			D		D	3.546	-13	3.489	-18
29	14/07/2017	3.347	-8	3.141	-6	3.431	-16			D		D	3.545	-14	3.488	-19
30	21/07/2017	3.346	-9	3.138	-9	3.430	-17			D		D	3.544	-15	3.486	-21
31	28/07/2017	3.347	-8	3.137	-10	3.429	-18			D		D	3.545	-14	3.487	-20
32	04/08/2017	3.346	-9	3.140	-7	3.431	-16			D		D	3.546	-13	3.488	-19
33	11/08/2017	3.346	-9	Sem acesso		3.432	-15			D		D	3.545	-14	3.488	-19
34	18/08/2017	3.346	-9	3.141	-6	3.431	-16			D		D	3.546	-13	3.488	-19
35	25/08/2017	3.344	-11	Sem acesso	Sem Visibilidade					D		D	3.546	-13	3.489	-18
36	01/09/2017	3.344	-11	3.139	-8	3.430	-17			D		D	3.546	-13	3.488	-19
37	07/09/2017	3.344	-11	3.138	-9	3.431	-16			D		D	3.546	-13	3.489	-18
38	14/09/2017	3.343	-12	3.136	-11	3.433	-14			D		D	3.546	-13	3.489	-18
39	22/09/2017	3.342	-13	3.135	-12	Sem acesso				D		D	3.545	-14	3.487	-20
40	28/09/2017	3.342	-13	3.134	-13	Sem acesso				D		D	3.545	-14	3.488	-19
41	06/10/2017	3.341	-14	3.133	-14	3.428	-19			D		D	3.545	-14	3.487	-20
42	13/10/2017	3.342	-13	3.134	-13	3.429	-18			D		D	3.545	-14	3.487	-20
43	20/10/2017	3.342	-13	3.135	-12	3.430	-17			D		D	3.545	-14	3.487	-20
44	27/10/2017	3.343	-12	3.135	-12	3.431	-16			D		D	3.546	-13	3.488	-19
45	03/11/2017	3.344	-11	3.136	-11	Sem acesso				D		D	3.545	-14	3.487	-20

	23	Δ23	24	Δ24	35	Δ35	36	Δ36	37	Δ37	38	Δ38	39	Δ39	
0	23/12/2016														
1	30/12/2016										3.725				
2	06/01/2017										3.726	1			
3	13/01/2017										3.724	-1			
4	20/01/2017	3.583		3.619							3.723	-2			
5	27/01/2017	3.582	-1	3.618	-1						3.723	-2			
6	03/02/2017	3.582	-1	3.618	-1						3.720	-5			
7	10/02/2017	3.581	-2	3.617	-2						3.717	-8			
8	17/02/2017	3.580	-3	3.616	-3	4.080	3.972				3.716	-9			
9	24/02/2017	3.577	-6	3.613	-6	4.081	1	3.971	-1		3.714	-11			
10	06/03/2017	3.576	-7	3.612	-7	4.080	0	3.971	-1		3.714	-11			
11	10/03/2017	3.574	-9	3.611	-8	4.080	0	3.980	8		R				
12	21/03/2017	3.575	-8	3.612	-7	4.079	-1	3.968	-4		R				
13	27/03/2017	3.576	-7	3.610	-9	4.079	-1	3.967	-5		R				
14	31/03/2017	3.572	-11	3.606	-13	4.081	1	Tapado			R				
15	07/04/2017	3.572	-11	3.607	-12	4.083	3	3.969	-3		R				
16	13/04/2017	3.572	-11	3.606	-13	4.081	1	3.968	-4	3.916	R				
17	21/04/2017	3.574	-9	3.605	-14	4.082	2	3.968	-4	3.917	1	R			
18	29/04/2017	3.573	-10	3.604	-15	4.080	0	3.968	-4	3.918	2	R			
19	05/05/2017	3.574	-9	3.604	-15	4.079	-1	3.966	-6	3.919	3	3.722			
20	12/05/2017	3.572	-11	3.601	-18	4.076	-4	3.964	-8	3.917	1	3.721	-1	3.793	
21	19/05/2017	3.573	-10	3.600	-19	4.078	-2	3.967	-5	3.919	3	3.725	3	3.796	3
22	25/05/2017	3.570	-13	3.594	-25	4.073	-7	3.963	-9	3.917	1	3.722	0	3.795	2
23	02/06/2017	3.567	-16	3.592	-27	4.074	-6	3.964	-8	O		3.724	2	3.796	3
24	09/06/2017	3.567	-16	3.592	-27	4.071	-9	3.965	-7	3.914	-2	3.724	2	3.794	1
25	16/06/2017	3.566	-17	3.591	-28	4.070	-10	3.964	-8	3.913	-3	3.724	2	3.795	2

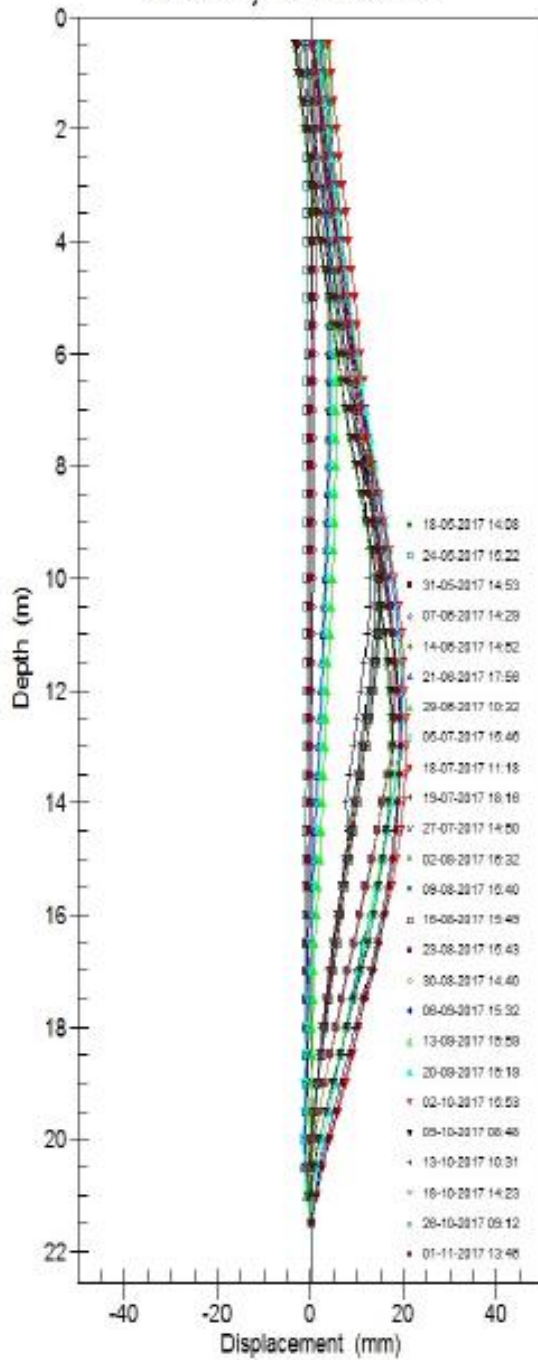
26	23/06/2017	3.565	-18	3.589	-30	4.067	-13	3.962	-10	3.911	-5	3.718	-4	3.792	-1
27	30/06/2017	3.563	-20	3.589	-30	4.065	-15	3.960	-12	3.909	-7	3.715	-7	3.790	-3
28	07/07/2017	3.563	-20	3.587	-32	4.063	-17	3.960	-12	3.909	-7	3.715	-7	3.791	-2
29	14/07/2017	3.562	-21	3.585	-34	4.064	-16	3.961	-11	3.909	-7	3.715	-7	3.791	-2
30	21/07/2017	3.561	-22	3.584	-35	4.061	-19	3.958	-14	3.907	-9	3.713	-9	3.789	-4
31	28/07/2017	3.562	-21	3.585	-34	4.060	-20	3.958	-14	3.906	-10	3.710	-12	3.788	-5
32	04/08/2017	3.564	-19	3.587	-32	4.061	-19	3.955	-17	3.908	-8	3.715	-7	3.792	-1
33	11/08/2017	3.563	-20	3.586	-33	4.062	-18	3.955	-17	3.908	-8	3.711	-11	3.785	-8
34	18/08/2017	3.564	-19	3.586	-33	4.061	-19	3.954	-18	3.910	-6	3.704	-18	3.787	-6
35	25/08/2017	3.565	-18	3.586	-33	4.061	-19	3.952	-20	3.910	-6	3.702	-20	3.785	-8
36	01/09/2017	3.564	-19	3.585	-34	4.059	-21	3.951	-21	3.909	-7	3.701	-21	3.783	-10
37	07/09/2017	3.564	-19	3.585	-34	4.060	-20	3.950	-22	Sem acesso		3.700	-22	3.780	-13
38	14/09/2017	3.564	-19	3.584	-35	4.058	-22	3.947	-25	3.901	-15	3.698	-24	3.778	-15
39	22/09/2017	3.562	-21	3.583	-36	4.055	-25	3.941	-31	3.897	-19	3.690	-32	3.778	-15
40	28/09/2017	3.563	-20	3.584	-35	4.057	-23	3.943	-29	3.883	-33	Sem acesso		3.779	-14
41	06/10/2017	3.563	-20	3.584	-35	4.057	-23	3.942	-30	3.882	-34	Sem acesso		3.779	-14
42	13/10/2017	3.563	-20	3.584	-35	4.058	-22	3.943	-29	3.884	-32	Sem acesso		3.775	-18
43	20/10/2017	3.563	-20	3.583	-36	4.056	-24	3.941	-31	3.881	-35	Sem acesso		3.774	-19
44	27/10/2017	3.564	-19	3.584	-35	4.056	-24	3.941	-31	3.879	-37	Sem acesso		3.774	-19
45	03/11/2017	3.563	-20	3.584	-35	4.057	-23	3.942	-30	3.878	-38	Sem acesso		3.774	-19

