

ANÁLISE NUMÉRICA E ESTUDO PARAMÉTRICO DE UMA CONTENÇÃO PERIFÉRICA NA PROXIMIDADE DE UM TÚNEL EXISTENTE

Caso de Estudo na Praça de Espanha

JOÃO VAZ PERA PITA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Acompanhamento dos trabalhos na empresa: Engenheiro Alberto Manuel Guimarães
Brochado Teixeira

JULHO 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901



m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu Tio

Eng.º Manuel Vaz Martins

-Estás a pedalar?

AGRADECIMENTOS

A minha primeira palavra vai para a Struconcept que me permitiu dissertar sobre este tema. Em particular gostaria de endereçar a minha gratidão ao meu coorientador Eng.º Alberto Teixeira por me ter acolhido e por me ter provocado a querer aprender mais através da sua vasta experiência e conhecimento.

Ao meu orientador, Prof. Dr. António Topa Gomes, agradeço a sabedoria, o acompanhamento técnico, a paciência e a motivação. Nos primeiros meses, duvidei da minha capacidade para concluir este trabalho, mas o seu pragmatismo e incentivo deram-me a confiança necessária para provar o contrário.

Aos meus colegas com quem tive o privilégio de partilhar estes anos de faculdade um enorme obrigado. Foram sem dúvida a melhor surpresa deste ciclo e proporcionaram-me com memórias que certamente guardarei para o resto da minha vida.

Aos meus amigos de longa data por serem uma presença constante na minha vida e por nunca terem faltado com uma palavra de apoio e encorajamento durante o meu percurso.

Aos meus caríssimos irmãos pela educação que me deram e por me terem tornado em quem sou hoje. O vosso exemplo é algo de que me orgulho muito e procuro sempre seguir os vossos passos.

E por último, mas mais importante, aos meus Pais. Agradeço o vosso apoio e amor incondicional, nos momentos bons, mas principalmente nos momentos em que fui abaixo. Foi graças a vocês que iniciei esta etapa, mas acima de tudo, é graças a vocês que agora a termino.

RESUMO

A crescente ocupação do espaço subterrâneo em zonas urbanas tem conduzido à execução de escavações profundas em contextos fortemente condicionados pela presença de edifícios e infraestruturas existentes. Nestes casos, a previsão e o controlo dos movimentos induzidos pela escavação assumem particular importância.

A presente dissertação analisa uma solução de contenção periférica associada a uma escavação profunda na proximidade de uma galeria existente do Metropolitano de Lisboa. O caso de estudo localiza-se na Praça de Espanha, em Lisboa, e corresponde à construção de um edifício destinado a sede empresarial. O principal objetivo consiste em avaliar a interação entre a escavação, o sistema de contenção, o maciço envolvente e a galeria existente.

Inicialmente, são enquadradas as principais soluções de contenção periférica e apresentada a caracterização do caso de estudo, incluindo as condicionantes geométricas, construtivas e geotécnicas. A análise numérica é realizada no programa PLAXIS 2D, com base num modelo de referência fornecido no âmbito do projeto.

A partir deste modelo, analisam-se os deslocamentos, os esforços estruturais, as forças nos elementos de suporte e a segurança global da escavação. Complementarmente, são realizados estudos paramétricos para avaliar a influência da rigidez das estruturas de contenção e dos parâmetros resistentes e de deformabilidade do maciço na resposta do sistema.

PALAVRAS-CHAVE: Escavações profundas, Contenção periférica, Interação solo-estrutura, Modelação numérica, PLAXIS 2D.

ABSTRACT

The growing use of underground space in urban areas has led to the construction of deep excavations in highly constrained environments, often characterised by the presence of existing buildings and infrastructures. In such cases, the prediction and control of excavation-induced movements are of particular importance.

This dissertation analyses a retaining system associated with a deep excavation located close to an existing Lisbon Metro tunnel. The case study is located at Praça de Espanha, in Lisbon, and concerns the construction of a corporate headquarters building. The main objective is to assess the interaction between the excavation, the retaining system, the surrounding ground and the existing tunnel.

Initially, the main retaining systems are addressed and the case study is presented, including its geometric, construction and geotechnical constraints. The numerical analysis is carried out using PLAXIS 2D, based on a reference model provided as part of the project.

The reference model is used to analyse displacements, internal forces, forces mobilised in the support elements and the overall stability of the excavation. In addition, parametric studies are performed to assess the influence of the stiffness of the retaining structures and of the ground strength and stiffness parameters on the overall system response.

