

Instrumentação automatizada de obras geotécnicas em meio urbano

Eunice Câmara Ferreira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Alexandre da Luz Pinto

Júri

Presidente: Prof. Vitor Faria e Sousa

Orientador: Prof. Alexandre da Luz Pinto

Vogais: Prof. Nuno Gonçalo Cordeiro Marques de Almeida

Prof^a Teresa Maria Bodas de Araújo Freitas

Julho de 2021

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Ao meu namorado André, pelo apoio incondicional.

Agradecimentos

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

Em segundo lugar quero agradecer à JETsj e em particular ao Eng.º Nuno Silva por ter sido incansável no esclarecimento de dúvidas e à Eng.ª Neuza Carvalho pela partilha de informação documental.

Expresso a minha gratidão à HCI Construções, nomeadamente ao Eng.º Virgílio Preto, pela disponibilidade e ajuda demonstrada durante as visitas à obra, e pela informação disponibilizada.

Agradeço também ao Dono de Obra Expo Indico, EIII Investimentos Imobiliários, SA, e à equipa de fiscalização da ENGEXPOR pela disponibilidade e atenção.

Agradeço a todos os meus colegas e amigos que fizeram parte do meu percurso académico.

Por último mas não menos importante, agradeço aos meus pais e irmãs pela paciência e força transmitida durante o meu percurso académico, e ao meu namorado, André, pelo amor, companheirismo, compreensão e carinho demonstrados durante todos estes anos.

Resumo

Num projeto geotécnico, os parâmetros de caracterização do comportamento do geomaterial tem um nível de incerteza associado pois advêm de uma estimativa das condições reais. Quanto mais significativas são as incertezas na caracterização do geomaterial, maior é o risco associado.

Tendo como objetivo minimizar o risco e consequentemente aumentar o nível de segurança numa obra geotécnica, é desenvolvido por Peck o Método Observacional. Esta metodologia pretende, através da observação efetuada pela instrumentação geotécnica, adaptar os métodos e faseamentos construtivos às condições reais encontradas durante a fase de construção, proporcionando a otimização de prazo e custo da obra, mantendo um nível elevado de segurança.

O método inclui uma investigação preliminar às condições existentes, a conceção de um projeto de execução baseado nas condições mais prováveis, um plano de monitorização e controlo com definição de limites de comportamento aceitáveis e, caso esses limites sejam ultrapassados, metodologias corretivas a implementar.

Tendo como objetivo dar a conhecer o Método Observacional e sua aplicabilidade a obras geotécnicas em contexto nacional, foram analisados os documentos regulamentares existentes, em específico os regulamentos referentes ao Município de Lisboa. Foi também analisada uma obra com características geotécnicas complexas onde foi implementado um sistema de monitorização automatizado para controlo de incertezas. Com a análise dos dados recolhidos pela instrumentação foi sugerida e analisada a implementação de uma otimização do processo construtivo, promovendo a redução de custos e da duração da obra.

Palavras-chave: instrumentação automatizada, método observacional, plano de instrumentação e observação, obras geotécnicas complexas, obras em meio urbano.

Abstract

In a geotechnical project, the characterization of the geotechnical parameters has an associated level of uncertainty as they are an estimate of the real conditions. The more significant the uncertainties in the characterization of the geomaterial, the greater the associated risk.

With the purpose of minimizing risk and consequently increase the level of safety in a geotechnical work, the Observational Method was developed by Peck. This methodology intends, through the data collected by geotechnical monitoring, to adapt the building methods and phasing to the real conditions found during the construction phase, providing optimization of time and work cost while at the same time maintaining a high level of safety.

The method includes a preliminary investigation of existing conditions, the design of an execution project based on the most likely conditions, a monitoring and control plan with definition of acceptable limits for structural behavior and, if these limits are exceeded, corrective measures to be implemented.

Aiming to make the Observational Method known and its applicability to geotechnical works at the national level, the existing regulatory documents were analyzed, specifically the regulations referring to the Municipality of Lisbon. A construction project with complex geotechnical characteristics was also analyzed, where an automated monitoring system to control uncertainties was implemented. With the data collected by the instrumentation and analysis, an optimized construction process was suggested and analyzed, promoting the reduction of costs and construction time.

Keywords: Automated instrumentation, Observational Method, Instrumentation and observation plan, Complex geotechnical project, Construction in urban areas.

Índice

Agradecimentos.....	v
Resumo	vii
Abstract.....	ix
Índice	xi
Índice de figuras	xiii
Índice de tabelas	xvii
Lista de acrónimos:	xix
Lista de símbolos:.....	xx
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento e objetivos	1
1.2. Estrutura da dissertação	4
2. Método Observacional.....	7
2.1. Contextualização e identificação do método observacional.....	7
2.2. Implementação do método observacional.....	10
2.3. Risco geotécnico e método observacional no Eurocódigo 7.....	13
2.4. Aplicabilidade do método observacional	16
3. Instrumentação.....	19
3.1. Piezómetro de corda vibrante	20
3.2. Inclínometro in-place.....	23
3.3. Extensómetro	26
3.3.1. Extensómetro de Haste	26
3.3.2. Extensómetro de Assentamento	28
3.4. Célula de Assentamento.....	29
3.5. Tiltmeter sem fios.....	30
3.6. Células de Pressão Total.....	31
3.7. Células de Carga	33
3.8. Fissurómetro de Corda Vibrante.....	34
3.9. Estação Total Automatizada (ATS)	36
4. Plano de Instrumentação e de Observação	39
5. Enquadramento Legislativo	41

5.1. Código dos Contratos Públicos	41
5.2. Recomendações da Ordem dos Engenheiros.....	44
5.3. Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa (RMUEL)	47
5.4. Metropolitano de Lisboa.....	48
6. Caso de Estudo – EXEO Lote 1: Edifício AURA.....	51
6.1. Descrição geral	51
6.1.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos	52
6.1.2. Condicionamentos Hidrogeológicos	53
6.1.3. Condicionamentos devido às estruturas envolventes	54
6.2. Soluções Construtivas	54
6.2.1. Parede Moldada	55
6.2.2. Escoramentos Metálicos	58
6.2.3. Banda de Laje.....	60
6.2.4. Ensoleiramento Geral	62
6.3. Faseamento Construtivo.....	63
6.4. Plano de Instrumentação e de Observação do Lote 1	65
6.4.1. Generalidades	66
6.4.2. Instrumentação aplicada	67
6.4.3. Critérios de alerta e alarme e procedimentos estabelecidos	69
6.4.4. Leituras obtidas e observações.....	70
6.5. Plano de Instrumentação e de Observação referente ao túnel do Metropolitano de Lisboa	74
6.6. Hipóteses de medidas de otimização	75
7. Considerações Finais	79
7.1. Aspetos Gerais	79
7.2. Desenvolvimentos Futuros	80
Bibliografia	81
Anexos.....	84

Índice de figuras

Figura 1.1 Percentagem de acidentes de trabalho fatais e não-fatais na União Europeia do ano 2018. Adaptado de EUROSTAT (EUROSTAT, 2020).	2
Figura 1.2 Acidentes graves no setor da construção de 2018 a 2020. Adaptado de ACT (ACT, 2021a).	3
Figura 1.3 Acidentes mortais no setor da construção de 2018 a 2020. Adaptado de ACT (ACT, 2021b).	3
Figura 2.1 Tipo de parâmetros de resistência do solo. Adaptado de (Patel et al., 2007).	8
Figura 2.2 O método observacional descrito em CIRIA 185. Adaptado de (Nicholson et al., 1999). ...	11
Figura 2.3 Implementação do sistema de semáforos do método observacional na estabilidade de um aterro. Adaptado de (Nicholson et al., 1999).	12
Figura 2.4 Processo cíclico de gestão do risco. Adaptado de (Instituto Português da Qualidade, 2018).	14
Figura 3.1 Piezómetros. Em cima, o instrumento mais comum, usado para a generalidade das aplicações; a meio, o sensor adaptado para baixas pressões; abaixo, o sensor push-in com um formato mais otimizado para argilas moles. Retirado de (DGSI, 2019b).	20
Figura 3.2 À esquerda, processo de instalação de um piezómetro com zona de captação de areia. Adaptado de (Rocha, 2014). À direita, exemplo de instalação de dois piezómetros no mesmo furo. Adaptado de (RST Instruments, 2020b).	22
Figura 3.3 À esquerda, inclinómetro in-place, retirado de (DGSI, 2014); à direita, inclinómetro in-place do tipo GeoFlex, retirado de (DGSI, 2019a).	23
Figura 3.4 (a) Instalação do inclinómetro in-place com disposição vertical, retirado de (DGSI, 2014); (b) Exemplo de uma leitura obtida a partir de um inclinómetro, adaptado de (Transport for NSW, 2016); (c) Exemplo do referencial usado para a instalação dos inclinómetros dentro do tubo inclinométrico, retirado (DGSI, 2019a).	25
Figura 3.5 Instalação do extensómetro de haste single-point num furo horizontal. Adaptado de (DGSI, 2004a).	26
Figura 3.6 À esquerda, um sensor de corda vibrante montado na cabeça de referência de um extensómetro de haste. À direita, a instalação do extensómetro de haste multi-point num furo vertical. Adaptado de (DGSI, 2004a).	27
Figura 3.7 Instalação do extensómetro de assentamento. Adaptado de (Transport for NSW, 2016). .	28
Figura 3.8 Células de assentamento. À esquerda, célula de assentamento não ventilada. À direita, célula de assentamento ventilada. Retirado de (Slope Indicator, 2015).	29
Figura 3.9 Instalação da célula de assentamento. Adaptado de (Transport for NSW, 2016).	29
Figura 3.10 À esquerda, tiltmeter sem fios biaxial com antena exterior. Retirado de (Worldsensing, 2021); à direita, tiltmeter sem fios triaxial, com laser incorporado. Retirado de (Geo Instruments, 2021).	30

Figura 3.11 (a) Layout de células de pressão total num aterro. Retirado de (Geo Instruments, 2019); (b) Célula de pressão total aplicada a uma estrutura. Adaptado de (Geo Instruments, 2019); (c) uma célula de pressão total do tipo “jackout” aplicada a uma parede de contenção. Retirado de (DGSI, 2004b).	32
Figura 3.12 À esquerda, uma célula de carga de corda vibrante em formato anelar, retirado de (RST Instruments, 2020a); à direita, a instalação de uma célula de carga numa ancoragem, retirado de (Rocha, 2014).	34
Figura 3.13 Fissurómetro de corda vibrante. Retirado de (DGSI, 2017).	35
Figura 3.14 Fissurómetro de corda vibrante tridimensional utilizado para medições numa junta de dilatação. Adaptado de (DGSI, 2017).	35
Figura 3.15 À esquerda, uma estação total automatizada; à direita, um prisma refletor 360°. Retirado de (Leica Geosystems, 2020) e (Leica Geosystems, 2019), respetivamente.	36
Figura 5.1 Parâmetros incluídos na revisão do CCP. Retirado de (OE; CPT; APPC, 2020).	42
Figura 5.2 Processo de gestão do risco. Adaptado de (Ordem dos Engenheiros, 2020).	45
Figura 6.1 Localização do Lote 1 – Edifício Aura. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	51
Figura 6.2 Método construtivo da Parede Moldada. Retirado de Brito (Brito, 2001).	56
Figura 6.3 Sequência de execução dos painéis da parede moldada. Em cima, a execução contínua; em baixo, a execução alternada. Retirado de Brito (Brito, 2001)	57
Figura 6.4 Escoramentos metálicos com ligação às paredes moldadas e às bandas de laje com apoios verticais de suporte.	59
Figura 6.5 Equipamento de escavação a executar a escavação entre o piso -2 e a cota de fundo da escavação, na área entre os escoramentos.	60
Figura 6.6 Vista da Planta Estrutural do piso -2. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	61
Figura 6.7 Corte da ligação entre a banda de laje à parede moldada com recurso a ferrolhos. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	61
Figura 6.8 À esquerda, grampos incorporados nas bandas de laje para solidarização entre betão com idades diferentes. À direita, negativo deixado na zona onde irá passar o pilar na fase definitiva.	62
Figura 6.9 Execução da armadura para o maciço de fundação na zona A.	62
Figura 6.10 Faseamento construtivo entre o início dos trabalhos de escavação para o piso -1 e o início dos trabalhos de escavação para o piso -2.	64
Figura 6.11 Faseamento construtivo entre a escavação para a cota do piso -2 e a cota da laje de fundo.	64
Figura 6.12 Faseamento construtivo dos elementos estruturais desde o fundo da escavação.	65
Figura 6.13 Identificação das zonas instrumentadas no Lote 1. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	66
Figura 6.14 Zona Instrumentada 1 localizada no alçado AE do Lote 1.	68
Figura 6.15 Inclínómetro in place e a calha inclinométrica onde estava inserida a série de inclinómetros na Zona Instrumentada 1.	68
Figura 6.16 Identificação das Zonas Construtiva do Lote 1.	70

Figura 6.17 Deslocamentos registados para o inclinómetro da Zona Instrumentada 1. Leitura acumulada do dia 12/12/2020. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	71
Figura 6.18 Deslocamentos registados para o inclinómetro da Zona Instrumentada 1. Leitura acumulada do dia 25/12/2020. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	72
Figura 6.19 Deslocamento acumulado do Inclinómetro da Zona Instrumentada 2 no dia 30/01/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	72
Figura 6.20 Deslocamento acumulado do Inclinómetro da Zona Instrumentada 4 no dia 31/01/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	73
Figura 6.21 Deslocamento acumulado do Inclinómetro da Zona Instrumentada 3 no dia 14/02/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	73
Figura 6.22 Áreas de influência relativas ao Lote 2 e ao Lote 1 (secção 29 a 36). Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	74
Figura 6.23 À esquerda, corte tipo da secção a analisar com a identificação dos alvos topográficos de monitorização e das cordas a analisar. À direita, diferencial absoluto da análise da convergência de cordas da campanha de observação do dia 07/04/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.	75
Figura 6.24 Planta do Piso -1, com a identificação dos escoramentos eliminados considerados na hipótese de otimização.	76

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Matriz SWOT da aplicabilidade do MO, segundo (Korff et al., 2013).	18
Tabela 3.1 Comparação entre o sistema de monitorização manual e o sistema de monitorização automatizado.	19
Tabela 3.2 Vantagens e limitações do piezómetro de corda vibrante.	22
Tabela 3.3 Vantagens e limitações do inclinómetro in-place.	25
Tabela 3.4 Vantagens e limitações do extensómetro de haste.	27
Tabela 3.5 Vantagens e limitações do extensómetro de assentamento.	28
Tabela 3.6 Vantagens e limitações da célula de assentamento.	30
Tabela 3.7 Vantagens e limitações do tiltmeter sem fios.	31
Tabela 3.8 Vantagens e limitações das células de pressão total.	33
Tabela 3.9 Vantagens e Limitações das células de carga.	34
Tabela 3.10 Vantagens e limitações do fissurómetro.	35
Tabela 3.11 Vantagens e Limitações relativas à estação total automatizada (ATS).	37
Tabela 5.1 Ponderação aconselhada para a fase de concurso de uma OGC.	43
Tabela 5.2 Ponderação do fator preço para os vários cenários de uma OGC.	43
Tabela 5.3 Critérios de alerta e alarme para controlo das estruturas do Metropolitano de Lisboa (Metropolitano de Lisboa - Direção de Empreendimentos, 2017).	49
Tabela 6.1 Caracterização do solo a partir dos Estudos geológicos e geotécnicos (EGG).	52
Tabela 6.2 Divisão do substrato geológico em zonas geotécnicas.	52
Tabela 6.3 Parâmetros geomecânicos das zonas geotécnicas definidas para o Lote 1.	53
Tabela 6.4 Condições de permeabilidade dos estratos intersetados.	54
Tabela 6.5 Principais vantagens e desvantagens da contenção periférica com recurso a parede moldada (Brito, 2001).	58
Tabela 6.6 Principais vantagens e desvantagens da solução de suporte com recurso a escoramentos metálicos.	58
Tabela 6.7 Principais vantagens e desvantagens de uma solução de suporte com recurso a bandas de laje.	60
Tabela 6.8 Limites de alerta e alarme estabelecidos para o Lote 1.	69
Tabela 6.9 Procedimento interventivo estipulado caso sejam ultrapassados os valores de alerta estabelecidos.	69
Tabela 6.10 Níveis de Alerta para os deslocamentos absolutos da estrutura do ML.	74
Tabela 6.11 Otimização de custos diretos relacionados com a não execução dos escoramentos metálicos do nível -1.	76
Tabela 6.12 Otimização de custos indiretos relacionados com a não execução dos escoramentos metálicos do nível -1.	76
Tabela 6.13 Redução total de custos associado à não execução dos escoramentos do nível -1.	77

Tabela 6.14 Diferença de custo entre a solução original (ensoleiramento geral) e a solução otimizada (sapatas e vigas de fundação).	77
---	----

Lista de acrónimos:

ACT – Autoridade para as condições de trabalho
APPC – Associação Portuguesa de Projetistas e Consultores
ATE – Assistência Técnica Especial
ATS – Automated total station
CCP – Código dos Contratos Públicos
CLPQ – Concurso Limitado por Prévia Qualificação
CPT – Comissão Portuguesa de Túneis e Espaço Subterrâneo
DO – Dono de Obra
EC – Eurocódigo
EDM – electronic distance measurement
EGG – Estudos geológicos e geotécnicos
E.L.Último – Estado Limite Último
E.L.Utilização – Estado Limite de Utilização
EPAL – Empresa Portuguesa das Águas Livres
FIDIC – International Federation of Consulting Engineers
IMPIC – Instituto dos Mercados Públicos do Imobiliário e da Construção
IP – Infraestruturas de Portugal
ITA – International Tunneling and Underground Space Association
ML – Metropolitano de Lisboa
MO – Método Observacional
MOC – Modificações Objetivas do Contrato
NATM – New Austrian tunnelling method
NE – nordeste
OE – Ordem dos Engenheiros
OGC – Obra Geotécnica Complexa
PDCA – Plan, Do, Check, Act
PDM – Plano Diretor Municipal
PECP – Projeto de Escavação e de Contenção Periférica
PEV – Projeto de execução de valas
PVC – policloreto de vinil (Polyvinyl chloride)
REFER – Rede Ferroviária Nacional (Atualmente denominada de Infraestruturas de Portugal)
RMUEL – Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa
SPT – Ensaio de penetração dinâmica
SW – sudoeste
SWOT – Strengths (S), Weaknesses (W), Opportunities (O), and Threats(T)

Lista de símbolos:

μ – pressão intersticial

σ – tensão total

σ' – tensão efetiva

ϕ' – ângulo de resistência ao corte

δ – deslocamento

C_u – Resistência ao corte não drenada

E' – modulo de deformabilidade drenada

E_u – modulo de deformabilidade não drenada

m – metros

cm – centímetros

mm – milímetros

m^2 – metro quadrado

m^3 – metro cúbico

kg – kilograma

kN – kiloNewton

kPa – kiloPascal

MPa – MegaPascal

° – grau

€ – euro

1. Introdução

1.1. Enquadramento e objetivos

No contexto social e económico em que vivemos existe uma pressão significativa nas cidades que promove o máximo aproveitamento do espaço existente. Com esta pressão surge a motivação para a construção se desenvolver em condições geológicas e geotécnicas mais desafiantes e com tendência crescente, tanto em altura como em profundidade.

Esta realidade implica em muitos dos projetos a utilização de soluções de contenção periférica, trabalhos de escavação, e controlo de deslocamentos de forma a não comprometer a integridade das edificações adjacentes, promovendo em simultâneo um projeto economicamente viável e com um nível de segurança elevado.

Para além deste tipo de obras constituir um desafio em termos de logística, dado o pouco espaço útil para armazenamento de materiais, equipamentos e estruturas de apoio, a escolha das soluções construtivas e do seu faseamento é extremamente dependente das condições geológicas e geotécnicas (natureza, variabilidade espacial e características mecânicas dos materiais), condições hidrogeológicas (posição e variações do nível freático), da condição e sensibilidade das infraestruturas vizinhas e também aspetos técnicos e económicos.

Dado o elevado número de variáveis a controlar, torna-se muitas vezes difícil assegurar que as condições definidas no projeto sejam as mesmas encontradas em obra, e a essa incerteza está associado um risco acrescido.

Em obras geotécnicas, a ocorrência de acidentes tem origem em condições do terreno não espectáveis, na rotura dos sistemas de ancoragens (ancoragens com comprimento insuficiente ou com comprimento de selagem insuficiente), na rotura dos sistemas de escoramento (fenómenos de encurvadura ou deficiente ligação à parede de contenção), ou no não cumprimento da sequência construtiva projetada. Desses acidentes resultam, regra geral, episódios de soterramentos. Apesar de ocorrências deste tipo já serem episódios raros, ainda assim continuam a existir, e quando ocorrem resultam quase sempre em mortes.

Analisando os dados de acidentes fatais e não-fatais a nível da União Europeia, segundo os dados apresentados na Figura 1.1 retirados do Eurostat (EUROSTAT, 2020), verifica-se que o setor da construção tem um peso significativo em acidentes fatais em comparação com outros setores de atividade, com 20,5% de todos os acidentes fatais registados em 2018.

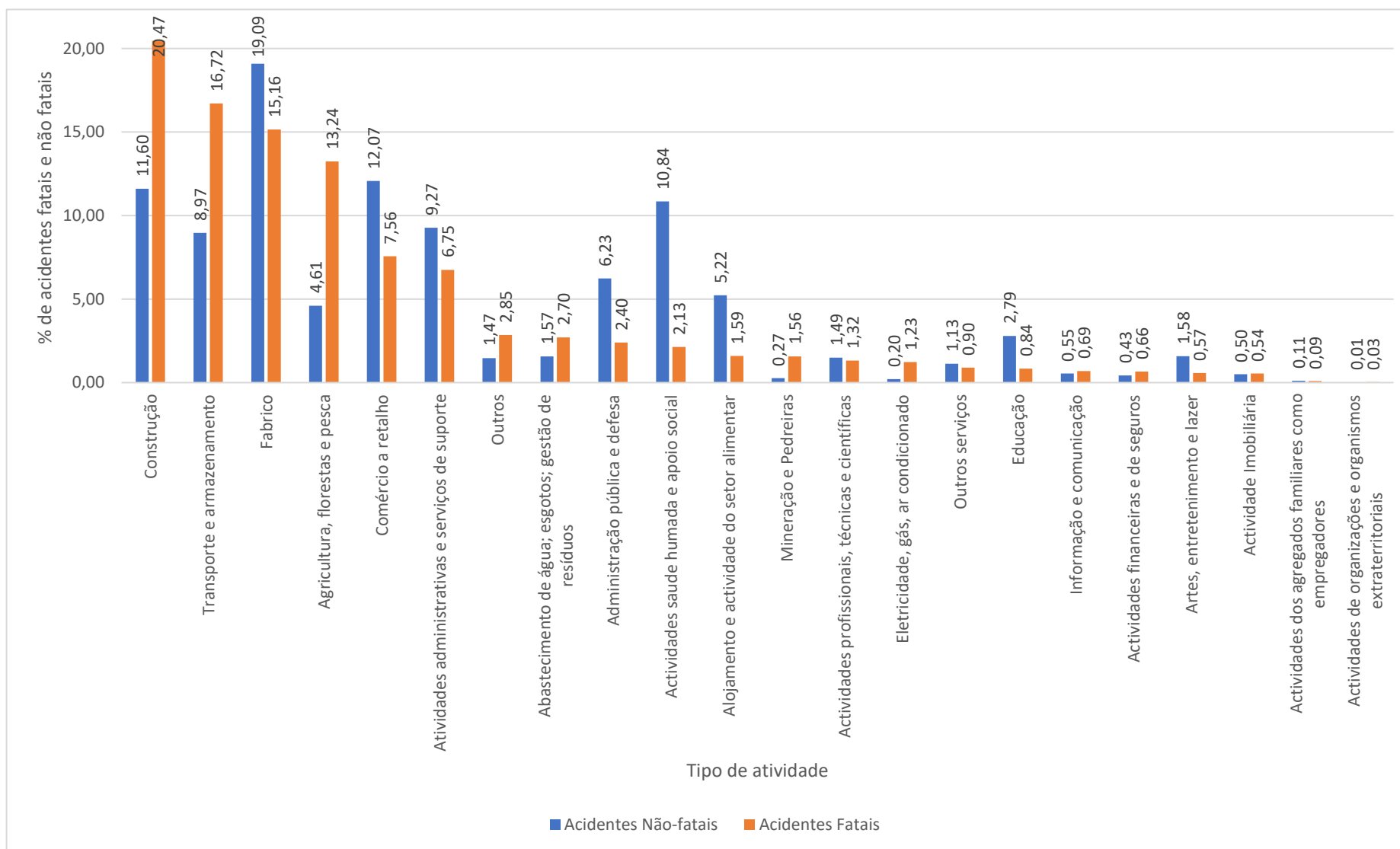


Figura 1.1 Percentagem de acidentes de trabalho fatais e não-fatais na União Europeia do ano 2018. Adaptado de EUROSTAT (EUROSTAT, 2020).

A nível nacional, apesar de ao longo dos anos existir uma evolução positiva e significativa das condições de segurança em obra, ainda ocorrem acidentes. Segundo dados retirados da autoridade para as condições de trabalho (ACT) e analisando o número de acidentes graves e mortais em todos os setores de atividade económica, o setor da construção corresponde a 30% da totalidade dos acidentes, sendo esta a maior percentagem de todos os setores no caso dos acidentes mortais. Apesar do número de acidentes na sua totalidade mostrarem tendência decrescente, a proporção correspondente ao setor da construção mostra tendência crescente nos últimos 3 anos, como demonstrado na Figura 1.2 e na Figura 1.3.

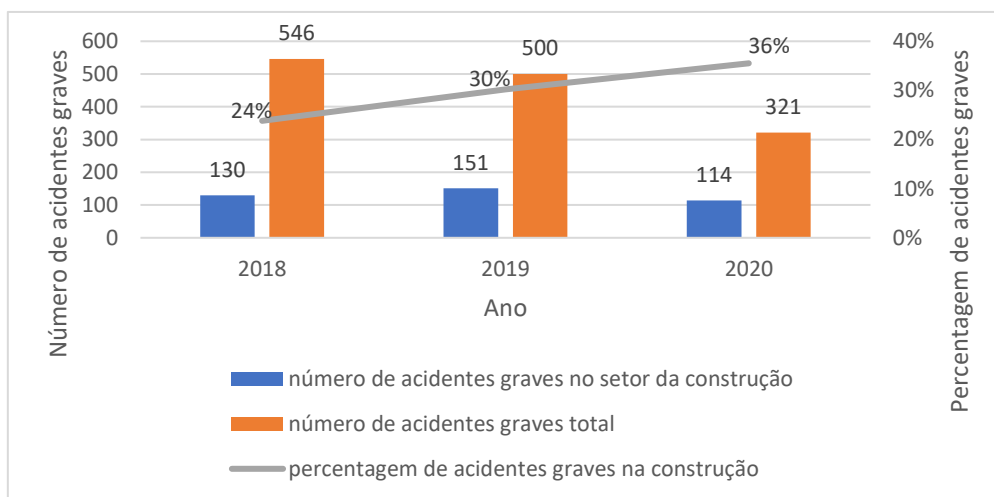


Figura 1.2 Acidentes graves no setor da construção de 2018 a 2020. Adaptado de ACT (ACT, 2021a).

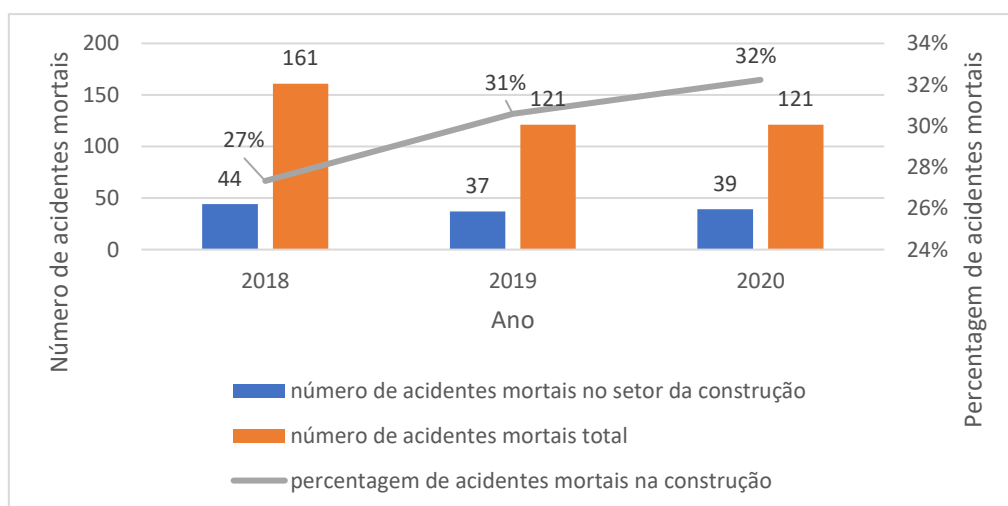


Figura 1.3 Acidentes mortais no setor da construção de 2018 a 2020. Adaptado de ACT (ACT, 2021b).

Com base nos dados anteriores, e no impacto do setor da construção nos acidentes verificado tanto a nível nacional como a nível europeu, é imperativo o aumento da segurança em obra. Dado a grande percentagem que o setor da construção tem no número de acidentes, qualquer passo positivo no aumento da segurança em obra e antecipação de instabilidades resultantes do impacto das ações construtivas pode promover a minimização ou mesmo eliminação de incidentes.

A instrumentação automatizada, no âmbito da aplicação do método observacional, proporciona um controlo ativo das incertezas sendo possível a observação em tempo real das instabilidades e a implementação de ações corretivas ou de otimização, proporcionando execução de um projeto com elevada complexidade de forma mais rápida, mais económica e sem abdicar da segurança dos trabalhadores.

Com esta dissertação pretende-se enquadrar o método observacional em contexto de obra geotécnica e identificar as tipologias de instrumentação automatizada mais utilizadas, considerando a sua aplicabilidade e as suas vantagens na mitigação do risco geotécnico. É também apresentado o contexto legislativo em vigor em Portugal e o seu impacto na implementação do método observacional. Por fim, esta dissertação pretende identificar os parâmetros necessários para a implementação do método observacional e para a aplicação da instrumentação automatizada em contexto de obra com características geológicas e geotécnicas complexas bem como dar um exemplo de possível otimização de prazos e custos, justificadas pelas observações adquiridas pela instrumentação automatizada implementada.

1.2. Estrutura da dissertação

Neste capítulo de introdução é apresentada a motivação e justificação para a utilização do método observacional e da instrumentação automatizada no contexto das obras geotécnicas como meio de controlar incertezas e promover a segurança em obra.

No capítulo 2 é feita uma contextualização e identificação do método observacional, onde são descritas as diretrizes de implementação do método a obras de cariz geotécnico complexo. É também feita uma análise do método observacional descrito no Eurocódigo 7 (EC7), tendo em conta a melhoria do mesmo com o objetivo de aplicar o método de forma mais eficiente em obras com condições geológicas e geotécnicas complexas. Por fim são identificados casos em que é ou não benéfico a implementação do método observacional.

No capítulo 3 é feita a identificação e caracterização da instrumentação com componente automatizada mais utilizada em obras geotécnicas e na implementação do método observacional como forma de acompanhar e relatar o comportamento real das condições geológicas e geotécnicas. A partir da informação extraída é possível verificar os parâmetros estimados em projeto, fazer controlo do processo construtivo, e verificar condições de segurança.

No capítulo 4 são identificadas as diretrizes para a conceção do Plano de Instrumentação e Observação, sendo este o documento utilizado na implementação do método observacional em ambiente de construção. É neste documento que são estabelecidos os parâmetros a controlar, quais os instrumentos que irão ser aplicados para fazer o controlo, quais os critérios de alerta/alarme estipulados e quais as ações a tomar no caso de os limites serem ultrapassados.

No capítulo 5 é feita a contextualização legislativa relativa a Portugal, nomeadamente as diretrizes de aplicação do método observacional no caso de um projeto baseado em cenários presente no Código dos Contratos Públicos. Dado que o caso de estudo analisado está inserido em Lisboa, é necessário cumprir com o Regulamento Municipal de Urbanização de Lisboa e com os procedimentos específicos

estabelecidos pelo Metropolitano de Lisboa devido à proximidade da obra às suas estruturas. Por fim são analisadas as recomendações na área da geotecnia, criadas por peritos da área pertencentes à Ordem dos Engenheiros.

No capítulo 6 é analisada uma obra com carácter geológico geotécnico complexo, inserida em meio urbano, em que foi aplicada instrumentação automatizada para controlo de deslocamentos e que se mostra candidata à aplicação do método observacional. É dada uma hipótese de otimização adaptada à obra, são calculados os respetivos benefícios associados a nível de custos e são indicadas as principais vantagens a nível de prazo que esta otimização pode proporcionar.

Finalmente, no Capítulo 7, são apresentadas as conclusões e são sugeridos desenvolvimentos futuros.