### ANEXO III – GRÁFICOS RELATIVOS ÀS LEITURAS DOS INCLINÓMETROS



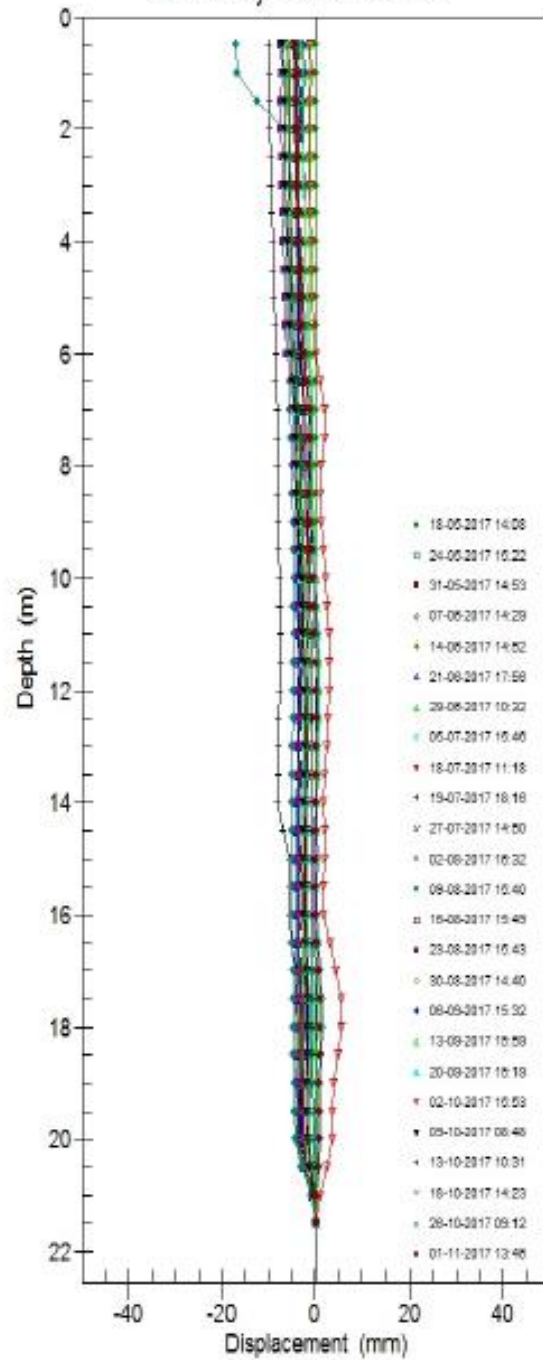
### 11425:12P - A Axis Cumulative

Initial survey: 18-05-2017 14:08



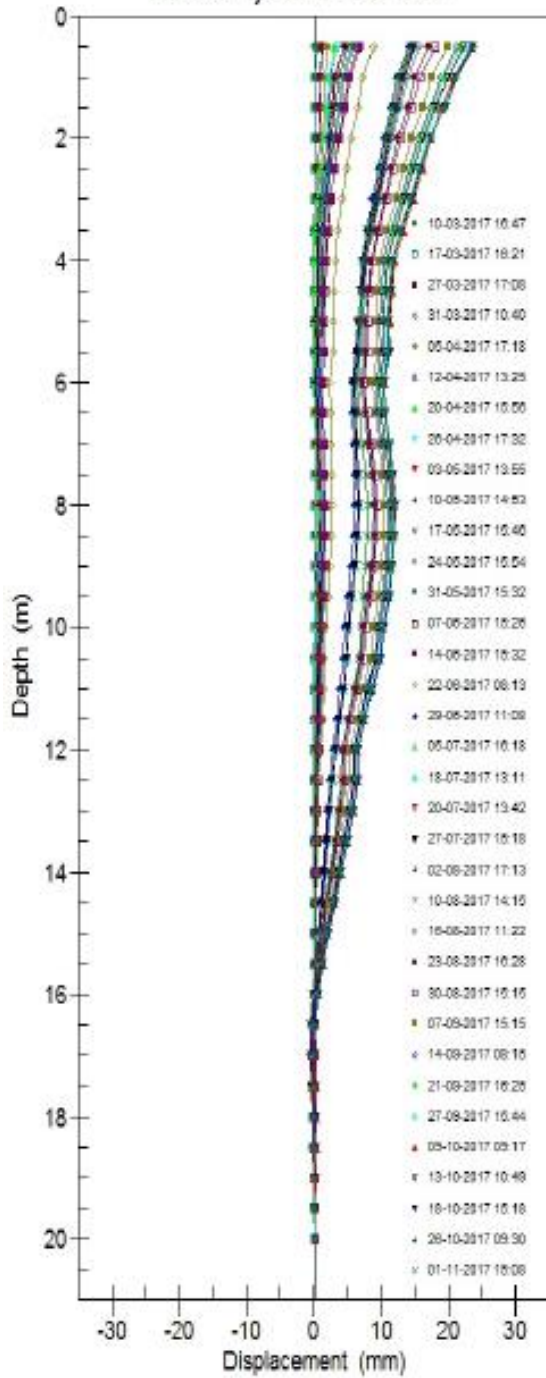
### 11425:12P - B Axis Cumulative

Initial survey: 18-05-2017 14:08



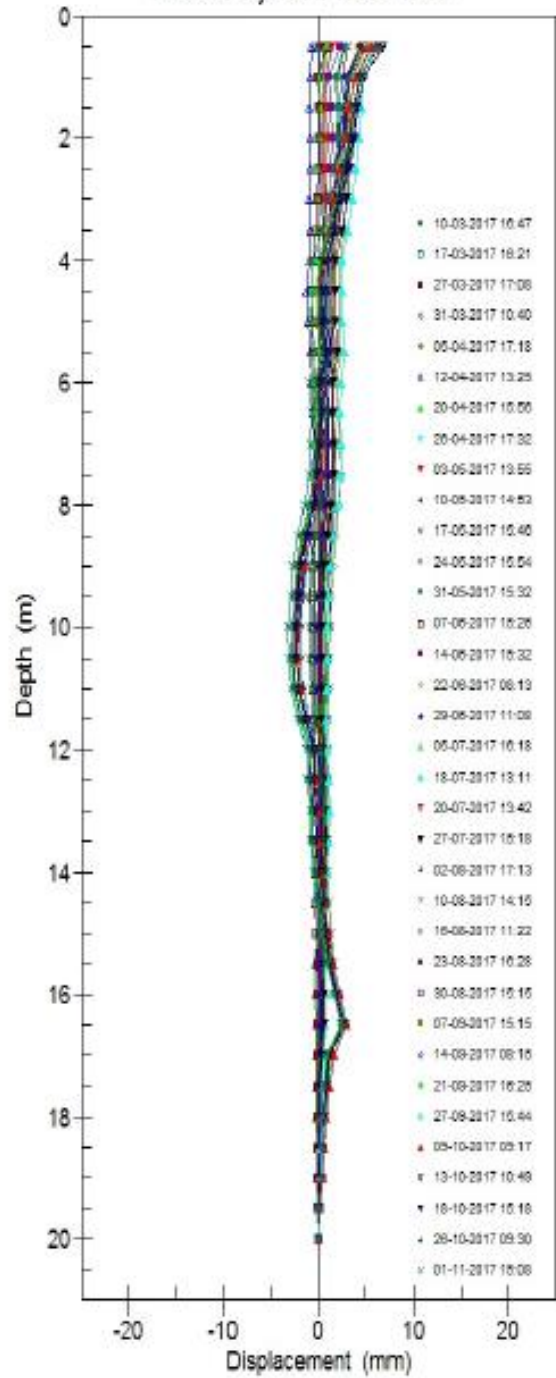
### 11425:I3 - A Axis Cumulative

Initial survey: 10-03-2017 16:47



### 11425:I3 - B Axis Cumulative

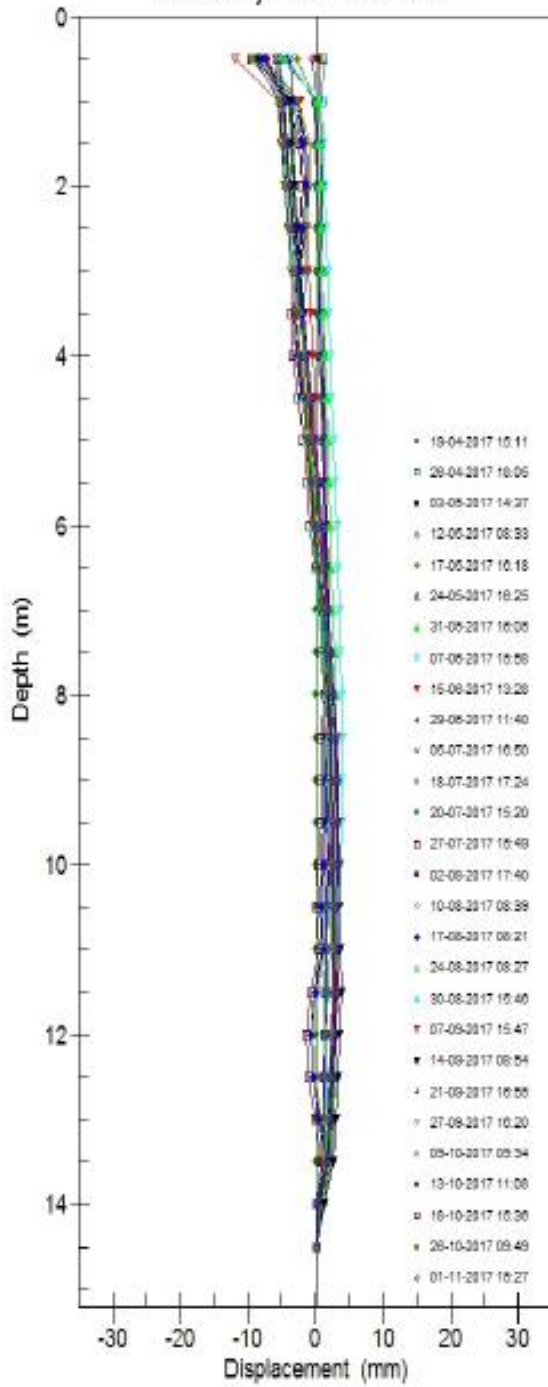
Initial survey: 10-03-2017 16:47





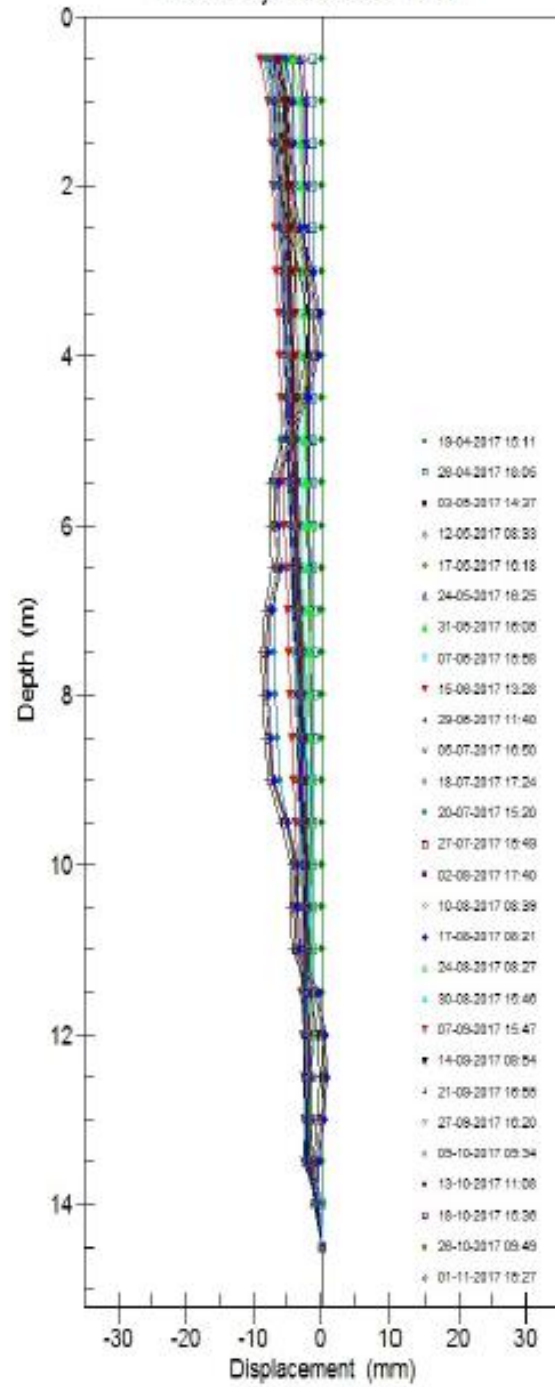
### 11425:I4P - A Axis Cumulative

Initial survey: 19-04-2017 15:11



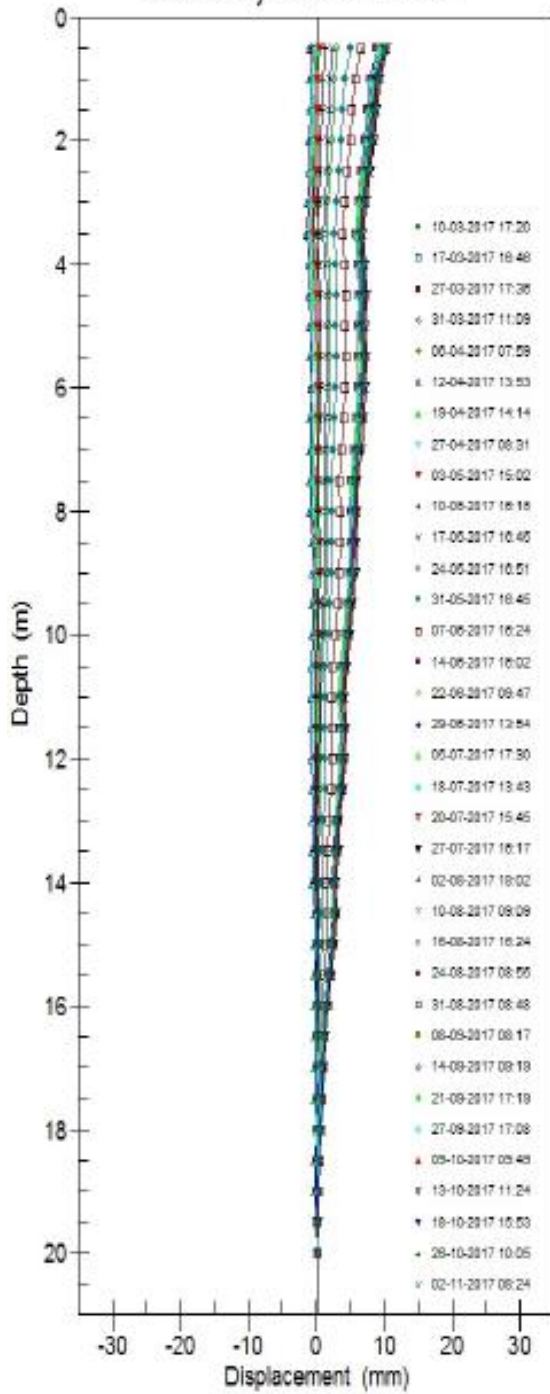