KEYWORDS: Deep excavations, Retaining system, Soil-structure interaction, Numerical modelling, PLAXIS 2D.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS.....	2
1.3 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO.....	2
2 ESTADO DA ARTE.....	5
2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 ESCAVAÇÕES PROFUNDAS E SISTEMAS DE CONTENÇÃO	6
2.2.1 Paredes Moldadas	9
2.2.1.1 Enquadramento e princípio construtivo.....	9
2.2.1.2 Comportamento estrutural	11
2.2.2 Cortina de estacas	13
2.2.2.1 Enquadramento e princípio construtivo.....	13
2.2.2.2 Comportamento estrutural	17
2.2.3 Critérios de escolha de solução	18
2.3 INFLUÊNCIAS DE ESCAVAÇÕES EM ESTRUTURAS VIZINHAS	20
2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO	22
2.4.1 Modelos elastoplásticos de referência: enquadramento breve	23
2.4.2 Modelo Hardening Soil	24
2.4.3 Comparação entre modelos	28
3 EDIFÍCIO DA PRAÇA DE ESPANHA E O SEU PROJETO DE CONTENÇÃO DE TERRAS	31
3.1 INTRODUÇÃO.....	31

3.2 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	32
3.2.1 Breve descrição do edifício	32
3.2.2 Contenção periférica: solução preconizada	33
3.3 PLANO DE MONITORIZAÇÃO	36
4 ENSAIOS GEOTÉCNICOS E PARAMETRIZAÇÃO	39
4.1 CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	39
4.1.1 Enquadramento geológico e estrutural	39
4.1.2 Condições Hidrogeológicas.....	41
4.1.3 Sismicidade.....	42
4.1.4 Zonamento geotécnico.....	44
4.1.5 Considerações geotécnicas	46
4.2 CAMPANHA DE PROSPECÇÃO E ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS.....	47
4.2.1 Sondagens de furação à rotação	48
4.2.1.1 <i>Ensaio de penetração dinâmica - Enquadramento e metodologia</i>	48
4.2.1.2 <i>Resultados observados</i>	51
4.2.2 Ensaios com pressiómetro de Ménard	55
4.2.2.1 <i>Enquadramento e metodologia</i>	55
4.2.2.2 <i>Resultados observados</i>	57
4.2.3 Ensaios triaxiais	59
4.2.3.1 <i>Enquadramento e metodologia</i>	59
4.2.3.2 <i>Resultados observados</i>	60
4.3 VALORES MÉDIOS E LIMITES DE VARIAÇÃO	62
4.3.1 Análise dos ensaios SPT	62
4.3.1.1 <i>Fatores corretivos adotados</i>	63
4.3.1.2 <i>Correlações empíricas</i>	64
4.3.1.3 <i>Valores obtidos</i>	68
4.3.2 Análise dos ensaios pressiométricos de Ménard	72
4.3.2.1 <i>Valores considerados</i>	72
4.3.2.2 <i>Análise dos resultados pressiométricos</i>	73
4.3.2.3 <i>Estimativa do módulo de deformabilidade</i>	75

5 CÁLCULO BASE	79
5.1 INTRODUÇÃO.....	79
5.2 DEFINIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	80
5.2.1 Geometria do modelo.....	80
5.2.2 Elementos estruturais	83
5.2.2.1 Paredes Moldadas	83
5.2.2.2 Ancoragens e tirantes horizontais.....	85
5.2.2.3 Modelação do túnel.....	88
5.2.3 Faseamento construtivo	90
5.2.4 Parâmetros adotados	95
5.3 RESULTADOS DO CÁLCULO BASE	96
5.3.1 Enquadramento e considerações iniciais	96
5.3.2 Deformada global do modelo	97
5.3.3 Resposta da galeria existente	99
5.3.4 Deslocamentos horizontais das paredes moldadas	104
5.3.5 Esforços internos nas cortinas	107
5.3.6 Forças mobilizadas nos tirantes e ancoragens	109
5.3.7 Estado de tensão na envolvente da galeria	111
5.3.8 Segurança global da escavação	113
6 ESTUDOS PARAMÉTRICOS	117
6.1 REDUÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DA CORTINA - ENQUADRAMENTO	117
6.2 ESTUDO PARAMÉTRICO DA RIGIDEZ DA DESCARGA/RECARGA NO MODELO HARDENING SOIL - ENQUADRAMENTO	119
6.3 ESTUDO DE SENSIBILIDADE COM PARÂMETROS GEOTÉCNICOS REDUZIDOS - ENQUADRAMENTO	121
6.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS E DISCUSSÃO	125
6.4.1 Resposta da galeria existente	126
6.4.2 Deslocamentos horizontais das paredes moldadas	129
6.4.3 Esforços internos nas cortinas	133
6.4.4 Forças mobilizadas nos tirantes e ancoragens	134