2. Método Observacional

2.1. Contextualização e identificação do método observacional

Durante os séculos, os engenheiros usavam as observações para tentar entender a interação solo/estrutura e dado que não existiam bases teóricas estabelecidas, a dita “tentativa e erro” era uma prática comum. Em 1948, Terzaghi e Peck expressaram a necessidade de se ter em atenção a possibilidade de as características do geomaterial diferirem entre o assumido em projeto e as condições reais encontradas, e a importância das observações em campo para o projetista antever complicações e alterar o projeto de acordo com a nova informação (Nicholson et al., 1999).

De acordo com Terzaghi, intitulado como pai da mecânica dos solos e da engenharia geotécnica, num projeto geotécnico clássico existem duas abordagens possíveis devido às incertezas inerentes, a utilização de coeficientes de segurança elevados, ou a estimativa de coeficientes de comportamento mais prováveis. Seguindo a primeira abordagem, a obra pode se tornar economicamente inviável. Já com a segunda abordagem, o projetista está a assumir um risco porque caso a estimativa estiver incorreta, propicia acidentes, como por exemplo, a instabilidade de estruturas de contenção por falta da consideração da ação da água nas estimativas de projeto (Peck, 1969).

Apenas em 1969 surge a definição de um método, descrito por Peck na sua Palestra Rankine, que mais tarde veio dar origem à formulação do Método Observacional (MO) presente atualmente no EC7, que propõe utilizar-se uma abordagem diferente intitulada de “método experimental”. Esta abordagem consiste em projetar com base na informação disponível, detalhando as várias possibilidades de comportamento, em obra confirmar o comportamento observado e, caso necessário, executar alterações ao projeto a serem implementadas em obra durante a fase de construção. À medida que a construção avança o conhecimento sobre os geomateriais aumenta, diminuindo a incerteza associada ao seu comportamento (Peck, 1969).

De acordo com Ralph B. Peck, “No theory can be considered satisfactory until it has been adequately checked by actual observations” (Norges Geotekniske Institutt, 2000). Esta frase vem elucidar a importância das observações ditas *in loco* para confirmar as hipóteses consideradas a partir da experiência e conhecimento adquirido pelo projetista até determinado momento.

Entre 1970 e 1990 o MO foi cada vez mais reconhecido e o seu uso foi introduzido em mais procedimentos relacionados com interação solo-estrutura, mas o grande impulso para o desenvolvimento e a aplicação do método foi no início dos anos 90, onde se nota um aumento significativo de publicações relativas ao Método Observacional. Este desenvolvimento científico proporcionou que em 1995 fosse introduzido no EC7 requisitos para a aplicação do MO em obras geotécnicas (Nicholson et al., 1999).

O método observacional é descrito como uma ferramenta de controlo da execução por meio de um sistema de monitorização e de um método de revisão de projeto. A partir do MO é possível a introdução de modificações pré-definidas em fase de projeto para aplicação durante a fase de execução. O principal objetivo do método é manter a segurança dos processos construtivos reduzindo simultaneamente o custo dos processos e, conseqüentemente, o investimento. Para a sua aplicação é necessário combinar uma adequada prospeção geotécnica do local para estabelecer as condições

iniciais do geomaterial, modelação com base nos dados disponíveis e nos conceitos teóricos, e estabelecer planos de contingência para a solução escolhida com base em cenários (Koda et al., 2020). Segundo Peck, são definidas duas abordagens possíveis para a introdução ativa do método observacional nos projetos. Uma das abordagens é denominada de *ab initio*, em que é considerado que a aplicação do método é feita desde o início, na fase de projeto, e permite um melhor planeamento, proporcionando um melhor projeto de execução. Esta abordagem consiste em adotar os valores mais prováveis para os parâmetros de caracterização dos geomateriais e, se necessário, alterar a categoria de valores admitidos para moderadamente conservativos. Como na aplicação do método os parâmetros utilizados são os mais prováveis, a margem de segurança é mais reduzida, implicando um controlo mais apertado na monitorização dos processos e o estabelecimento de planos de contingência na fase de projeto (Peck, 1969).

A outra abordagem referida por Peck é a denominada “Best-Way-Out” em que se considera a utilização do método após o início da construção quando ocorre ou está na iminência de ocorrer algo não previsto pelo projetista. Neste caso, o projetista, baseando-se no método observacional, pode sugerir alterações para resolução do problema. Apesar desta abordagem ao método poder ser aplicada, nem sempre é bem-sucedida devido à falta de medições planeadas ao longo da obra que permitam uma avaliação coerente do comportamento das estruturas devido às ações a que estão sujeitas (causa-efeito) (Peck, 1969).

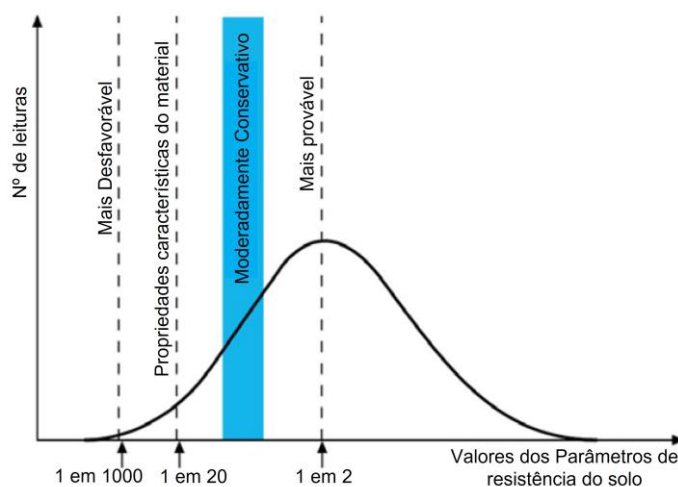


Figura 2.1 Tipo de parâmetros de resistência do solo. Adaptado de (Patel et al., 2007).

Os parâmetros de caracterização do solo são agrupados consoante a sua probabilidade de ocorrência. É descrito como estimativa “mais provável” de um parâmetro um valor que represente a média probabilística de todos os dados disponíveis, ou seja, a probabilidade de os parâmetros previstos serem excedidos quando comparando com as condições reais é de 50%. É com base nesta estimativa “mais provável” que é desenvolvido um projeto com o método observacional.

Os parâmetros ditos “característicos” correspondem a uma probabilidade de serem excedidos de 5% e estão associados aos estados limite de utilização (E.L.Utilização) previstos no EC7. Em relação aos parâmetros “desfavoráveis”, corresponde a probabilidade de 0.1% de serem excedidos e transmitem

os piores valores que o projetista considera possíveis de ocorrer na prática e tem correspondência com os estados limites últimos (E.L.Últimos) previstos no EC7. Os parâmetros ditos “característicos” e os parâmetros ditos “desfavoráveis” são os utilizados para a concepção de um projeto dito “tradicional”.

Os parâmetros “moderadamente conservativos” correspondem a uma estimativa cautelosa dos parâmetros, com probabilidade inferior à média probabilística, e que no limite correspondem à estimativa “característica”. Na Figura 2.1 estão representados as categorias de parâmetros usados para a caracterização da resistência do solo.

Segundo Bles et al., o método observacional aplicado a obras geotécnicas atualmente engloba as seguintes fases (Bles et al., 2015):

- 1) Investigação de forma a estabelecer a natureza geral, padrão, propriedades e comportamento dos geomateriais e/ou interações com o espaço envolvente;
- 2) Avaliação das condições “mais prováveis” ou de referência e das variações mais desfavoráveis que advém dessas;
- 3) Estabelecer um projeto de concepção com base nas condições “mais prováveis”;
- 4) Seleção das grandezas a serem observadas durante a construção e cálculo dos seus valores esperados para as condições “mais prováveis”;
- 5) Cálculo dos mesmos valores previstos para condições “desfavoráveis”;
- 6) Seleção do plano de ação e modificações a serem executadas no projeto para desvios nas observações previstas para as condições de projeto (“mais prováveis”);
- 7) Medição das grandezas estabelecidas em obra e avaliação atempada das mesmas;
- 8) Se necessário, modificação do projeto para se adaptar às condições observadas.

Num projeto geotécnico sem implementação do MO, é pouco expectável existir alterações no decorrer da construção. A instrumentação e observação, quando aplicadas em obra, têm um papel meramente de validação do comportamento esperado em projeto. Neste caso, é feita uma comparação entre os parâmetros característicos do geomaterial encontrado em obra com os usados em projeto e é feita a certificação que a solução escolhida cumpre os requisitos de segurança. Também nesta opção é raro ativar planos de contingência devido à utilização de parâmetros conservativos de caracterização do solo (Patel et al., 2007).

No caso de um projeto com utilização do MO, a instrumentação e monitorização tem uma função claramente mais ativa no projeto, pois a partir dos dados obtidos é possível alterar o projeto no decorrer da construção, proporcionando um aumento do nível de segurança, minimização de custos, mão-de-obra ou tempo despendido em determinado processo (Patel et al., 2007). Com o MO é projetada uma solução construtiva que permita flexibilidade durante a construção caso as condições esperadas em obra se alterem. São então previstos em projeto os seguintes cenários: cenário mais provável, normalmente o cenário de referência e o mais provável, o cenário favorável, caso as condições se mostrem melhores que o cenário de referência, e o cenário desfavorável, caso as condições esperadas sejam piores que no cenário de referência.

Para os vários cenários é necessário estabelecer parâmetros de controlo para avaliação do cenário real aquando do progresso dos trabalhos. Esses parâmetros são estabelecidos a partir de análises e

medições de controlo executadas em obra e devem permitir avaliar concretamente qual o cenário em que a construção deve prosseguir (Bles et al., 2015). Caso seja necessário implementar modificações aquando a construção, a instrumentação é crucial no processo de avaliação pois, com base nos dados observados, é possível melhorar o conhecimento acerca das características e comportamento dos geomateriais (Dunnicliff, 1982).

2.2. Implementação do método observacional

Segundo Spross e Johansson existem três fases para a implementação do método observacional num projeto geotécnico. Numa primeira fase é feito um projeto preliminar com base na informação existente no momento. Numa segunda fase é feito um plano de monitorização e observação que visa verificar se o comportamento da estrutura durante a construção corresponde ao estabelecido em projeto, e numa terceira fase são propostos planos de contingência, para o caso da estrutura ter comportamento desviante do estabelecido em projeto, tendo em atenção que os planos de contingência estabelecidos não devem contribuir para um aumento significativo dos custos do projeto (Spross & Johansson, 2017). O método observacional encontra paralelo com os ciclos PDCA (Plan, Do, Check, Act) em que na primeira fase é feito o planeamento do projeto (Plan), em seguida temos a fase correspondente à aplicação do planeamento com o início dos trabalhos de construção (Do), a terceira fase corresponde à avaliação e comparação dos critérios estabelecidos por meio da instrumentação (Check), e por último, caso haja necessidade, são executadas modificações ao planeamento para otimização ou correção (Act).

Segundo Nicholson et al. nos procedimentos descritos em CIRIA 185 a implementação do MO deve seguir a estrutura ilustrada na Figura 2.2 (Nicholson et al., 1999).

A um primeiro nível a implementação tem de ser desenvolvida de acordo com os regulamentos existentes, sejam eles regulamentos de projeto (EC), de segurança e saúde, ou outros específicos a cada país ou região. Implica também uma abordagem integrada entre o projeto e a fase de construção, uma gestão atenta e cooperação ativa entre os vários elementos envolvidos no empreendimento. Devem estar explicitamente definidas as responsabilidades da equipa projetista, do empreiteiro e da equipa responsável pela monitorização (Patel et al., 2007).

A implementação do MO deve permitir acrescentar valor ao projeto quando comparado a um projeto clássico e deve cumprir os requisitos de projeto estabelecido pelo dono de obra (DO). Se a tipologia de projeto não permitir a implementação adequada do MO, então deve prevalecer o método clássico com os parâmetros de caracterização do solo com coeficientes de segurança elevados.

O segundo nível de implementação do MO engloba a fase de conceção, execução, verificação e modificação. O projeto de conceção inclui uma avaliação de risco dos mecanismos de rotura associados à estrutura ou a parte da estrutura. Esta avaliação pretende ponderar a probabilidade de ocorrência de rotura e quais as consequências que desta dependem.

A partir dessa ponderação são definidos os vários cenários de mecanismos de rotura e identificados os parâmetros de caracterização. O nível de segurança é controlado para cada cenário pelo cálculo dos estados limites últimos (fratura, colapso, perda de equilíbrio vertical, ocorrência de mecanismo ou rotura

por fenómenos de fadiga) e/ou pelo estado limite de utilização (deformações, vibrações, fissuras ou dano que afete a utilização) (Bles et al., 2015).

O projetista deve avaliar corretamente os vários cenários possíveis pois, caso em obra se verifique um cenário distinto dos avaliados e não existindo um plano de contingência, será necessária a tomada de decisões numa situação de pressão e em curto espaço de tempo (Peck, 1969).

Cabe também ao projetista definir que grandezas pretende monitorizar e controlar, quais os instrumentos adequados para o efeito, onde serão instalados e qual a frequência de leituras para obter informação necessária de apoio à decisão. Para esse efeito e para auxiliar ao controlo das grandezas é implementado um sistema de semáforos para a avaliação do comportamento das estruturas criado no projeto de conceção e que acompanha os trabalhos de construção (Patel et al., 2007). A monitorização das estruturas geotécnicas pretende obter provas documentais do impacto dos trabalhos de construção nas estruturas e nas zonas de influência e, para além de contribuir para a otimização dos métodos construtivos, também permite confirmar as suposições tomadas em projeto.

Os dados obtidos a partir da instrumentação instalada são processados e analisados e a partir destes é seguido um plano de ação. O plano de ação é criado em fase de projeto e engloba um sistema de semáforos com valores limite de comportamento. Caso os valores observados estejam dentro dos limites de comportamento aceitável previstos no projeto, então a construção pode prosseguir ou mesmo ser otimizada. Caso os valores observados ultrapassem os limites de comportamento aceitável então são informados os responsáveis e são tomadas medidas corretivas adequadas já pré-estabelecidas em projeto.

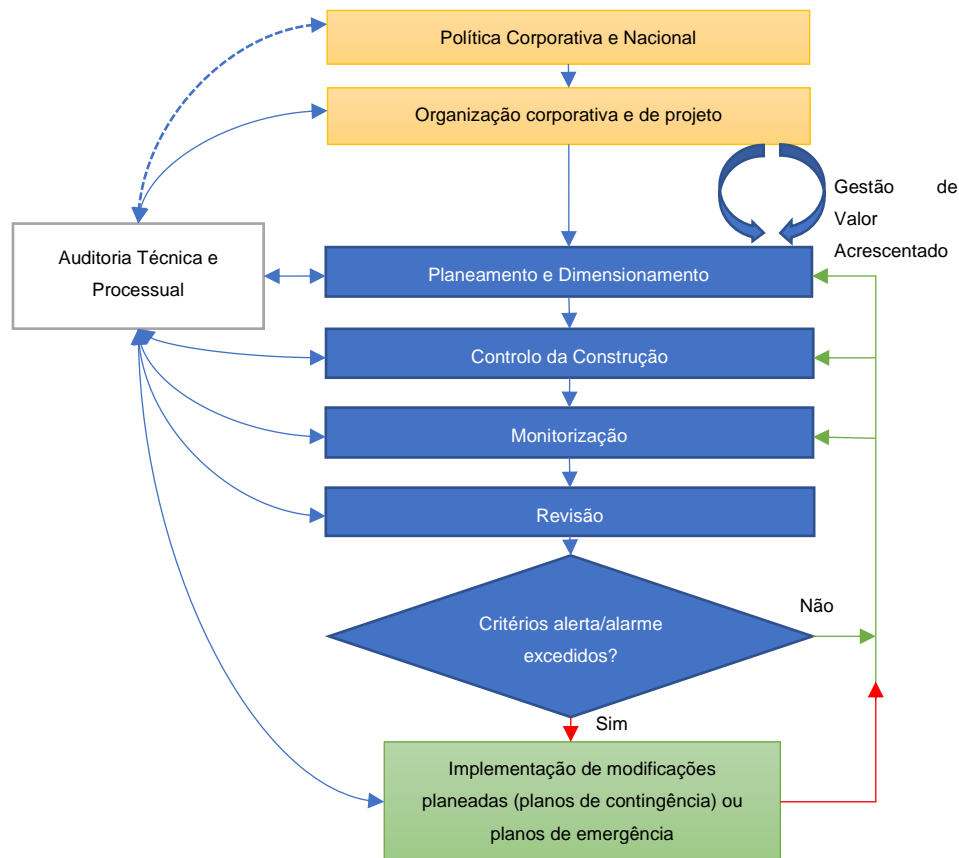


Figura 2.2 O método observacional descrito em CIRIA 185. Adaptado de (Nicholson et al., 1999).

Para controlo ativo dos processos de construção é criado um sistema de semáforos, este inclui dois níveis de decisão (Koda et al., 2020):

- 1) Nível de alerta, indicando uma mudança nos valores previstos, em que podem ser introduzidas correções no projeto;
- 2) Nível de alarme, indicando uma mudança nos valores previstos e que requer uma resposta imediata com a introdução de um plano de emergência.

As diferentes cores indicam níveis de risco diferentes, com um aumento do risco entre a cor verde e a cor vermelha (Chartered ICES; et al., 2017). Dado que este sistema de semáforos é estabelecido para auxílio à decisão, é feita uma comparação entre os valores medidos em obra e a os valores definidos em projeto para as vários limites de comportamentos possíveis.

Na Figura 2.3 está representado um sistema de semáforos utilizado para a monitorização da estabilidade de um talude de um aterro onde são definidas 3 zonas distintas a que correspondem níveis de ação diferentes, consoante o comportamento registado pela instrumentação (Nicholson et al., 1999):

- **Zona Verde** – os valores medidos são inferiores ao primeiro limite de alerta, correspondente à fronteira entre a zona verde e a zona laranja (valores previstos mais prováveis). A estabilidade do talude está assegurada e os trabalhos podem prosseguir como estipulado.
- **Zona Laranja** – os valores do primeiro limite de alerta (valores previstos mais prováveis) são excedidos. É necessário um controlo mais rigoroso de monitorização, com o aumento da frequência das leituras para estimar a linha de tendência e para auxílio à tomada de decisões. Se necessário, deve ser aplicado reforço nas zonas críticas.
- **Zona Vermelha** – os valores do segundo limite de alerta, correspondente à fronteira entre a zona laranja e a zona vermelha, são excedidos. Deve ser implementado o plano alternativo estipulado em fase de projeto, com mudanças imediatas no projeto, para evitar a excedência dos valores correspondentes ao Estado Limite de Utilização.

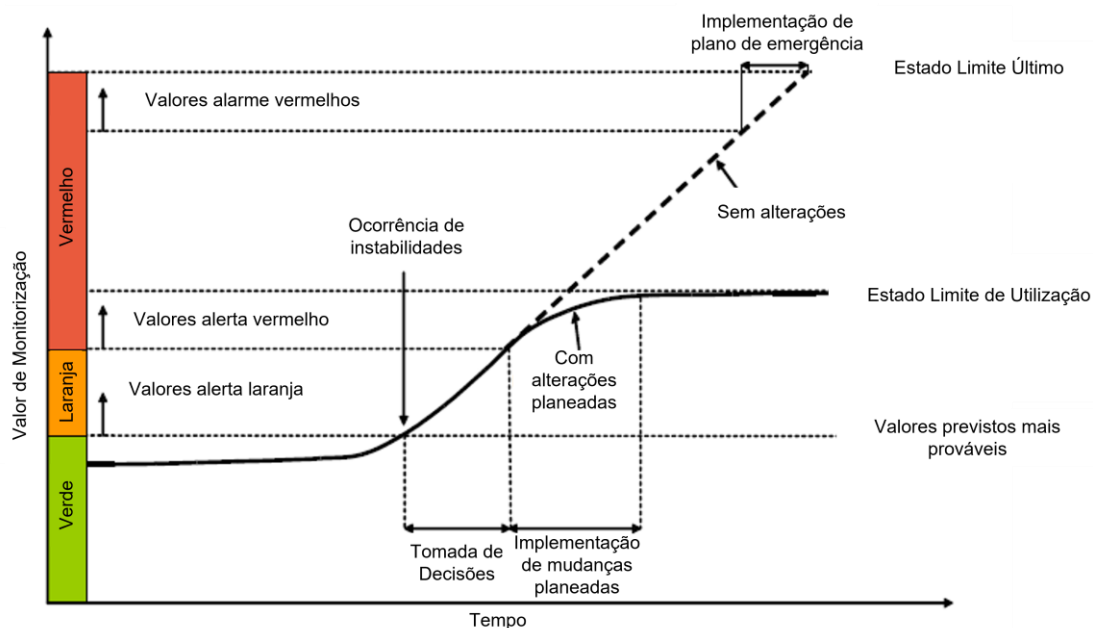


Figura 2.3 Implementação do sistema de semáforos do método observacional na estabilidade de um aterro. Adaptado de (Nicholson et al., 1999).

De acordo com o resultado das observações é possível avaliar quando ocorrem instabilidades e qual a sua tendência ao longo do tempo. Com a implementação de alterações de forma atempada é possível cumprir os requisitos de projeto, prosseguir com os trabalhos de construção e manter o nível de segurança. Caso não sejam implementadas medidas de reforço ou planos alternativos, e a tendência de instabilização se mantiver, pode ser posta em causa a segurança dos trabalhadores e a paragem dos trabalhos até que seja criado e implementado, para as condições existentes, um plano de emergência.

As vantagens em tempo, custo e segurança relativos à implementação do MO dependem diretamente da flexibilidade de alteração do projeto entre os vários cenários possíveis previstos aquando do processo de construção (Bles et al., 2015).

A auditoria técnica e processual pretende avaliar a eficiência, eficácia e qualidade do processo de gestão e, com base em dados coletados independentemente, estabelecer medidas corretivas. Esta avaliação deve ser efetuada, por entidade de terceira parte, em todas as fases de implementação do MO, nomeadamente o projeto de conceção, a monitorização, a qualidade do material, a mão-de-obra, os métodos construtivos e os processos de revisão, de forma a serem atingidos os requisitos de qualidade (Nicholson et al., 1999).

A aplicação deste método pressupõe que o projeto é preliminar no início da construção e só quando concluídos os trabalhos de construção é que fica definido o projeto final. As observações das condições geológicas e do comportamento estrutural fazem reduzir as incertezas inerentes do projeto preliminar (Spross et al., 2018).

2.3. Risco geotécnico e método observacional no Eurocódigo 7

O projeto envolvendo estruturas geotécnicas inclui um nível de incerteza superior quando comparado com um projeto de estruturas de betão armado ou de estruturas metálicas devido ao material em questão, o solo. Num projeto de estruturas metálicas ou de betão armado os materiais constituintes são selecionados criteriosamente, todo o processo de manufatura é controlado, obtendo-se um material com comportamento conhecido e devidamente caracterizado. Se o produto não estiver de acordo com os requisitos necessários (controlo de qualidade), pode ser rejeitado. Sendo o geomaterial um material natural, com origem não controlada pelo homem, a caracterização dos seus constituintes e avaliação do seu comportamento constituem um desafio para o projetista.

A caracterização do geomaterial advém da informação proveniente de prospeções geotécnicas, cartas geológicas, historial do local, outros elementos bibliográficos, e da experiência e conhecimento adquirido pelo projetista em projetos anteriores com condições similares. Uma boa investigação documental aliada a uma adequada análise por parte do projetista permitem minimizar as incertezas associadas à caracterização do geomaterial mas não as elimina por completo.

A informação proveniente das prospeções geotécnicas caracteriza pontualmente o local onde foi executado o ensaio. Para a caracterização da área de influência da construção, a informação adquirida pelo vários ensaios é analisada e extrapolada para toda a área de influência com a informação

complementar existente. A avaliação e caracterização do geomaterial é, portanto, uma estimativa das características reais existentes e, sendo uma estimativa, possui um nível de incerteza associado.

Para além das incertezas relativas à caracterização do geomaterial (ex.: condições geológicas e hidrológicas complexas) e da definição de parâmetros de modelação (ex.: comportamento do solo drenado ou não drenado), devem ser consideradas incertezas relacionadas com o comportamento do geomaterial após implementação de tratamentos do solo (ex.: rebaixamento do nível freático, injeções) ou mesmo da interação entre solo-estrutura aquando dos processos de construção (ex.: estruturas provisórias complexas e com faseamentos construtivos complexos) para a avaliação do risco no projeto geotécnico (Patel et al., 2007).

Segundo Aven, o risco é definido como a “medida da combinação de probabilidades de um evento e da seriedade das suas consequências” (Aven, 2012). Tendo por base essa definição, Spross et al. indica que a avaliação do risco é uma ferramenta recorrente do processo de tomada de decisões usada pelo engenheiro geotécnico na conceção de projetos. As opções tomadas pelo projetista para o projeto de conceção estão intrinsecamente ligadas a uma compreensão da existência do risco e avaliação da gravidade das suas consequências. Isto significa que o projeto final concebido para ser construído advém diretamente de uma análise do risco realizada pelo projetista (Spross et al., 2018).

O esquema representado na Figura 2.4 representa o processo cíclico de gestão do risco implicitamente utilizado pelo projetista na conceção dos projetos.

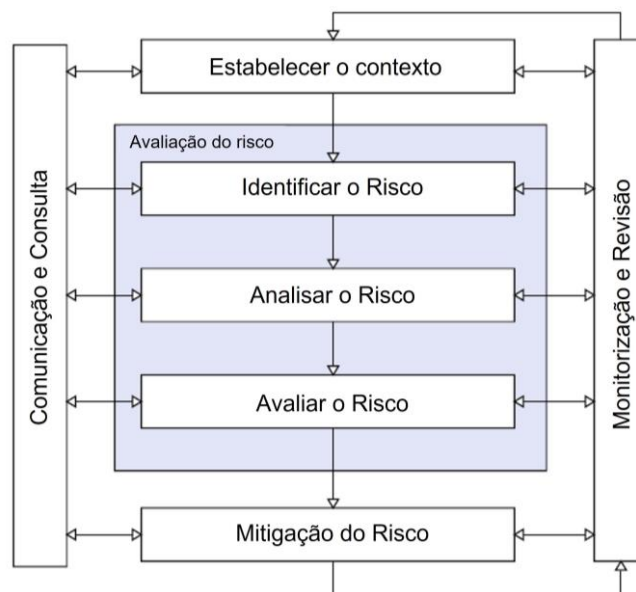


Figura 2.4 Processo cíclico de gestão do risco. Adaptado de (Instituto Português da Qualidade, 2018).

A gestão das incertezas num projeto geotécnico é importante para assegurar a economia do projeto e a segurança estrutural nas várias fases de construção. O risco geotécnico é proporcional às incertezas geotécnicas, portanto ao serem minimizadas as incertezas geotécnicas, é implicitamente minimizado o risco geotécnico.

A redução das incertezas, e consequentemente do risco geotécnico associado, pode ser feita de duas formas, ou por execução de prospeções intensas no local, ou por monitorização do comportamento estrutural aquando da construção. No primeiro caso, com um aumento do número de prospeções executadas, é possível aumentar o conhecimento espacial da área em análise e minimizar as

incertezas. A desvantagem associada a este processo consiste no aumento do custo relativo aos trabalhos de prospeção exaustiva como forma de aumentar o grau de confiança na estimativa dos parâmetros geotécnicos podendo ter, como consequência, a inviabilização do projeto. No segundo caso, com a combinação de alguma prospeção inicial com a aplicação do MO, a minimização das incertezas ocorre durante os trabalhos de construção e permite a adaptação ativa do projeto às condições existentes. Com este segundo caso é possível melhorar o controlo e gestão da construção e acrescentar valor com a redução de custos/prazos sem comprometer as condições de segurança em obra.

A adequada aplicação das técnicas construtivas num projeto de estruturas geotécnicas é regida pelo Eurocódigo 7 (EC7) onde, para a verificação de estados limites, estão presentes quatro abordagens possíveis, ou uma combinação delas: a utilização de cálculos, a adoção de medidas prescritivas, a utilização de modelos experimentais e de ensaios de carga, e a utilização do método observacional. Em particular, na secção 9.4.1, ponto 7, é indicado que quando a complexidade da interação entre o terreno e a estrutura de suporte for de difícil dimensionamento com o nível de detalhe necessário antes do início da construção, deverá ser considerada a utilização do método observacional para o dimensionamento (NP EN 1997-1, 2010).

Segundo a secção 2.7 do EC7, a aplicação do MO deve respeitar a metodologia abaixo descrita (NP EN 1997-1, 2010):

- 1) *Quando a previsão do comportamento geotécnico seja difícil, pode ser apropriado adoptar o chamado "método observacional", no qual o projeto é revisto durante construção.*
- 2) *Antes do início da construção devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:*
 - *devem ser estabelecidos limites de admissibilidade do comportamento;*
 - *deve ser avaliada a gama de comportamentos possíveis e deve ser demonstrado que existe uma probabilidade aceitável de que o comportamento real se situe aquém dos limites de admissibilidade;*
 - *deve ser elaborado um plano de observação com o objetivo de verificar se o comportamento real se situa aquém dos limites de admissibilidade. Tal deve tornar-se claro desde suficientemente cedo por meio de observação com intervalos de tempo suficientemente curtos para que seja possível a adopção com êxito de medidas correctivas;*
 - *o tempo de resposta dos instrumentos de medição e a análise dos resultados devem ser suficientemente rápidos relativamente à possível evolução do sistema;*
 - *deve ser elaborado um plano de contingência a ser adoptado no caso de a observação revelar um comportamento para além dos limites de admissibilidade.*
- 3) *Durante a construção a observação deve ser efectuada tal como foi planeada.*
- 4) *Os resultados da observação devem ser avaliados em fases apropriadas da construção e, no caso de serem excedidos os limites de admissibilidade do comportamento, deve ser posto em prática o plano de contingência previamente estabelecido.*
- 5) *Se o equipamento de observação não fornecer resultados fiáveis do tipo apropriado ou em quantidade suficiente deve ser substituído, ou, no segundo caso, complementado.*

Devido à relutância da aplicação do MO no dimensionamento das soluções construtivas, Spross et al. recomenda que aquando da revisão do EC7 sejam contempladas metodologias de aplicação mais explícitas e com a incorporação de uma análise do risco. Sugere também que a verificação do projeto por meio do método observacional e dimensionamento baseado numa análise de risco se deve sobrepor às formas de minimização das incertezas por meio de prospeções intensas ou soluções construtivas demasiado robustas (Spross et al., 2018). A alteração proposta proporcionaria às entidades uma maior confiança no que toca à aplicação da metodologia.

2.4. Aplicabilidade do método observacional

Tendo como base a análise de obras geotécnicas já executadas, foi estabelecida por Korff et al. uma matriz SWOT para análise da aplicabilidade do MO. Foram definidos os pontos fortes (S), pontos fracos (W), oportunidades (O) e ameaças (T) relativos à aplicação da metodologia (Korff et al., 2013).

De seguida são apresentados alguns dos aspetos identificados como pontos fortes (S) à implementação do MO:

- 1) Projetos com várias fases de construção ou com um processo incremental de construção são adequados para o uso do método observacional pois, a partir da informação recolhida pela monitorização nas fases anteriores é possível prever o comportamento nas fases seguintes e adaptar os processos às condições esperadas.
- 2) No caso de processos construtivos de curta duração e em que se pretende tirar partido da resistência a curto prazo do solo, pode ser vantajoso a aplicação do MO como meio de monitorização e controlo da mudança das condições do solo. É neste caso mencionado o método NATM (New Austrian Tunnelling Method), que consiste num processo de construção de túneis de forma sequencial que compreende a escavação e imediata estabilização com betão projetado sobre fibras metálicas ou rede eletrossoldada de forma a redistribuir e reduzir as tensões máximas induzidas (Gomes, 2008).
- 3) Controlo de deslocamentos como característica condicionante do projeto de conceção, pois as deformações podem ser monitorizadas com precisão e com a periodicidade desejada e fornecem boas indicações dos mecanismos a controlar.
- 4) Responsabilidade integrada entre as partes interessadas, proporcionando a partilha de riscos e benefícios.
- 5) Cultura da organização baseada no risco e na flexibilidade do projeto. Depende da política estipulada por cada empresa e da experiência e formação dada aos seus colaboradores para a implementação do método.
- 6) Elevada heterogeneidade do solo e incerteza sobre os mecanismos de rotura. A aplicação do MO permite minimizar os custos devido à utilização de valores de projeto “mais prováveis”, sem comprometer a segurança, devido ao controlo feito com a monitorização. Um exemplo deste caso será optar por uma solução com fundação superficial em vez de uma solução com fundações profundas. É benéfico usar o método quando a resistência/rigidez do solo é pouco conhecida ou apresenta valores muito distintos.

De seguida são apresentados alguns dos aspetos identificados como pontos fracos (W) à implementação do MO:

- 1) Os mecanismos de rotura do projeto são mais rápidos do que a velocidade de resposta da monitorização, avaliação e implementação de medidas corretivas.
- 2) Não se conseguir mensurar o mecanismo de rotura. Pode ser problemático se o sistema de monitorização não conseguir captar a leitura correta do mecanismo ou dos parâmetros relevantes à sua caracterização.
- 3) Mudança do mecanismo de rotura durante a construção.
- 4) Custo de alterações durante a construção superior aos benefícios adquiridos pela implementação do MO.
- 5) Comunicação entre as partes interessadas. A aplicação requer uma comunicação ativa entre o empreiteiro e o projetista, responsável pela análise de dados proveniente da instrumentação. Se a comunicação for deficitária, pode implicar atrasos nos momentos de decisão ou mesmo na continuação dos trabalhos.