### 11425:I4P - B Axis Cumulative

Initial survey: 19-04-2017 15:11



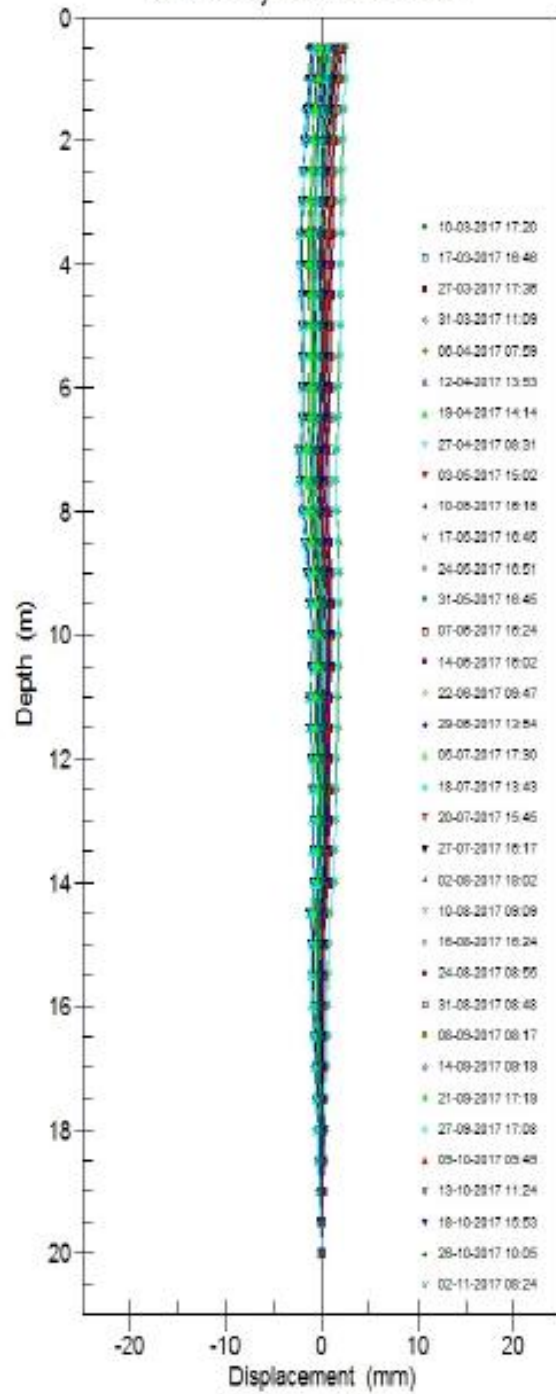
### 11425:I5 - A Axis Cumulative

Initial survey: 10-03-2017 17:20



### 11425:I5 - B Axis Cumulative

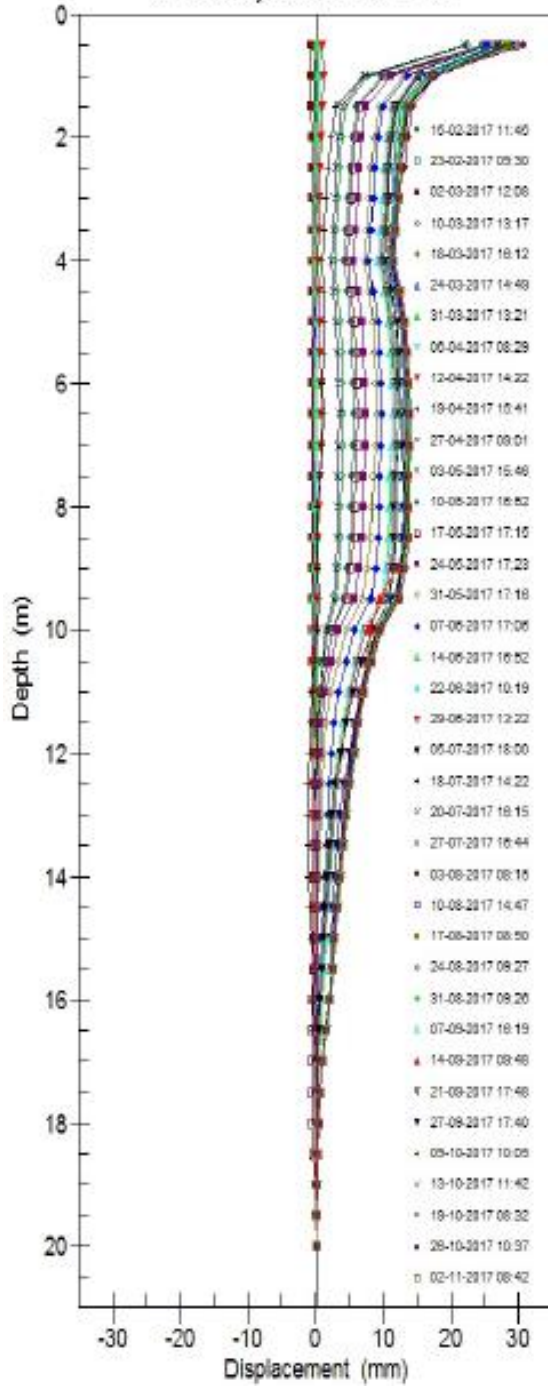
Initial survey: 10-03-2017 17:20





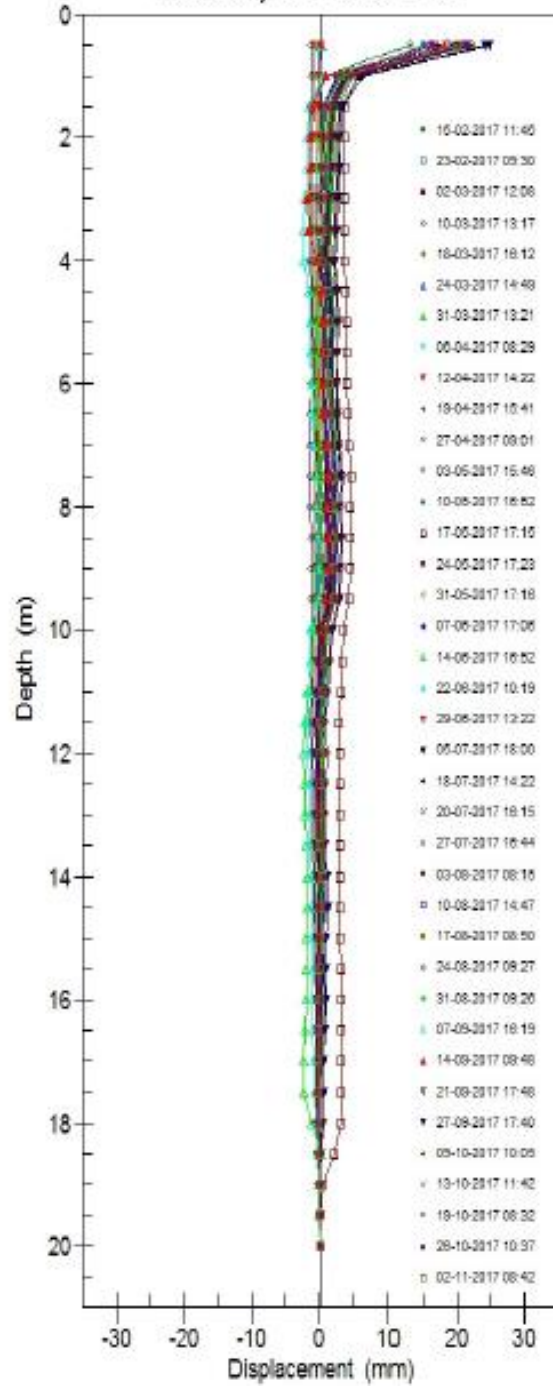
### 11425:I6 - A Axis Cumulative

Initial survey: 15-02-2017 11:45



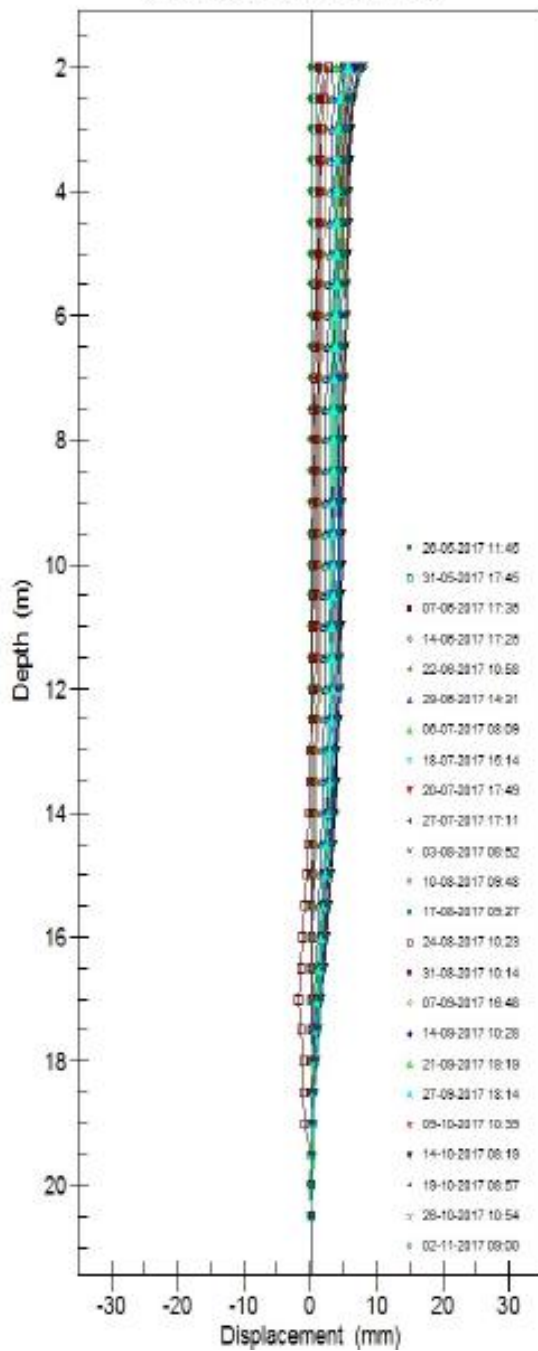
### 11425:I6 - B Axis Cumulative

Initial survey: 15-02-2017 11:45



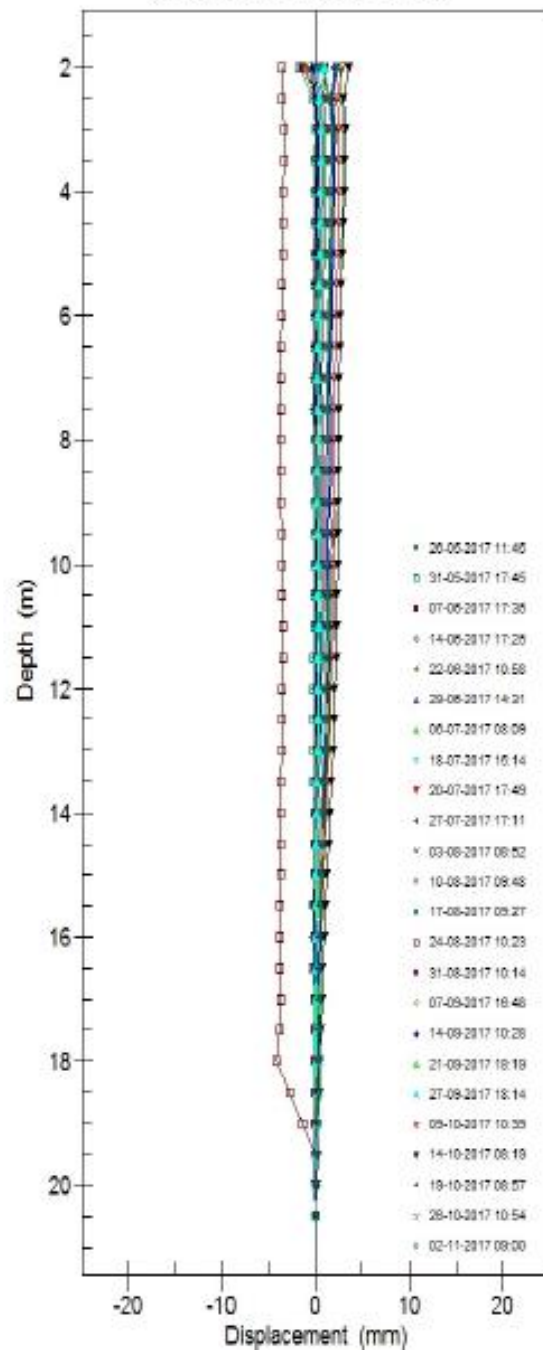
11425:17 - A Axis Cumulative(-25 deg skew)

Initial survey: 26-05-2017 11:45



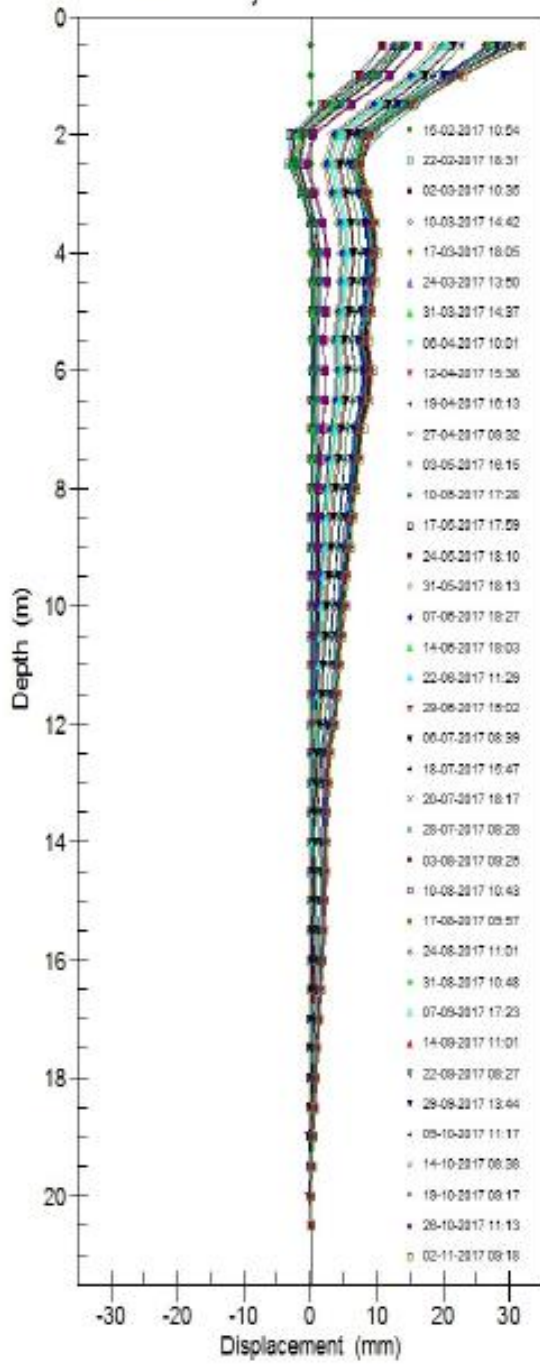
11425:17 - B Axis Cumulative(-25 deg skew)

Initial survey: 26-05-2017 11:45



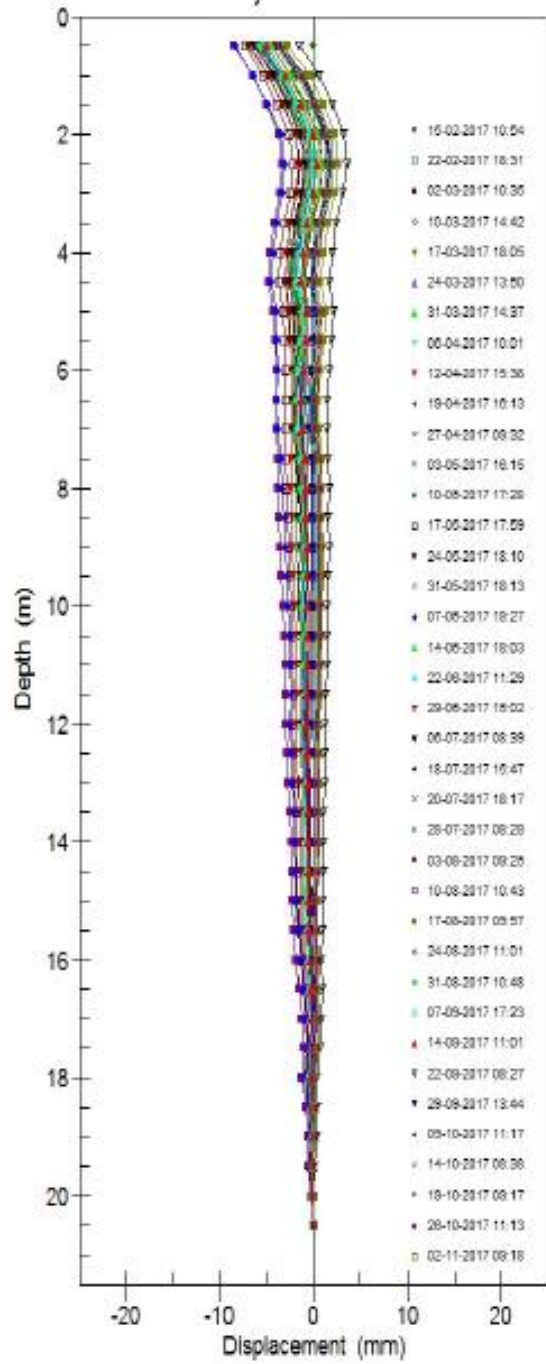
### 11425:I8 - A Axis Cumulative

Initial survey: 15-02-2017 10:54



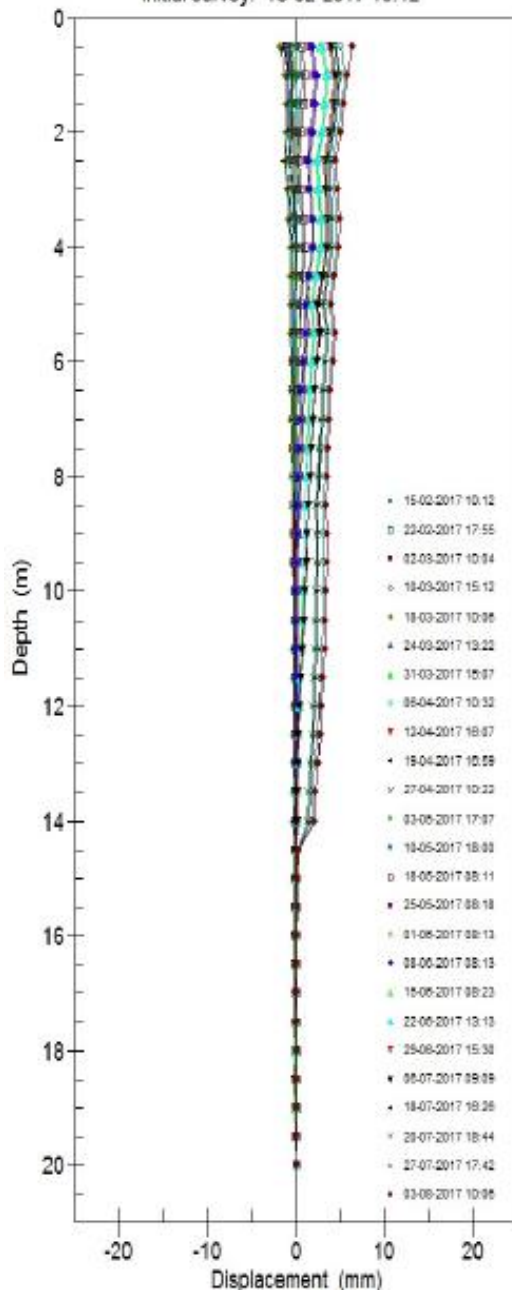
### 11425:I8 - B Axis Cumulative

Initial survey: 15-02-2017 10:54



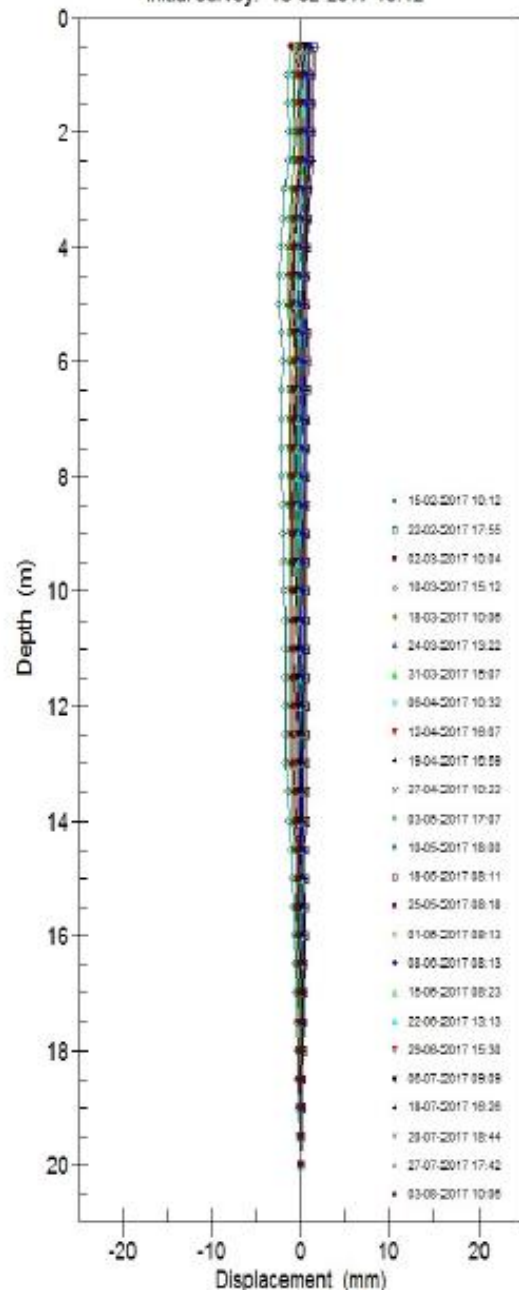
### 11425:I9 - A Axis Cumulative

Initial survey: 15-02-2017 10:12



### 11425:I9 - B Axis Cumulative

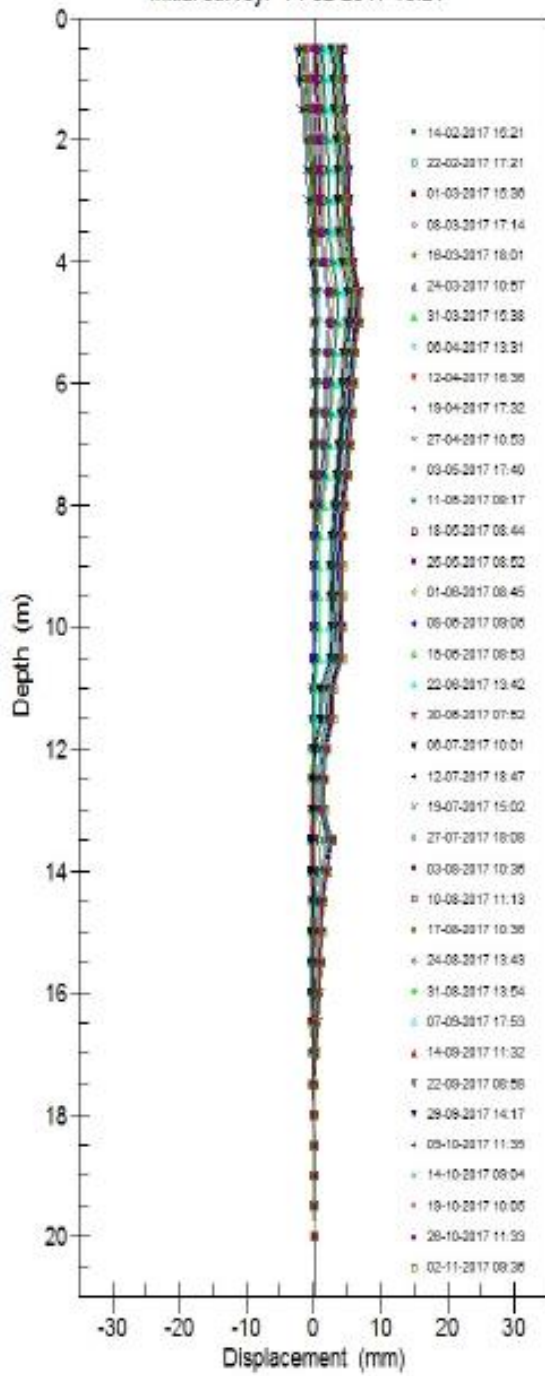
Initial survey: 15-02-2017 10:12





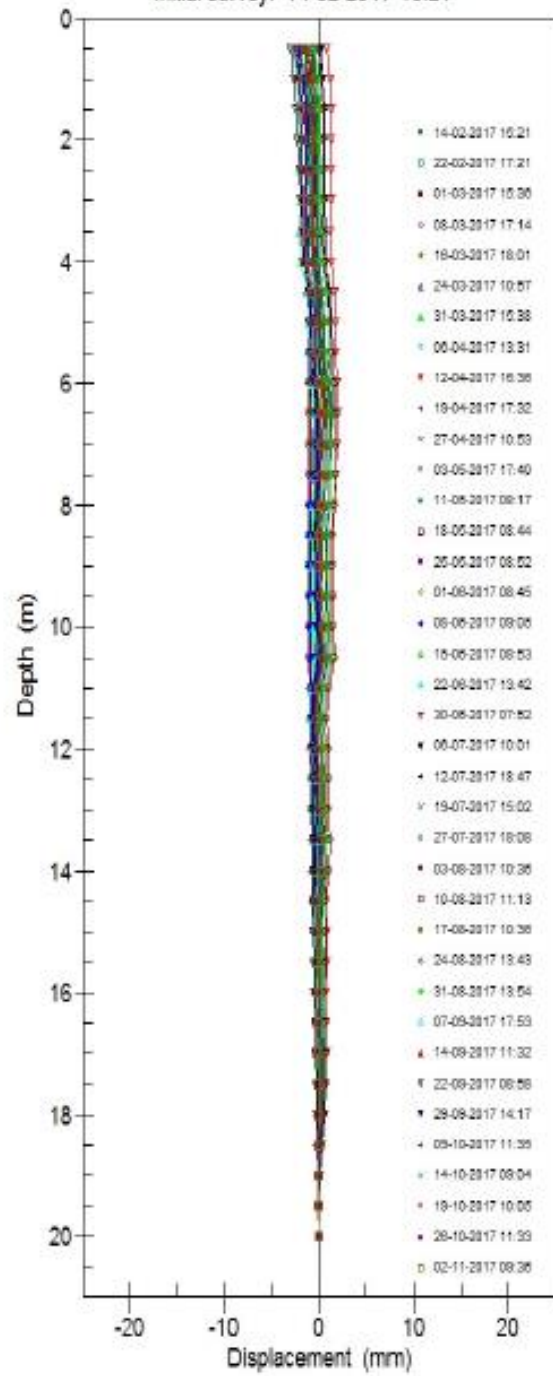
### 11425:110 - A Axis Cumulative

Initial survey: 14-02-2017 15:21



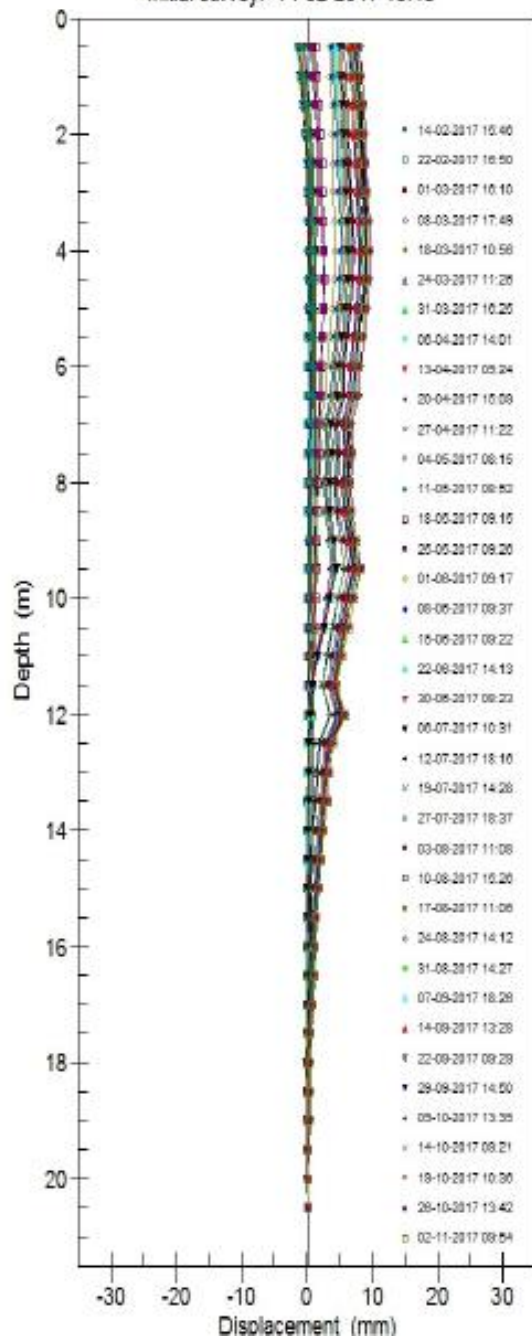
### 11425:110 - B Axis Cumulative

Initial survey: 14-02-2017 15:21



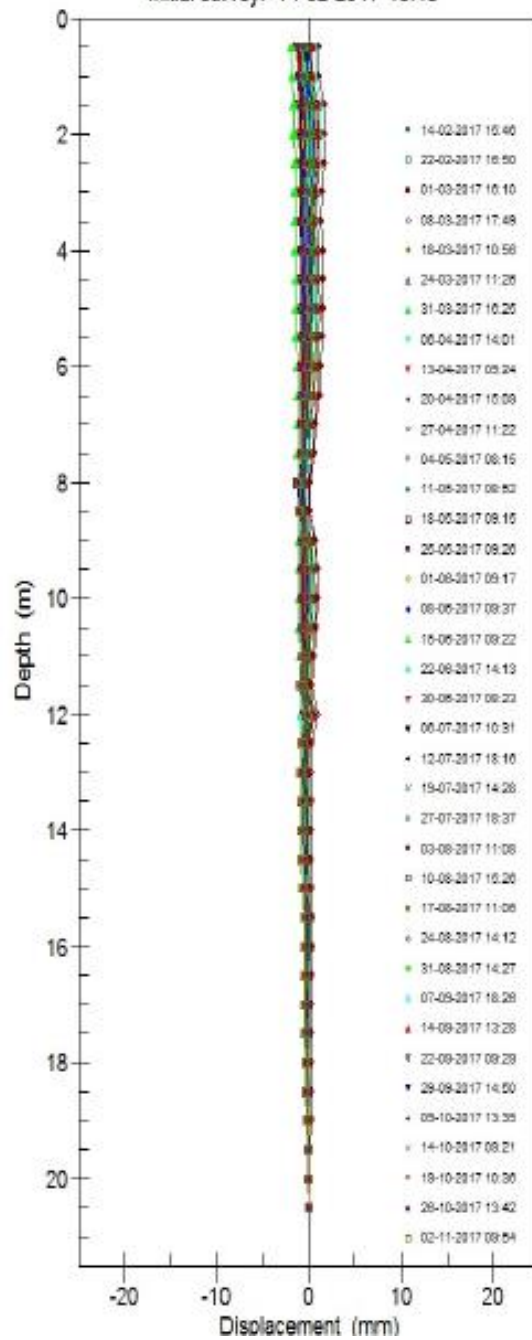
### 11425:111 - A Axis Cumulative(42 deg skew)

Initial survey: 14-02-2017 15:46



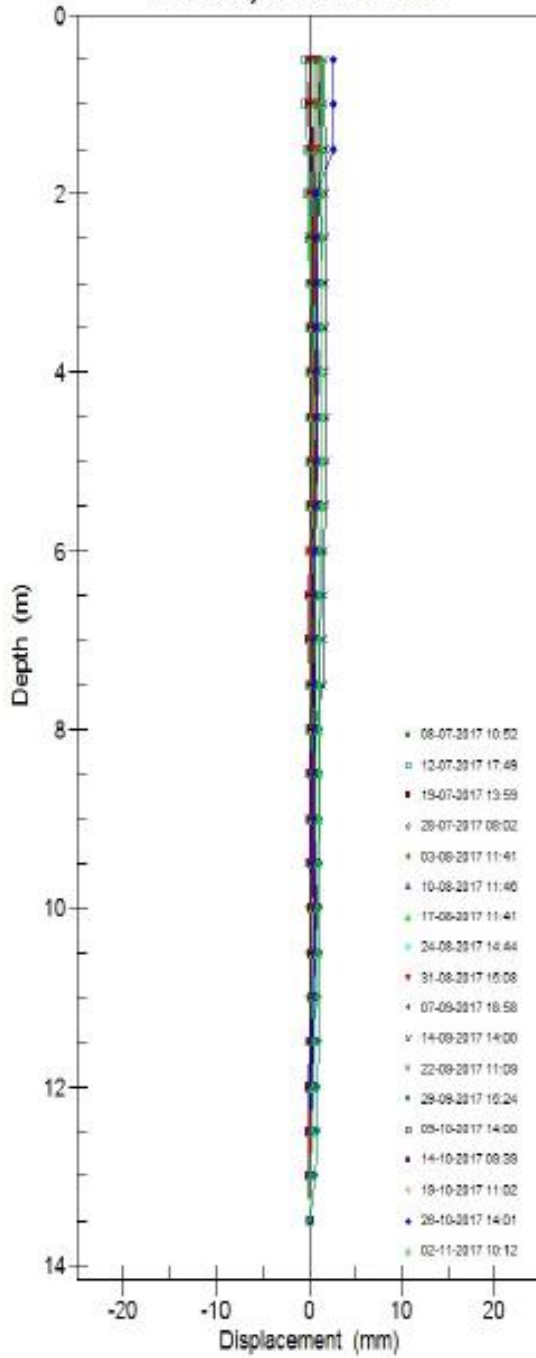
### 11425:111 - B Axis Cumulative(42 deg skew)