De seguida são apresentados alguns dos aspetos identificados como oportunidades (O) à implementação do MO:

- 1) Presença de riscos com baixa probabilidade mas inaceitáveis *a priori* devido às elevadas consequências. Quando a construção afeta edificações adjacentes e o custo das suas reparações e processos litigiosos tornam o custo superior quando comparado ao custo da aplicação do MO no projeto.
- 2) A aplicação do MO permite assegurar que o processo de construção cumpre com os critérios de segurança estabelecidas em projeto. As medições executadas ficam registadas e servem de provas documentais caso necessário *a posteriori*.
- 3) Pode ser possível prosseguir com um projeto de difícil alteração devido à implementação do MO na sua abordagem *best way out*, com a prevenção de instabilidades que possam ocorrer num futuro próximo.

De seguida são apresentados alguns dos aspetos identificados como ameaças (T) à implementação do MO:

- 1) Variação rápida de cargas. Um dos maiores e mais conhecidos riscos é a possibilidade de variação rápida de cargas, como é o exemplo da liquefação do solo devido à precipitação significativa.
- 2) Pode haver relutância das entidades reguladoras em aprovar projetos que tenham por base o método, apesar deste ser apresentado no EC7. O uso do método observacional obriga a um esforço de comunicação com as autoridades de forma a explicar o que é o método, como é utilizado, e como será controlada a segurança aquando dos trabalhos de construção.
- 3) Restrições de tempo. A implementação do MO requer mais tempo na fase de conceção. Se o projeto em causa for de elevada complexidade e se não for espetável a redução do tempo de execução com a implementação do método, então não existe vantagem na sua aplicação.

- 4) Os métodos e ferramentas nem sempre permitem a utilização do MO. Quando a complexidade a nível computacional é muito elevada, implica mais esforço de cálculo e mais tempo na fase do projeto de conceção e, conseqüentemente um custo mais elevado associado à fase de conceção. Caso seja necessário implementar alguma alteração ao projeto e o processo de computação for muito complexo e moroso, pode inviabilizar a implementação do método. Bem como, se o sistema de instrumentação e conseqüente análise de dados for demasiado complexo, pode implicar um tempo de resposta por parte do projetista demorado, inviabilizando a aplicação de soluções corretivas em obra de forma atempada.

Para além da matriz SWOT analisada em Korff et al., os autores também concluem que é mais vantajoso a implementação do método quando o critério limite é estabelecido pelos estados limites de utilização (E.L.Utilização) (Korff et al., 2013).

Em relação ao critério limite ser estabelecido pelos estados limites últimos (E.L.Últimos) também existem vantagens na sua implementação nomeadamente no caso de se tratarem de estruturas com comportamento dúctil, sendo desaconselhada a sua implementação no caso de estruturas com comportamento frágil (Korff et al., 2013).

Na Tabela 2.1 encontra-se uma Matriz SWOT que resume os tópicos de aplicabilidade do MO.

Tabela 2.1 Matriz SWOT da aplicabilidade do MO, segundo (Korff et al., 2013).

<p>Pontos Fortes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Processo incremental de construção; • Processos construtivos de curta duração; • Controlo de deslocamentos; • Responsabilidade integrada entre as partes; • Cultura da organização baseada no risco e na flexibilidade do projeto; • Elevada heterogeneidade do solo e incerteza sobre os mecanismos de rotura. 	<p>Pontos Fracos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Os mecanismos de rotura mais rápidos do que a velocidade de implementação de medidas corretivas; • Impossibilidade de medir o mecanismo de rotura; • Mudança do mecanismo de rotura durante a construção; • Custo de alterações durante a construção superior aos benefícios adquiridos; • Comunicação entre as partes.
<p>Oportunidades:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Presença de riscos com baixa probabilidade mas inaceitável <i>a priori</i> devido às elevadas conseqüências; • Assegurar que o processo de construção cumpre com os critérios de segurança; • Prosseguir com um projeto de difícil alteração com a abordagem <i>best way out</i>. 	<p>Ameaças:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Variação rápida de cargas; • Relutância das entidades reguladoras em aprovar projetos baseados no MO; • Restrições de tempo; • Os métodos e ferramentas nem sempre permitem a utilização do MO.

3. Instrumentação

A instrumentação aplicada à geotecnia começou entre 1930 e 1940 com instrumentos mecânicos ou hidráulicos simples evoluindo ao longo do tempo para sistemas elétricos e pneumáticos em que as medições eram executadas manualmente (Dunnicliff & Green, 1988). Desde essa altura, e devido ao desenvolvimento tecnológico, a instrumentação tem sido melhorada de tal forma que hoje em dia é possível fazer um levantamento de forma remota, com um sistema totalmente automatizado sem a necessidade de alocar um operador especializado para executar a leitura.

A instrumentação tem funções diferentes para as diferentes fases da obra. Para a fase de concepção a instrumentação serve de apoio à caracterização do geomaterial e dos aspetos condicionantes. Para a fase de construção tem uma função de controlo de processos, com o intuito de aumentar a segurança e diminuir custos e prazos. Na fase de exploração, a instrumentação tem um papel de monitorização da estabilidade, como é o exemplo de monitorização de ancoragens ou de pré-esforço que permaneçam ativos.

No processo de seleção da instrumentação são considerados vários aspetos, nomeadamente qual a técnica, precisão e frequência necessária, de que forma será transmitida e interpretada a informação e em que formato, qual a localização e condições de acesso, qual será o procedimento de instalação, quais os requisitos de manutenção e calibração, qual a duração da monitorização e quais os fatores externos que poderão influenciar a integridade das observações (Dunnicliff & Green, 1988).

Tomando estes aspetos em consideração, é possível optar por um sistema manual, por um sistema automatizado, ou por uma combinação dos dois. Na Tabela 3.1 estão identificados alguns aspetos que caracterizam a aquisição de dados a partir de um sistema manual e a partir de um sistema automatizado.

Tabela 3.1 Comparação entre o sistema de monitorização manual e o sistema de monitorização automatizado.

Sistema Manual	Sistema Automatizado
Requer acesso regular à localização do instrumento.	Aquisição de dados automatizada. Não é necessário acesso regular à localização do instrumento.
Frequência de leituras depende da disponibilidade do operador.	Frequência de leituras é pré-definida e pode ser alterada remotamente. Os dados são obtidos de forma mais rápida quando comparando com o sistema manual.
Necessita de um operador especializado para efetuar as leituras.	Acesso remoto aos dados das leituras a partir de software disponibilizado pelos fabricantes do equipamento com a informação completa da leitura, inclusive data e hora.
A qualidade dos dados depende intrinsecamente da qualidade do operador especializado.	Interpretação dos dados mais facilitada por se encontrarem em formato digital. Não existe o risco de perda de informação.
Aplicação manual de fatores de calibração.	Os fatores de calibração são automaticamente aplicados aos dados recebidos.
Processamento de dados manual.	Processamento dos dados automático.
Os alarmes são transmitidos após a obtenção e processamento dos dados, podendo ser uma desvantagem em caso de movimento repentino.	Alarmes automáticos via SMS ou email, quando são ultrapassados os limites de controlo estipulados pelo projetista.

Neste capítulo são descritos alguns dos instrumentos mais utilizados em obras geotécnicas, abordando o seu funcionamento, a sua metodologia de instalação, a sua utilidade para obras geotécnicas e algumas vantagens e limitações associadas. É dado foco especial à instrumentação automatizada devido às suas vantagens na implementação do MO e no controlo ativo das incertezas.

3.1. Piezómetro de corda vibrante

Os piezómetros são instrumentos utilizados para medir pressões hidrostáticas, pressões de água nas juntas de uma massa rochosa e níveis de água no subsolo. Estes instrumentos são selados dentro de um furo executado no solo de modo a obter a pressão de água pela qual estão diretamente rodeados (Transport for NSW, 2016). A informação obtida a partir desta instrumentação, nomeadamente a posição do nível freático e a da sua variação, torna-se relevante quando é necessário verificar a estabilidade de taludes, projetar estruturas em terrenos onde existem grandes pressões hidrostáticas e no controlo da construção de aterros (Rocha, 2014).

O piezómetro de corda vibrante permite converter a pressão de água num sinal de frequência. O sensor é constituído por um cabo de aço, um diafragma metálico e uma bobina eletromagnética. Este instrumento é desenhado de forma que uma deformação do diafragma cause uma mudança de tensão no cabo. Com o aumento da pressão no meio, o diafragma deflete, o que faz variar a tensão no cabo, alterando a sua frequência de ressonância. A bobina excita o cabo e este vibra à sua frequência natural. Com a alteração da tensão no cabo, a frequência de vibração do cabo é alterada. A vibração do cabo na proximidade da bobina gera um sinal de frequência que é transmitido a um “data logger” (Transport for NSW, 2016). O “data logger” é responsável por coletar e converter a informação proveniente do sensor e transmite-a via wireless para uma base de dados na unidade pretendida.

Existem várias tipologias de corpo do sensor, adaptados para meios diferentes e/ou precisões diferentes. Na Figura 3.1 estão ilustrados algumas tipologias.



Figura 3.1 Piezómetros. Em cima, o instrumento mais comum, usado para a generalidade das aplicações; a meio, o sensor adaptado para baixas pressões; abaixo, o sensor push-in com um formato mais otimizado para argilas moles. Retirado de (DGSI, 2019b).

A instalação do piezômetro no furo pode ser executada de duas formas. O primeiro processo de instalação, mais usual, consiste no preenchimento do fundo do furo com areia a rodear o sensor e selar por cima por bentonite. O segundo processo, denominado de Grout-In, consiste em preencher o furo completamente por argamassa de cimento e bentonite.

Em baixo estão enumerados os passos para a instalação do piezômetro com a zona de captação em areia, com referência dos mesmos na Figura 3.2:

- 1) Para a instalação de um piezômetro, o processo inicia com perfuração por percussão ou rotação de um furo com uma profundidade superior à estipulada em projeto para colocação do piezômetro. É feita a limpeza do furo com água ou lama de perfuração biodegradável;
- 2) Com a ajuda de um trémie, preencher parte da zona filtrante com areia grossa molhada;
- 3) Para a instalação do piezômetro é necessário segurar o piezômetro dentro de um balde de água, com o filtro virado para cima e agitar o piezômetro até à saída de ar entre o filtro e o diafragma;
- 4) O piezômetro é então instalado no furo à sua profundidade estabelecida e coberto por areia molhada com o apoio do trémie até perfazer pelo menos 15 centímetros por cima do piezômetro;
- 5) O passo seguinte consiste em selar de bentonite acima da zona de admissão. O furo deve ser mantido cheio de água para hidratar completamente a bentonite e evitar que esta absorva água do solo circundante. Esta camada garante o isolamento da pressão no fundo do furo da zona que se pretende monitorizar;
- 6) É feito o enchimento do restante furo com argamassa de cimento e bentonite, tendo o cuidado de manter as ligações limpas e acima do solo. É instalado uma caixa de proteção e identificado o piezômetro em questão. A perfuração afeta temporariamente a pressão de água no solo, logo, as leituras imediatamente após a instalação não serão boas leituras. A estabilização da pressão de água pode durar algumas horas ou até algumas semanas, dependendo do tipo de solo. Quando as leituras se tornarem estáveis ao longo de alguns dias, então uma leitura de dados fiável pode ser obtida.

O sensor de corda vibrante é normalmente protegido do exterior com uma “meia” geotêxtil para evitar a entrada de partículas no filtro do piezômetro, prevenindo assim que o filtro fique obstruído e a precisão das leituras seja afetada.

Caso se pretendam instalar vários piezômetros no mesmo furo com esta técnica é feita uma zona de captação de areia a rodear cada sensor e cada zona de captação de areia é selada com bentonite para isolar cada sensor. Na Figura 3.2 à direita encontram-se ilustrados dois piezômetros de corda vibrantes instalados no mesmo furo.

No caso do processo de instalação Grout-in, todo o processo de furação, limpeza do furo, colocação do piezômetro, proteção exterior e leituras processam-se da mesma forma que no processo tradicional. A diferença para o método anterior consiste na substituição das camadas de areia, bentonite e argamassa por uma única camada de argamassa de cimento e bentonite em toda a profundidade do furo (DGSI, 2004a). A proporção dos constituintes da argamassa (cimento Portland/água/bentonite) variam consoante a consistência do solo.

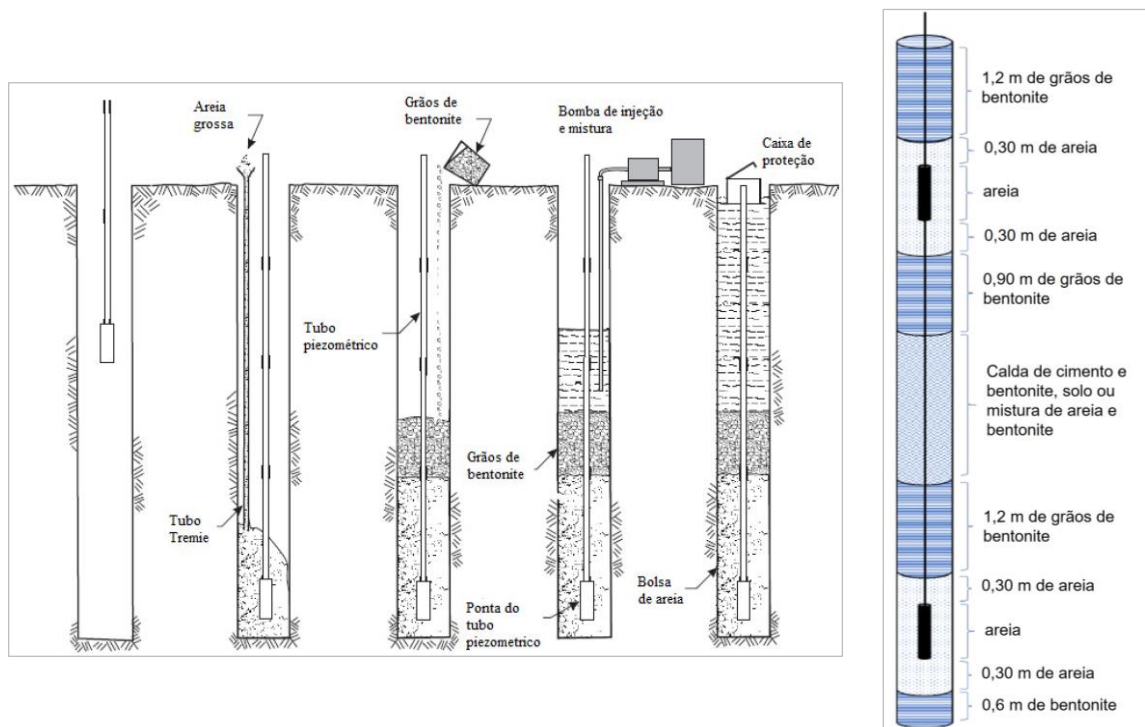


Figura 3.2 À esquerda, processo de instalação de um piezômetro com zona de captação de areia. Adaptado de (Rocha, 2014). À direita, exemplo de instalação de dois piezômetros no mesmo furo. Adaptado de (RST Instruments, 2020b).

Na Tabela 3.2 encontram-se as principais vantagens e limitações do sistema de piezômetro de corda vibrante (Transport for NSW, 2016).

Tabela 3.2 Vantagens e limitações do piezômetro de corda vibrante.

Vantagens	<p>Resposta rápida às mudanças de pressão, mesmo em solos com baixa permeabilidade;</p> <p>Aparelho com operação remota e automatizada;</p> <p>Adequado para aplicações a longo prazo dado a sua calibração permanecer inalterada durante anos;</p> <p>Podem ser instalados a grandes profundidades;</p> <p>Alta resolução e precisão;</p> <p>Possibilidade de medição da temperatura;</p> <p>Medem pressões positivas e negativas.</p>
Limitações	<p>Vida útil limitada, pois os piezômetros instalados não são recuperados.</p> <p>Os componentes encontram-se subterrâneos, não sendo possível a recalibração ao longo do tempo;</p> <p>Os cabos devem ser protegidos de transientes elétricos;</p> <p>A temperatura afeta a precisão do aparelho.</p>

3.2. Inclínómetro in-place

O inclinómetro in-place permite medir deslocamentos dos geomateriais e deformações de estruturas. É utilizado para determinar a zona onde ocorreram movimentos de terra, monitorizar a sua magnitude, velocidade e direção, e para monitorizar a deformação de estacas ou paredes de contenção (Dunnicliff & Green, 1988).

O sistema de inclinómetro fixo (in-place inclinometer) é composto pelo tubo inclinométrico, um ou mais inclinómetros conectados entre si e instalados permanentemente dentro do tubo inclinométrico, e um “data logger”, que é ligado ao inclinómetro mais à superfície. Na Figura 3.3 encontra-se exemplos de inclinómetros in-place.

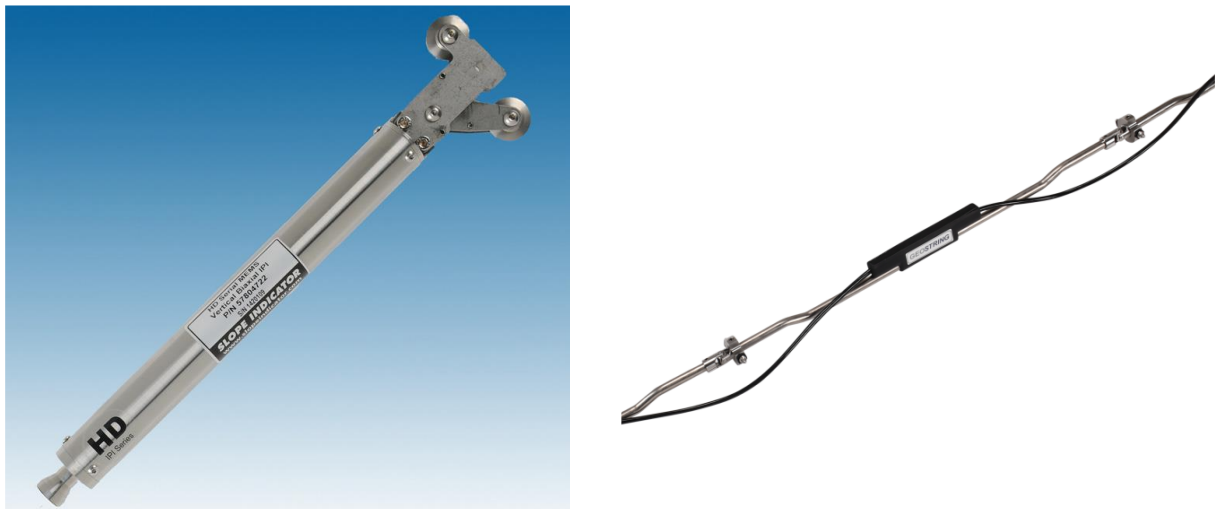


Figura 3.3 À esquerda, inclinómetro in-place, retirado de (DGSI, 2014); à direita, inclinómetro in-place do tipo GeoFlex, retirado de (DGSI, 2019a).

O inclinómetro permite monitorizar a deformação normal ao eixo do tubo inclinométrico. O tubo inclinométrico pode ser instalado na vertical, monitorizando deslocamentos horizontais, ou pode ser instalado na horizontal, monitorizando deslocamentos verticais (Dunnicliff & Green, 1988). Também existe a possibilidade do tubo inclinométrico ter alguma inclinação em zonas de difícil acesso, mas com limite de inclinação dependendo do equipamento escolhido.

O tubo inclinométrico é um dos componentes necessários para a instalação de inclinómetros e está permanentemente instalado no local onde se pretende monitorizar o movimento, no terreno, dentro da estrutura, ou ligado à estrutura. O tubo inclinométrico é instalado num furo de sondagem ou noutro executado para o efeito de forma a permitir que o movimento do mesmo seja solidário com o ambiente onde está inserido. Pode ter vários diâmetros, dependendo do sistema de inclinómetros a utilizar e do tipo de movimento a captar (Torres, 2010).

O comprimento do tubo inclinométrico é estabelecido em projeto e deve atingir uma profundidade em que não sejam espetáveis movimentações de forma a criar um ponto de referência estável na sua base. O tubo inclinométrico deve ser fundado e incorporado num solo estável, como rocha ou solo rígido, e selado exteriormente com calda de cimento.

Este instrumento possui as seguintes funções (Rocha, 2014):

- 1) Permite o acesso a partir da superfície;
- 2) O tubo acompanha os movimentos internos do meio onde está instalado. Para esse efeito deve ser constituído por materiais leves, como por exemplo, alumínio ou PVC;
- 3) O interior do tubo contém dois pares de ranhuras em direções ortogonais, estas tem o objetivo de orientar a sonda no seu interior mantendo a precisão das leituras, uma vez que permite que a sonda mantenha a posição e o mesmo referencial.

O inclinómetro in-place é constituído por sensores uniaxiais, que medem a inclinação no plano das roldanas, ou por sensores biaxiais, que medem a inclinação no plano das roldanas e no plano perpendicular às roldanas. As roldanas estão acopladas ao corpo do sensor e permitem manter a posição dentro do tubo inclinométrico (SMARTEC, 2020). Por sua vez, o “data logger” permite coletar a informação proveniente do sensor e transmiti-la via wireless para uma base de dados.

Este sistema é utilizado quando se pretende obter uma monitorização contínua, em tempo real e de forma remota. Permite detetar movimentos progressivos e repentinos sendo mais utilizado para monitorizar deformações subterrâneas ao redor de grandes escavações e dentro de taludes com declives instáveis onde é necessária uma monitorização rápida ou automática para controlo da construção ou por questões de segurança (Transport for NSW, 2016).

É necessário o conhecimento prévio das zonas com possibilidade de movimentação para saber a localização da instalação do tubo inclinométrico, o seu comprimento e o número de sensores necessários para a monitorização (Transport for NSW, 2016).

As leituras da inclinação são obtidas em mm/m. Na instalação deve-se ter o cuidado de orientar todos os inclinómetros com sentido X positivo iguais entre si e correspondente ao sentido que se prevê ocorrer o movimento. Os inclinómetros tem uma indicação deste sentido para permitir a fácil orientação (DGSI, 2019a)

Na Figura 3.4 encontra-se um exemplo do sistema de inclinómetros in-place instalado verticalmente, o exemplo de uma leitura obtida a partir de um inclinómetro com a indicação de uma zona onde ocorreu uma movimentação, e o referencial usado na instalação dos inclinómetros no tubo inclinométrico.

Na Tabela 3.3 encontram-se as principais vantagens e limitações inerentes ao sistema de inclinómetro in-place.

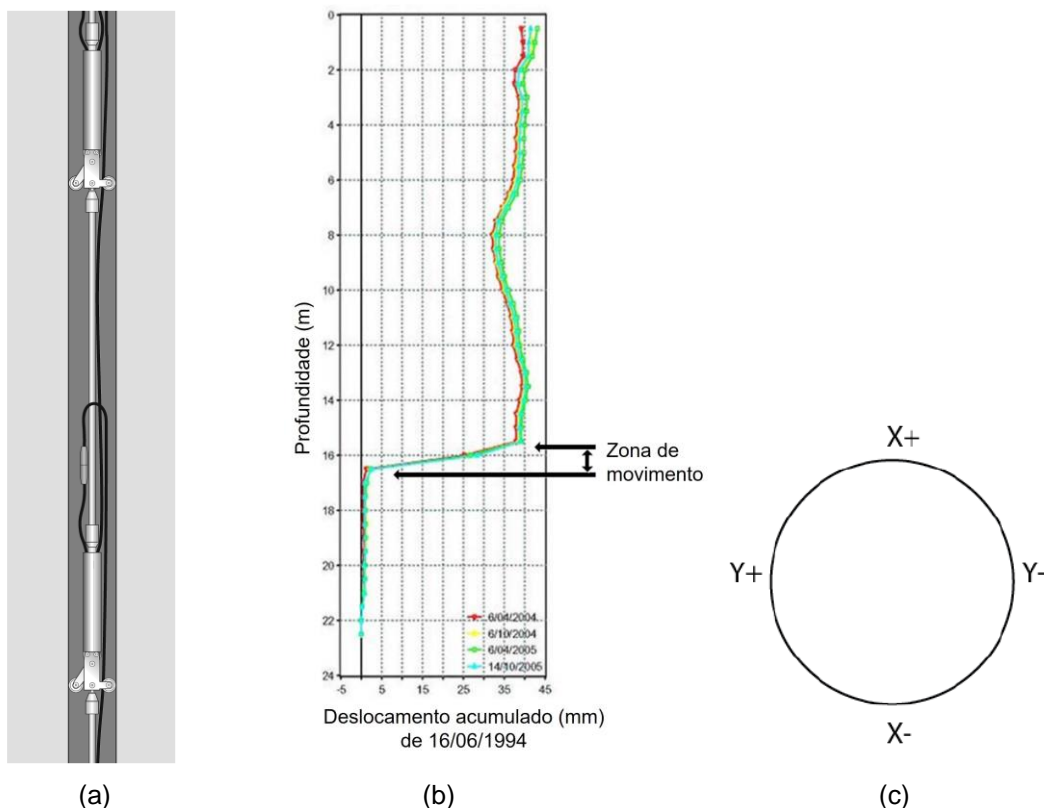


Figura 3.4 (a) Instalação do inclinômetro in-place com disposição vertical, retirado de (DGSi, 2014); (b) Exemplo de uma leitura obtida a partir de um inclinômetro, adaptado de (Transport for NSW, 2016); (c) Exemplo do referencial usado para a instalação dos inclinômetros dentro do tubo inclinométrico, retirado (DGSi, 2019a).

Tabela 3.3 Vantagens e limitações do inclinômetro in-place.

<p>Vantagens</p>	<p>Leituras remotas, contínuas e em tempo real;</p> <p>Pode ser utilizado para detecção de movimentações progressivas ou repentinas;</p> <p>Sistema de configuração flexível devido à facilidade de acoplar e desacoplar sensores;</p> <p>Sistema leve e compacto;</p> <p>Fácil transporte e instalação;</p> <p>Os sensores são instalados em série, reduzindo o número de cabos de ligação, permitem a autorreferenciação, não sendo necessário associar uma cota a determinado sensor;</p> <p>Sensores recuperáveis e reutilizáveis;</p> <p>Grande precisão;</p> <p>Resistência à água.</p>
<p>Limitações</p>	<p>Não permite obter o perfil completo do tubo inclinométrico. As leituras são obtidas à cota onde se localiza o sensor.</p> <p>Custo superior quando comparado com o inclinômetro de sonda manual (não tendo em conta o custo do operador);</p> <p>Depois de instalados, caso haja algum problema em que seja necessária a extração do equipamento, é perdida a calibração do sistema.</p>

3.3. Extensómetro

Os extensómetros permitem monitorizar o movimento do solo ao longo de um único eixo, ou seja, medem a distância entre dois pontos. O princípio base consiste em medir o movimento de um ponto selecionado em relação a um ponto fixo não móvel do solo (Transport for NSW, 2016).

3.3.1. Extensómetro de Haste

O extensómetro de haste é utilizado para monitorizar pequenos deslocamentos do geomaterial ao longo do eixo do furo, mas também pode ser utilizado para monitorizar movimento lateral de estruturas tais como muros de contenção, assentamentos em fundações e a estabilidade do solo devido à escavação de túneis. Existem duas tipologias, o extensómetro de haste single-point e extensómetro de haste multi-point (Transport for NSW, 2016).

O extensómetro de haste single-point é composto por uma haste, um tubo de proteção, uma âncora e uma cabeça de referência.

A âncora, que se encontra acoplada à haste, é instalada no fundo do furo. Esta pode ser de três tipos, adaptando-se ao material onde está inserida: a âncora do tipo “groutable” é adequada para rochas e é por vezes utilizado em solos; a âncora hidráulica, é adequada para solo mole; e a âncora do tipo “packer” pode ser utilizada tanto na rocha como no solo (DGSI, 2004a).

A haste, que faz a ligação entre a âncora e a cabeça de referência, é fabricada em fibra de vidro ou em aço inoxidável. As hastes fabricadas em fibra de vidro são montadas em fábrica e são mais facilmente instaladas em zonas confinadas devido à sua flexibilidade, enquanto as hastes em aço inoxidável são montadas em obra e são usadas para profundidades superiores devido à sua rigidez. As hastes funcionam melhor à tração do que à compressão e as hastes em aço inoxidável são mais duráveis que as de fibra de vidro (DGSI, 2004a).

A cabeça de referência, que se encontra localizada na parte superior do furo e ligada à haste, executa as leituras a partir de sensores de deslocamento (transdutor de corda vibrante) e armazena a informação num “data logger” e este transmite-a a partir do modem wireless. As movimentações são medidas através da alteração na distância entre a âncora e a cabeça de referência. É possível medir a magnitude, velocidade e aceleração dos deslocamentos (DGSI, 2004a). Na Figura 3.5 encontra-se ilustrada a instalação de um extensómetro de haste single-point num furo horizontal.

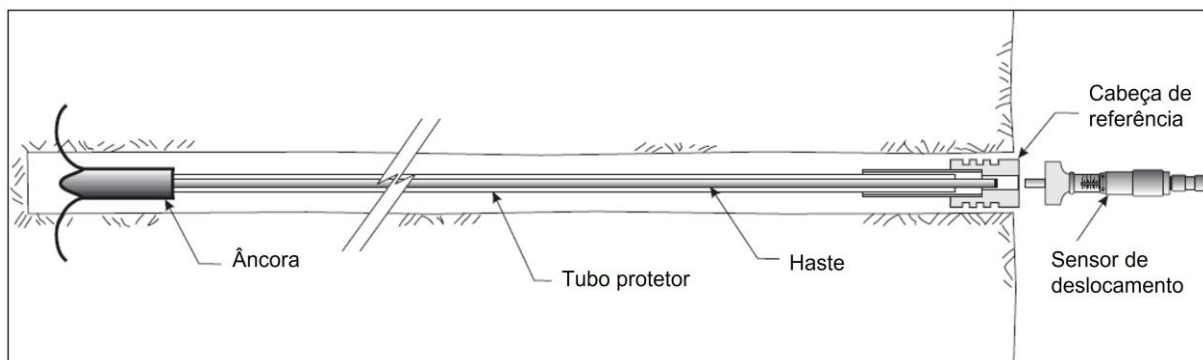


Figura 3.5 Instalação do extensómetro de haste single-point num furo horizontal. Adaptado de (DGSI, 2004a).

O extensômetro de haste de multi-point pode ser constituído até seis âncoras e hastes acopladas numa única cabeça de referência, como ilustrado na Figura 3.6 à esquerda. As âncoras são instaladas em vários limites estratigráficos. As medições multi-point podem indicar a distribuição do movimento ao longo do eixo do furo, para além do movimento total dado por um extensômetro de haste single-point. O modo de leitura é executado de forma semelhante ao extensômetro de haste single-point (Rocha, 2014). Na Figura 3.6 à direita encontra-se ilustrado a instalação de um extensômetro de haste multi-point num furo vertical.

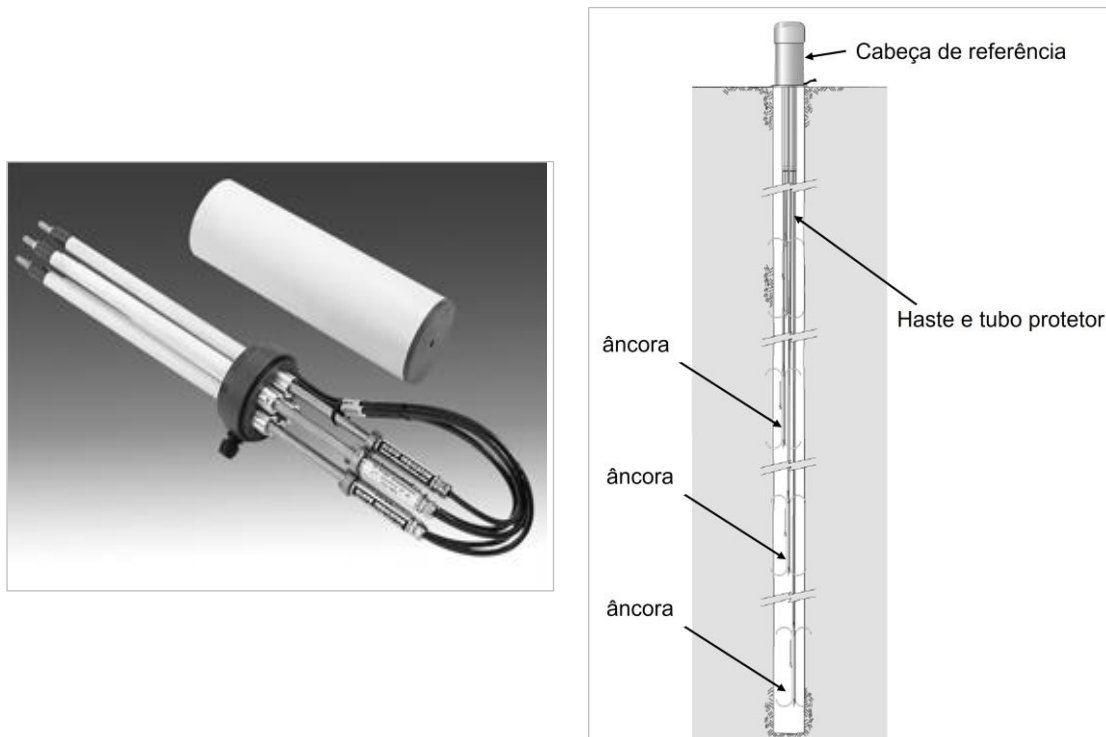


Figura 3.6 À esquerda, um sensor de corda vibrante montado na cabeça de referência de um extensômetro de haste. À direita, a instalação do extensômetro de haste multi-point num furo vertical. Adaptado de (DGS1, 2004a).