Initial survey: 14-02-2017 15:46



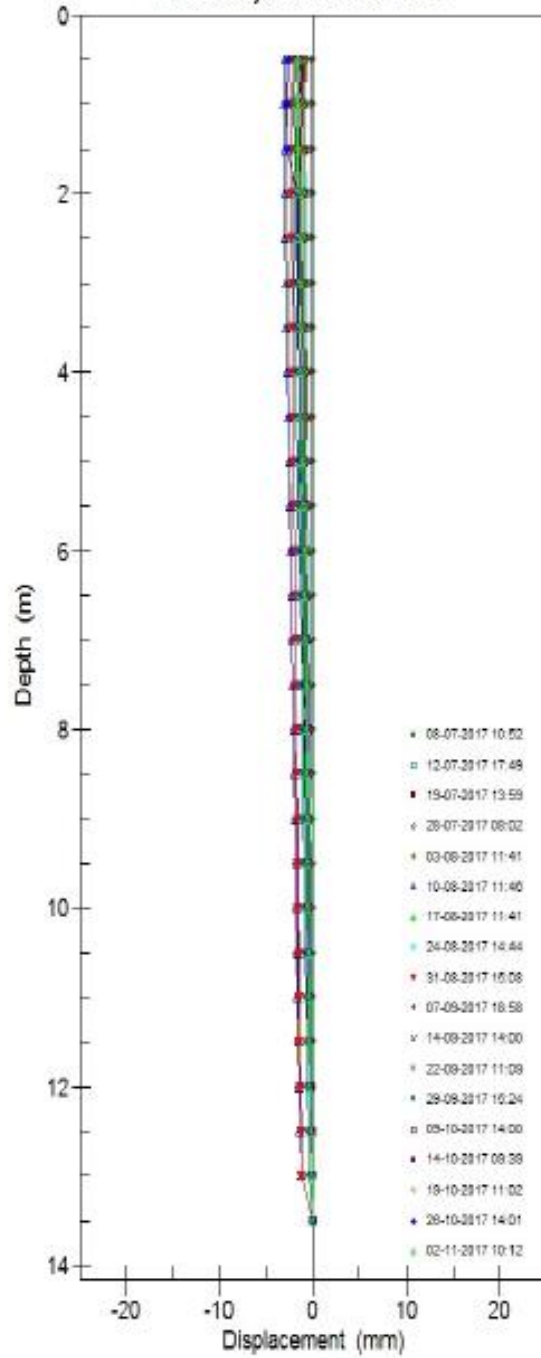
### 11425:112 - A Axis Cumulative

Initial survey: 08-07-2017 10:52



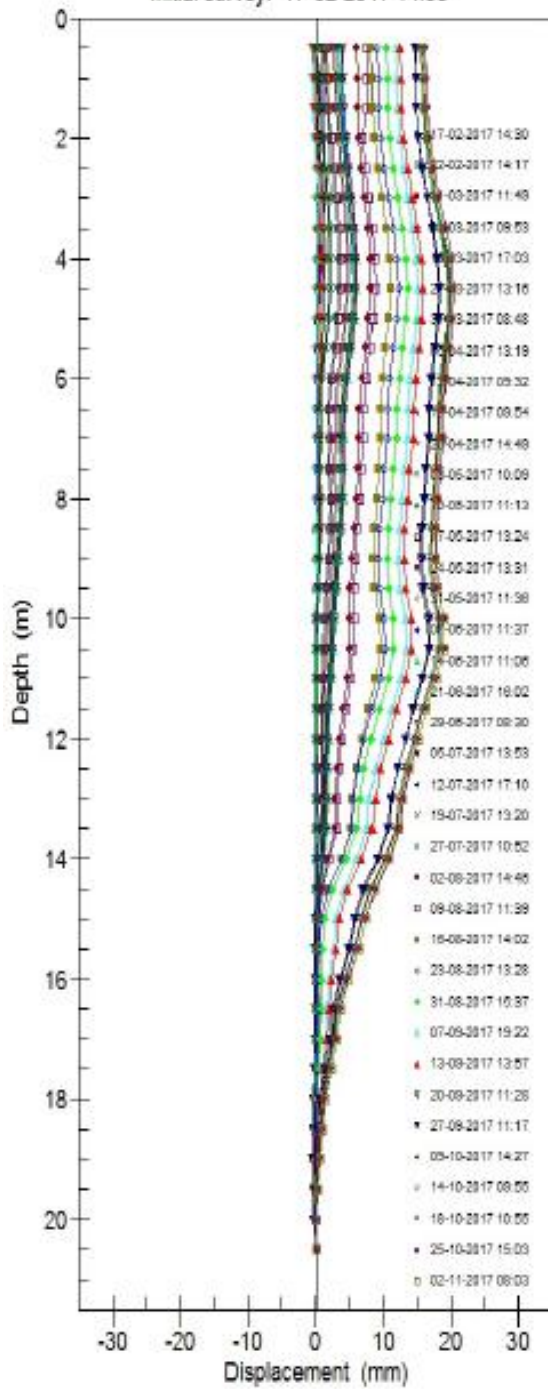
### 11425:112 - B Axis Cumulative

Initial survey: 08-07-2017 10:52



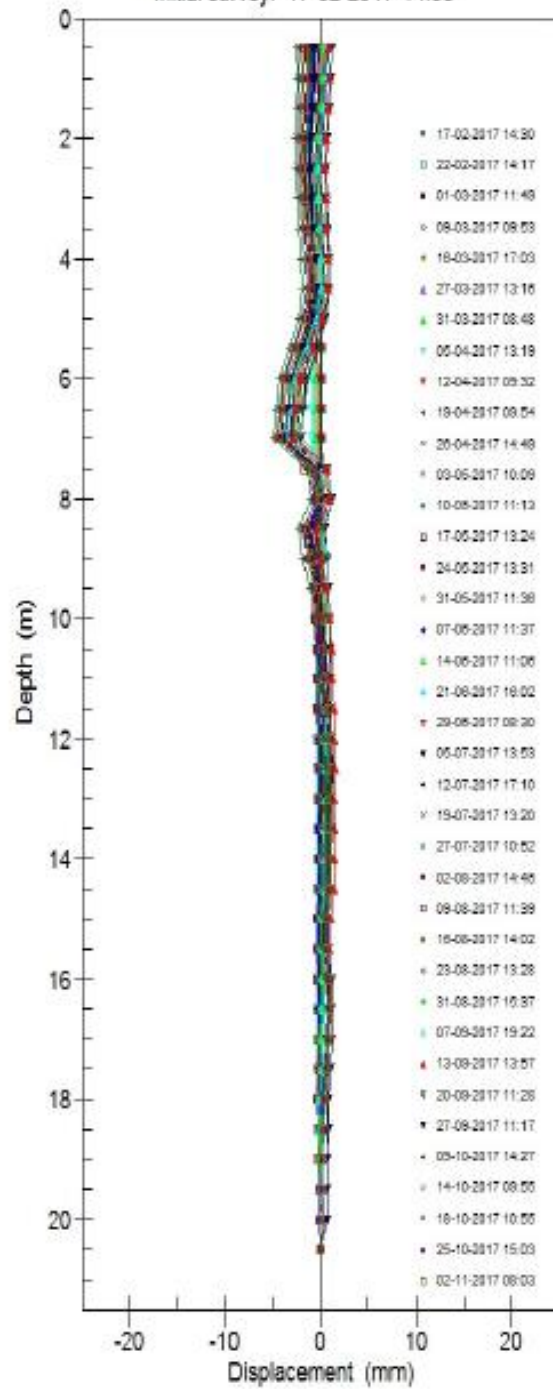
### 11425:115 - A Axis Cumulative

Initial survey: 17-02-2017 14:30



### 11425:115 - B Axis Cumulative

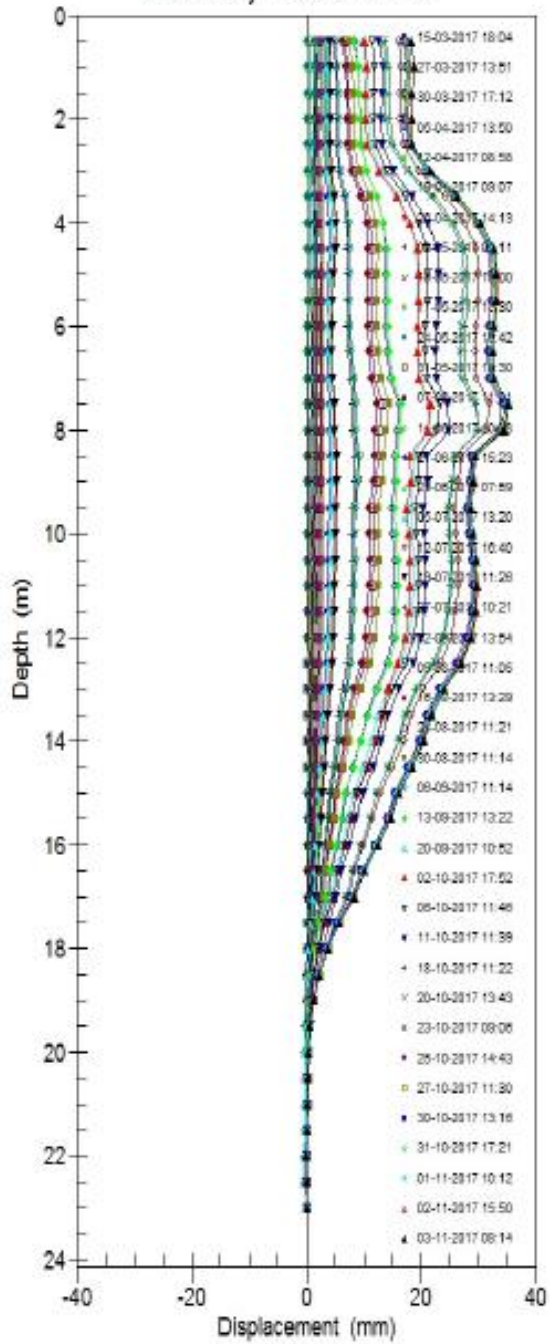
Initial survey: 17-02-2017 14:30





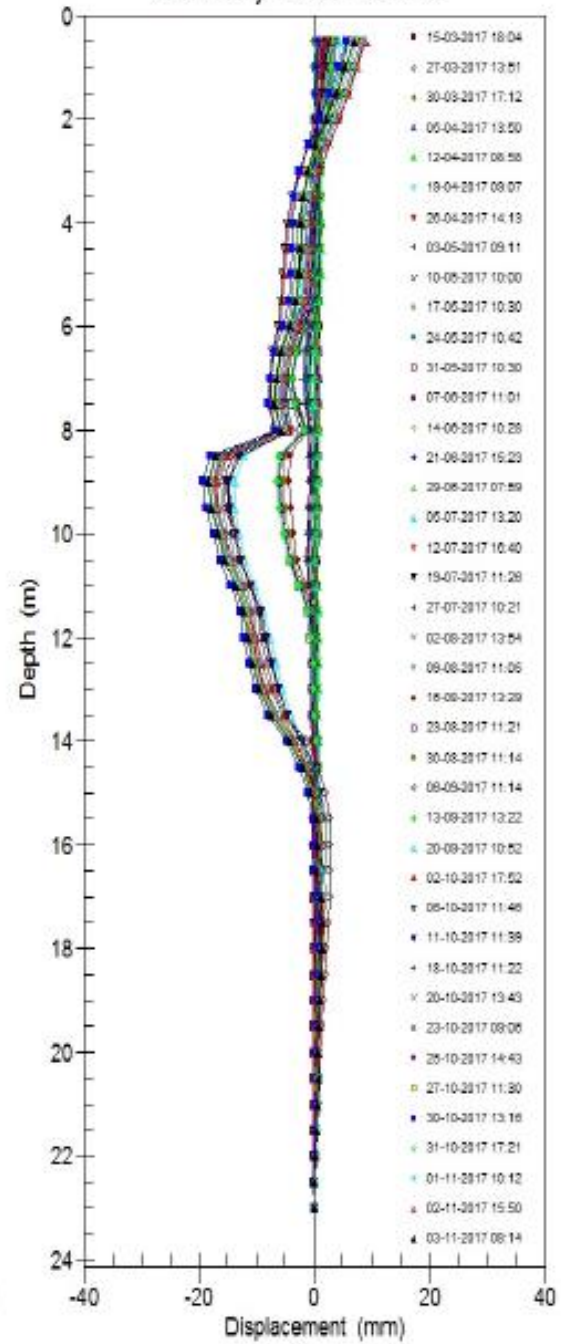
### 11425:117 - A Axis Cumulative

Initial survey: 01-03-2017 09:03



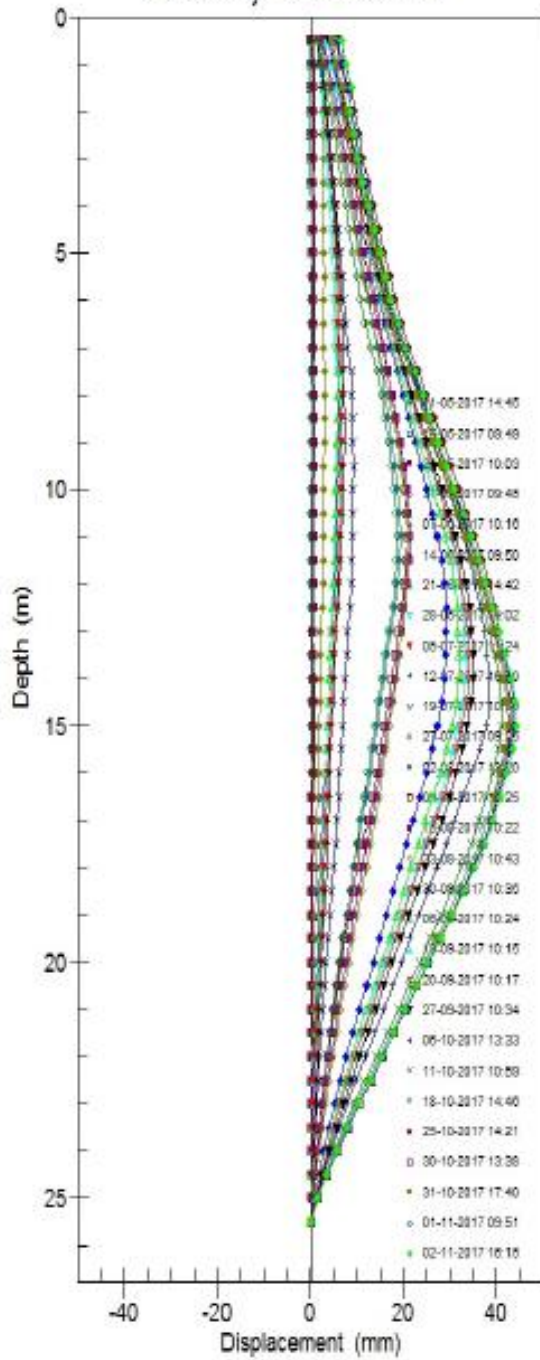
### 11425:117 - B Axis Cumulative

Initial survey: 01-03-2017 09:03



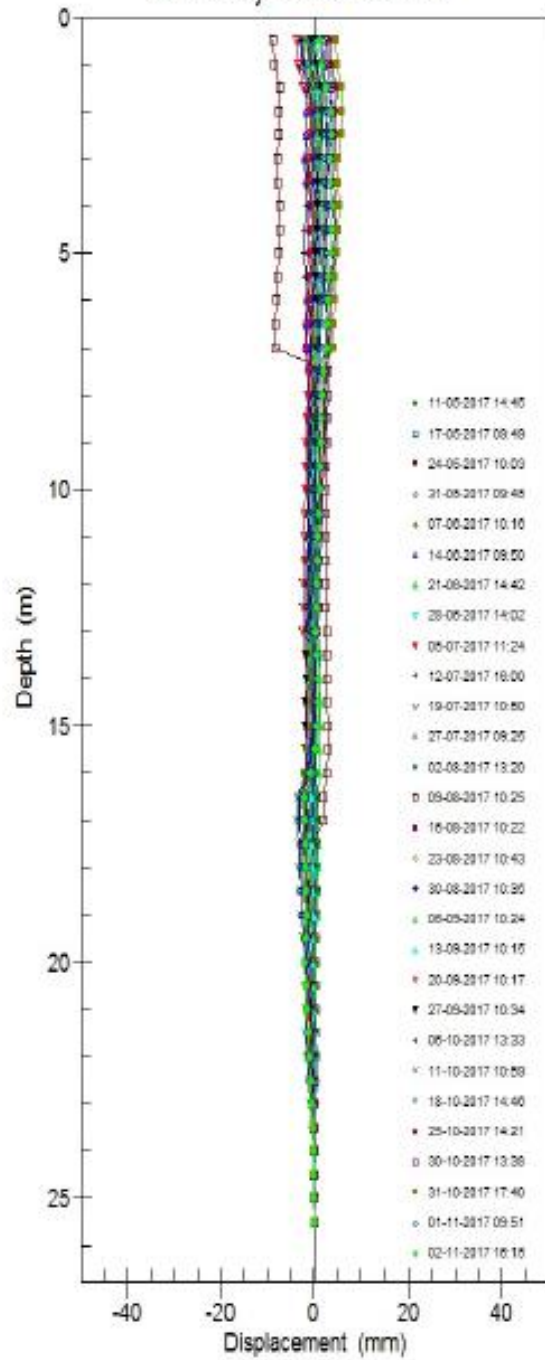
### 11425:118P - A Axis Cumulative

Initial survey: 11-05-2017 14:45



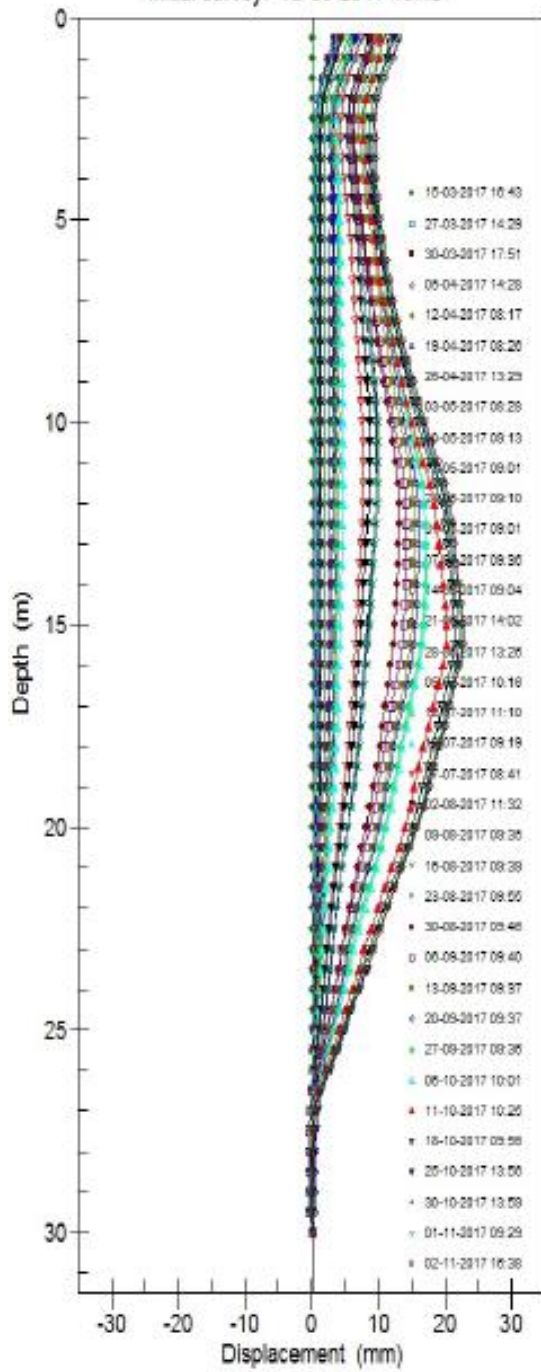
### 11425:118P - B Axis Cumulative

Initial survey: 11-05-2017 14:45



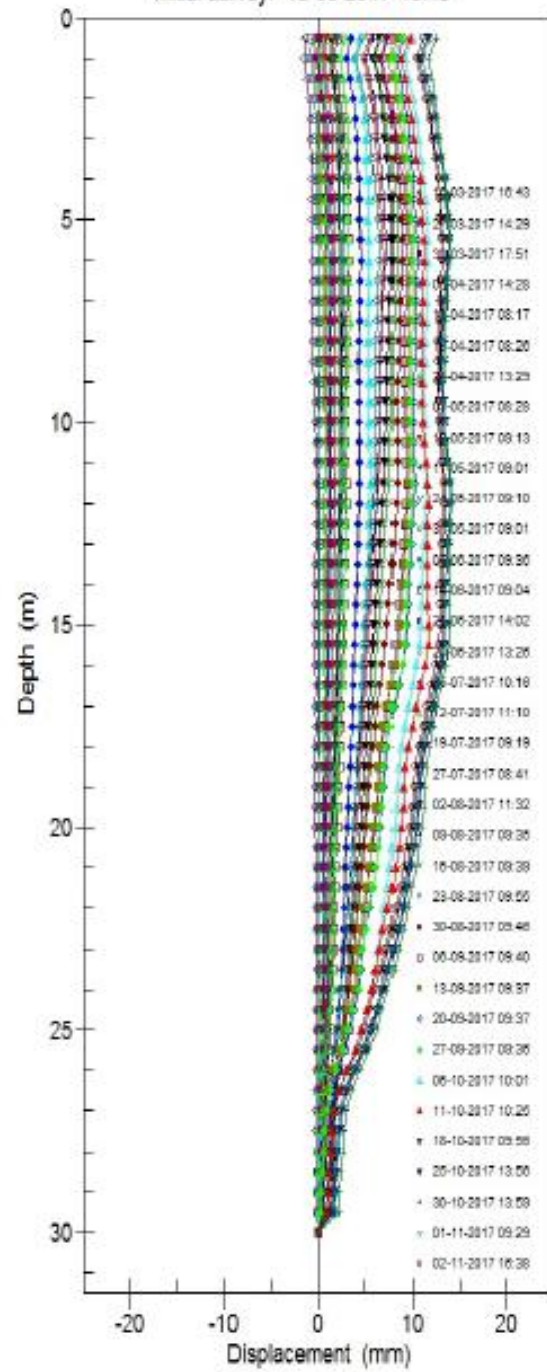
### 11425:119 - A Axis Cumulative

Initial survey: 15-03-2017 16:43



### 11425:119 - B Axis Cumulative

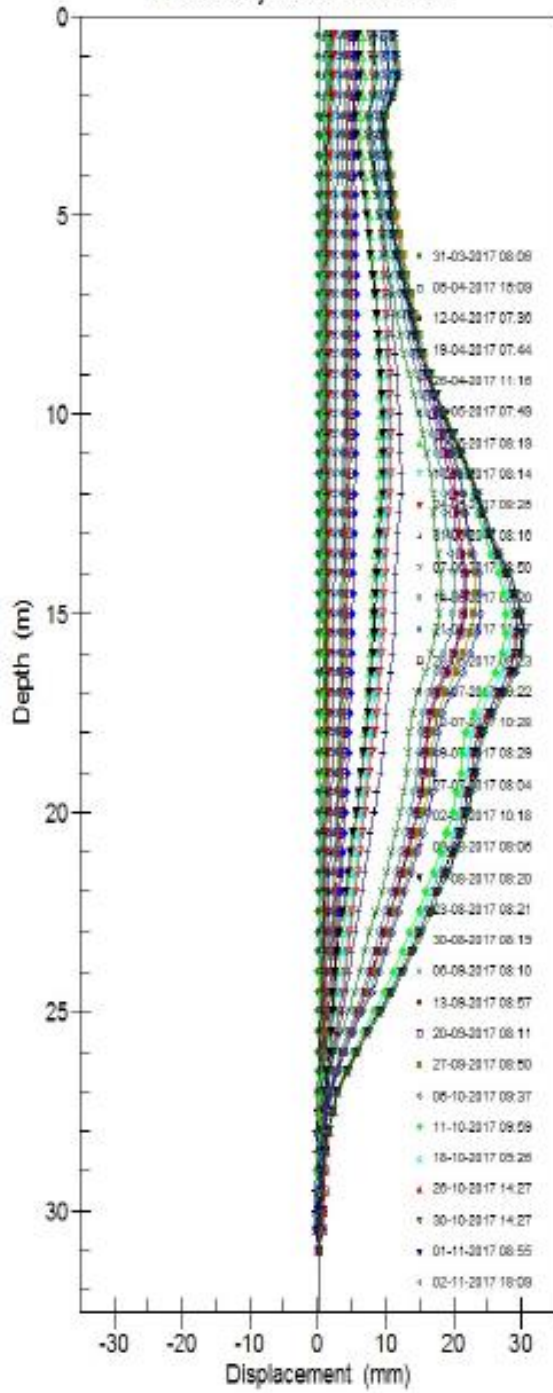
Initial survey: 15-03-2017 16:43





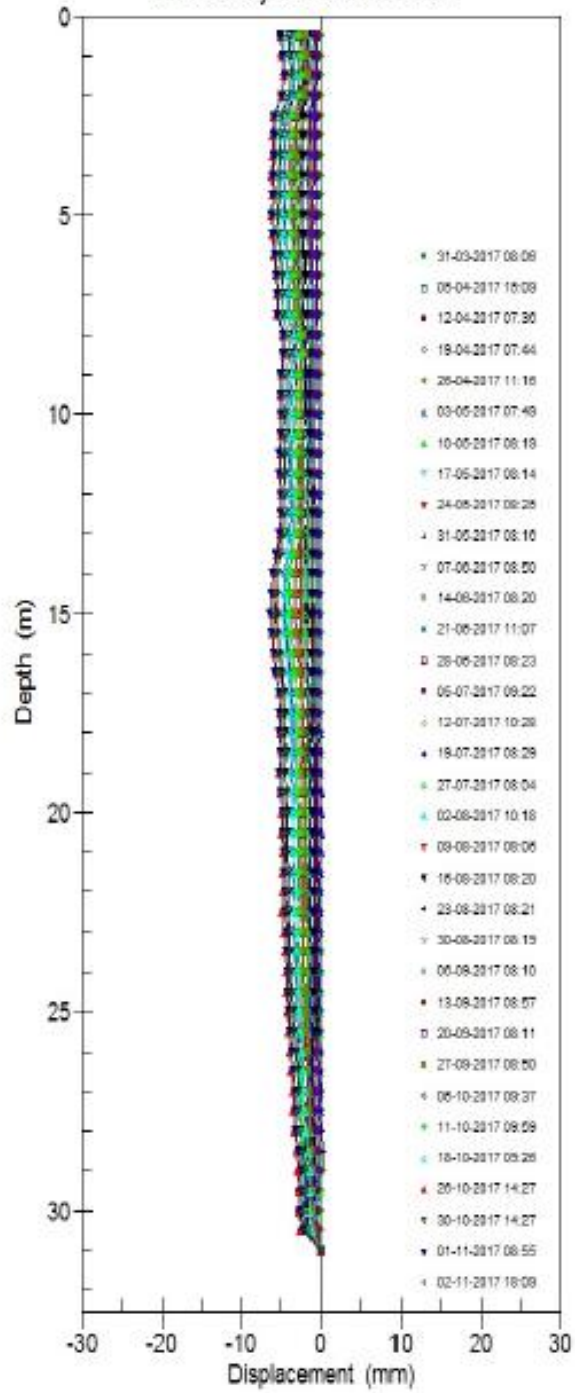
### 11425:I20 - A Axis Cumulative

Initial survey: 31-03-2017 08:06



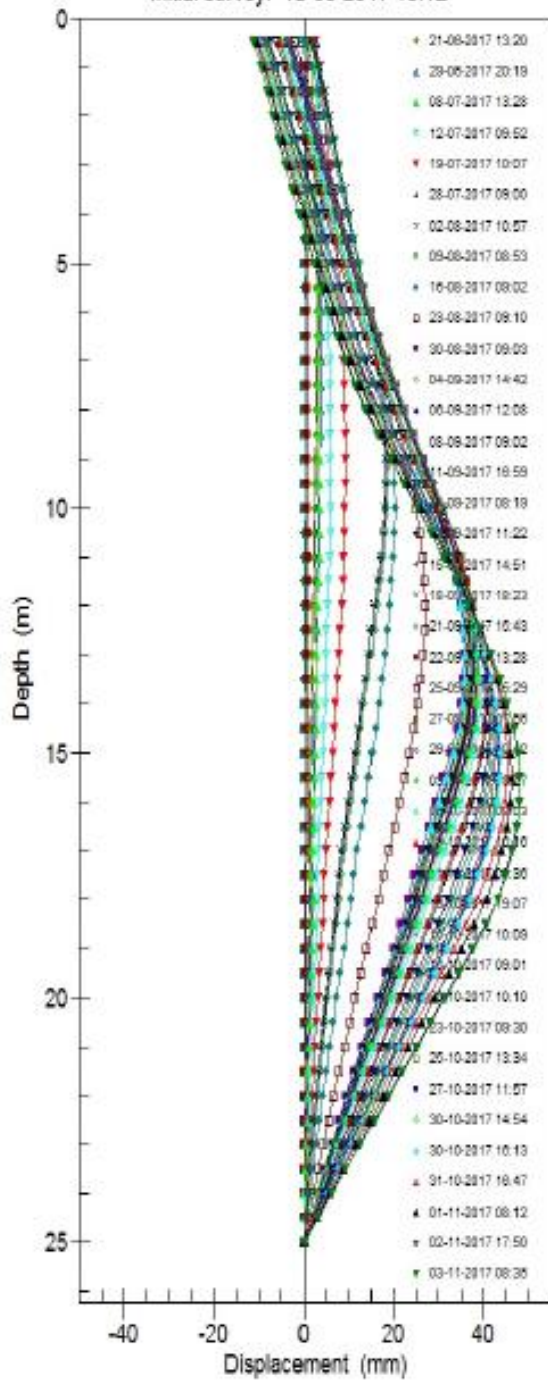
### 11425:I20 - B Axis Cumulative

Initial survey: 31-03-2017 08:06



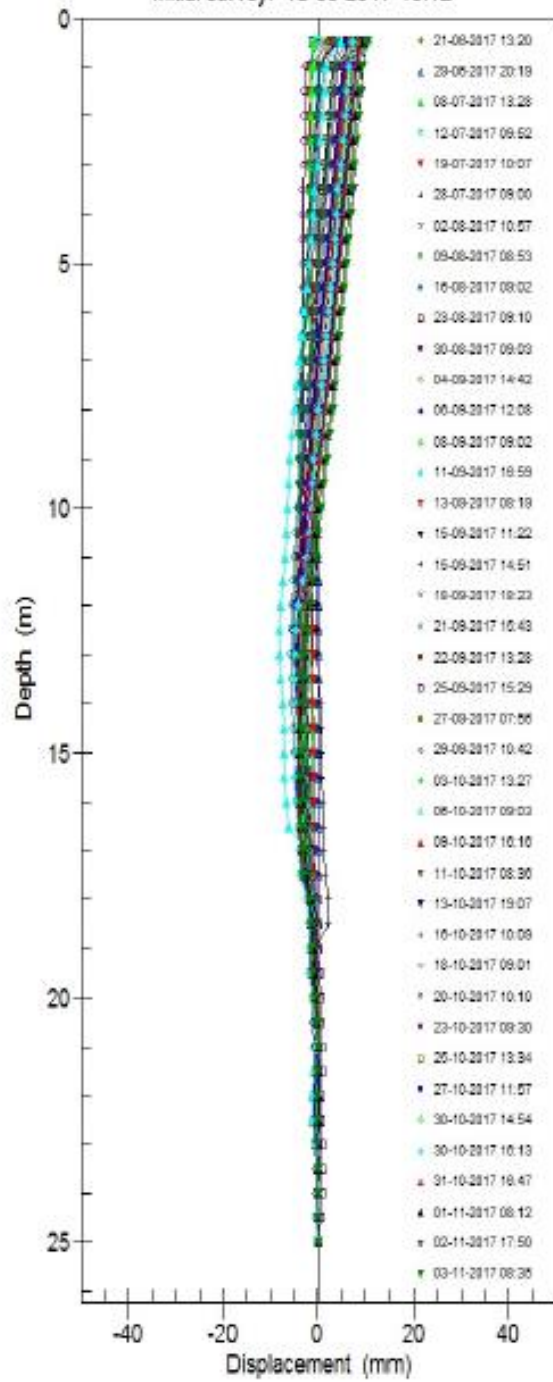
### 11425:I21P. - A Axis Cumulative

Initial survey: 18-05-2017 15:12



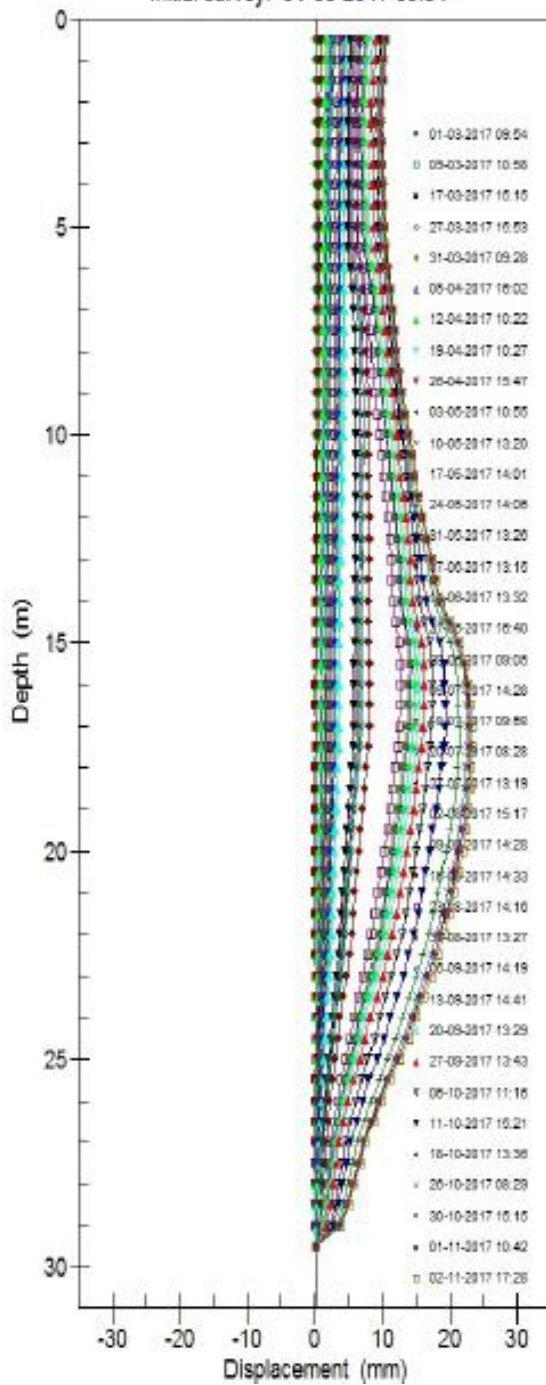
### 11425:I21P. - B Axis Cumulative

Initial survey: 18-05-2017 15:12