Na Tabela 3.4 encontram-se identificadas as vantagens e limitações do extensômetro de haste.

Tabela 3.4 Vantagens e limitações do extensômetro de haste.

Vantagens	<p>Fornecer medições de alta precisão;</p> <p>Sistema automatizado e adequado para monitorização contínua;</p> <p>No caso do extensômetro multi-point, permite a medição de movimentos até 6 pontos distintos, para além do movimento total.</p>
Limitações	<p>A profundidade de ancoragem é limitada pelo material da haste e da orientação da haste;</p> <p>O movimento horizontal da haste pode ser limitado pelo atrito e pelo aperto devido a movimentos verticais;</p> <p>Em furos não verticais, existe tração entre o tubo de proteção e as hastes, danificando o material.</p>

3.3.2. Extensómetro de Assentamento

O extensómetro de assentamento é utilizado para monitorizar grandes assentamentos em solos moles. Tem na sua constituição uma âncora, um cabo de aço inoxidável tensionado dentro de um tubo de proteção e um potenciómetro dentro de uma cabeça à prova de água. A haste faz a ligação entre a âncora e a cabeça (DGSI, 2004a).

Para a instalação do sistema é executado um furo desde a profundidade de interesse até ao solo competente, é instalada a âncora e a haste no fundo do furo (cabo de aço tensionado e tubo protetor). O espaço entre o tubo de proteção e a parede do furo é preenchido com calda. Posteriormente, é feita uma pequena escavação para ligar a cabeça ao cabo, a cabeça é testada e depois é coberta com pelo menos 15 cm de areia compactada à mão. O cabo de sinal do extensómetro é então ligado a um “data logger”. À medida que ocorre assentamento do solo, a cabeça move-se para baixo e o potenciómetro, que se encontra dentro da cabeça, mede a perda de tensão no fio tensionado (Torres, 2010).

Na Figura 3.7 encontra-se representado o sistema do extensómetro de assentamento.

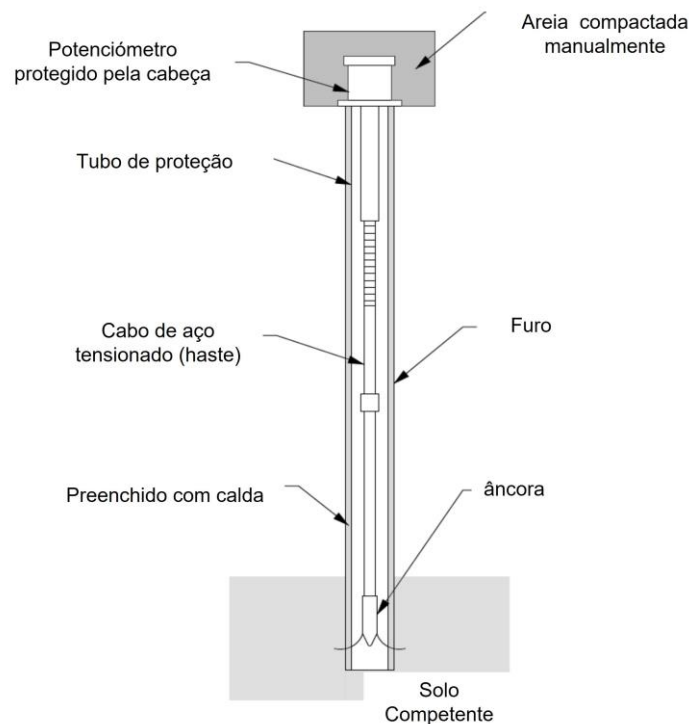


Figura 3.7 Instalação do extensómetro de assentamento. Adaptado de (Transport for NSW, 2016).

Na Tabela 3.5 estão identificadas algumas vantagens e limitações da aplicação do extensómetro de assentamento.

Tabela 3.5 Vantagens e limitações do extensómetro de assentamento.

Vantagens	Medições de elevada resolução; Leitura remota.
Limitações	Custo mais elevado que o extensómetro de haste single-point ou da célula de assentamento.

3.4. Célula de Assentamento

A célula de assentamento é utilizada para monitorizar o assentamento e empolamento do solo num único ponto. São tipicamente utilizadas quando se pretende monitorizar processos tais como o assentamento ou empolamento em aterros e fundações de aterros, a estabilidade do solo na construção de túneis, consolidação sob tanques de armazenamento, ou assentamentos devido a drenagem (Transport for NSW, 2016). O sistema é composto por um reservatório, uma tubagem preenchida de líquido e a célula de assentamento munida de um sensor de pressão. A célula pode ser ventilada ou não ventilada e possui um sensor de pressão do tipo corda vibrante. Na Figura 3.8 encontra-se uma ilustração das células referidas, a não ventilada e a ventilada.

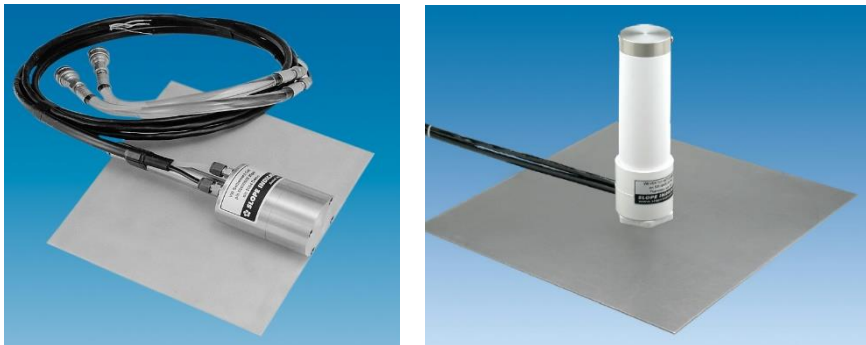


Figura 3.8 Células de assentamento. À esquerda, célula de assentamento não ventilada. À direita, célula de assentamento ventilada. Retirado de (Slope Indicator, 2015).

O reservatório é posicionado em terreno estável e a uma cota superior à da célula, sendo esta instalada na superfície do solo original, antes de ser feito o preenchimento do aterro. A célula acompanha os movimentos do solo e a variação da sua distância ao reservatório faz variar a pressão criada pela coluna de líquido. O sensor mede a pressão e compara-a com a situação inicial. No caso de um assentamento a distância entre os dois pontos aumenta, fazendo aumentar a coluna de líquido do que resulta uma pressão medida superior à registada na situação inicial. Na Figura 3.9 encontra-se representado a instalação da célula de assentamento (DGSI, 2004a).

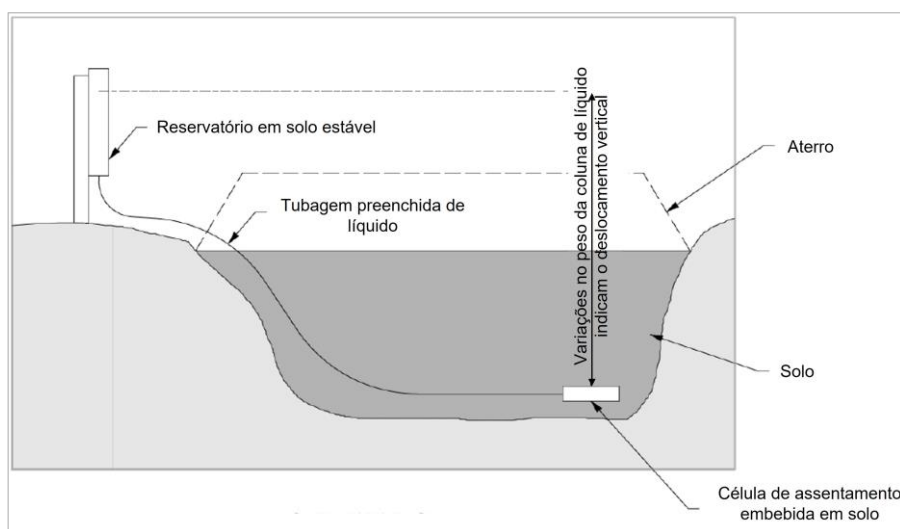


Figura 3.9 Instalação da célula de assentamento. Adaptado de (Transport for NSW, 2016).

Na Tabela 3.6 encontram-se descritas algumas vantagens e limitações relativo à célula de assentamento.

Tabela 3.6 Vantagens e limitações da célula de assentamento.

Vantagens	<p>O reservatório pode estar fora da zona em construção;</p> <p>Depois de instaladas, a célula e a tubagem têm pouca probabilidade de serem danificadas pela atividade de construção;</p> <p>Não é necessário a execução de um furo para a sua instalação;</p> <p>Leitura remota a partir de uma ligação entre o sensor e um “data logger”.</p>
Limitações	<p>A variação da temperatura afeta a densidade do líquido na tubagem e conseqüentemente afeta a leitura da pressão na célula. Esta situação pode ser minimizada limitando o comprimento do tubo à superfície e protegendo o reservatório do sol;</p> <p>As variações da pressão atmosférica podem ser confundidas com variações de pressão nas células. Este efeito pode ser eliminado quando monitorizando a pressão atmosférica no local ou usando uma célula ventilada.</p>

3.5. Tiltmeter sem fios

O tiltmeter é utilizado na monitorização da inclinação de estruturas. É utilizado na monitorização da estabilidade de zonas adjacentes a obras de escavação, documentando quaisquer efeitos que possam advir, na monitorização da deflexão e deformação de paredes de contenção, na avaliação do desempenho de estruturas como pontes, pilares, vigas, e barragens sujeitas a cargas, e para proporcionar um aviso prévio de potenciais danos estruturais. O tiltmeter sem fios é utilizados quando é necessário monitorização geotécnica de inclinações de forma contínua e remota.

A inclinação pode ser medida em apenas um eixo (uniaxial), em dois eixos perpendiculares (biaxial), ou nos três eixos (triaxial) com recurso a um laser incorporado.

Os valores obtidos ao longo do tempo são comparados com os valores da leitura de calibração executada após a instalação do sistema permitindo obter-se a variação da distância nos vários eixos.

Na Figura 3.10 encontra-se dois exemplos deste instrumento.



Figura 3.10 À esquerda, tiltmeter sem fios biaxial com antena exterior. Retirado de (Worldsensing, 2021); à direita, tiltmeter sem fios triaxial, com laser incorporado. Retirado de (Geo Instruments, 2021).

Na Tabela 3.7 encontram-se indicadas as principais vantagens e limitações do tiltmeter wireless.

Tabela 3.7 Vantagens e limitações do tiltmeter sem fios.

Vantagens	Sistema compacto e de medição remota, não afetando os trabalhos de construção; Sensores de alta precisão; Consome pouca energia; Sistema compacto, robusto e à prova de água. Fácil configuração; Fácil instalação, dado que pode ser aparafusado ou soldado; Quando instalado em gruas, previnem acidentes relacionados com o deficiente assentamento das sapatas da grua.
Limitações	Necessitam de proteção contra possíveis choques; A leitura pode ser afetada pela vibração da estrutura.

3.6. Células de Pressão Total

A célula de pressão total permite medir a ação combinada da pressão intersticial (μ) e da tensão efetiva (σ'). São usadas na monitorização da pressão total (σ) exercida nas estruturas de forma a verificar pressupostos de projeto ou para determinar a magnitude, distribuição e orientação da tensão num aterro. Se a pressão intersticial for medida simultaneamente (com a utilização de piezómetros), é possível calcular a tensão efetiva (σ'), subtraindo a pressão intersticial (μ) à tensão total medida (σ), de acordo com o princípio das tensões efetivas de Terzaghi (Geokon, 2020). A célula de pressão total pode ser instalada na interface solo-estrutura ou podem ser instaladas dentro de um aterro (Geo Instruments, 2019).

As células de pressão total podem ser de dois tipos, célula de pressão total hidráulica ou célula de pressão total de diafragma.

A célula de pressão total hidráulica é composta por duas superfícies circulares ou retangulares sensíveis de aço inoxidável, um aro rígido que une de forma a criar uma concavidade entre elas que mais tarde irá ser preenchido com um fluido hidráulico, e um tubo de aço de alta pressão que faz a ligação da célula ao sensor de pressão (Transport for NSW, 2016). As superfícies sensíveis estão sujeitas à tensão total que atua no exterior da célula. Essa tensão é equilibrada pela pressão no fluido hidráulico presente no interior da célula. É essencial que o fluido hidráulico introduzido na célula não tenha presente bolhas de gás presas no interior da cavidade (Dunnicliff & Green, 1988). O fluido hidráulico transmite a pressão atuante sobre as superfícies sensíveis a um sensor de pressão. Por sua vez, o sensor de pressão converte a pressão num sinal elétrico que é registado num “data logger”.

A célula de pressão total de diafragma consiste numa membrana circular rígida apoiada num anel rígido. A superfície sensível deflete devido à pressão externa do solo e essa deflexão é detetada por um extensómetro que funciona a partir de uma resistência elétrica ligado diretamente à face interior da célula ou por um sensor de corda vibrante (Transport for NSW, 2016). É possível a célula de pressão total de diafragma ser composta por duas membranas sensíveis independentes, propiciando uma

verificação da qualidade da instalação, especialmente se as duas superfícies sensíveis estão em contacto com solo com características semelhantes (Dunnicliff & Green, 1988).

O número de células a utilizar, a sua disposição e a sua tipologia depende diretamente dos valores que se pretendem monitorizar da tipologia do solo em questão e da sua localização. Em qualquer dos casos, é necessário uma instalação cuidada.

No caso de ser instalada no solo para a monitorização de um aterro, a célula é colocada numa abertura cuidadosamente escavada e coberta com várias camadas de enchimento compactado manualmente, antes das operações normais de enchimento e compactação ocorrerem. É comum as instalações desta tipologia serem usadas várias células com orientações diferentes para permitirem traduzir o comportamento real do solo devido à sua variabilidade intrínseca e devido à célula medir a pressão normal à sua membrana sensível (Bassett, 2012).

No caso de ser aplicado em estruturas há que ter o cuidado de a célula estar nivelada com a estrutura. A célula de pressão total do tipo “jackout” é especialmente concebida para a instalação em estruturas betonadas *in situ*, como paredes de contenção. O seu nome advém da utilização de um macaco hidráulico que é ativado para manter a célula em contacto com o solo durante a betonagem.

Na Figura 3.11 encontram-se as três disposições distintas das células de pressão total referidas anteriormente.

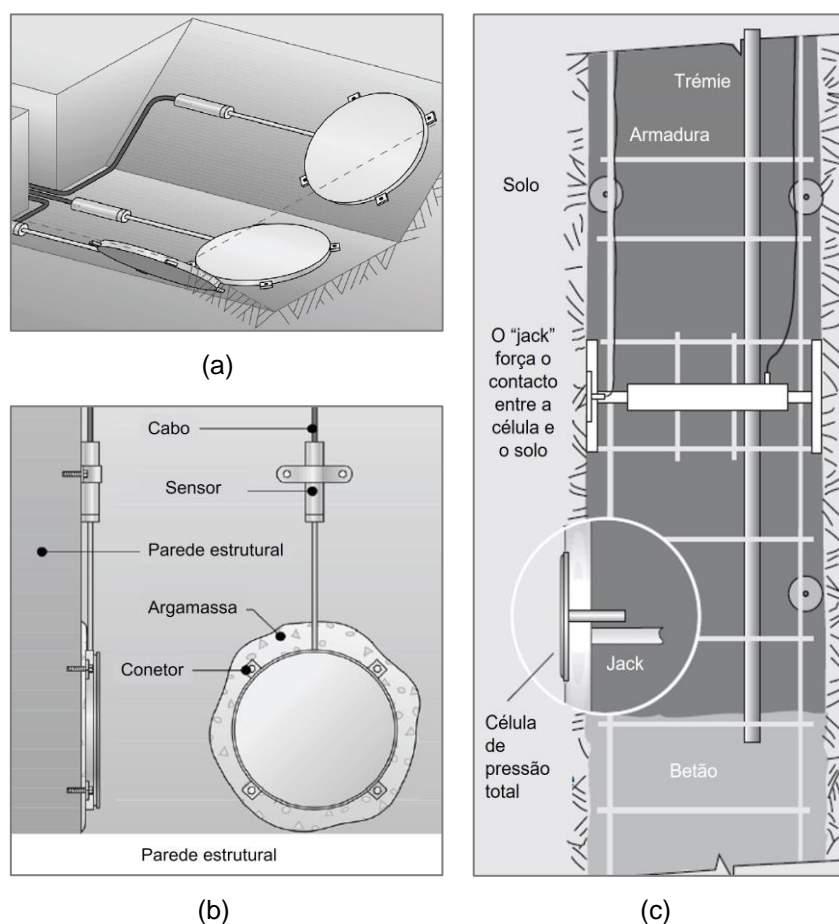


Figura 3.11 (a) Layout de células de pressão total num aterro. Retirado de (Geo Instruments, 2019); (b) Célula de pressão total aplicada a uma estrutura. Adaptado de (Geo Instruments, 2019); (c) uma célula de pressão total do tipo “jackout” aplicada a uma parede de contenção. Retirado de (DGSi, 2004b).

Na Tabela 3.8 encontram-se as principais vantagens e limitações associadas às células de pressão total.

Tabela 3.8 Vantagens e limitações das células de pressão total.

Vantagens	Alta precisão e sensibilidade; Facilidade de registo de dados; Estabilidade a longo prazo; Capacidade de monitorização constante e de forma remota.
Limitações	Instalação cuidada; As leituras dependem das propriedades do solo onde a célula está inserida e da rigidez das suas membranas sensíveis; São sensíveis à temperatura.

3.7. Células de Carga

As células de carga são instrumentos que permitem medir cargas em estruturas e componentes estruturais convertendo tensões em impulsos elétricos. São aplicadas em testes de carga de estacas, ancoragens, estruturas de suporte de túneis, e na monitorização do desempenho de estruturas, como por exemplo em cabos de pré-esforço. Existem duas tipologias de sensores incorporados nas células, os do tipo strain gauge ou de carga de corda vibrante (Transport for NSW, 2016).

O sensor strain gauge acoplado à célula de carga funciona como um pequeno extensómetro. Quando a célula é sujeita a uma variação de carga ela deforma e essa deformação é sentida pelo sensor alterando a resistência elétrica do mesmo. No caso de uma célula de carga com um sensor de corda vibrante, a deformação da célula proporciona uma alteração da frequência de ressonância da corda existente no interior do sensor. A sua variação de tensão e conseqüente variação de frequência de ressonância é convertida num sinal elétrico. A célula, e conseqüentemente os sensores incorporados, são ligados a um equipamento de registo e de transmissão de dados.

As células de carga são fabricadas em aço de alta resistência e podem ter um formato cilíndrico sólido ou podem ser encontrados num formato anelar. Os sensores, que podem ser 3 a 6, estão localizados paralelamente ao eixo longitudinal da célula de carga e dispostos de forma equidistante em torno da circunferência. A configuração com múltiplos sensores permite obter leituras precisas em condições de carga ligeiramente excêntrica dado que cada sensor executa a leitura de forma independente dos demais. A partir das leituras individuais é calculada a média da carga, permitindo haver alguma calibração dos valores.

A partir das leituras é possível avaliar se a estrutura se comporta de forma expectável e tomar as medidas corretivas de forma atempada. Por exemplo, no caso de uma ancoragem numa contenção periférica, se as leituras da célula de carga indicarem uma perda de carga, pode existir uma falha na ancoragem. No caso de a célula de carga indicar um aumento de carga, então a ancoragem estabelecida pode não ser a suficiente devido aos impulsos a que se encontra sujeito (Rocha, 2014). Na Figura 3.12 encontra-se uma ilustração de uma célula de carga de corda vibrante de formato anelar e a instalação de uma célula de carga numa ancoragem.

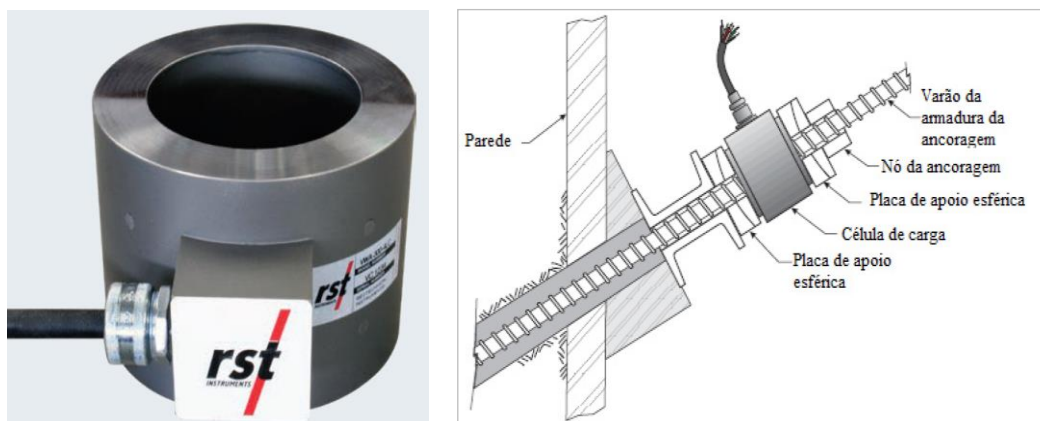


Figura 3.12 À esquerda, uma célula de carga de corda vibrante em formato anelar, retirado de (RST Instruments, 2020a); à direita, a instalação de uma célula de carga numa ancoragem, retirado de (Rocha, 2014).

Na Tabela 3.9 encontram-se enunciadas as principais vantagens e limitações das células de carga.

Tabela 3.9 Vantagens e Limitações das células de carga.

Vantagens	<p>Elevada precisão;</p> <p>Aumento da produtividade e da segurança em obra;</p> <p>Possível medir trações e compressões;</p> <p>Material robusto;</p> <p>Possível usar em testes dinâmicos;</p> <p>Sistema compacto.</p>
Limitações	<p>São instrumentos sensíveis à temperatura e devem ser protegidos da exposição direta de raios solares;</p> <p>Instalação cuidada. A superfície onde assenta a célula de carga deve ser plana e regular. Os sensores devem ficar equidistantes do elemento estrutural que se pretende monitorizar.</p>

3.8. Fissurómetro de Corda Vibrante

O fissurómetro regista a evolução de fissuras e juntas em betão ou rocha e, a partir da informação recolhida, é possível avaliar a segurança estrutural de edifícios e infraestruturas. Podem ser utilizados em edifícios adjacentes a zonas em que ocorrem trabalhos de construção, para monitorizar os efeitos que as ações de construção tem nas estruturas adjacentes, ou mesmo para monitorizar a segurança de estruturas sujeitas à atividade sísmica.

O fissurómetro é composto por um sensor de deslocamento de corda vibrante e um conjunto de âncoras fixadas em lados opostos da fenda. O sensor é unido a essas âncoras através de juntas esféricas responsáveis por acomodar os movimentos em outros planos. O sistema é ligado a um data logger responsável por registar e transmitir as leituras efetuadas a intervalos definidos para serem processados. Na Figura 3.13 encontra-se um exemplo de um fissurómetro de corda vibrante.



Figura 3.13 Fissurômetro de corda vibrante. Retirado de (DGSI, 2017).

A leitura inicial estabelece a largura base da fenda e as leituras subsequentes são então comparadas com esta leitura inicial, avaliando assim a evolução da fenda. O sensor de corda vibrante é sujeito a um deslocamento, promovendo uma variação da frequência de vibração da corda que se encontra no interior do sensor. Essa frequência é transmitida ao data logger, calibrada e convertida em milímetros. Existe a possibilidade de monitorizar a fenda tridimensionalmente, nos planos x, y e z. Na Figura 3.14 encontra-se um exemplo do fissurômetro de corda vibrante tridimensional usado na medição de deslocamentos numa junta de dilatação. Neste caso são medidos o deslocamento ortogonal à fenda (eixo x), o deslocamento paralelo à fenda (eixo y), e a 90° com os anteriores eixos (eixo z).

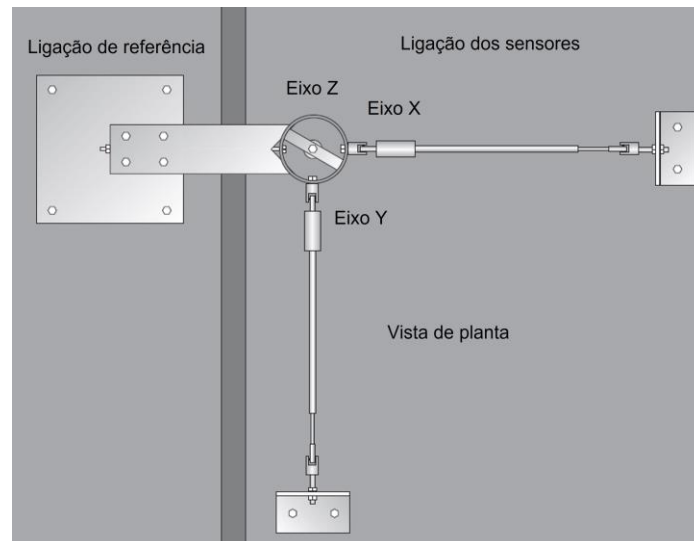


Figura 3.14 Fissurômetro de corda vibrante tridimensional utilizado para medições numa junta de dilatação. Adaptado de (DGSI, 2017).

Na Tabela 3.10 encontram-se as principais vantagens e limitações do fissurômetro.

Tabela 3.10 Vantagens e limitações do fissurômetro.

Vantagens	Alta precisão; Adequado para monitorização contínua; Monitorização possível em locais de difícil acesso; Instrumento de pequena dimensão; Permite leituras em estruturas submersas; Fácil instalação.
Limitações	Tempo de observação longo; Sensível à temperatura.

3.9. Estação Total Automatizada (ATS)

As estações totais são instrumentos óticos utilizados para avaliar deformações e assentamentos em estruturas por meio de medição de ângulos, horizontais e verticais, e distâncias entre a unidade de leitura e o ponto de monitorização onde se encontram prismas refletores.

Para a instalação de uma rede de monitorização automatizada deste tipo é necessária a instalação de vários componentes, entre eles uma estação total automatizada com linha de visão direta para todos os prismas, prismas de monitorização na estrutura, prismas de referência fora da zona de influência e uma unidade de registo de dados alimentada por rede elétrica ou solar. Dado que a estação total automatizada funciona de forma remota, é possível obter um maior número de leituras, em tempo real, e com diminuição da mão-de-obra associada à tarefa. Na Figura 3.15 encontram-se ilustrados alguns elementos do sistema.



Figura 3.15 À esquerda, uma estação total automatizada; à direita, um prisma refletor 360°. Retirado de (Leica Geosystems, 2020) e (Leica Geosystems, 2019), respetivamente.

As estações totais automatizadas combinam um sinal infravermelho com um EDM (electronic distance measurement) para medição de distâncias e ângulos entre dois pontos. A estação total move o telescópio horizontalmente e verticalmente para detetar o prisma. A partir de sensores conseguem detetar os prismas, o sistema faz “zoom in”, aponta, e bloqueia no refletor de alta precisão. Os sensores presentes na estação total aumentam o campo de visão, de modo que já não há necessidade de saber a localização aproximada do prisma (Key & Lemmens, 2008).

Os prismas podem ser de várias tipologias e com níveis de precisão distintos. Os prismas passivos refletem o sinal infravermelho emitido pela estação total de volta para a estação total. Os prismas ativos geram sinais infravermelhos que são detetados pela estação total e permitem facilitar a sua localização pela estação. Esta funcionalidade permite evitar perda de contacto devido à deteção de outros objetos refletores como janelas, espelhos ou sinais de trânsito (Lackner & Lienhart, 2016).

A instalação dos elementos deve ter em conta a escolha do local mais adequada, especialmente devido às condições ambientais, que podem afetar a validade das leituras obtidas. Como cada edifício está sujeito a movimentos cíclicos diários, mensais, sazonais e anuais, a escolha dos locais fixos deve ser feita de forma a minorar esses efeitos. Os pontos fixos devem ser instalados sobre ou perto das principais estruturas, preferencialmente à sombra e não sujeitos a vibrações externas (Bassett, 2012).

A transmissão e processamento dos dados obtidos são feitos de forma automática e são transmitidos remotamente para uma plataforma de monitorização web. Estas plataformas permitem exibir os dados atualizados e permitem acionar alarmes automáticos.

Na Tabela 3.11 encontram-se as principais vantagens e limitações do sistema.

Tabela 3.11 Vantagens e Limitações relativas à estação total automatizada (ATS).

Vantagens	Elevada precisão; Leitura remota e automatizada; Fácil instalação; Obtenção de maior número de leituras; Menor mão-de-obra; Permite a leitura à noite.
Limitações	A precisão das leituras está sujeita às condições ambientais do local. A chuva, nevoeiro e outras condições afetam a qualidade das leituras; A estação total deve ser protegida; A precisão das leituras está intrinsecamente dependente da distância entre pontos e da escolha da instrumentação.

4. Plano de Instrumentação e de Observação

O Plano de Instrumentação e de Observação é uma peça fundamental de um projeto de escavação e contenção periférica (PECP) pois permite avaliar a boa aplicabilidade dos métodos e dos faseamentos construtivos nas condições reais encontradas em obra, possibilitando uma eficaz gestão do risco geotécnico. É uma ferramenta desenvolvida em fase de projeto e que acompanha toda a obra. Permite controlar, aquando do decorrer dos trabalhos, os modelos de dimensionamento com as condições reais, e em resultado dessa análise, ser base para a implementação de adaptações do projeto para a melhoria da segurança em obra.

Para estabelecer os parâmetros que constam no Plano de Instrumentação e de Monitorização e que apoiam o controlo da construção é necessário ter em conta vários fatores (Dunnicliff & Green, 1988):

- 1) **Definir as condições de projeto**, nomeadamente a tipologia do projeto, o layout do projeto, as condições do subsolo, como por exemplo a estratigrafia, as propriedades dos materiais, as condições relativas à presença de água no subsolo, as condições das infraestruturas ou edificações adjacentes, as condições ambientais, os métodos e faseamentos construtivos.
- 2) **Prever mecanismos de controlo** de acordo com as condições de projeto. São definidas zonas de influência, quais os mecanismos de rotura (normalmente através de estudos em software de elementos finitos) e é feita uma avaliação do risco associado a esses mecanismos de rotura.
- 3) **Definir quais são as incertezas e como as minorar**: A seleção dos instrumentos e a sua localização em obra tem como objetivo identificar e compreender os mecanismos que efetivamente ocorrem em condições reais para se poder minimizar as suas consequências, por isso a sua instalação deve ter um propósito concreto.
- 4) **Definir os parâmetros de controlo**, sejam eles a pressão intersticial, pressão total, deformação, carga, extensões ou temperatura. As variações desses parâmetros podem advir tanto de causas como de efeitos. Por exemplo, no caso da avaliação da deformação de um talude, caso haja variação (efeito), esta pode ter sido devido à alteração das condições do solo devido à presença da água (causa). Ao monitorizar as causas e os efeitos é possível relacioná-los e desenvolver estratégias para os controlar.
- 5) **Prever a magnitude das variações**: A seleção dos instrumentos mais adequados deve ter em conta se é possível esclarecer as incertezas definidas a partir dos dados obtidos. Se são previstos movimentos de pequena dimensão num curto espaço de tempo, então devem ser selecionados com elevada sensibilidade e precisão para conseguirem captar as ligeiras variações.
- 6) **Estabelecer planos de ação**: Em fase de projeto, devem ser considerados e estabelecidos planos de ação para adaptação dos métodos e faseamentos construtivos às condições reais. Por exemplo, caso as condições reais se mostrem mais desfavoráveis do que as espectáveis, então são estabelecidas medidas de reforço estrutural. São definidos, nesta fase, valores de alarme e alerta para reger o nível de intervenção e quem e como serão alertados os responsáveis.
- 7) **Estabelecer responsabilidades**: Devem ser estabelecidas *a priori* quais as responsabilidades de cada entidade interveniente no projeto. Deve ser também estabelecido o nível de acesso de cada entidade às informação obtida pela instrumentação.