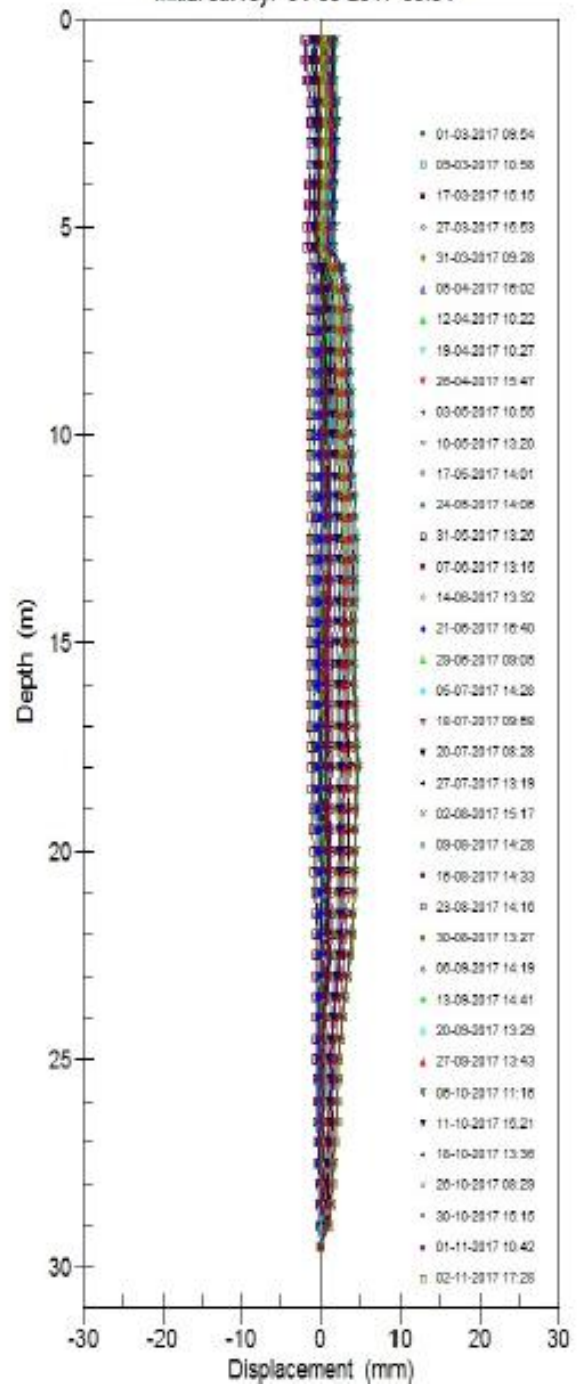
### 11425:122 - A Axis Cumulative

Initial survey: 01-03-2017 09:54



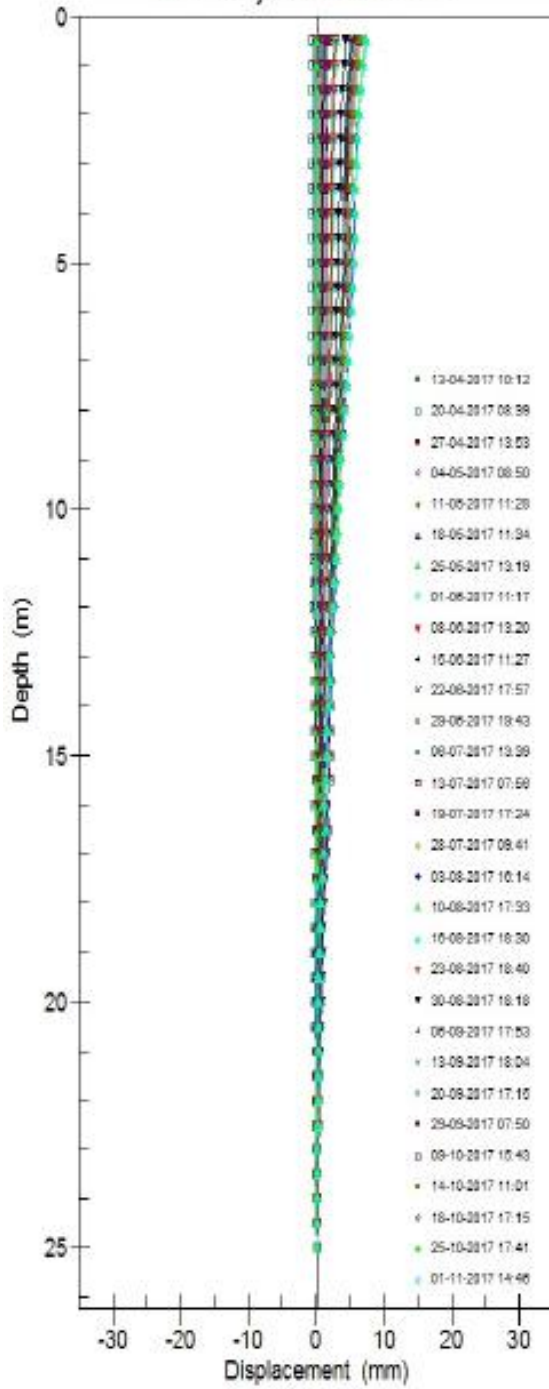
### 11425:122 - B Axis Cumulative

Initial survey: 01-03-2017 09:54



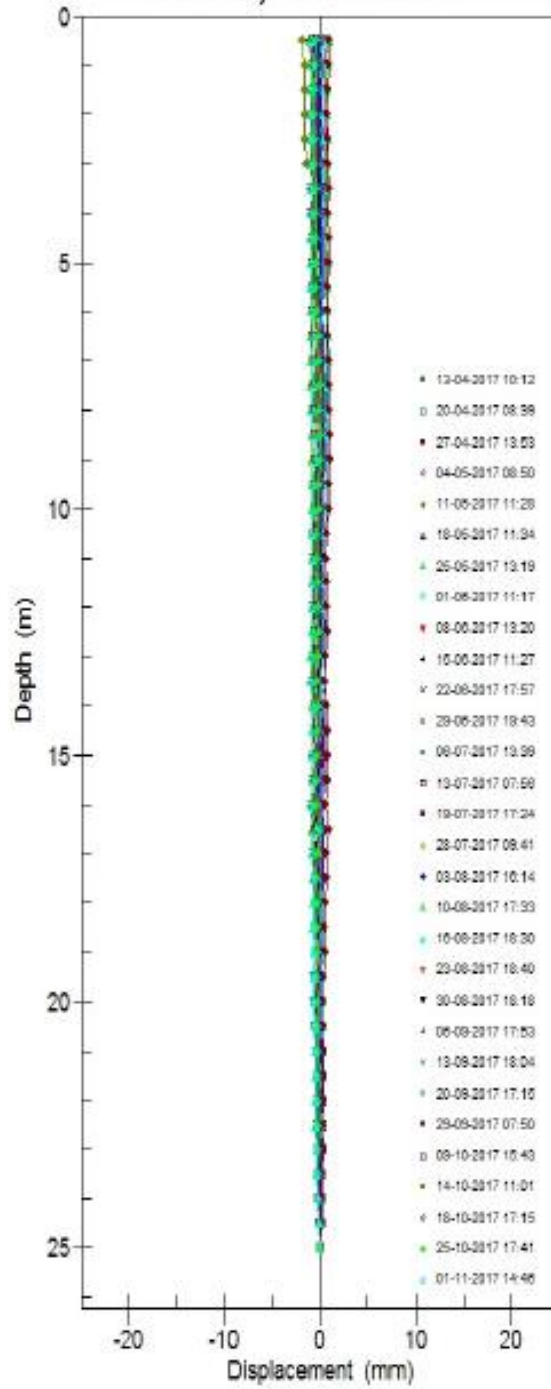
### 11425:I23 - A Axis Cumulative

Initial survey: 13-04-2017 10:12



### 11425:I23 - B Axis Cumulative

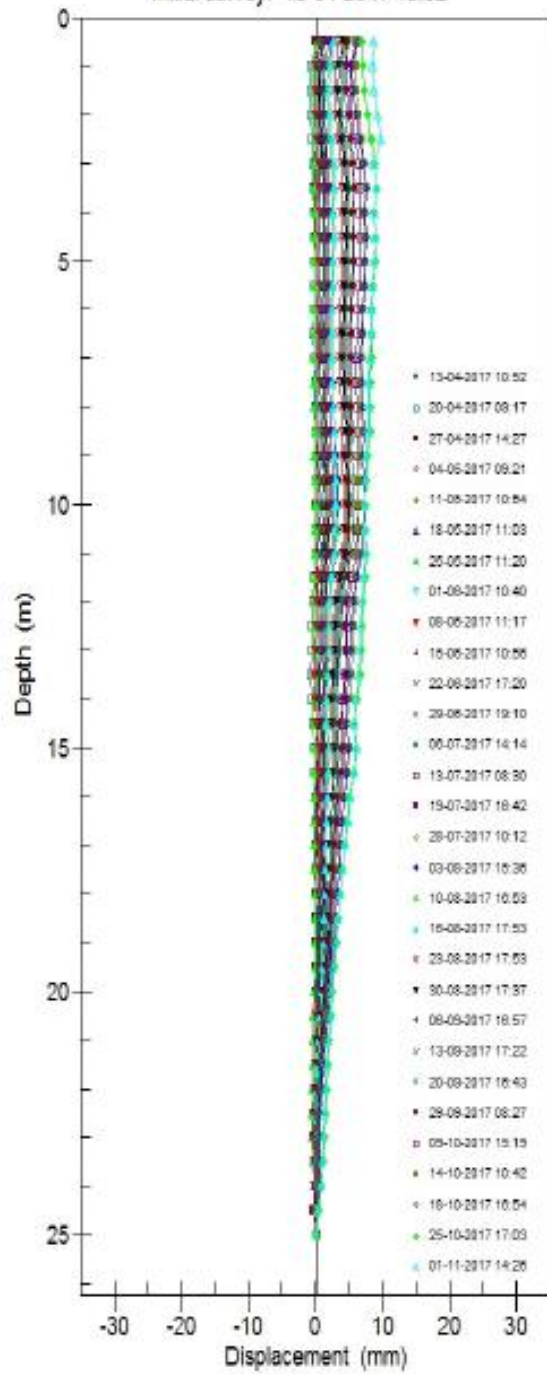
Initial survey: 13-04-2017 10:12





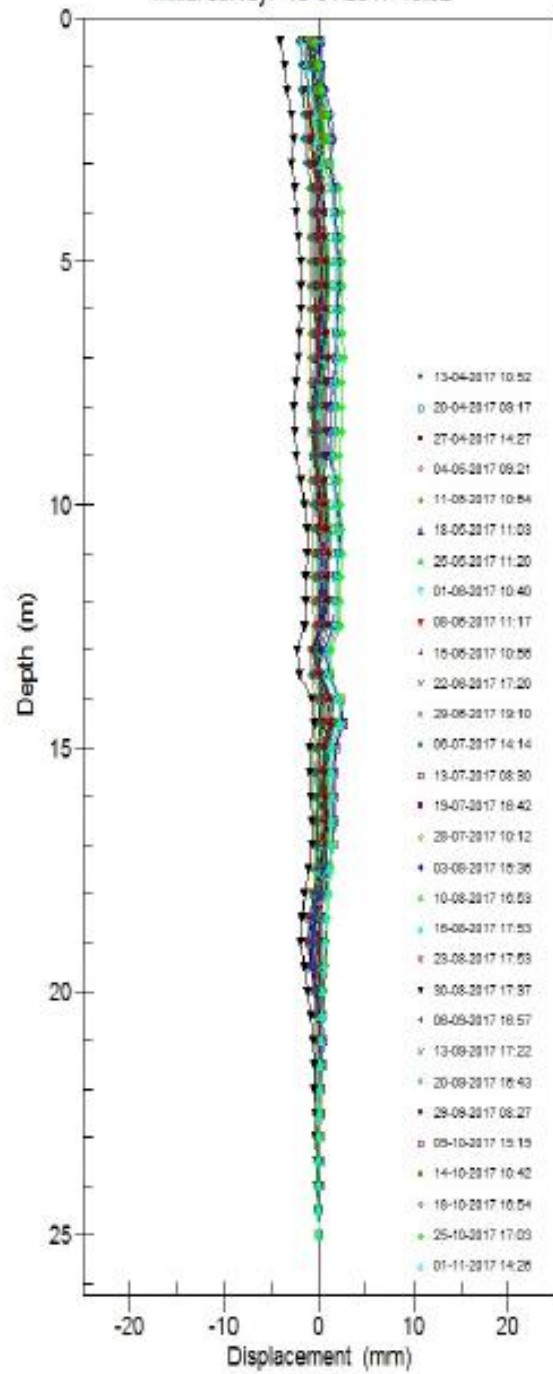
### 11425:I24 - A Axis Cumulative

Initial survey: 13-04-2017 10:52



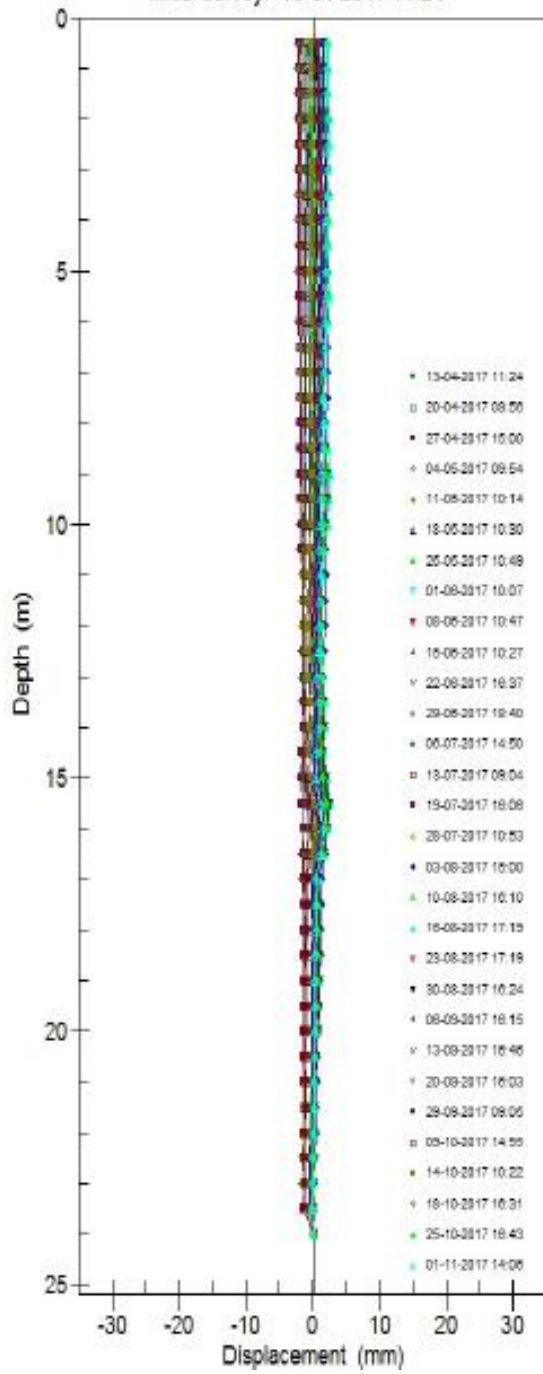
### 11425:I24 - B Axis Cumulative

Initial survey: 13-04-2017 10:52

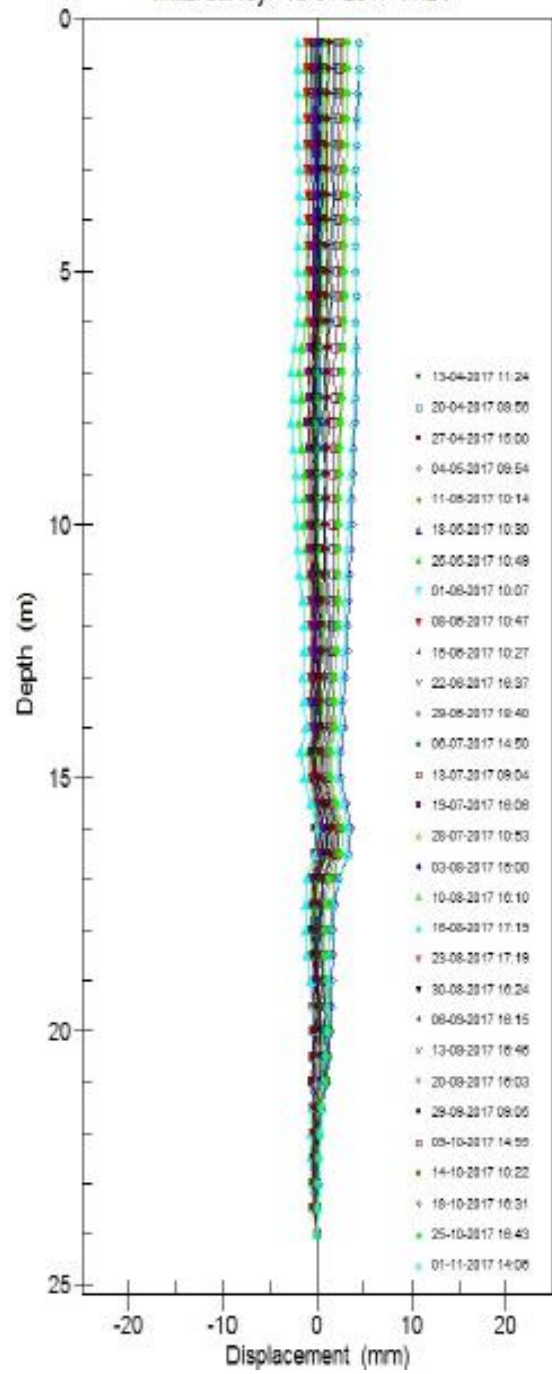




11425:I25 - A Axis Cumulative(45 deg skew)  
Initial survey: 13-04-2017 11:24



11425:I25 - B Axis Cumulative(45 deg skew)  
Initial survey: 13-04-2017 11:24



## ANEXO IV – LEITURAS REFERENTES AOS CLINÓMETROS EM ALERTA

		TM1		TM2		TM5	
0	24/03/2017	0.014	0.00				
1	31/03/2017	0.016	2.24			-0.030	0.00
2	07/04/2017	0.016	2.37			-0.032	-2.17
3	13/04/2017	0.017	2.74			-0.032	-2.65
4	21/04/2017	0.017	2.74			-0.032	-2.87
5	27/04/2017	0.017	3.28	0.003	0.00	-0.033	-3.22
6	05/05/2017	0.017	3.26	0.004	0.26	-0.033	-3.11
7	12/05/2017	0.017	3.33	0.004	0.74	-0.032	-2.89
8	19/05/2017	0.017	3.26	0.005	1.37	-0.033	-3.30
9	26/05/2017	0.018	3.61	0.005	1.95	-0.033	-3.24
10	02/06/2017	0.018	3.68	0.006	2.45	-0.033	-3.24
11	09/06/2017	0.018	3.79	0.006	2.63	-0.033	-3.28
12	16/06/2017	0.018	3.83	0.006	2.89	-0.033	-3.26
13	24/06/2017	0.018	3.50	0.006	3.06	-0.033	-3.35
14	30/06/2017	0.018	3.39	0.006	3.02	-0.033	-3.22
15	08/07/2017	0.017	3.37	0.006	3.06	-0.033	-3.15