- 8) **Seleção dos instrumentos:** Definir a técnica, precisão e frequência necessária para obter os dados que permitam o controle dos parâmetros estipulados em projeto. Deve também ser definido o formato em que serão obtidos os valores (valores absolutos/valores relativos) e como serão transmitido, durante quanto tempo irá ser feito o acompanhamento com a instrumentação (antes, durante e após a construção), quais são os requisitos de manutenção e calibração, quais os requisitos de potência, energia e ligação entre componentes de medição e transmissão de dados, e como será feita a interpretação e o armazenamento dos dados.
- A frequência de leituras está diretamente dependente do risco associado. Quanto maior o risco associado a determinado parâmetro sob observação, maior deverá ser a frequência de leituras associada.
- A apresentação dos resultados deve permitir uma fácil interpretação e identificação das variações dos parâmetros de medição no espaço e ao longo do tempo. A interpretação dos dados deve ter em consideração os níveis de precisão e os erros associados aos instrumentos, erros de leitura e correções necessárias.
- 9) **Seleção da localização dos instrumentos:** Localização de cada instrumento, procedimento de instalação, condições de acessibilidade, avaliação de potenciais danos na instrumentação e consideração de medidas de proteção e mitigação de interferência entre a instrumentação e as atividades de construção. Apesar da localização da instrumentação ser estabelecida em projeto, deve existir alguma flexibilidade devido aos conhecimentos que vão sendo adquiridos ao longo da escavação e, se necessário, mudar a localização.
- 10) **Definir que fatores poderão afetar as leituras:** As leituras podem ser afetadas por fatores externos. A título de exemplo, a influência da temperatura que pode afetar as leituras de determinados instrumentos. Deve ser registada e considerada essa interferência e tida em consideração na interpretação dos dados obtidos.
- 11) **Criar redundância nas leituras:** No caso de avaria de um instrumento cujas leituras são cruciais para a continuação dos trabalhos, é sensato a instalação de mais do que um instrumento da mesma tipologia para não comprometer a segurança ou afetar a progressão dos trabalhos.

5. Enquadramento Legislativo

Quando é discutida a possibilidade da aplicação do método observacional em engenharia geotécnica é evidenciado que os requisitos de contrato devem facilitar a sua aplicação, ou pelo menos, não obstruir o seu uso. Como é claramente impossível a aplicação do método sem especialistas conhecedores dos métodos construtivos, existem limitações ao seu uso no tipo de contratos possíveis.

Como mencionado anteriormente, as obras geotécnicas, especialmente as de elevada complexidade, têm sempre em associação alguma incerteza no que toca à caracterização do geomaterial. Há que notar que não é incomum num projeto de conceção serem assumidos valores aproximados de caracterização do geomaterial com base em prospeções e outras informações disponíveis, como também não é uma situação incomum observar, durante a fase de escavação, que as condições reais do geomaterial não corresponderem fielmente ao assumido pelo projetista. Dado que as soluções construtivas escolhidas e consequentemente o custo associado à sua implementação depende diretamente dessa caracterização, é de elevada importância que os valores assumidos sejam tão próximos quanto possível da realidade.

A caracterização do geomaterial constitui portanto um elevado desafio, e muitas vezes sem fácil solução, como por exemplo, na caracterização de solos muito heterogéneos ou na previsão de deslocamentos em edificações ou infraestruturas adjacentes. Na tipologia clássica de projeto são normalmente escolhidas soluções muito robustas para contornar a incerteza associada, mas estas podem inviabilizar completamente o projeto e/ou não garantir os requisitos necessários para a sua execução. Nesta tipologia de projetos torna-se vantajosa a aplicação do método observacional.

Na conceção de um projeto é necessário o cumprimento de vários regulamentos, entre eles a regulamentação municipal, como é o caso do Plano Diretor Municipal (PDM), e a regulamentação técnica, como é o caso dos Eurocódigos.

5.1. Código dos Contratos Públicos

Apesar de todas as vantagens associadas a aplicar o método observacional em obras geotécnicas, a sua implementação não é comum em Portugal, em parte devido aos processos contratuais ditos “tradicionais” não serem os mais adequados para esta tipologia de projetos pois não facilitam a que haja alterações do projeto aquando da execução dos trabalhos. Existe um vasto conjunto de normas e recomendações a nível internacional e aceites pelo meio técnico, mas infelizmente nenhuma delas é completamente compatível com a legislação portuguesa de contratação pública, como é o caso das recomendações da ITA (International Tunneling and Underground Space Association), ou os modelos de contratação FIDIC (International Federation of Consulting Engineers) (OE; CPT; APPC, 2020).

No Guia de Boas Práticas para a Contratação de Obras Geotécnicas Complexas criado pela Ordem dos Engenheiros (OE), Comissão Portuguesa de Túneis e Espaço Subterrâneo (CPT) e Associação Portuguesa de Projetistas e Consultores (APPC), e revisto pelo Instituto dos Mercados Públicos do Imobiliário e da Construção (IMPIC), é definido como Obra Geotécnica Complexa (OGC) uma obra em que o desempenho do terreno, das construções executadas e das construções e infraestruturas adjacentes podem ser significativamente prejudicadas pela imprevisibilidade das condições

geotécnicas do local da obra. São dadas como exemplo obras como túneis, fundações especiais profundas, fundações de barragens, fundações de obras portuárias, obras de escavação com profundidade significativa (normalmente que atinjam profundidade superior a 15 m) e outras obras geotécnicas com elevada incerteza associada (OE; CPT; APPC, 2020).

Apesar de já estar prevista pela Portaria n.º 701-H/2008, de 29 de julho, a adaptação do projeto às condições reais do terreno durante a construção quando na alínea d) do artigo 132.º se faz referência aos serviços de Assistência Técnica Especial (ATE), o desafio residia em aplicar esses princípios sem entrar em conflito com as regras legais impostas pelo Código dos Contratos Públicos (CCP), que agora, com a nova revisão do CCP se encontra ultrapassada (OE; CPT; APPC, 2020). A nova modificação do CCP, nomeadamente relativa à modificação objetiva dos contratos (MOC), abriu a possibilidade de adotar uma metodologia de projetos baseada na previsão de cenários de referência (mais prováveis) e outros alternativos (menos prováveis) para a construção de obras, promovendo uma adaptação mais fácil dos projetos às condições reais encontradas na fase de execução e o aumento da segurança através de uma adequada gestão do risco.

As alterações às MOC na revisão do CCP permitem compatibilizar a legislação portuguesa com as melhores práticas contratuais de OGC realizadas em circunstâncias incertas. Os parâmetros integrados nas alterações incluem:

- a) Incerteza geológica e geotécnica
- b) Gestão do risco
- c) Necessidade de assistência técnica especial e monitorização
- d) Aplicação das novas diretivas de contratação pública
- e) Realização de projetos para diversos cenários
- f) Aplicação do método observacional



Figura 5.1 Parâmetros incluídos na revisão do CCP. Retirado de (OE; CPT; APPC, 2020).

Na fase de concurso é recomendado pelos autores que o modelo de concurso público seja do tipo “Concurso Limitado por Prévia Qualificação” (CLPQ). Nesta tipologia de concurso existem duas fases. De forma a promover uma escolha adequada, e dada a importância de uma boa proposta técnica numa OGC, deve ser implementado um modelo de “duplo envelope”, que consiste em avaliar separadamente a proposta técnica e a proposta financeira, sendo que a proposta financeira só é avaliada após

divulgação pública da pontuação em relação à proposta técnica dos concorrentes. Numa primeira fase do concurso é feita a verificação dos critérios mínimos de elegibilidade, nomeadamente a capacidade técnica e financeira dos candidatos, e numa segunda fase é feita a avaliação do mérito técnico e económico da proposta concreta que o candidato apresenta a concurso.

Na Tabela 5.1 é apresentada a ponderação da pontuação para a fase de concurso aconselhada pelos autores do Guia de Boas Práticas.

Tabela 5.1 Ponderação aconselhada para a fase de concurso de uma OGC.

Valia técnica da proposta	40 a 60%
Preço da proposta	40 a 60 %
Prazo de execução da obra	até 10%

No âmbito do projeto deve estar explícito que se pretende que este seja desenvolvido para vários cenários distintos. Não se trata de três projetos distintos, mas de alterações ponderadas para adaptar o projeto às condições reais. É sugerida uma ponderação para a avaliação da proposta com os três cenários, indicados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Ponderação do fator preço para os vários cenários de uma OGC.

Cenário “mais provável” (referência)	75%
Cenário “pessimista”	15%
Cenário “otimista”	10%

Na fase de projeto, é responsabilidade do projetista desenvolver o Programa Preliminar ou Projeto de Execução para aquele que considera ser o cenário “mais provável”, tendo em conta os dados que tem ao seu alcance (prospecção geotécnica, histórico do local, elementos bibliográficos) e da experiência adquirida em situações similares. Também nesta fase se deve identificar as zonas que se considera terem potencial de otimização (cenário “otimista”) ou necessidade de reforço (cenário “pessimista”) e quais as alterações possíveis. No caso do cenário “pessimista”, em que as condições esperadas são piores que o cenário de referência, é possível fazer reforço através da alteração do processo construtivo, reforço dos suportes, tratamento ou reforço no próprio terreno. No caso de o cenário ser “otimista”, em que as condições reais são melhores que as esperadas, é possível otimizar soluções construtivas ou aumentar velocidade dos processos existentes.

Uma das principais características de uma OGC é a presença de riscos devido às incertezas geológicas e geotécnicas substancialmente superiores quando comparada com uma obra corrente devido às características do terreno e a sua heterogeneidade espacial. Para evitar conflitos entre as partes durante a execução da obra é aconselhado ser estabelecido no contrato uma correspondência entre a tipologia do risco geológico geotécnico e quem melhor tem a capacidade para o gerir. O Dono de Obra (DO) deve ser responsável pelo risco correspondente às condições geológicas serem diferentes das inicialmente previstas e o empreiteiro deve ficar responsável pelo risco associado à eficácia do desempenho construtivo. Uma adequada distribuição dos riscos pelas partes interessadas previne conflitos e disputas entre as partes e consequentemente previne complicações na conclusão de uma OGC.

Quando comparando com o caso de uma empreitada por preço fixo, todo o risco geológico geotécnico fica alocado ao empreiteiro, sendo assim, no orçamento entregue ao DO já estará contabilizado o valor associado ao cenário “pessimista”, cenário esse que poderá não ocorrer. E no caso de ocorrerem variações geológicas e geotécnicas que não estejam explicitamente previstas em contrato, o empreiteiro pode sempre reclamar e recorrer a tribunais invocando que não poderia assumir um risco desconhecido. Em contrapartida, no caso de procedimentos contratuais que incluam um mecanismo de ajuste da remuneração às condições geológicas e geotécnicas efetivamente encontradas (projeto por cenários), o DO suporta apenas as consequências dos riscos que ocorrerem, e com esta metodologia, o custo a pagar será mais justo e potencialmente inferior.

5.2. Recomendações da Ordem dos Engenheiros

Tendo como objetivo a excelência no desempenho da atividade de engenharia, e devido aos progressos técnico-científicos e às atualizações da legislação portuguesa, foi criada e atualizada por membros da ordem dos engenheiros, na sua maioria com especialização geotécnica, um documento que compila recomendações, boas práticas e técnicas mais adequadas em projeto geotécnico tendo por base lições aprendidas em casos reais.

Devido ao reconhecimento dos riscos associados a trabalhos de escavação, tanto para os trabalhadores envolvidos na execução, como para as pessoas que interagem com o meio envolvente dos trabalhos, o documento aborda a importância do adequado reconhecimento geotécnico, da caracterização geotécnica, dos requisitos do projeto geotécnico, do faseamento construtivo, da observação do comportamento e do acompanhamento aquando da execução das estruturas geotécnicas (Ordem dos Engenheiros, 2020).

Em todo o processo de conceção/execução de um projeto geotécnico, devem ser promovidas ações de mitigação da exposição aos riscos previsíveis com o propósito de aumentar os níveis de segurança. Um projeto de conceção que já inclua um processo de gestão dos riscos e com medidas de controlo das condições existentes vai impulsionar uma execução com um maior nível de segurança.

Em Recomendações na Área da Geotecnia, é identificada a metodologia para a eficaz gestão do risco com o propósito de ser implementada pelos intervenientes tanto na preparação/planeamento, como durante a execução/accompanhamento dos trabalhos (Ordem dos Engenheiros, 2020).

O processo presente na Figura 5.2 inicia-se com a identificação dos riscos que podem levar à ocorrência de acidentes, seguindo-se a análise desses riscos, com a avaliação da combinação da probabilidade de ocorrência (P) com a gravidade de uma potencial ocorrência (G), determinando-se assim o grau de risco (R) associado e as consequências possíveis. Após a análise são avaliados os riscos e, em função das consequências identificadas, é estabelecido se são riscos aceitáveis ou não aceitáveis. Consoante a aceitabilidade do risco, podem ser implementadas medidas de controlo ou medidas que mitiguem ou eliminem os riscos. Este é um processo cíclico e contínuo e deve ser aplicado sempre que haja modificações no sistema.

No caso de não aceitabilidade do risco, e após a implementação de medidas mitigadoras e/ou corretivas, a implementação de medidas de controlo para as condições existentes deve ser efetuada.

Se a implementação de medidas de controlo não se mostrar suficiente, o processo de gestão do risco deve ser novamente implementado até que o risco identificado se mostre aceitável.

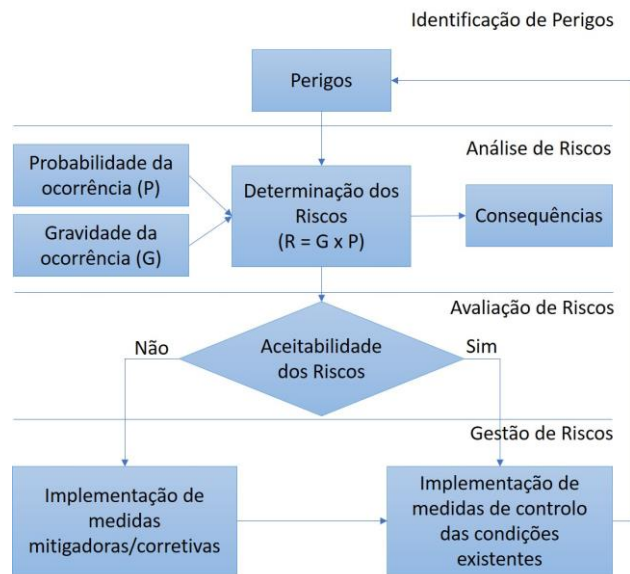


Figura 5.2 Processo de gestão do risco. Adaptado de (Ordem dos Engenheiros, 2020).

Para a implementação de um sistema de gestão do risco em projeto de conceção, um adequado reconhecimento geotécnico é o primeiro passo para promover a qualidade e segurança das obras geotécnicas, pois as soluções e faseamentos construtivos dependem da informação recolhida. A escolha das soluções construtivas para a escavação e contenção periférica é concebida tendo em consideração os fatores que as condicionam, nomeadamente (Ordem dos Engenheiros, 2020):

- Natureza e características mecânicas dos terrenos (solo/rocha) a suportar e de fundação e a sua variabilidade espacial;
- Posição e variações do nível freático e a variabilidade do seu controlo durante a construção;
- Condições de vizinhança, como o espaço disponível na envolvente e a existência e importância dos edifícios e de infraestruturas na periferia da escavação;
- Outros fatores técnicos e económicos.

Depois de estabelecidos os fatores condicionantes é feita a seleção das técnicas construtivas. Para uma adequada escolha é aconselhado o conhecimento das várias técnicas de execução e escavações e os respetivos domínios de aplicação, como por exemplo quais as tecnologias mais recentes, quais as perturbações associadas aos equipamentos e os sistemas de suporte necessários. Para além do conhecimento das técnicas é necessário definir e avaliar quais as deformações máximas admissíveis para assegurar o comportamento adequado das estruturas e das infraestruturas confinantes e garantir condições de segurança.

O projeto de escavação e contenção periférica deve ser constituído por vários elementos, integrando peças escritas e peças desenhadas, que incluem uma definição, descrição e justificação das soluções a implementar com o detalhe necessário para a sua execução.

No conjunto desses documentos estão presentes (Ordem dos Engenheiros, 2020):

- **Estudo geológico geotécnico**, que deve ser executado previamente ao desenvolvimento do projeto;
- **Memória Descritiva**: Este documento inclui uma descrição da obra e das soluções construtivas escolhidas, os condicionamentos relativo às características geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e condicionamentos associados a estruturas e infraestruturas na zona envolvente. A partir da análise crítica do Estudo geológico geotécnico são identificados e justificados os zonamentos geotécnicos e os parâmetros a considerar para cada zona definida. São definidas e justificadas as soluções e o seu faseamento construtivo com a descrição dos elementos críticos e regras de boa execução dos mesmos. É executada uma análise do impacto que a obra poderá implicar na envolvente e são identificadas medidas de mitigação desses impactos.
- **Nota de cálculo**: Este documento inclui a descrição das normas e regulamentos aplicados, a definição das hipóteses, modelos e metodologias de cálculo aplicadas (definição de ações e combinações de cálculo, características dos elementos de suporte e identificação dos mecanismos de rotura relevantes). São apresentados os resultados das análises de estabilidade e das verificações de segurança efetuadas de todos os elementos estruturais e dos mecanismos de rotura identificados. São estimados os valores de deslocamento da estrutura de contenção periférica e dos deslocamentos impostos das estruturas e infraestruturas adjacentes.
- **Plano de Instrumentação e Observação**, que inclui a instrumentação e a monitorização do comportamento não só da estrutura de contenção, mas também do terreno e de eventuais estruturas contíguas. Neste Plano devem ser definidas as grandezas a observar, os dispositivos a instalar, a frequência de leitura dos respetivos instrumentos, a definição e justificação dos deslocamentos ou grandezas a considerar para cada instrumentos, a definição dos limites de alerta (atenção e alarme), recomendações para o acompanhamento em obra e a descrição de eventuais medidas a serem adotadas. Este pode ser integrado na memória descritiva, e para obras com Categoria Geotécnica 2 ou superior é obrigatório incluir no Projeto de Execução de Valas (PEV).
- **Peças desenhadas**, que identificam e complementam todos os aspetos descritos no Estudo geológico geotécnico, na memória descritiva, na nota de cálculo, e no Plano de Instrumentação e Observação. São incluídos pormenores construtivos dos elementos constituintes da solução, plantas e cortes com o pormenor necessário para a sua implantação e execução. As peças desenhadas devem permitir, de forma clara e concisa, compreender o faseamento construtivo, dada a importância que este tem na execução de obras desta tipologia.
- **Especificações técnicas**, documentação extraordinária necessária para complementar a documentação descrita acima.

Para além da documentação anterior, e para o caso de obras da Categoria Geotécnica 3 ou sempre que seja justificável, devem ser incluídos outros dois documentos adicionais:

- **Análise do Risco de Danos**, a qual é fundamental para o caso de escavações importantes com edifícios a grande proximidade e que avalia possíveis danos em estruturas e infraestruturas contíguas;
- **Plano de Gestão dos Riscos**, caso os riscos impliquem consequências graves.

5.3. Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa (RMUEL)

O Plano Diretor Municipal (PDM) tem como objetivos a definição estratégica de desenvolvimento e ordenamento do território e da política urbana. O Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa (RMUEL) é um elemento normativo inserido no PDM de Lisboa onde são estabelecidas as regras aplicáveis à urbanização e edificação no município (Câmara Municipal de Lisboa (CML), 2013). Em matéria de Projeto de Escavação e Contenção Periférica, no artigo 104º do RMUEL, são estabelecidos os requisitos a contemplar:

- 1) **Descrição do reconhecimento geológico geotécnico do local** tão pormenorizado quanto necessário, com recurso a sondagens ou outros estudos realizados, e indicação de estudos complementares que serão efetuados posteriormente.
- 2) **Reconhecimento hidrogeológico**, com referência dos níveis de água, profundidade, caudais e coeficientes de permeabilidade. Se houver necessidade de rebaixamento do nível freático, este deve ter referência do método e eventuais implicações nas áreas envolventes.
- 3) **Condições da vizinhança**, quer infraestruturas ou edificações, é necessária a investigação e descrição de aspetos como a localização, tipologia de construção, cotas de apoio das estruturas de suporte, estado geral de conservação e tipo de ocupação. É dada ênfase à existência de galerias, túneis (ferroviários e rodoviários) e instalações no subsolo nas imediações, com referência especial à Rede do Metropolitano de Lisboa (ML), à rede Ferroviária Nacional (REFER) que atualmente está incluída das Infraestruturas de Portugal (IP), e a galerias enterradas. É necessária a avaliação da compatibilidade entre as estruturas identificadas e os métodos e faseamentos construtivos propostos para a escavação e contenção periférica e se necessário, a descrição de obras de reforço a preconizar para garantir a segurança das construções vizinhas.
- 4) **Descrição dos métodos e faseamentos construtivos**, com o detalhe suficiente para permitir o seu acompanhamento em obra por parte da fiscalização técnica municipal. Devem estar pormenorizadas as fases de trabalho e os modos de execução quer das escavações, quer dos elementos estruturais de suporte e contenção.
- 5) **Dimensionamento dos elementos do projeto**, nomeadamente dos taludes, tendo em consideração a sua natureza temporária ou definitiva, com indicação das ações tidas em consideração, os parâmetros de caracterização mecânica e o coeficiente de segurança adotados, das estruturas de contenção, tendo em consideração a estabilidade da estrutura geral da edificação, com indicação das ações e as características mecânicas dos terrenos suportados e dos coeficientes de segurança adotados e definição das características gerais dos elementos de suporte usados (paredes, escoras, ancoragens e pregagens) e o seu carácter temporário ou permanente. Também devem ser identificados os sistemas e dispositivos de bombagem, filtragem e drenagem na fase de escavação, quando previstos.
- 6) **Plano de Monitorização e Observação**, quando é considerada necessária a observação do comportamento da própria estrutura e/ou de estruturas ou áreas envolventes, com a descrição da tipologia de instrumentos, da sua localização e da definição dos níveis de alerta e alarme admitidos.
- 7) **Especificações complementares de elementos de contenção**, nomeadamente o diagrama de impulsos previsto sobre a contenção tendo em conta o processos construtivo, a força nas

ancoragens, escoras ou pregagens, o pré-dimensionamento das ancoragens, o dimensionamento das escoras e respetivo sistema de apoio e travamento, período de garantia do funcionamento de ancoragens e escoras, e tensão admissível para os elementos de fundação da contenção.

- 8) **Proximidade às estruturas enterradas do Metropolitano de Lisboa.** Caso a construção se situe a menos de 25 m em projeção horizontal e vertical do plano exterior das estruturas enterradas afetadas, o projeto deve seguir as condicionantes definidas pelo Metropolitano de Lisboa e carece da aprovação por parte desta entidade.

5.4. Metropolitano de Lisboa

No caso de construções em meio urbano, a proximidade a infraestruturas com importância significativa é relativamente comum. No caso particular de construções nas imediações do Metropolitano de Lisboa, o Plano de Monitorização e Observação ganha importância evidente caso a construção se situe a menos de 25 m em projeção horizontal e vertical do plano exterior das estruturas enterradas afetadas pelo serviço do Metropolitano de Lisboa.

Para a correta avaliação por parte do ML deve ser cedido o Projeto de Fundações e o Projeto de Escavação e Contenção Periférica e a documentação relativa aos processos construtivos preconizados, às características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolventes com base nas respetivas sondagens realizadas, aos estudos relativos às deformações expectáveis tanto para o maciço de implantação como para a zona de influência das estruturas do ML e também ao Plano de Instrumentação e Observação quer do maciço de implantação da construção propriamente dita, quer do Plano de Instrumentação e observação relativo às estruturas do ML adjacentes.

No documento composto pela entidade do ML, intitulado “Interferências de terceiros em estruturas ML em exploração”, para além de ser exigido o Plano de Monitorização e Observação caso a construção se encontre a menos de 25 m, também são indicados outros limites a cumprir. É indicado um limite mínimo de 3,00 m entre as estruturas enterradas do metro e a execução das escavações/contenções e/ou fundações, e um limite mínimo de segurança de 8,00 m entre a face exterior das estruturas à superfície do ML (Metropolitano de Lisboa - Direção de Empreendimentos, 2017).

Em obras de escavação e contenção periférica é expectável que haja sempre alguma deformação nas zonas de influência, mesmo que mínima. De modo a evitar eventuais incidentes e dada a sensibilidade e importância das estruturas do Metropolitano de Lisboa, foram estabelecidos níveis de deformação limite com critérios de “alerta” e de “alarme” tanto para a estrutura do metro como para os carris e a serem incluídos no Plano de Instrumentação e Observação. Na Tabela 5.3 encontram-se identificados os critérios de alerta e alarme estipulados para o acompanhamento das deformações relativas às estruturas do Metropolitano de Lisboa.

Tabela 5.3 Critérios de alerta e alarme para controlo das estruturas do Metropolitano de Lisboa (Metropolitano de Lisboa - Direção de Empreendimentos, 2017).

Critérios de alerta e alarme para a estrutura do metro		
	Deformações	
Critério Alerta	7 mm	
Critério Alarme	10 mm	
Critérios de alerta e alarme para os carris		
	Deformações Verticais (em perfil longitudinal) para uma corda de 6 m	Deformações horizontais (em planta) para uma corda de 4 m
Critério Alerta	+/- 3 mm	+/- 3 mm
Critério Alarme	+/- 5 mm	+/- 5 mm

Como é expectável, a instrumentação deve permitir avaliar a velocidade de deformação antes de serem atingidos os critérios de alerta e de alarme estabelecidos na Tabela 5.3.

Caso não forem propostos pelo projetista e aprovados pela entidade do ML outros critérios de avaliação, devem ser adotados os seguintes critérios para a avaliação da conformidade destes limites (Metropolitano de Lisboa - Direção de Empreendimentos, 2017):

- 1) **Secções de Observação na zona de influência:** *Deverão ser previstas secções de observação com um espaçamento a definir pelo Plano de Instrumentação e baseado no estudo das deformações expectáveis para o maciço envolvente. As secções deverão ser espaçadas de 15 em 15 m, se em reta, ou de 5 em 5 m, se em curva.*
- 2) **Leituras a realizar em cada secção de observação:** *Pretende-se realizar leituras de convergência, proceder ao controlo altimétrico e planimétrico de cada uma das marcas, nivelamentos de soleira, nivelamentos de carris, e controlo de coordenadas entre secções, se outra não forem previstas no Plano de Instrumentação e Observação.*
- 3) **Estabilização de leituras e conclusão do seu acompanhamento:** *No Plano de Instrumentação e Observação deverá ser especificado qual o critério de estabilização de leituras, considerando-se que o maciço envolvente das estruturas do ML, sobretudo, se encontra estabilizado, a partir do qual será concluído o acompanhamento da obra. Mesmo que seja considerado, pelas observações feitas, que o maciço se encontra estabilizado, as campanhas de leituras da instrumentação instalada deverão continuar, embora com adaptação das periodicidades, até um mínimo de 3 meses após o final da execução dos toscos da construção em causa.*
- 4) **Equipamento a instalar:** *se outro equipamento não for previsto no Plano de Instrumentação e Observação, será considerado o seguinte como equipamento mínimo a instalar:*
 - a. *Na galeria serão colocados prismas ou alvos retrorrefletores (dependendo do tipo de equipamento de leitura) para observação topográfica de cotas, coordenadas e convergências (3 dispositivos em galerias de secção circular e 5 dispositivos nas outras galerias);*
 - b. *Na soleira deverão ser colocadas marcas de nivelamento (2 por secção, sensivelmente equidistantes dos hasteais);*
 - c. *Nos carris deverão ser assinalados os locais, um por cada par de carris, um na via descendente e outro na via ascendente, para controlo altimétrico;*

- d. *Para análise de movimentos em fissuras deverão ser colocados fissurómetros/crackmeters nos pontos mais críticos e a definir pelo Projetista de Estruturas.*
- e. *Equipamento exterior à galeria, a definir no Projeto de Instrumentação, que permita observar o comportamento do maciço envolvente, tomando como mínimo essencial para análise de eventuais movimentos do maciço, os inclinómetros e marcas de superfície, sem prejuízo de outros que venham a ser necessários.*

Também é indicado que para a observação dos carris deve ser feito o levantamento da via na zona de interferência, considerando secções de 5 em 5 m.

É aconselhado que a instrumentação, depois de instalada, fique sobre observação durante cerca de 1 mês antes das obras iniciarem, com uma periodicidade de leituras de 1 a 2 vezes por semana para estabelecer um registo anterior ao início das obras e ser possível a sua comparação com as leituras posteriores.

Devido à circulação do Metropolitano de Lisboa, os trabalhos de instalação e obtenção das leituras apenas são efetuados entre as 2h00 e as 5h00 da madrugada.

O ML exige que seja enviado um relatório mensal com as leituras efetuadas com o parecer do projetista para acompanhamento do processo de construção e certificação de que os parâmetros são cumpridos e que a segurança não está posta em risco.

6. Caso de Estudo – EXEO Lote 1: Edifício AURA

6.1. Descrição geral

A obra analisada nesta dissertação está localizada num loteamento junto à Gare do Oriente, no Parque das Nações, no concelho de Lisboa. O loteamento encontra-se delimitado a Norte pela Avenida de Berlim, a Este pela Rua da Centieira, a Sul pela Avenida de Pádua e a Oeste pelas instalações da EPAL. A localização do Lote 1 no loteamento do Exeo Office Campus Park está apresentada na Figura 6.1.



Figura 6.1 Localização do Lote 1 – Edifício Aura. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.

O edifício de escritórios contempla uma área de implantação de aproximadamente 1922 m² e tem na sua constituição 12 pisos elevados e 3 pisos enterrados, sendo os pisos enterrados destinados a estacionamento automóvel.

A execução da obra contempla um prazo de 19 meses (581 dias) incluindo escavação e contenção periférica, superestrutura e acabamentos. A duração respetiva à empreitada de escavação e contenção periférica, a qual será abordada nesta dissertação, tem um prazo estabelecido de 215 dias.

O lote está inserido numa zona aplanada, com declive suave para NE. As cotas altimétricas variam entre a cota máxima de 16,00 m na extremidade a SW, e a cota mínima de 9,00 m na extremidade a NE. Na parcela do terreno localizada mais a norte existiam linhas de água, afluentes da margem direita do rio Tejo, sendo que a principal corria quase paralelamente ao traçado da atual Avenida de Berlim na direção do Tejo. Essas linhas de água encontram-se aterradas, como resultado de modificações antrópicas introduzidas ao longo do tempo.

Apesar da obra em análise ser tratar de uma obra privada, o Código dos Contratos Públicos foi adotado como referência.

6.1.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

Para análise das condições geológicas e geotécnicas existentes foram executadas 9 sondagens mecânicas com furação à rotação e amostragem contínua para a identificação macroscópica dos terrenos atravessados e foram executados ensaios de penetração dinâmica (SPT). Segundo o Estudo geológico e geotécnico (EGG), o solo é caracterizado pelas camadas apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 Caracterização do solo a partir dos Estudos geológicos e geotécnicos (EGG).

Identificação	Caracterização	Profundidade (metros)	Ensaio NSPT*
Depósitos de Aterro	Solos areno-siltosos e areno-argilosos, por vezes argilo-arenosos, com fragmentos de calcário em proporção e dimensão variada, restos de tijolos e por vezes outros elementos estranhos	Até 3,0 – 9,0 m	1 a 17
Formações aluvionares	Formações aluvionares, de carácter siltosos e arenosos finos, com alguma componente argilo-siltosa, por vezes com algum seixo quartzoso ou fragmentos de calcário e de basalto; Areias lodosas com restos de conchas e fragmentos carbonatados	Até 4,6 – 11,9 m	0 a 8
Formações miocénicas	Areias finas silto-argilosas e siltes arenosos, de tom amarelado, pontualmente com tonalidades acinzentadas, com restos de fósseis, por vezes com passagens carbonatadas/fossilíferas (níveis de “cascão” fossilífero)	Até 6,0 - 15,0 m	10 a 26
	Argilas siltosas, siltes argilosos e siltes arenosos, de tons cinzento-escuro e cinzento, pontualmente esverdeados a cinzento-esverdeados com tonalidades amarelas/alaranjadas, com conteúdo fossilífero e por vezes com a intercalação de níveis bio-calcoareníticos friáveis (“cascões” fossilíferos e/ou calcarenitos fossilíferos)	Até ao máximo da prospeção	24 a 60

*Ensaio NSPT - Ensaio in-situ realizado na base de um furo de sondagem que consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizadas. Permite determinar as propriedades mecânicas do solo.

De acordo com as características dos materiais envolvidos e identificados na Tabela 6.1, o projetista definiu o substrato geológico em duas zonas geotécnicas, a Zona Geotécnica 1 (ZG1) e a Zona Geotécnica 2 (ZG2), sendo a zona ZG2 diferenciada em 3 subzonas (ZG2A, ZG2B e ZG2C). Na Tabela 6.2 encontra-se a identificação correspondente a cada zona geotécnica.

Tabela 6.2 Divisão do substrato geológico em zonas geotécnicas.