16	14/07/2017	0.018	3.46	0.006	3.04	-0.033	-3.37
17	21/07/2017	0.017	3.33	0.006	3.02	-0.033	-3.30
18	28/07/2017	0.018	3.79	0.006	2.74	-0.033	-3.61
19	04/08/2017	0.018	3.59	0.007	3.11	-0.033	-3.37
20	11/08/2017	0.018	3.50	0.007	3.26	-0.033	-3.50
21	18/08/2017	0.017	3.28	0.007	3.26	-0.033	-3.39
22	25/08/2017	0.017	3.20	0.007	3.17	-0.033	-3.39
23	01/09/2017	0.017	3.28	0.007	3.11	-0.033	-3.39
24	08/09/2017	0.018	3.52	0.007	3.21	-0.033	-3.59
25	15/09/2017	0.018	3.92	0.006	3.00	-0.033	-3.65
26	22/09/2017	0.018	3.92	0.006	3.00	-0.033	-3.67
27	29/09/2017	0.018	3.76	0.007	3.19	-0.033	-3.57
28	06/10/2017		3.76		3.19		-3.50
29	13/10/2017		3.89		3.21		-3.26
30	20/10/2017		3.83		3.28		-2.96
31	27/10/2017		4.18		3.13		-3.41
32	03/11/2017		3.87		3.30		-3.13

## ANEXO V – LEITURAS REFERENTES ÀS CÉLULAS DE CARGA EM ALERTA

	CA2		CA4		CA7		CA8		CA10		CA20
0 13/03/2017					719.87						
1 16/03/2017			544.41								
2 18/03/2017			518.22	-5	705.35	-2					
3 24/03/2017			502.61	-8	690.49	-4	531.79				
28/03/2017	559.11								547.46		
4 31/03/2017	543.51	-3	492.06	-10	689.85	-4	517.72	-3	537.05	-2	
5 07/04/2017	532.75	-5	475.90	-13	686.64	-5	515.54	-3	534.51	-2	
6 13/04/2017	527.39	-6	469.86	-14	687.48	-4	513.21	-3	533.62	-3	
7 21/04/2017	526.64	-6	468.60	-14	683.59	-5	521.70	-2	531.97	-3	
8 27/04/2017	522.60	-7	460.47	-15	663.78	-8	521.26	-2	530.93	-3	
9 05/05/2017	517.29	-7	464.37	-15	646.11	-10	512.00	-4	530.70	-3	
10 12/05/2017	517.10	-8	463.54	-15	635.78	-12	509.96	-4	531.45	-3	
11 19/05/2017	516.87	-8	466.65	-14	624.04	-13	505.94	-5	531.59	-3	
12 26/05/2017	518.51	-7	464.60	-15	607.15	-16	501.72	-6	533.62	-3	
13 02/06/2017	516.59	-8	463.12	-15	599.55	-17	497.21	-7	538.18	-2	
14 09/06/2017	519.17	-7	460.19	-15	595.33	-17	492.08	-7	538.98	-2	
15 16/06/2017	516.07	-8	461.26	-15	592.64	-18	490.82	-8	553.25	1	
16 24/06/2017	515.32	-8	459.91	-16	584.84	-19	489.32	-8	567.87	4	
17 30/06/2017	515.36	-8	462.10	-15	583.62	-19	488.40	-8	572.99	5	
18 08/07/2017	496.33	-11	459.03	-16	583.13	-19	487.96	-8	569.79	4	
19 14/07/2017	514.75	-8	458.94	-16	582.93	-19	486.70	-8	561.07	2	
20 21/07/2017	513.77	-8	459.17	-16	582.64	-19	486.12	-9	563.05	3	
21 28/07/2017	513.44	-8	449.73	-17	580.88	-19	473.78	-11	567.53	4	
22 04/08/2017	511.61	-8	453.55	-17	578.77	-20	467.25	-12	574.17	5	
23 11/08/2017	512.78	-8	455.31	-16	579.55	-19	461.58	-13	582.57	6	

24	18/08/2017	512.59	-8	456.84	-16	574.36	-20	463.04	-13	606.92	11		
25	25/08/2017	513.06	-8	458.38	-16	575.34	-20	462.89	-13	606.07	11		
26	01/09/2017	506.48	-9	457.03	-16	573.77	-20	460.96	-13	615.62	12	696.25	
27	08/09/2017	502.91	-10	457.12	-16	572.75	-20	460.90	-13	610.09	11	715.89	3
28	15/09/2017	499.34	-11	446.90	-18	570.64	-21	459.17	-14	614.39	12	723.25	4
29	22/09/2017	498.92	-11	448.62	-18	570.49	-21	458.05	-14	619.44	13	732.91	5
30	29/09/2017	497.88	-11	451.78	-17	569.91	-21	457.76	-14	618.31	13	736.03	6
31	06/10/2017	498.40	-11	452.57	-17	569.61	-21	458.20	-14	618.12	13	742.39	7
32	13/10/2017	498.26	-11	453.22	-17	569.27	-21	458.54	-14	622.33	14	798.47	15
33	20/10/2017	501.31	-10	CD		569.22	-21	468.16	-12	623.70	14	795.72	14
34	27/10/2017	500.75	-10	CD		568.05	-21	457.91	-14	615.24	12	791.98	14
35	03/11/2017	502.11	-10	CD		568.88	-21	458.34	-14	621.00	13	790.67	14