Zonas Geotécnicas	Descrição	NSPT	Profundidade (m)
ZG1	Formada pelos depósitos de aterro, aluviões e outros materiais eventualmente deslocados (génese recente)	1 a 17	Foi reconhecida até profundidades a variar entre os 3.0 e os 11.9 m
ZG2	ZG2A Formada pelo maciço miocénico descomprimido, essencialmente areno-siltoso e silto-arenoso	10 e 41	Foi identificada até profundidades a variar entre os 6.0 e os 12.0 m
	ZG2B Formada pelo maciço miocénico mais competente, predominantemente argilo-siltoso a silto-argiloso	24 e 60	-
	ZG2C Formada pelos níveis lumachélicos e /ou calcareníticos fossilíferos intercalados neste maciço	>60	-

De acordo com a informação proveniente dos EGG e outra documentação complementar, foram estabelecidos os parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica da obra. A definição dos parâmetros de caracterização do solo são uma estimativa e carecem de verificação aquando dos trabalhos de escavação. Os parâmetros indicados na Tabela 6.3 foram os usados para a modelação do modelo de elementos finitos com o propósito de avaliar o comportamento da contenção em termos de esforços e de deformações.

Tabela 6.3 Parâmetros geomecânicos das zonas geotécnicas definidas para o Lote 1.

Zona Geotécnica		Descrição litológica	NSPT	ϕ' [°]	C_u [KPa]	E' [MPa]	E_u [MPa]
ZG1		Aterros e outros materiais eventualmente deslocados	1-17	30	-	10	-
		Formações aluvionares	0-8				
ZG2	ZG2A	Areias finas silto-argilosas e siltes arenosos	10-41	33	-	50	-
	ZG2B	Argilas siltosas, siltes argilosos e siltes arenosos	24-60	-	200	-	100
	ZG2C	Níveis lumachélicos/calcarenitos fossilíferos	>60	38	-	150	-

ϕ' – ângulo de resistência ao corte; C_u – resistência ao corte não drenada; E' – módulo de deformabilidade drenado; E_u – módulo de deformabilidade não drenado.

6.1.2. Condicionamentos Hidrogeológicos

Aquando das sondagens executadas para reconhecimento geológico geotécnico foi detetada a presença de água em todos os furos. Para análise das condições hidrogeológicas do local foram instalados piezómetros em 5 dos 9 furos de sondagem executados. As leituras efetuadas permitiram verificar que o nível de água se encontra posicionado a profundidades variáveis entre 1,25 m e 7,20 m. Devido à posição observada do nível de água foi considerado pelo projetista um impulso hidrostático com atuação sobre toda a área do edifício a uma profundidade de 2 m em relação à superfície do terreno bem como a localização do mesmo nível freático abaixo da cota de fundação.

É salientado no relatório geotécnico que a topografia e a estratigrafia são favoráveis à instalação de fluxos de água subterrânea em direção ao rio Tejo. O escoamento tem tendência a ocorrer de Oeste para Este, acompanhando o andamento do contacto geológico entre as camadas da formação das “Areolas de Braço de Prata (M4VIIa)”. Nas sondagens foi também avaliada a permeabilidade das camadas intersetadas. Na Tabela 6.4 são identificadas as condições encontradas relativamente à permeabilidade.

Tabela 6.4 Condições de permeabilidade dos estratos intersetados.

	Permeabilidade
Depósitos de Aterro	Alta a moderada – favorece a percolação (podendo vir a ser expectáveis afluências de água nas escavações que intersetam estes depósitos)
Formações aluvionares	Baixa a moderada (o horizonte entre a camada de depósitos de aterro e aluviões funciona como um aquífero livre)
Formações miocénicas	Em geral apresenta permeabilidade moderada a baixa, proporcionando condições favoráveis à percolação de água com caudais moderados a pouco significativos

6.1.3. Condicionamentos devido às estruturas envolventes

O Lote 1 encontra-se limitado a Norte pelo posto de abastecimento de combustível, a Este pelas estruturas do Metropolitano de Lisboa, a Sul pelo Lote 2, onde decorrem os trabalhos da superestrutura, e a Oeste pelas instalações da EPAL.

O controlo de deformações toma proporções significativas devido à proximidade entre o Lote 1 e as estruturas do Metropolitano de Lisboa, dado que a distância horizontal entre a estrutura do Metropolitano de Lisboa e da parede moldada mais próxima é de 17 m, valor inferior aos 25 m estipulados no capítulo 5.4. A sensibilidade destas estruturas exige um cuidado acrescido de forma a cumprir os requisitos estipulados pela entidade do Metropolitano de Lisboa.

Outra estrutura que requer alguma atenção são os depósitos de combustível localizados a Norte, a cerca de 11 m da parede moldada mais próxima.

6.2. Soluções Construtivas

A escolha dos métodos construtivos está intrinsecamente dependente do controlo dos deslocamentos para preservação da integridade das infraestruturas e estruturas adjacentes, das características geológicas, geotécnicas e hidrológicas, e dos requisitos de projeto. Como tal, foi escolhida uma solução de contenção periférica com recurso a paredes moldadas e ensoleiramento geral. Esta solução foi motivada pelo nível freático elevado do local e com o objetivo de minimizar as deformações que possam pôr em causa a estabilidade das infraestruturas e edifícios adjacentes.

As fundações e os pisos enterrados atingem profundidades na ordem de 10,4 m, atingindo a cota de -0,6 m para a fundação da estrutura. Na fase provisória os impulsos do solo e das sobrecargas são acomodados por escoramentos metálicos no piso 0 e por uma combinação de escoramentos metálicos e bandas de laje no piso -1 e no piso -2.

A conjugação de 3 cotas altimétricas diferentes ao longo de toda a área do piso 0 com uma cota variável do terreno até cerca de 2,0 metros inviabilizava uma solução por banda de laje ou implicaria uma análise bastante complexa devido a tensões de compressão na região de descontinuidade. Por esse motivo foi escolhida uma solução por escoramentos metálicos na cota do piso 0.

Nos pisos -1 e -2 essa variabilidade de cotas não existia e permitia a execução de uma solução mista de bandas de laje e escoramentos metálicos promovendo uma redução de custo dado que as bandas de laje são parte integrante da estrutura definitiva.

Contudo, nas regiões da existência de vãos com áreas bastante significativas, como é o exemplo do núcleo de elevadores, de escadas e de rampas, obriga à interrupção da solução de banda de laje. Para evitar a redução significativa de rigidez axial que possa colocar em causa o comportamento global da banda de laje, recorreu-se a escoramentos metálicos nessas regiões.

No dimensionamento das estruturas de contenção foram considerados os impulsos do terreno, definidos de acordo com os parâmetros geotécnicos identificados na secção 6.1.1, foi admitida uma sobrecarga de 10 kN/m² para contabilização dos impulsos relativos à utilização e ocupação das áreas localizadas no tardo da contenção, e foi também contabilizado o impulso hidrostático com atuação na parede moldada a uma profundidade de 2,0 m em relação à superfície do terreno e em todo o perímetro. De seguida são descritas as técnicas construtivas utilizadas, o seu faseamento e a sua aplicação particular à obra abordada.

6.2.1. Parede Moldada

A parede moldada é uma estrutura de suporte dita “flexível” pois, em serviço, sofre deformações por flexão. A deformabilidade da estrutura altera a grandeza e a distribuição das pressões de terras que nela atuam e conseqüentemente modifica os esforços atuantes. É de notar que, para além da deformabilidade da parede, as suas condições de apoio também têm influência na distribuição das pressões de terras, nomeadamente a posição e a rigidez de escoras e ancoragens (Baião, 2017).

A parede moldada é uma solução de contenção periférica utilizada quando o nível freático é elevado devido à sua eficácia como barreira à entrada de água e quando se pretende limitar deformações, em particular em obras com estruturas e infraestruturas adjacentes sensíveis.

Esta solução é muito utilizada em meio urbano, em detrimento das estruturas rígidas ou com escavação em talude, pois é uma solução esbelta, aumentando a área útil, permite atingir grandes profundidades, e faz parte da estrutura definitiva desempenhando funções de fundação (Fernandes, 2016).

Esta solução é composta por paredes em betão armado totalmente executadas a partir da superfície, sem necessidade de escavação na frente ou no tardo da parede, até à cota pretendida. O método construtivo inicia com a escavação, depois é feita a colocação da armadura e a parede é posteriormente betonada. A estabilização do furo é executada com recurso a lamas bentoníticas que, para além de serem elemento estabilizador do furo, impedem a entrada de água para o seu interior aquando do processo de escavação.

Na Figura 6.2 encontra-se a sequência de execução das paredes moldadas, iniciando-se pela escavação (a); inserção do tubo-junta (b); colocação da armadura (c); e por fim betonagem com recurso ao “trémie” (d).

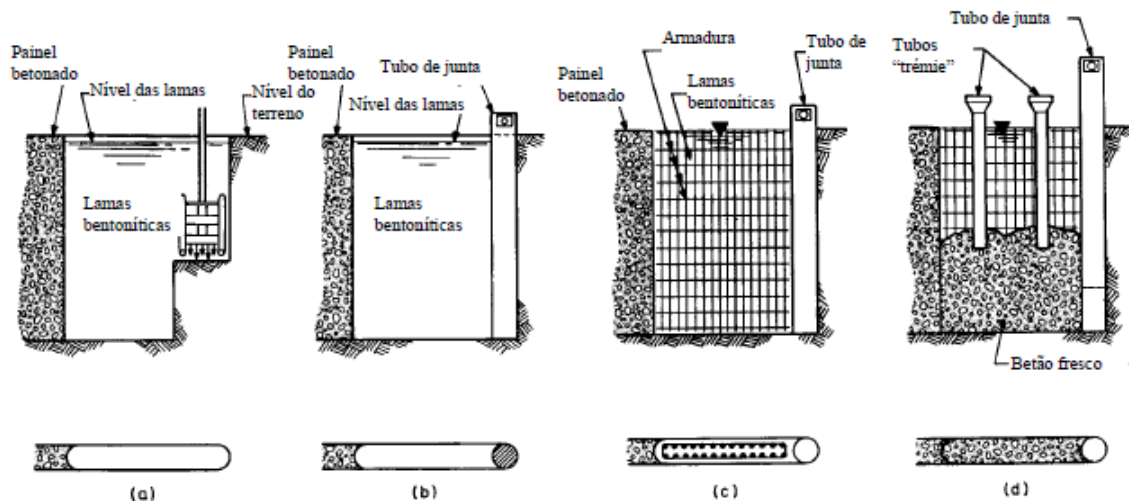


Figura 6.2 Método construtivo da Parede Moldada. Retirado de Brito (Brito, 2001).

É descrito abaixo o faseamento construtivo da parede moldada (Brito, 2001).

- 1) **Trabalhos preparatórios**, incluindo a preparação e regularização do terreno para garantir uma plataforma de trabalho estável para o equipamento de escavação manter a verticalidade da escavação e conseqüentemente da parede moldada;
- 2) **Execução dos muros-guia**, com eixo coincidente com a parede moldada e dimensão suficiente para permitir orientar o equipamento de escavação e regular o nível das lamas bentoníticas. Necessitam ser armados ligeiramente para resistir aos impactos e às cargas dos equipamentos de remoção dos tubos-junta.
- 3) **Escavação dos painéis**, com recurso a um balde de maxilas que é introduzido no interior da vala aberto e retira uma mistura de terreno, lamas e água. Aquando do processo de escavação são bombadas lamas de estabilização para o interior do furo e é controlado o seu nível. A profundidade de escavação é controlada através de uma sonda e a verticalidade da parede é controlada por um nível.
- 4) **Colocação de tubos-junta** no interior do furo quando é atingida a profundidade estabelecida em projeto para a parede moldada. Os tubos-junta são tubos ocios, metálicos, e o seu diâmetro corresponde à espessura total da parede moldada e tem como função minimizar os inconvenientes associados às juntas de betonagem. Funcionam como cofragem entre painéis e a sua forma dificulta a passagem da água do terreno através da junta, por isso terem características interessantes em obras com nível freático elevado.

A ordem de execução dos painéis pode ser executada em contínuo ou alternadamente. No primeiro caso o painel de arranque é diferente dos restantes pois é necessária a colocação de dois tubos-junta, um em cada extremidade do painel. O segundo painel é executado unido ao painel de arranque de um lado, que serve de cofragem, e limitado na outra extremidade por um tubo-junta. Os seguintes painéis vão sendo executados na mesma direção que o anterior. O último painel irá fazer o fecho da parede moldada, fazendo a ligação entre o painel de arranque e os restantes painéis. No segundo caso existem duas tipologias de painéis: o painel primário, que corresponde ao painel de arranque descrito na execução contínua, em que são instalados dois tubo-junta, uma em cada extremidade do painel, e o painel secundário, que usa dois painéis primários como

cofragem, prescindindo de tubos-junta. Na Figura 6.3 estão ilustradas a sequência construtiva dos painéis na execução contínua e na execução alternada.

No processo de escavação para o painel seguinte, o balde de maxilas confere rugosidade à parede de betão existente facilitando assim a solidarização entre as paredes na junta de betonagem.

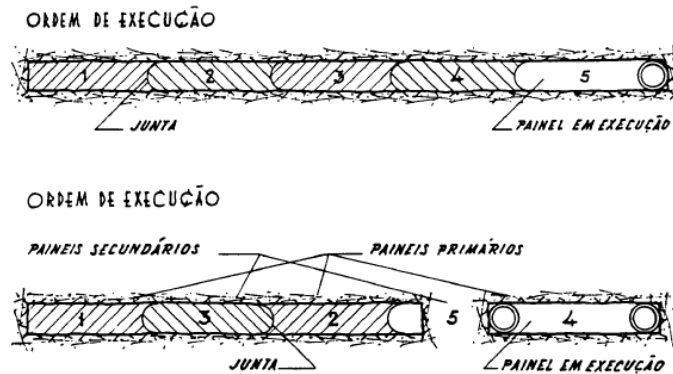


Figura 6.3 Sequência de execução dos painéis da parede moldada. Em cima, a execução contínua; em baixo, a execução alternada. Retirado de Brito (Brito, 2001)

- 5) **Colocação das armaduras**, previamente montadas, na zona escavada do painel e entre os tubos junta e/ou a parede betonada com o apoio de uma grua. Quando a armadura atinge a profundidade estipulada, é feita a sua suspensão com traves ou varões metálicos e depois é desconetada à grua. Na conceção da armadura devem ser tomados em consideração os cuidados a ter relativos ao espaçamento entre varões para serem evitados fenómenos de segregação do betão, e também devem ser colocados espaçadores para controlo do recobrimento da parede. A durabilidade da solução de contenção dependem destes cuidados a ter.
- 6) **Betonagem dos painéis** após o final da escavação e da colocação da armadura. O painel deve ser betonado a partir do fundo da escavação, de forma contínua, sem interrupções significativas para garantir a compactação por gravidade adequada e evitar o ganho de presa nas camadas inferiores do painel. A operação é executada com o apoio do trémie em que a sua ponta deve estar no interior do betão, a cerca de 1 a 2 m evitando a mistura com as lamas bentoníticas. Durante o processo é necessária o controlo do nível das lamas bentoníticas que, por serem menos densas que o betão, se depositam na parte superior do furo.
- 7) **Extração do tubo-junta**, com o apoio do macaco hidráulico, após 3 a 3,5 horas do fim da betonagem. Este é o tempo suficiente para que o betão ganhe a presa suficiente para se auto-suster, mas não a suficiente para impedir a extração do tubo-junta sem danificar a parede moldada.
- 8) **Saneamento do betão** das zonas contaminadas com a mistura de betão, água e lamas, e demolição dos muros-guia.
- 9) **Execução da viga de coroamento**, para unir o topo dos vários painéis em todo o perímetro.

Na Tabela 6.5 estão apresentadas algumas das vantagens e desvantagens relativamente a esta solução construtiva.

Tabela 6.5 Principais vantagens e desvantagens da contenção periférica com recurso a parede moldada (Brito, 2001).

Vantagens	Desvantagens
O processo construtivo não produz ruídos ou vibrações significativas, especialmente quando comprado com processos construtivos que incluam cravação ou percussão;	Solução relativamente onerosa devido ao processo de fabrico, à recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas e devido à necessidade de implementação de ancoragens ou escoramentos temporários;
Minimizam a descompressão e deformações do terreno e das fundações das infraestruturas e estruturas adjacentes;	É necessário ter em consideração o espaço ocupado pela central de reciclagem das lamas bentoníticas, não sendo aconselhado em áreas muito reduzidas de estaleiro;
É um método versátil em qualquer tipologia de solo, mesmo com nível freático elevado, e é especialmente utilizado em terrenos incoerentes ou moles;	A parede apresenta um acabamento irregular por ser betonado contra o terreno e necessita de regularização com um macaco hidráulico até à espessura estabelecida em projeto;
Permite atingir profundidades elevadas;	A espessura da parede está dependente do equipamento de escavação;
A sua execução por painéis isolados permite a execução com várias frentes de trabalho;	O método construtivo exige equipamento e mão-de-obra especializada;
Se bem executadas, garantem estanqueidade à passagem de água do terreno para o interior.	Se for necessária a utilização do trépano com regularidade para escarificar rocha, a produtividade do método é afetada e induz vibrações e ruído no processo de escavação.

6.2.2. Escoramentos Metálicos

O processo de escavação provoca variação nas ações a que a parede moldada está sujeita devido ao desequilíbrio de impulsos entre lados opostos da parede. Para impedir que haja descompressão dos solos no tardo das paredes são aplicadas ancoragens provisórias e/ou escoramentos temporários. O número e a distribuição das ancoragens e/ou dos escoramentos dependem dos impulsos existentes e da suscetibilidade de assentamentos das infraestruturas e estruturas adjacentes.

Os escoramentos metálicos tem a função de suporte e direcionamento das tensões do terreno a conter, do peso próprio e de cargas resultantes da operação dos equipamentos nas extremidades da zona escavada, e também têm função de controlo de deformações da estrutura (Baião, 2017).

Estes elementos resistem bem à compressão, dado que apresentam uma elevada rigidez, e são construções provisórias que têm como objetivo o travamento da contenção periférica auxiliando a parede na resistência aos impulsos do terreno (Fernandes, 2016).

As vantagens e desvantagens desta solução encontram-se identificadas na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 Principais vantagens e desvantagens da solução de suporte com recurso a escoramentos metálicos.

Vantagens	Desvantagens
Não necessita de equipamento ou de mão-de-obra especializada;	Limitação de espaço no interior que afeta os trabalhos de escavação.
Não implica ocupação de terrenos vizinhos;	
Tem um procedimento de montagem e desmontagem simples.	Necessidade de dimensionamento para impedir a instabilidade lateral por encurvadura
Baixo custo direto associado.	

Na obra em estudo foi escolhida uma solução de escoramentos metálicos escorados a 3 níveis. A opção de contenção incluindo escoramento tem a vantagem de não ser necessário autorização de cedência de espaço por parte dos respectivos donos dos lotes adjacentes. Esta situação, no caso da execução das ancoragens, era uma inevitabilidade.

Dado que a solução escolhida se encontra sujeita à aprovação por parte da entidade do ML, foi escolhida a solução que menor interferência provocava nas estruturas dessa entidade.

Devido ao lote em questão ser relativamente estreito, com largura máxima de aproximadamente 25 m, a colocação de perfis de escoramento metálicos foi executada preferencialmente entre as paredes moldadas opostas. No primeiro nível de escoras (piso 0) a conexão é executada diretamente às paredes moldadas. Nos seguintes níveis de escora (piso -1 e piso -2) a conexão é executada às bandas de laje. A ligação entre os perfis metálicos e, tanto às bandas de laje como às parede moldadas, é executada com barras roscadas e selagem com bucha química.

Na Figura 6.4 ilustra o posicionamento dos escoramentos metálicos preconizados.



Figura 6.4 Escoramentos metálicos com ligação às paredes moldadas e às bandas de laje com apoios verticais de suporte.

Os escoramentos são provisórios e serão retirados à medida que vão sendo executadas as lajes dos vários pisos desde o fundo de escavação (laje de ensoleiramento geral) até à cota do piso 0, passando os esforços da parede moldada a serem transmitidos para as lajes de piso.

Uma das maiores desvantagens desta técnica é a limitação de espaço dentro do lote, especialmente para os trabalhos de escavação. Com a limitação de espaço de manobra, os equipamentos de escavação utilizados tem menor dimensão e conseqüentemente menor rendimento, tornando todo o processo de escavação mais demorado. A Figura 6.5 ilustra o equipamento de escavação em operação.



Figura 6.5 Equipamento de escavação a executar a escavação entre o piso -2 e a cota de fundo da escavação, na área entre os escoramentos.

6.2.3. Banda de Laje

As bandas de laje são um sistema construtivo que têm como objetivo sustentar a deformação das estruturas de contenção e das pressões de terra aplicadas. São definidas como vigas horizontais que formam um quadro rígido de sustentação e que apresentam um espaço central livre (Fernandes, 2016). Esta solução pode ser utilizada em alternativa às soluções tradicionais, nomeadamente ancoragens e escoramentos metálicos, ou pode ser utilizada em conjunto com estas. É de evidenciar que, ao contrário das soluções tradicionais, a mobilização da carga nas bandas de laje ocorre logo na fase de escavação, permitindo a transmissão de impulsos exercidos pelo terreno para os pisos enterrados nessa fase. No caso das ancoragens e escoramentos, a incorreta desativação destes elementos provisórios pode promover movimentações indesejadas das estruturas (Baião, 2017).

Na Tabela 6.7 estão identificadas as principais vantagens e desvantagens da implementação de uma solução de suporte com recurso a bandas de laje.

Tabela 6.7 Principais vantagens e desvantagens de uma solução de suporte com recurso a bandas de laje.

Vantagens	Desvantagens
Não necessita da utilização do subsolo vizinho;	Ocupa espaço no interior da escavação pois é exigida uma largura mínima às bandas de laje para acomodar os impulsos do terreno;
Garante menos descompressões dos terrenos durante a escavação quando comparado com os métodos mais tradicionais, aumentando o nível de segurança;	São necessários elementos adicionais de travamento vertical, geralmente microestacas ou perfis metálicos;
Permite incorporar elementos da fase provisória na fase definitiva da obra;	Pode afetar os trabalhos de escavação nas zonas abaixo dos travamentos.
Não afeta a estanqueidade da parede de contenção, em particular quando existem solos permeáveis e saturados no tardo, pois não atravessa a parede de contenção.	

Na Figura 6.6 está ilustrada a vista de planta da solução estrutural preconizada com bandas de laje e escoramentos metálicos.

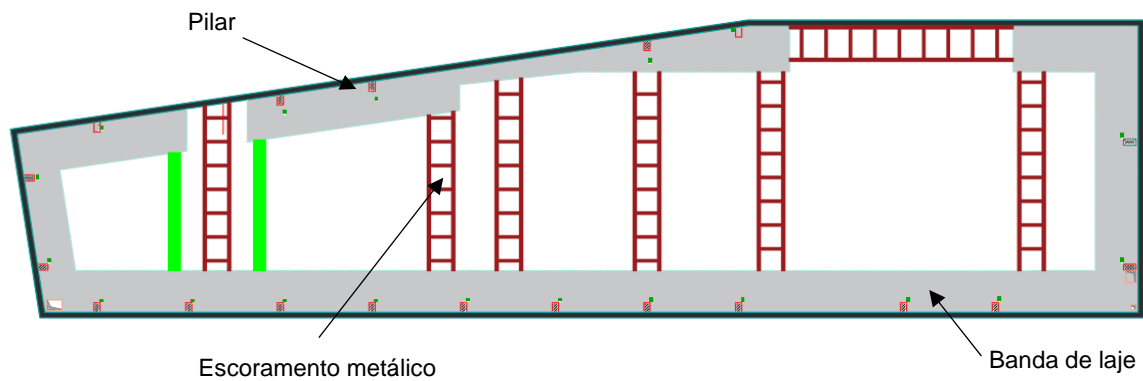


Figura 6.6 Vista da Planta Estrutural do piso -2. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.

Na obra em análise, as bandas de laje estão solidarizadas com a parede moldada por meio de ferrolhos. A selagem do ferrolho é feita com recurso a uma argamassa química injetável. Na Figura 6.7 está ilustrado um corte da ligação entre a banda de laje à parede moldada com recurso a ferrolhos. Os ferrolhos são instalados contabilizando que na fase definitiva estão posicionados exatamente no meio da laje de piso.

Para unir a banda de laje à laje definitiva são incorporados grampos em “pente” na banda de laje. Estes grampos, juntamente com a superfície superior da banda de laje limpa e escarificada, proporcionam uma melhor ligação entre betão com diferentes idades. Encontra-se na Figura 6.8 uma ilustração destes componentes. Na construção das bandas de laje foi tido o cuidado de deixar um negativo onde, na fase definitiva, se irá localizar o pilar, como identificado na Figura 6.8.

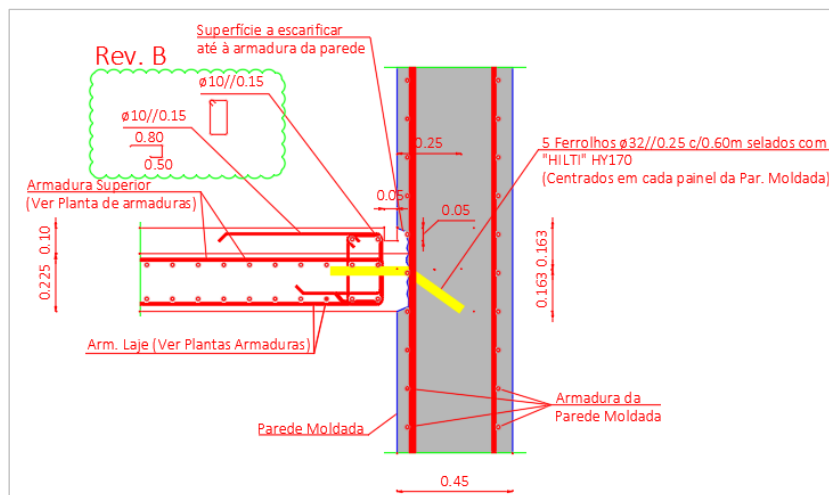


Figura 6.7 Corte da ligação entre a banda de laje à parede moldada com recurso a ferrolhos. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.



Figura 6.8 À esquerda, grampos incorporados nas bandas de laje para solidarização entre betão com idades diferentes. À direita, negativo deixado na zona onde irá passar o pilar na fase definitiva.

6.2.4. Ensoleiramento Geral

A solução de fundação do tipo ensoleiramento geral, na qual se considera a betonagem de toda a área de fundação, impede a penetração de água para o interior da estrutura a partir da face inferior.

O requisito principal tomado em consideração no seu dimensionamento foi a minimização dos assentamentos diferenciais da estrutura, sendo considerados os estados limites de utilização os mais condicionantes. Com esse objetivo, o ensoleiramento geral foi executado com recurso a elementos de fundação direta, com espessura diferenciada ao longo da área de implantação do edifício, potenciando níveis de rigidez distintos mas devidamente equilibrados com o nível de carga que as várias zonas da estrutura transmitem ao terreno.

O ensoleiramento geral em questão foi executado com espessura de 0,80 m, e com armadura distribuída superior e inferior de $\varnothing 20//0,15$ havendo reforço pontual em zonas mais carregadas. Os maciços de fundação atingiam espessuras de 1,60 m e com armadura de $\varnothing 25//0,075 + \varnothing 25//0,075$ numa direção, armadura $\varnothing 25//0,075$ na direção perpendicular e uma malha quadrada de $\# \varnothing 20//0,15$.



Figura 6.9 Execução da armadura para o maciço de fundação na zona A.

6.3. Faseamento Construtivo

O cumprimento do faseamento construtivo estipulado pelo projetista para a fase de execução é de extrema importância no controlo dos deslocamentos da parede moldada.

O início dos trabalhos inicia com a execução das paredes moldadas. Na obra em questão foram executadas com uma profundidade de aproximadamente 18 m e com uma espessura de 45 cm. Os muros-guia foram concebidos com uma espessura de 20 cm e a vala deixada entre os muros-guia tem 48 cm de largura, deixando 3 cm de folga para a inserção do equipamento de escavação. Os trabalhos relativos à escavação, colocação da armadura e betonagem foram sendo executados em 3 zonas distintas. Quando terminada a execução da parede moldada numa zona, os equipamentos eram alocados para a segunda zona e assim sucessivamente. Ao longo do perímetro total foram estabelecidos 4 painéis de arranque distintos e conseqüentemente 4 painéis de fecho da parede moldada.

Após serem executados os painéis da parede moldada são demolidos os muros guia e é executado o saneamento das paredes moldadas, para remoção de betão contaminado e para execução da viga de coroamento no topo da parede unindo todo o perímetro.

Após a execução das paredes moldadas são iniciados os trabalhos de escavação por piso. A escavação é executada até à cota do piso -1, são executados os apoios verticais metálicos que funcionam como apoio às bandas de laje e aos escoramentos metálicos horizontais dos vários pisos. Quando terminada a execução dos perfis verticais é então executada a banda de laje do piso -1, que inclui os trabalhos de cofragem, montagem da armadura e betonagem. Os escoramentos do piso 0 são aplicados diretamente à parede moldada, e os escoramentos do piso -1 são aplicados à banda de laje do piso -1 quando esta já tem resistência suficiente para a sua montagem.

A colocação dos escoramentos metálicos é executada com o apoio da grua, posicionando e apoiando o perfil até que a equipa de montagem faça a conexão do perfil aos restantes elementos da estrutura.

Só após a execução da banda de laje do piso -1 e da colocação dos escoramentos do piso 0 e do piso -1 é que se pode prosseguir para a escavação do nível seguinte. A Figura 6.10 ilustra o faseamento construtivo entre o início dos trabalhos de escavação para o piso -1 e o início dos trabalhos de escavação para o piso -2.

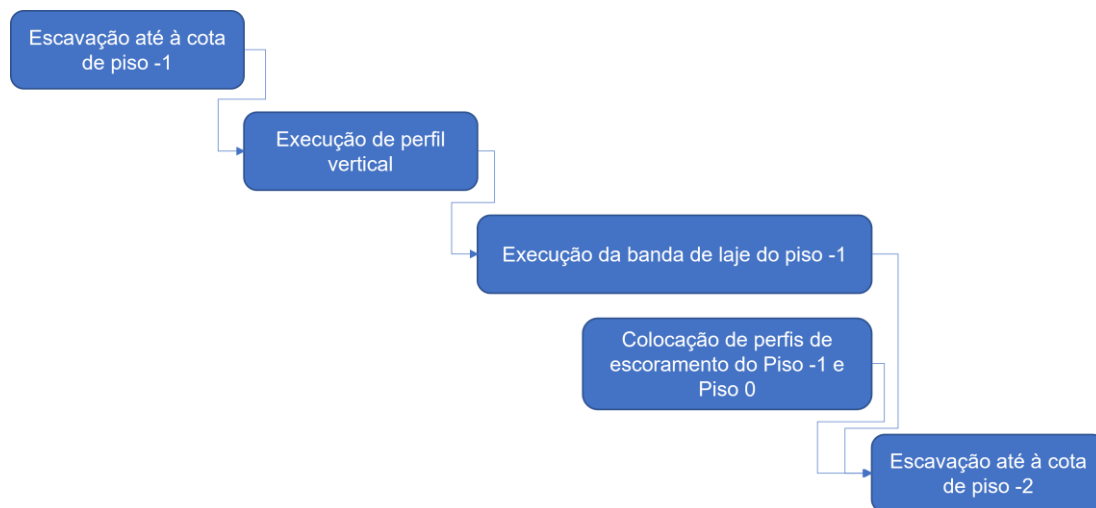


Figura 6.10 Faseamento construtivo entre o início dos trabalhos de escavação para o piso -1 e o início dos trabalhos de escavação para o piso -2.

A escavação foi executada por um equipamento de pequenas dimensões na área entre os escoramentos e transportava o material escavado para uma extremidade do lote onde outro equipamento recolhia o material para fora da zona de escavação. Quando terminado o processo de escavação naquela zona, a grua transporta o equipamento para a secção ao lado para iniciar o mesmo processo.

Apesar de o equipamento ser munido de rastros, foi necessária a colocação de brita no solo durante o processo de escavação para melhorar as condições de mobilidade, e foram instalados poços de bombagem para encaminhar a água existente para fora da escavação.

O processo de escavação é semelhante para os pisos seguintes, sendo que a diferença está na eliminação da atividade de colocação dos perfis verticais. Na Figura 6.11 está representado o faseamento construtivo entre a escavação para a cota do piso -2 e a cota da laje de fundo.

A execução dos maciços de fundação e do ensoleiramento geral é executada após os trabalhos de escavação atingirem a cota final prevista. Após o terreno regularizado, é colocado betão de limpeza no fundo da escavação, é executada a armadura e quando completa, é então executada a betonagem.

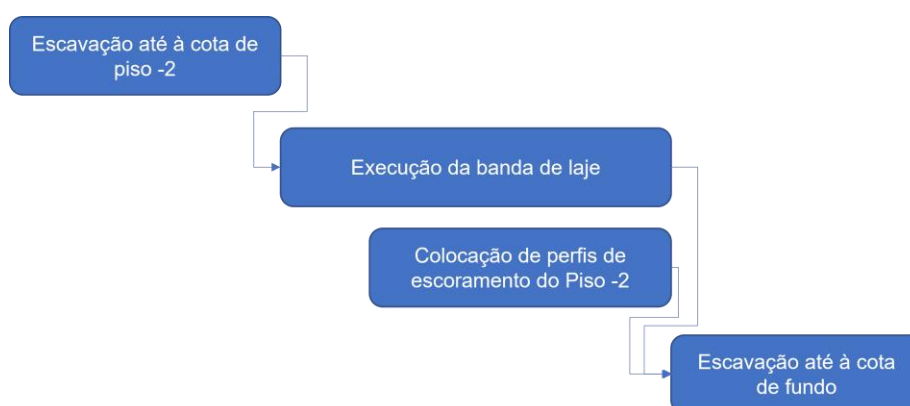


Figura 6.11 Faseamento construtivo entre a escavação para a cota do piso -2 e a cota da laje de fundo.

A estrutura definitiva é executada do fundo da escavação até ao piso 0. Após a execução das fundações e da laje de fundo, incluindo as atividades de cofragem, execução da armadura e betonagem, seguem-se os trabalhos de execução dos elementos verticais (pilares e paredes resistentes). Após estarem executados os elementos verticais, são iniciados os trabalhos dos elementos horizontais (lajes). As lajes do piso -2 e do piso -1 são executadas em duas fases. Numa primeira fase são executadas as áreas entre os escoramentos e, quando estes já possuem capacidade resistente, são retirados os escoramentos do piso e são então executados os troços ocupados previamente pelos escoramentos metálicos. A sequência de execução está ilustrada na Figura 6.12.

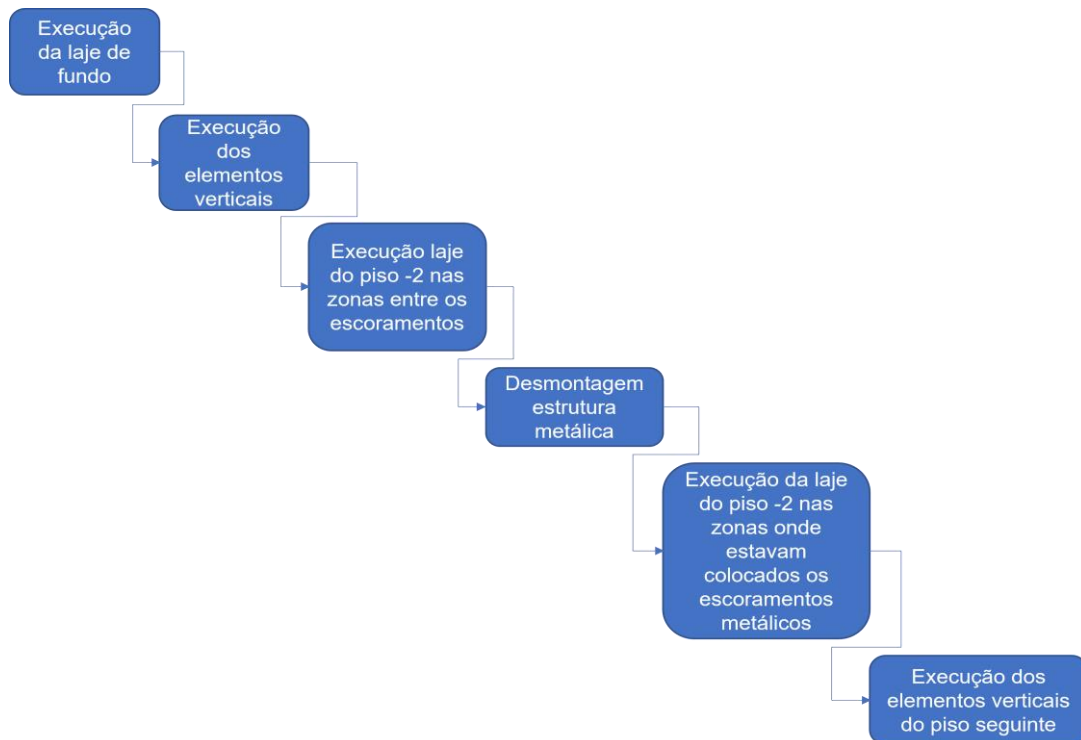


Figura 6.12 Faseamento construtivo dos elementos estruturais desde o fundo da escavação.

Para a extração dos escoramentos temporários a grua segura o perfil metálico enquanto as equipas cortam o elemento em partes. Desta forma a extração das várias partes ocorre sem problemas e sem interferir com os escoramentos ainda existentes nos pisos mais acima.

Nos Anexos encontra-se o Plano de Trabalhos, bem como fotografias ilustrativas da obra em análise.

6.4. Plano de Instrumentação e de Observação do Lote 1

Considerando que o projeto geotécnico é baseado em estimativas, os valores usados na caracterização das condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas carecem de confirmação. No caso de não se verificarem, pode implicar revisões tanto no projeto de escavação e contenção periférica, como de todos os outros projetos interligados, para a sua compatibilização. Neste caso, e dado a particularidade da obra se localizar a menos de 25 m das estruturas do ML, foram criados dois Planos de Instrumentação e Observação distintos. Um plano destinado ao controlo do comportamento das estruturas relativas ao Lote 1, e outro plano destinado ao controlo das estruturas relativas ao ML.

6.4.1. Generalidades

Devido às características relativas ao projeto do Lote 1, o processo mais crítico e que exige maior nível de atenção será todo o processo de escavação e de aplicação e eliminação dos escoramentos, especialmente quando a escavação atinge o nível final.

A instrumentação foi instalada em 4 zonas distintas, cada zona junto de um lado do lote. Na Figura 6.13 encontra-se a identificação das zonas instrumentadas no Lote 1.

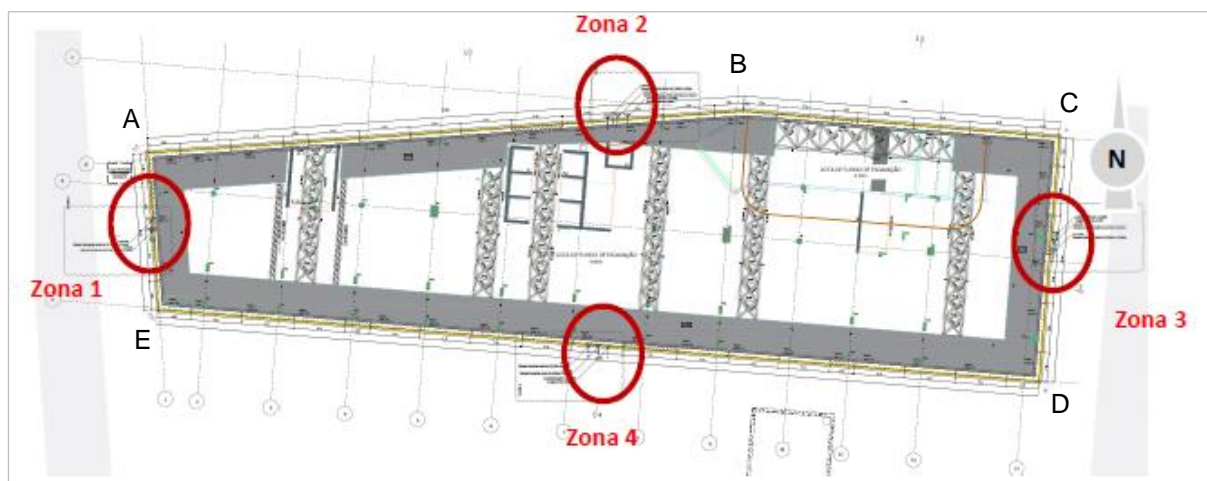


Figura 6.13 Identificação das zonas instrumentadas no Lote 1. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.

A Zona 1 identificada na Figura 6.13 correspondente ao alçado AE do projeto que confronta com o muro da EPAL; A Zona 2 permite a observação do comportamento da parede moldada relativamente ao posto de abastecimento da GALP; A Zona 3 confronta com os arruamentos e estruturas e galerias do Metropolitano de Lisboa, permitindo assim um maior controlo dos deslocamentos e comportamento da parede moldada na área de influência do ML. Por fim, a Zona 4 permite o controlo e observação da zona que confronta com o Lote 2 (no momento da escavação do lote 1, o lote 2 estava em fase de construção da superestrutura).

As zonas instrumentadas permitem acesso direto e foram protegidas para manter a integridade das leituras obtidas. Dado que a instalação dos instrumentos foi executada dentro dos limites do lote, não foi necessária a permissão por parte das entidades detentoras dos lotes adjacentes para a cedência de espaço para a sua instalação. Apesar de neste caso não ter havido necessidade, esta é uma das considerações a ter, por parte do projetista, na escolha do tipo de instrumentação e quais os condicionamentos e condições de instalação dos mesmos.

Em contexto COVID-19, e dada a limitação de pessoas estabelecida em estaleiro, o facto de a instrumentação instalada ser automatizada e as leituras obtidas a partir de meios remotos foi uma vantagem acrescida pois não comprometeu a segurança em obra e não limitou a obtenção de leituras. A instrumentação implementada foi importante no acompanhamento da obra pois aumentou o nível de segurança, podendo-se prever e evitar eventuais complicações durante todo o processo.

6.4.2. Instrumentação aplicada

Neste projeto foram instalados 2 tipos de instrumentos. Os inclinómetros, destinados à medição dos deslocamentos horizontais do solo, e os piezómetros, destinados à medição das variações de pressão de água. Em cada zona identificada estava instalado uma série de inclinómetros In-Place e dois piezómetros com câmaras drenantes a duas cotas diferentes. Seguem-se a descrição dos instrumentos utilizados:

- 1) Inclinómetros GEOSmart – Sensores instalados em calha inclinométrica para medição dos deslocamentos horizontais do solo, sendo as leituras obtidas de forma horária e a cada 0,50 m. O funcionamento, modo de instalação, vantagens e limitações do instrumento foi referenciado no capítulo 3.2:
 - Zona 1: Inclinómetro 1 com 18 m, sendo as leituras obtidas por intermédio de 36 sensores;
 - Zona 2: Inclinómetro 2 com 19 m, sendo as leituras obtidas por intermédio de 38 sensores;
 - Zona 3: Inclinómetro 3 com 21m, sendo as leituras obtidas por intermédio de 42 sensores;
 - Zona 4: Inclinómetro 4 com 18 m, sendo as leituras obtidas por intermédio de 36 sensores.
- 2) Piezómetros de corda vibrante com capacidade máxima de 300 kPa, usado para medição das variações de pressão de água em 2 profundidades distintas com uma frequência horária. A instalação dos dois piezómetros foi executada no mesmo furo e seguiu o método que inclui a zona de captação em areia rodeando o sensor e a selagem com bentonite. Na identificação dos piezómetros, a numeração menor corresponde a menor profundidade. O funcionamento, instalação, vantagens e limitações deste instrumento foi referenciado no capítulo 3.1 :
 - Zona 1: Piezómetros 1 e 2, instalados à profundidade de 7 m e 14 m, respetivamente;
 - Zona 2: Piezómetros 3 e 4, instalados à profundidade de 5 m e 12 m, respetivamente;
 - Zona 3: Piezómetros 5 e 6, instalados à profundidade de 6 m e 12 m, respetivamente;
 - Zona 4: Piezómetros 7 e 8, instalados à profundidade de 6 m e 12 m, respetivamente.

No planeamento, foi considerado pelo projetista a instalação de tilmeters sem fios para monitorização da inclinação da parede moldada e também foi estipulado no projeto os critérios de alerta/alarme para a monitorização com esse elemento. A informação proveniente deste seria útil para confirmação da informação recolhida pelos inclinómetros. Apesar da sua utilidade, estes acabaram por não ser instalados.

A escolha destes instrumentos foi motivada pelas grandezas mais importantes a monitorizar nesta tipologia de obra. No caso dos inclinómetros foi claramente motivada pela necessidade de controlo dos deslocamentos, pois qualquer deslocamento significativo das paredes de contenção poderia pôr em causa a segurança no interior do lote e especialmente durante os trabalhos de escavação. No caso dos piezómetros, devido à presença de um nível de água elevado e que grande parte da escavação ser feita abaixo do nível da água existente, era importante monitorizar as variações das pressões intersticiais para ser possível prever uma sobrecarga nas estruturas de contenção que pudessem criar instabilidades e insegurança.

Os piezómetros foram instalados em duas profundidades diferentes para se obter uma noção espacial mais concreta. O piezómetro mais profundo foi instalado a uma profundidade de aproximadamente 1,5

superior ao fundo da escavação, de forma a calibrar as leituras. O segundo piezômetro, instalado na mesma zona, foi posicionado aproximadamente a meio da profundidade total do furo.

A obtenção de leituras por parte dos instrumentos instalados foi feita com uma frequência horária, permitindo ter uma noção real do comportamento do solo, podendo prevenir eventuais incidentes. Todo o sistema de leituras e aquisição de dados de campo era totalmente automatizado. Tanto a aquisição de dados como a sua transmissão para uma plataforma web sem fios foram realizados de forma automatizada. Os dados eram consultados numa plataforma de Webmonitoring pelas entidades responsáveis. A Figura 6.14 ilustra a Zona instrumentada 1.



Figura 6.14 Zona Instrumentada 1 localizada no alçado AE do Lote 1.

Aquando da visita à obra, foi possível a remoção do inclinómetro instalado na zona instrumentada 1 que já não estava a ser necessário devido à betonagem da laje definitiva do piso -1 estar completa. As imagens relativas ao mesmo encontram-se na Figura 6.15.



Figura 6.15 Inclinómetro in place e a calha inclinométrica onde estava inserida a série de inclinómetros na Zona Instrumentada 1.

Este sistema de inclinómetros é instalado na calha inclinométrica, neste caso instalada no tardo da parede moldada. Como é visível na Figura 6.15 trata-se de um sistema leve, compacto e flexível, favorecendo facilidade no transporte, instalação e permitindo a adaptação à profundidade requerida dado que os segmentos podem ser acoplados ou desacoplados. Os sensores são instalados em série, reduzindo o número de cabos de ligação e permitem a autorreferenciação, não sendo necessário associar uma cota a determinado sensor.

Há que referir que os sensores são resistentes à água, vantagem especialmente importante quando existe nível freático elevado, permitem obter leituras remotas, contínuas e em tempo real com elevada precisão, e permitem a deteção de movimentações progressivas e repentinas, permitindo uma melhor compreensão do risco associado.

Dado que a obra em análise (Lote 1) se encontra inserido numa obra de urbanização (loteamento) com vários lotes sequenciais, a recuperação e reutilização destes sensores para a implementação nos lotes seguintes constitui uma vantagem.

6.4.3. Critérios de alerta e alarme e procedimentos estabelecidos

Para definição dos limites de alerta, o projetista assumiu como limite máximo o estado limite de utilização para a parede de contenção. Os limites de alerta abaixo são os necessários para permitir a implementação das correções necessárias ao método construtivo ou ao processo. Os critérios de alerta/alarme estipulados em projeto estão identificados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 Limites de alerta e alarme estabelecidos para o Lote 1.

Instrumentos	Critérios De Alerta		
	Verde	Amarelo	Vermelho
	Deslocamentos absolutos		
Piezómetro de corda vibrante, PZCV	10kPa	20kPa	30kPa
Smart in place inclinometer S-IPI	12mm	20mm	60mm
	Deslocamentos incrementais, $T_i - T_{i-1}$		
Piezómetro de corda vibrante, PZCV	1kPa/dia	2kPa/dia	3kPa/dia
Smart in place inclinometer S-IPI	1,2mm/dia	2,0mm/dia	6,0mm/dia

No caso de serem ultrapassados os valores limite estabelecidos na Tabela 6.8, foi estipulado pelo projetista os procedimentos de controlo descritos na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 Procedimento interventivo estipulado caso sejam ultrapassados os valores de alerta estabelecidos.

Nível de alerta ultrapassado	Procedimento
Alerta amarelo	Retro-análise da instrumentação e implementação de um maior número de sensores/instrumentos
Alerta Vermelho	Paragem dos trabalhos e estudos de soluções alternativas; Aterro emergencial da zona instável

No contexto de uma obra em que se pretende implementar um sistema de controlo com monitorização contínua a velocidade de resposta dos instrumentos é de elevada importância.

Os piezómetros de corda vibrante instalados nesta obra são instrumentos de resposta rápida e permitem obter informação imediata das pressões existentes de forma remota e automatizada. Esta é claramente uma vantagem especialmente quando se compara com métodos mais tradicionais, que tem resposta lenta e podem não captar atempadamente variações bruscas no nível da água. Apesar desta vantagem, os piezómetros instalados na obra não são recuperáveis.

Também os inclinómetros instalados são instrumentos de resposta rápida, pois permitem obtenção de dados em segundos. Quando comparando com o inclinómetro de sonda portátil, este demora cerca de 45 minutos por cada 30 metros de profundidade para se obter uma leitura (DGSI, 2004a), e caso fosse necessário obter leituras horárias, seria preciso um operador a tempo inteiro para cada ponto de leitura.

6.4.4. Leituras obtidas e observações

A obra foi dividida em 3 zonas, identificadas na Figura 6.16, com progressões de trabalho diferentes. No faseamento dos trabalhos, a Zona Construtiva A encontrava-se mais avançada e a Zona Construtiva C a menos avançada.

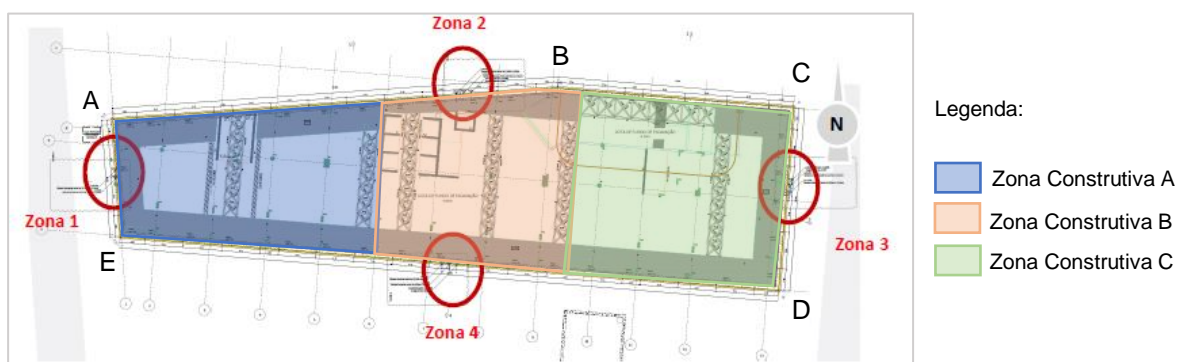


Figura 6.16 Identificação das Zonas Construtiva do Lote 1.

A avaliação e interpretação das leituras observadas deve ter em consideração o faseamento construtivo e se as movimentações observadas são as espectáveis para determinada fase de desenvolvimento. É necessária especial atenção quando as observações apresentam movimentações bruscas e emitem sinais de alarme. Nesta situação deve ser feita uma análise adicional para compreender qual a causa da instabilidade e se se traduz num perigo real ou se se trata de um erro do sistema de leitura.

A partir da análise dos dados obtidos dos inclinómetros foi concluído que a sua profundidade de instalação foi insuficiente para calibração das leituras. Apesar da profundidade de instalação dos inclinómetros ser aproximadamente o dobro do fundo de escavação, foi verificado um desvio acentuado entre as leituras do primeiro e do segundo sensor. Esta ocorrência foi verificada em todas as leituras apresentadas na Figura 6.17, Figura 6.18, Figura 6.19, Figura 6.20, e Figura 6.21.

No processo de instalação dos inclinómetros, os sensores foram orientados no tubo inclinométrico de tal forma que deslocamentos para o interior da escavação fossem registados com sinal positivo, e que deslocamentos para o exterior da escavação fossem registados com sinal negativo.

Enquanto decorriam os trabalhos de betonagem da banda de laje e da aplicação dos travamentos metálicos do piso -2 da Zona Construtiva A, foi observado na leitura do inclinómetro 1 a 12/12/2020 um desvio entre os dois primeiros sensores, como já mencionado anteriormente. Em relação aos critérios de alerta estabelecidos na secção 6.4.3, estes não foram ultrapassados, sendo o deslocamento registado a uma profundidade de aproximadamente 11 metros inferior aos 12 mm estipulado para o critério de alerta verde, como verificado na Figura 6.17.

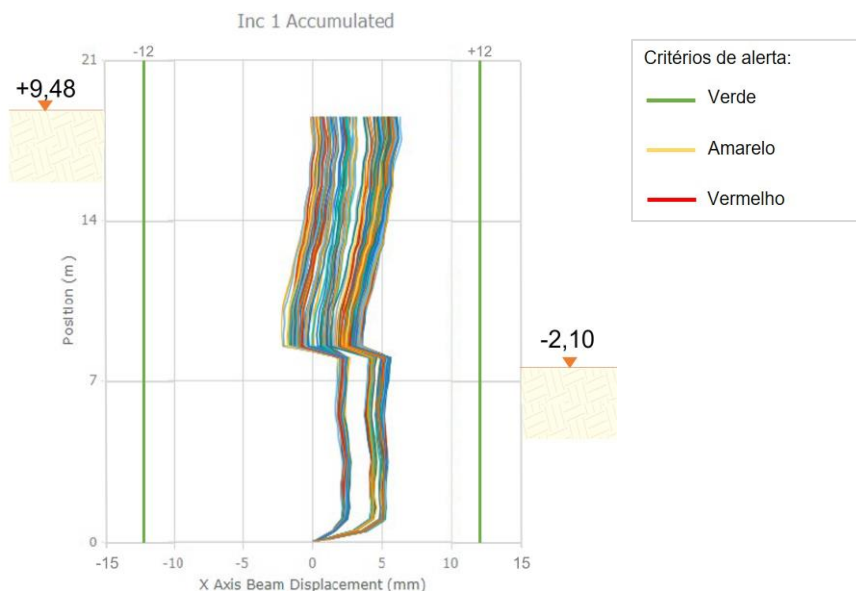


Figura 6.17 Deslocamentos registados para o inclinómetro da Zona Instrumentada 1. Leitura acumulada do dia 12/12/2020. Cedido por JETSj Geotecnia, Lda.

Relativamente às observações registadas no dia 25/12/2020 representadas na Figura 6.18, também para o inclinómetro 1, foi observado um deslocamento importante para os solos moles com valores da ordem dos 20 mm, a que corresponde uma distorção com o valor de 0,002, ou 0,2% equivalente a 1/500. Este deslocamento coincidiu com os trabalhos de escavação para o último piso da Zona Construtiva A (Piso -3). Apesar do movimento observado ultrapassar o critério de alarme verde, o movimento ocorre no sentido negativo, para fora da escavação. Sendo este um movimento pouco espectacular, foi considerado que se tratava de um defeito dos sensores instalados à zona da mudança brusca, a 11,0 m de profundidade. Os trabalhos de escavação para o último piso (piso -3) foi considerado o momento mais crítico do faseamento construtivo estabelecido. Como indicado na Figura 6.18, as leituras não indicam motivos de alarme. A inspeção ao defeito dos sensores do inclinómetro 1 não foi efetuada pois, caso fossem retirados os sensores do tubo inclinométrico, seria perdida a referência inicial.

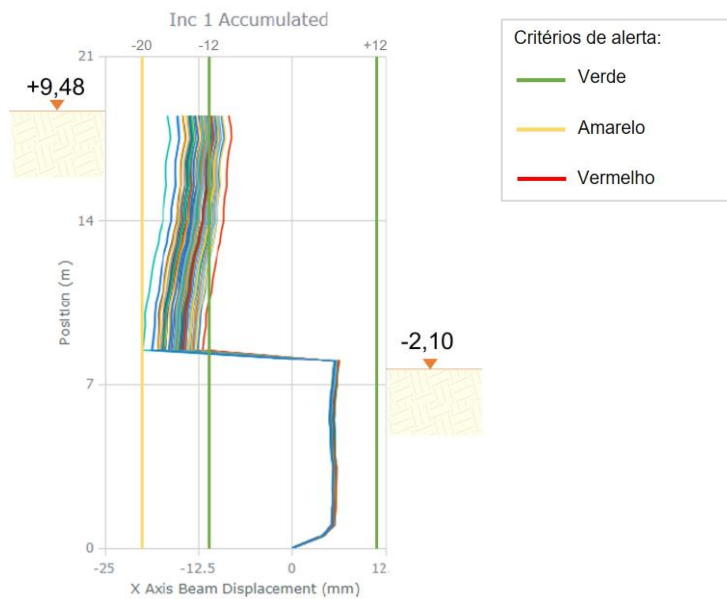


Figura 6.18 Deslocamentos registados para o inclinómetro da Zona Instrumentada 1. Leitura acumulada do dia 25/12/2020. Cedido por JETSj Geotecnia, Lda.

Quando decorriam os trabalhos de escavação para o último nível (piso -3) da Zona construtiva B, os valores registados pelo inclinómetro 2 não mostravam sinais de alarme, sendo que não foi ultrapassado o critério de alerta verde, como representado na Figura 6.19.

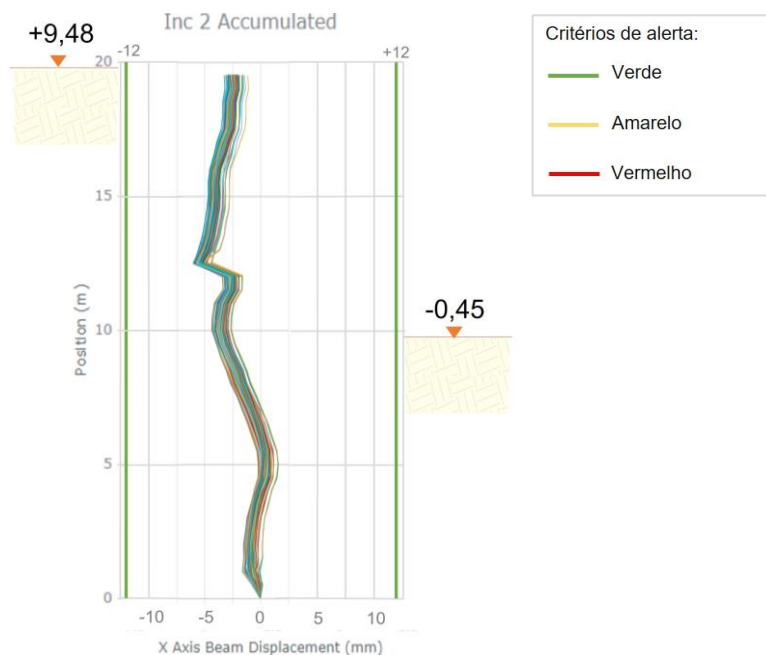


Figura 6.19 Deslocamento acumulado do Inclinómetro da Zona Instrumentada 2 no dia 30/01/2021. Cedido por JETSj Geotecnia, Lda.

Na mesma altura, as leituras do inclinómetro 4 representavam um deslocamento significativo entre o primeiro e o segundo sensor que influencia a leitura do deslocamento acumulado para os sensores seguintes e, como consequência, é ultrapassado o critério de alerta verde e amarelo, como indicando na Figura 6.20.

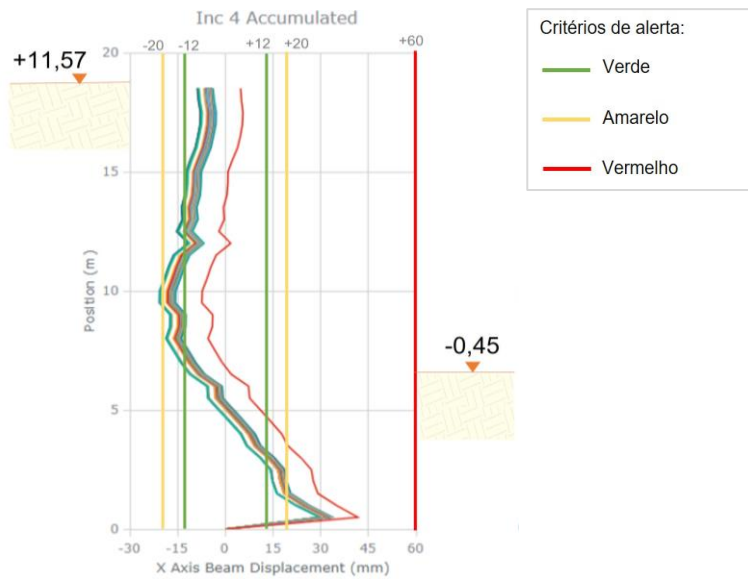


Figura 6.20 Deslocamento acumulado do Inclínómetro da Zona Instrumentada 4 no dia 31/01/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.

Quando decorriam os trabalhos de escavação e construção para a laje do piso -3 na Zona Construtiva C, zona mais próxima das estruturas do Metropolitano de Lisboa, as leituras do inclinómetro 3 não mostravam sinais de alarme, como verificado na Figura 6.21, com o deslocamento registado inferior ao estipulado nos critérios de alerta e alarme.

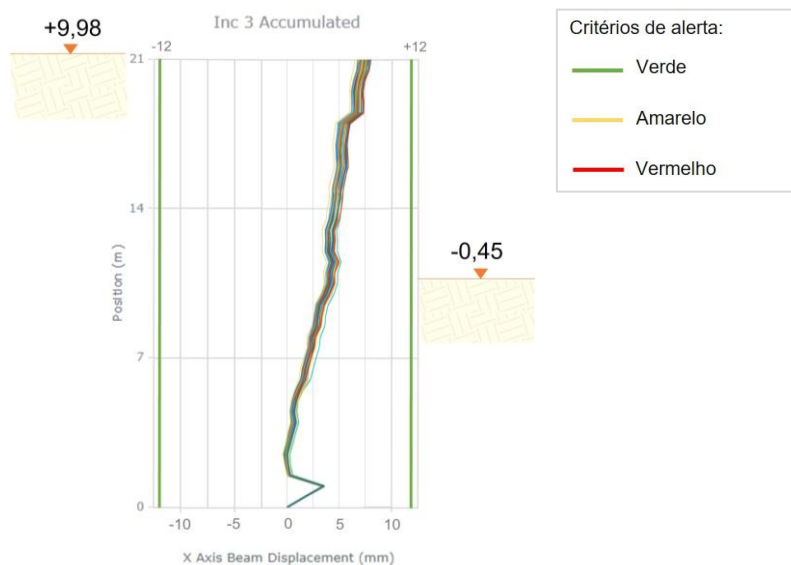


Figura 6.21 Deslocamento acumulado do Inclínómetro da Zona Instrumentada 3 no dia 14/02/2021. Cedido por JETsj Geotecnia, Lda.

Os piezómetros instalados mantiveram valores constantes em todo o processo construtivo, não mostrando sinais de alarme, nem em valores absolutos, nem em valores relativos, quando comparando com os valores estipulados na secção 6.4.3. As leituras obtidas comprovam que provavelmente não tinha sido necessária a execução da laje de fundo.

6.5. Plano de Instrumentação e de Observação referente ao túnel do Metropolitano de Lisboa

Devido à proximidade da obra às estruturas do ML, foi necessário a criação de um Plano de Instrumentação e Observação para controlo dos deslocamentos às estruturas do metro nas proximidades da obra em questão. Foram feitas campanhas de monitorização geodésica de alvos topográficos com apoio de uma estação total e de um nível digital.

A zona a controlar fazia parte da linha vermelha do metro de Lisboa, do troço nº 95, entre a estação do Oriente e a estação do Cabo Ruivo. Para controlo dos deslocamentos na zona de influência do Lote 1, foi executada uma calibração no dia 2/10/2019 às secções de controlo do ML, antes do início dos trabalhos que tiveram início em 21/07/2020 com a consignação do Lote 1.

As leituras foram executadas com uma periodicidade semanal, sempre durante a madrugada de forma a não interferir com a operação do ML. As secções de controlo relativo ao Lote 1 estavam compreendidas entre a secção 29 e a secção 36, indicadas na Figura 6.22 com o espaçamento aconselhado para um trajeto em reta, de 15 em 15 m. Cada secção era composta por 5 alvos topográficos para medição dos deslocamentos da galeria do ML e por duas marcas de nivelamento na soleira.



Figura 6.22 Áreas de influência relativas ao Lote 2 e ao Lote 1 (secção 29 a 36). Cedido por JETSj Geotecnia, Lda.

Os valores provenientes das leituras eram comparados tanto com os da calibração como também com os valores obtidos nas campanhas anteriores para análise da evolução da deformação. Para além de uma inspeção visual e registo fotográfico, foi feito um levantamento trigonométrico dos carris e medição da bitola dos carris de 10 em 10 m.

A avaliação dos deslocamentos da galeria foi feita de acordo com a Tabela 6.10 em cada secção de controlo. Enquanto foram feitas as medições, os valores observados estiveram sempre dentro do nível 1 e em nenhum momento a segurança foi comprometida.

Tabela 6.10 Níveis de Alerta para os deslocamentos absolutos da estrutura do ML.

	Deslocamento Absolutos	Deslocamentos Relativos
Nível 1 (verde)	$ \delta < 7 \text{ mm}$	$ \delta < 1 \text{ mm dia}$
Nível 2 (amarelo)	$7 \text{ mm} \leq \delta < 10 \text{ mm}$	$1 \text{ mm dia} \leq \delta < 5 \text{ mm dia}$
Nível 3 (vermelho)	$ \delta \geq 10 \text{ mm}$	$ \delta \geq 5 \text{ mm dia}$

A partir da instrumentação foram obtidas as coordenadas nas três direções (X, Y, Z) e, para além da análise da variação do deslocamento planimétrico (XX' , YY' , ZZ'), foi também realizada a análise da convergência de cordas entre os vários pontos de medição de cada secção. Todos os alvos e marcas de nivelamento de soleira observados apresentaram taxas de deformação absoluta e relativa com valores sub-milimétricos na duração total da obra.

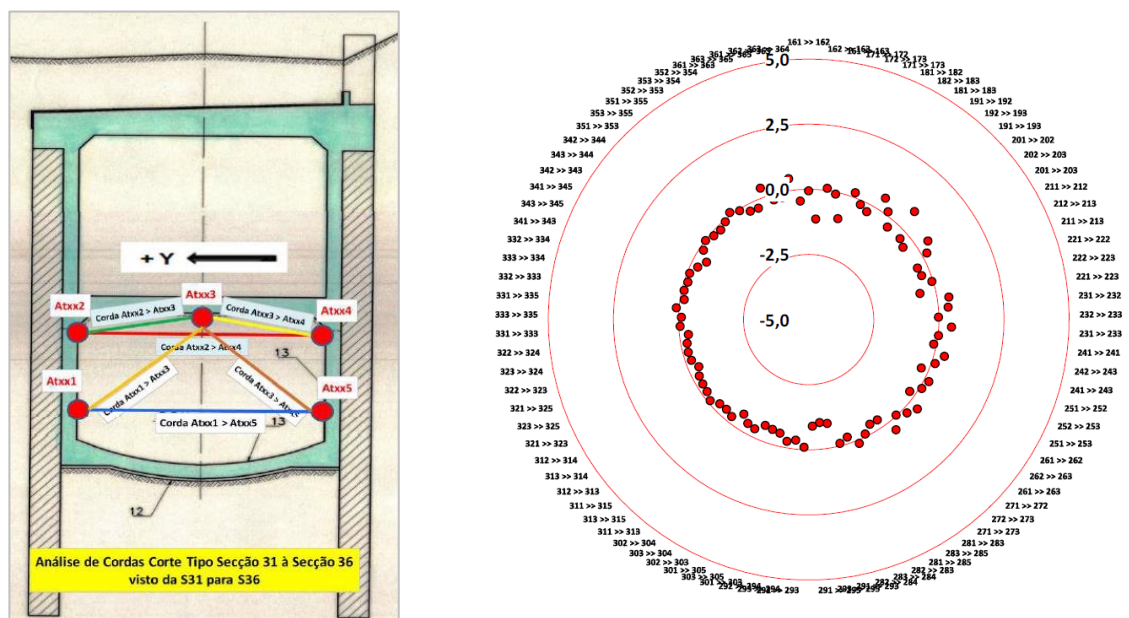


Figura 6.23 À esquerda, corte tipo da secção a analisar com a identificação dos alvos topográficos de monitorização e das cordas a analisar. À direita, diferencial absoluto da análise da convergência de cordas da campanha de observação do dia 07/04/2021. Cedido por JETSj Geotecnia, Lda.

6.6. Hipóteses de medidas de otimização

Apesar de não terem sido estudadas em projeto nem implementadas medidas de otimização em obra, a estabilidade observada nas leituras e o cumprimento dos limites de comportamento estabelecidos permitia que tal fosse considerado.

Devido ao sistema de escoramentos preconizado a 3 níveis ter características provisórias, a eliminação do nível de escoramento intermédio, nível -1, seria uma hipótese válida. Nesta hipótese, permaneceriam os escoramentos do nível 0 no topo da escavação, e do nível -2 mais próximo do fundo de escavação. Não haveria intervenção nas bandas de laje dado que estas fazem parte da estrutura definitiva e eram utilizadas em obra como acesso pedonal. O perfil treliçado que une as extremidades das bandas de laje não seria eliminado dado que este garante a continuidade do sistema de travamento e permite a transmissão das reações laterais, promovendo um funcionamento conjunto dos elementos e fechando um quadro de travamento rígido e simultâneo de todos os alçados. Este escoramento será eliminado no final dos trabalhos da laje definitiva do piso -1 para construção do acesso aos pisos inferiores.

Na Figura 6.24 encontra-se ilustrada a planta do piso -1 com a identificação dos escoramentos a eliminar contabilizados na hipótese de otimização.

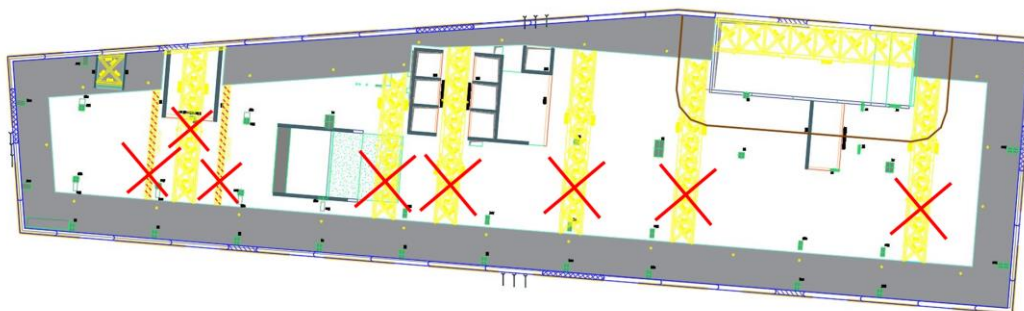


Figura 6.24 Planta do Piso -1, com a identificação dos escoramentos eliminados considerados na hipótese de otimização.

A alternativa em estudo proporcionaria uma otimização de custo de custos diretos e de custos indiretos. Relativamente aos custos diretos, estes têm em consideração o custo do material (perfis metálicos, chapas de ligação, barras roscadas e bucha química), do fornecimento do material, da montagem, incluindo os trabalhos de soldadura, e da desmontagem dos escoramentos no piso -1. Também é considerado o incremento de produtividade nos trabalhos de escavação e de cofragem. Na Tabela 6.11 está identificada a estimativa da redução de custos diretos associados à não execução dos escoramentos do nível -1.

Tabela 6.11 Otimização de custos diretos relacionados com a não execução dos escoramentos metálicos do nível -1.

Custos Diretos		Unidade	Preço unitário	Quantidade	Redução Custo
	Ausência de incremento de dificuldade de execução da escavação no método Top-Down do piso -1 para o piso -2	-	40 000,00 €	-1	- 40 000,00 €
	Ausência de incremento de dificuldade de execução de cofragens pelo método Top-Down do piso -1	-	10 000,00 €	-1	- 10 000,00 €
	Fornecimento, montagem e desmontagem de escoramentos provisórios metálicos	kg	2,80 €	-75.000	- 210 000,00 €
TOTAL					- 260 000,00 €

A alteração do faseamento construtivo associado à não execução das atividades de montagem e desmontagem dos escoramentos metálicos implica uma redução do tempo de execução da obra em 1,5 meses, sendo estas atividades pertencentes ao caminho crítico da obra. Na Tabela 6.12 encontra-se identificada a estimativa da redução de custos indiretos associados à não execução dos escoramentos metálicos do nível -1.

Tabela 6.12 Otimização de custos indiretos relacionados com a não execução dos escoramentos metálicos do nível -1.

Custos indiretos	Custo estaleiro mensal	Redução prazo (meses)	Redução de custo total
	120 000,00 €	-1,5	-180 000,00 €

A alteração sugerida têm associado uma redução de custo total de 440 000,00 €, como identificado na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 Redução total de custos associado à não execução dos escoramentos do nível -1.

	Redução de custos
Custos Diretos	- 260 000,00 €
Custos Indiretos	- 180 000,00 €
TOTAL	- 440 000,00 €

Para além das otimizações mencionadas, e dado que ao serem eliminados os escoramentos do piso -1 a diferença de cotas entre os níveis de escoramento duplica, de aproximadamente 3 metros para 6 metros, poderia ser equacionada a substituição do equipamento de escavação por um com maior rendimento, e consequentemente ter impacto no custo e no prazo.

Na solução original a execução da laje definitiva iniciava nas zonas entre os escoramentos metálicos e, só depois da eliminação dos escoramentos metálicos, eram iniciados os trabalhos na zona ocupada pelos escoramentos metálicos. A não execução dos escoramentos metálicos do nível -1 proporcionaria que a laje definitiva desse nível fosse executada de forma contínua, tendo também impacto no prazo da obra.

Outra solução que era possível equacionar consiste na substituição da laje de fundo por uma solução com sapatas e vigas de fundação. Dado que a informação recolhida pelos piezómetros durante a escavação mostram que a cota da água não sofreu grande variação e o caudal bombeado foi reduzido, torna-se desnecessária a criação da barreira à entrada de água pelo fundo da escavação.

Na estimativa da solução otimizada foi considerado um carregamento de 12 kN/m², dado se tratar de um edifício de escritórios, e uma tensão admissível do solo de 600 kN/m². Foi também considerado o custo de 100€/m³ de betão e o custo de 1,3€/kg de aço, assumindo que as sapatas tinham 120kg/m³ de aço na sua constituição e que o aço utilizado têm uma tensão de cedência de 435 MPa (A500). Foram admitidas vigas de fundação com secção 0,6x0,4 m e sapatas com área variável e espessura de 0,8 m. Na Tabela 6.14 encontra-se o valores estimados e a diferença de custo entre as duas soluções. Não foi contabilizado o custo da cofragem pois o terreno em causa tem elevada coesão tornando dispensável a sua aplicação.

Tabela 6.14 Diferença de custo entre a solução original (ensoleiramento geral) e a solução otimizada (sapatas e vigas de fundação).

	Solução original	Solução otimizada	Diferença custo	Peso da alteração
Aço	207 368,00€	198 145,00€	- 9 223,00€	4%
Betão	188 548,00€	127 716,00€	- 60 832,00€	32%
TOTAL	395 916,00€	325 861,00€	- 70 055,00€	18%

A solução com sapatas e vigas de fundação representa uma redução no custo direto de cerca de 18%. Apesar que esta solução representar algum impacto, há que ter em conta que esta hipótese não inclui análise sísmica ou acréscimo de dificuldade em obra pela variação da geometria das fundações estabelecidas.

A otimização de prazo que é proporcionada pelas otimizações sugeridas poderia ser utilizada noutras tarefas posteriores, como por exemplo na minimização de equipas alocadas a determinada tarefa, ou mesmo ser discutida com o Dono de Obra a possibilidade de entrega antecipada da obra e obtenção de um prémio por antecipação.

Para além das vantagens identificadas, estaria também relacionada uma diminuição do impacto ambiental associado à manufatura e transporte dos materiais utilizados nas soluções identificadas (aço e betão), bem como o custo de vazadouro dos materiais incorporados nos escoramentos metálicos.

As hipóteses de otimização careciam de verificação de estabilidade relativamente à modificação das soluções e do faseamento construtivo, para confirmar se cumprem os requisitos de projeto e das condições de segurança. Para além da verificação estrutural, seria necessária a aprovação por parte das entidades reguladoras, nomeadamente a Câmara Municipal de Lisboa e da entidade do Metropolitano de Lisboa.

7. Considerações Finais

7.1. Aspetos Gerais

Esta dissertação tinha como objetivos principais o enquadramento do método observacional e da instrumentação automatizada em contexto de obra com características geológicas e geotécnicas complexas e dar um exemplo de uma obra candidata de eleição para a implementação do método observacional e onde foi implementado um sistema de monitorização automatizado, permitindo avaliar as vantagens possíveis em termos de prazo e custo da obra se tal metodologia fosse implementada.

Esses objetivos foram cumpridos e permitem identificar as vantagens associadas à gestão do risco geotécnico por meio desta metodologia, especialmente num meio em que a complexidade de definição e validação das incertezas geotécnicas são uma realidade vívida, como é o caso de projetos de escavação e contenção periférica em meio urbano.

É de salientar que para além da possibilidade de otimização de prazo e custo, o aumento do nível de segurança em obra e a prevenção de incidentes é de extrema importância e foi assegurada na obra em questão. A instrumentação automatizada tem um peso significativo na validação das incertezas geotécnicas e, conseqüentemente, na segurança em obra, principalmente devido ao rápido tempo de resposta, à fiabilidade das leituras e aos alertas emitidos automaticamente, sem a necessidade de alocar à obra, a tempo inteiro, operadores especializados.

As visitas executadas à obra permitiram entender a forte dependência entre os condicionamentos existentes e as soluções e faseamentos construtivos adotados, e a importância da coordenação entre as várias equipas de produção para que a obra decorra dentro do prazo estabelecido com a qualidade e segurança desejadas.

Deve ser evidenciado que, apesar de poderem ser implementadas medidas de otimização durante o processo de construção que não foram avaliadas previamente durante a fase de conceção, esta não deve ser prática comum. Uma alteração nos métodos e faseamentos construtivos requereria estudo por parte do projetista para verificação do cumprimento dos requisitos de projeto, de qualidade, de segurança, e de compatibilidade com o projeto de outras especialidades, e a sua implementação carecia de aprovação por parte das entidades reguladoras. O tempo despendido nesse processo poderia implicar uma suspensão nos trabalhos invalidando as vantagens possíveis com a proposta de otimização.

O plano de instrumentação e observação efetivamente aplicado na obra em estudo mostrou falta de redundância nas leituras, especialmente evidente quando a leitura obtida a partir do inclinómetro 1 mostrou um erro no sensor, o que vêm demonstrar a importância da instalação do tiltmeter sem fios para medição da inclinação da parede moldada, recomendado pelo projetista. Porém, esta situação não se mostrou efetivamente relevante por duas razões, em primeiro lugar a zona mais crítica para controlo de deslocamentos, e a mais próxima das Estruturas do Metropolitano de Lisboa (Zona Instrumentada 3), mostrou leituras estáveis, e no caso de existir alguma anomalia por parte da instrumentação instalada, as leituras regulares às estruturas do Metropolitano de Lisboa providenciavam a redundância necessária para verificação da estabilidade das estruturas. Em segundo lugar, e dado que o caso em estudo se encontra inserido num loteamento, a informação recolhida de forma extensiva do

comportamento solo-estrutura durante a construção do Lote anterior, com condicionamentos e características semelhantes, permitiu obter uma maior confiança nos métodos e faseamentos construtivos.

A obra em estudo mostra-se candidata de eleição para a implementação do método observacional porque, para além de ter como característica condicionante de projeto de conceção o controlo de deslocamentos, também faz parte de uma urbanização (loteamento) com outros lotes com condicionamentos e características semelhantes, proporcionando que a informação recolhida neste pode ser utilizada nos lotes seguintes. Para além disso, e como as estruturas do Metropolitano de Lisboa se encontram nas imediações, o método permite assegurar com provas documentais que o processo de construção cumpriu os critérios de segurança estabelecidos.

Mesmo estando criadas em Portugal as condições tanto a nível de projeto como a nível de modelo de contratação para a adaptação do projeto de construção às condições reais encontradas, com base na modificação objetiva dos contratos, a implementação do método observacional e da gestão ativa do risco geotécnico por essa metodologia depende da aceitabilidade por parte do Dono de Obra e por parte das entidades reguladoras.

Tendo como objetivo a melhoria contínua dos métodos e processos construtivos, a contínua divulgação do método observacional e da aplicação de instrumentação automatizada inserida nesta tipologia de obras certamente impulsionará um investimento e confiança na área.

7.2. Desenvolvimentos Futuros

Sugere-se, em primeira instância, o estudo da otimização identificada para a obra em questão em software de elementos finitos, permitindo a retro análise da solução executada em obra, e verificação do cumprimento dos requisitos de projeto e dos requisitos de segurança. Esta verificação impulsionaria a implementação do Método Observacional em projetos futuros em contexto geotécnico semelhante, promovendo a otimização das soluções construtivas.

Em segunda instância, seria interessante a criação de uma base de dados com a informação recolhida pela instrumentação instalada em obras reais. Com a informação obtida a partir da extensiva caracterização das estruturas utilizadas, das características do material encontrado, e do comportamento verificado, contribuiria tanto para um aumento do conhecimento do comportamento dos solos como poderia ser benéfico para prever o comportamento de determinada estrutura em determinadas condições do geomaterial.

Bibliografia

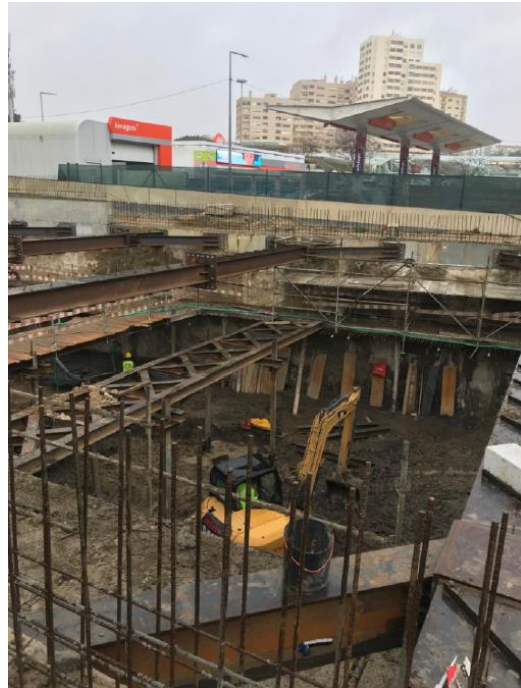
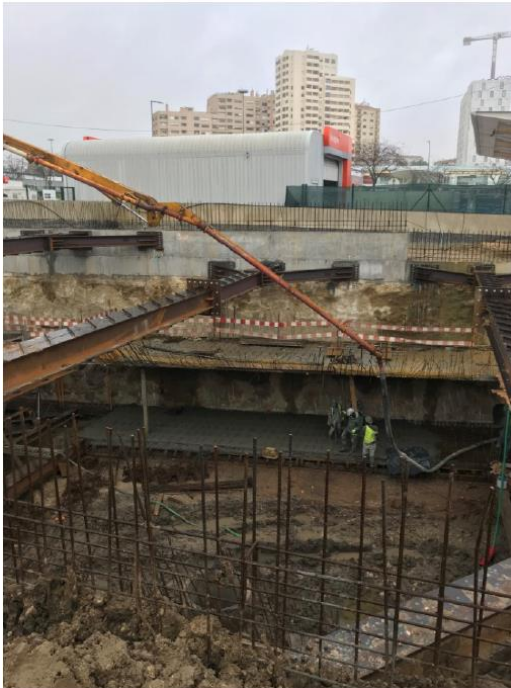
- ACT. (2021a). *Acidentes de Trabalho Graves*. [https://www.act.gov.pt/\(pt-PT\)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/AcidentesdeTrabalhoGraves.aspx](https://www.act.gov.pt/(pt-PT)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/AcidentesdeTrabalhoGraves.aspx), consultado em Maio de 2021
- ACT. (2021b). *Acidentes de Trabalho Mortais*. [https://www.act.gov.pt/\(pt-PT\)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/AcidentesdeTrabalhoMortais.aspx](https://www.act.gov.pt/(pt-PT)/CentroInformacao/Estatistica/Paginas/AcidentesdeTrabalhoMortais.aspx), consultado em Maio de 2021
- Aven, T. (2012). The risk concept-historical and recent development trends. *Reliability Engineering and System Safety*, 99(0951), 33–44.
- Baião, D. (2017). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica por Bandas de Laje: Avenida Fontes Pereira de Melo, 41 em Lisboa*. Universidade de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Bassett, R. (2012). *A Guide to Field Instrumentation in Geotechnics: Principles, installation and reading*. CRC Press: Taylor & Francis Group.
- Bles, T., Stoevelaar, R., & Jong, E. D. E. (2015). Introducing a Dutch guideline on using the Observational Method. In A. Van Staveren, T. Schweckendiek, A. F. Van Tol, D. Pereboom, & P. M. C. B. M. Cools (Eds.), *Geotechnical Safety and Risk V* (pp. 967–972). IOS Press. <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-580-7-967>
- Brito, J. De. (2001). Paredes Moldadas. In *Texto de apoio à cadeira de Construção de Edifícios, do Mestrado Avançado em Construção e Reabilitação, Instituto Superior Técnico*.
- Câmara Municipal de Lisboa (CML). (2013). *Regulamento Municipal de Urbanização e Edificação de Lisboa (RMUEL)*.
- Chartered ICES;, ICE;, RICS;, & The Survey Association. (2017). *Client Guide to Instrumentation and Monitoring* (pp. 1–28). Chartered Institution of Civil Engineering Surveyors.
- DGSI. (2004a). Guide to Geotechnical Instrumentation. In *Slope Indicator* (p. 52). <https://durhamgeo.com>
- DGSI. (2004b). *VW Total Pressure Cell* (pp. 1–8). <https://durhamgeo.com>
- DGSI. (2014). *In-Place Inclinator Sensors* (pp. 15–16). <https://durhamgeo.com>
- DGSI. (2017). *VW Crackmeter*. In *DGSI* (pp. 77–78). <https://durhamgeo.com>
- DGSI. (2019a). *GeoFlex: In-Place Inclinator* (pp. 1–11). DGSI - Durham Geo Slope Indicator. <https://durhamgeo.com>
- DGSI. (2019b). *Vibrating Wire Piezometers* (pp. 5–6). <https://durhamgeo.com>
- Dunnicliff, J. (1982). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. National Cooperative Highway Research Program.
- Dunnicliff, J., & Green, G. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. In *Engineering Geology*. John Wiley & Sons, Inc.
- EUROSTAT. (2020). *Accidents at work statistics -Statistics Explained*. <https://ec.europa.eu/eurostat/statistics->

- explained/index.php/Accidents_at_work_statistics#Number_of_accidents, consultado em Maio de 2021
- Fernandes, S. C. (2016). *Solução de contenção periférica em meio urbano recorrendo a bandas de laje. Caso de Estudo - Edifício FPM41, Av.Fontes Pereira de Melo, 39 a 43, Lisboa*. Universidade de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Geo Instruments. (2019). *Total Pressure Cells* (pp. 1–2). www.geo-instruments.com
- Geo Instruments. (2021). *GeoCloud Laser Distance Meter*. www.geo-instruments.com
- Geokon. (2020). *Instruction Manual: Model 4800 Series VW Earth Pressure Cells* (p. 35). <https://www.geokon.com>
- Gomes, C. (2008). *Túnel Ferroviário do Rossio – Acompanhamento e Análise das Obras de Reabilitação*. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Instituto Português da Qualidade. (2018). *NP ISO 31000:2018*.
- Key, H., & Lemmens, M. (2008). Robotic Total Stations. *GIM International*, 22(6), 13. <https://www.gim-international.com/content/article/robotic-total-stations>
- Koda, E., Kiersnowska, A., Kawalec, J., & Osiński, P. (2020). Landfill slope stability improvement incorporating reinforcements in reclamation process applying observational method. *Applied Sciences (Switzerland)*, 10(1572), 1–14.
- Korff, M., Jong De, E., & Bles, T. J. (2013). SWOT analysis observational method applications. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE 2013*, 3, 1883–1887.
- Lackner, S., & Lienhart, W. (2016). Impact of Prism Type and Prism Orientation on the Accuracy of Automated Total Station Measurements. *JISDM 2016, Vienna*, 1100, 1–8.
- Leica Geosystems. (2019). *Leica Geosystems Original Accessories - Catalogue 2019*. <https://leica-geosystems.com>
- Leica Geosystems. (2020). *Leica Geosystems Total Station Comparison Chart*. <https://leica-geosystems.com>
- Metropolitano de Lisboa - Direção de Empreendimentos. (2017). *Interferências de terceiros em estruturas do Metropolitano de Lisboa em exploração*.
- Nicholson, D., Tse, C., & Penny, C. (1999). The observational method in ground engineering: principles and applications. In *Report 185*.
- Norges Geotekniske Institutt. (2000). *Ralph B. Peck: Engineer, Educator, A Man of Judgement*. 207, 1–3.
- NP EN 1997-1. (2010). Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico Parte1: Regras Gerais. In *Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization*.
- OE; CPT; APPC. (2020). *Guia de Boas Práticas para a Contratação de Obras Geotécnicas Complexas*.
- Ordem dos Engenheiros. (2020). *Recomendações na área da geotecnia - Especialização em Geotecnia*.
- Patel, D., Nicholson, D., Huybrechts, N., & Maertens, J. (2007). The observational method in

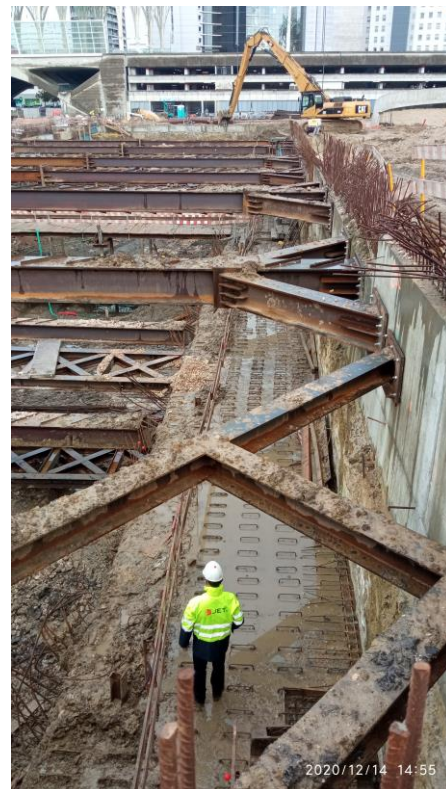
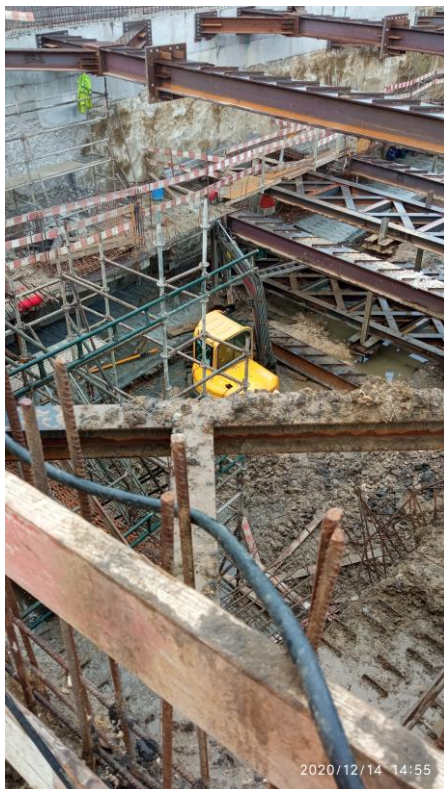
- geotechnics. In *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Vol. II* (pp. 371–380).
- Peck, R. B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique*, 19(2), 171–187.
- Rocha, S. (2014). *Instrumentação e Monitorização de Estruturas Geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional – Estudo de caso do talude de aterro entre os Km ' s 236+450 e 236+720 da Linha do Sul*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- RST Instruments. (2020a). *Células de Carga de Corda Vibrante* (pp. 1–2). <https://rstinstruments.com>
- RST Instruments. (2020b). *VW2100 Vibrating Wire Piezometer Instruction Manual* (pp. 1–32). www.rstinstruments.com
- Slope Indicator. (2015). *Catalog 2015: Geotechnical and Structural Instrumentation*. www.slopeindicator.com
- SMARTEC. (2020). *GEOSTRING - In Place MEMS Inclinator* (pp. 1–4). <https://smartec.ch/en/>
- Spross, J., & Johansson, F. (2017). When is the observational method in geotechnical engineering favourable? *Structural Safety*, 66(February), 17–26.
- Spross, J., Stille, H., Johansson, F., & Palmstrøm, A. (2018). On the Need for a Risk-Based Framework in Eurocode 7 to Facilitate Design of Underground Openings in Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(8), 2427–2431.
- Torres, J. (2010). *Métodos de observação durante a execução de obras subterrâneas*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Transport for NSW. (2016). *Geotechnical Instrumentation and Monitoring Guidelines* (Issue December, pp. 1–60). NSW Government.
- Worldsensing. (2021). *Wireless tiltmeter LS-G6-INC15* (pp. 1–3). <https://www.worldsensing.com>

Anexos

Fotografias de dia 11/12/2020

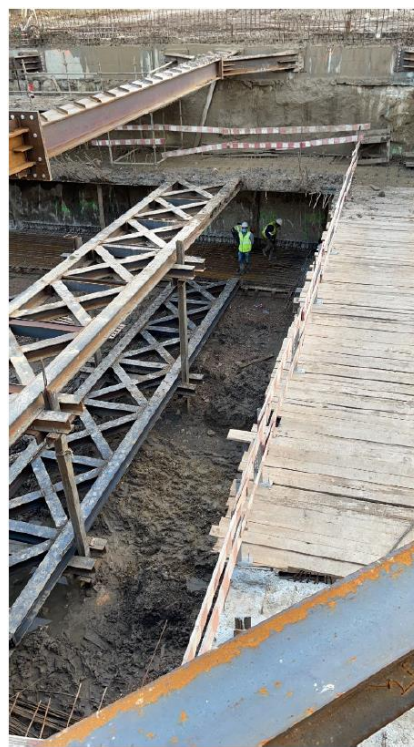
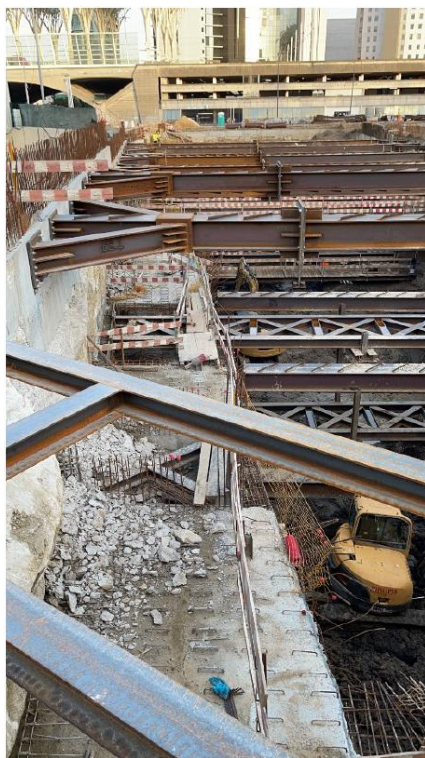


Fotografias de dia 14/12/2020

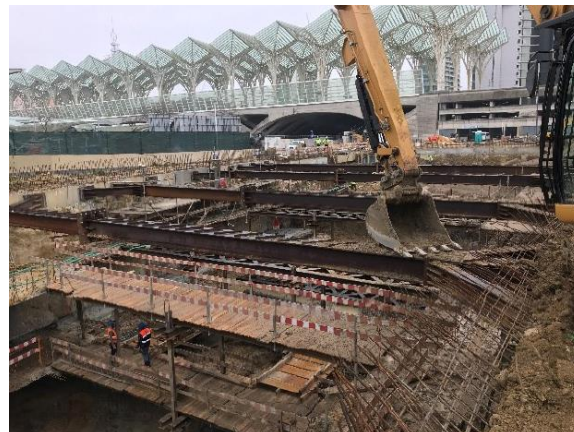




Fotografias de dia 17/12/2020



Fotografias de dia 21/12/2020



Fotografias de dia 04/01/2021



Fotografias de dia 12/01/2021



Fotografia de dia 25/01/2021



Fotografias de dia 01/03/2021

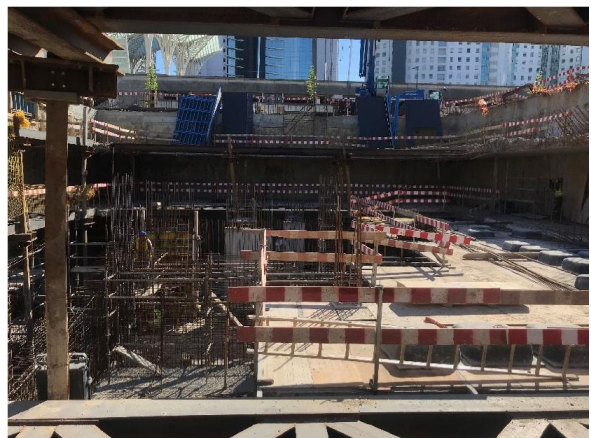


Fotografias de dia 12/03/2021

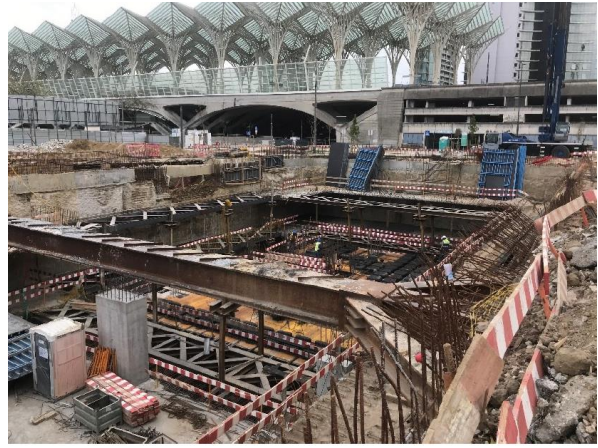




Fotografias de dia 15/03/2021



Fotografias de dia 29/03/2021



Fotografia de dia 14/04/2021



Expo Índice, EIII Investimentos Imobiliários, SA e Outros

EXEO Office Campus – Lote 1 – Edifício Aura

Plano de Trabalhos