6.4.5 Segurança global da escavação	136
7 CONCLUSÕES	140
ANEXOS	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de uma contenção profunda ancorada (Ou, 2021)	6
Figura 2 - Perfil da contenção profunda ancorada (Ou, 2021)	6
Figura 3 - Exemplo de uma entivação com recurso a paredes moldadas - <i>Nile City Project</i> (Soletanche Bachy, 2023)	7
Figura 4 - Exemplo de uma cortina de estacas tangentes (Underpin & Makegood, 2026)	8
Figura 5 - Exemplo de uma cortina berlinense – solução King Post (Tomásio & Pinto, 2019)	8
Figura 6 - Processo de escavação dos painéis entre os alinhamentos dos muros guia (Brito, 2001) .	10
Figura 7 - Colocação das armaduras na trincheira (Ou, 2021).....	11
Figura 8 - Parede flexível em consola - movimentos e idealização da distribuição das pressões (Matos Fernandes, 2020)	12
Figura 9 - Esquema de uma escavação profunda com sistemas de suporte adicionais (Ou, 2021) ...	12
Figura 10 – Disposição e sequência construtiva de cortinas de estacas. (a) - espaçadas/independentes. (b) - tangentes. (c) – secantes (Ou, 2021)	14
Figura 11 - Exemplo de aplicação de uma cortina de estacas secantes - Linha Piccadilly do Metropolitano de Londres, Aeroporto de Heathrow (Puller, 2003)	14
Figura 12 - Exemplo da execução de um muro guia (Puller, 2003).....	16
Figura 13 - Exemplo de saneamento de estacas e execução da viga de coroamento	17
Figura 14 - Parâmetros de deformação relevantes na avaliação de danos em edifícios adjacentes a escavações. (a) assentamentos diferenciais, (b) extensão lateral e (c) rotação. Adaptado de (Ou, 2021)	20
Figura 15 - Exemplo da instrumentação de um túnel com recurso a alvos topográficos (GEODATA, 2019)	22
Figura 16 - Relação hiperbólica entre a tensão desviada e a deformação axial no modelo Hardening Soil, com indicação dos módulos E_{50} e E_{ur} . Adaptado de (Bentley Systems, 2025; Schanz et al., 1999)	26
Figura 17 - Superfícies de cedência do modelo Hardening Soil no plano $p' - q$. Adaptado de (Bentley Systems, 2025; Schanz et al., 1999).....	28
Figura 18 - Vista axonométrica da modelação do edifício do caso de estudo (Struconcept Lda., 2023)	32
Figura 19 - Corte transversal da solução de contenção periférica no corpo nascente.....	34
Figura 20 - Excerto de um corte da contenção - pormenores das soluções do corpo poente e da zona da galeria. Adaptado de (Struconcept Lda., 2023)	36
Figura 21 - Detalhe da monitorização interior do túnel (Struconcept Lda., 2023)	37
Figura 22 - Extrato retirado da Carta Geológica do Conselho de Lisboa - folha 3. Implantação do caso de estudo assinalado a vermelho (Instituto Geológico e Mineiro, 1985)	40

Figura 23 - Piezometria do terreno em estudo e áreas adjacentes: à esquerda - leituras de setembro de 2018; à direita - leituras de outubro de 2018. Adaptado de (Struconcept Lda., 2019)	42
Figura 24 - Zonamento sísmico em Portugal Continental considerado no Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1) e o Anexo Nacional (2009) (Instituto Português da Qualidade, 2010).....	43
Figura 25 - Perfil geológico-geotécnico interpretativo, com representação das zonas geotécnicas definidas ao longo do caso de estudo (Struconcept Lda., 2023).....	45
Figura 26 - Excerto do plano de prospeção geotécnica, com destaque para a zona de atravessamento da galeria do ML (Struconcept Lda., 2023).....	47
Figura 27 - Exemplo de equipamento utilizado na execução de ensaios SPT (Geoprobe Systems, 2020)	49
Figura 28 - Esquema do equipamento utilizado no ensaio pressiométrico de Ménard - Adaptado de Matos Fernandes (2020)	55
Figura 29 - Diagrama típico do ensaio pressiométrico de Ménard - adaptado de (Matos Fernandes, 2020)	56
Figura 30 – Equipamentos para a realização de ensaios triaxiais (DECG-FEUP, 2021)	59
Figura 31 - Comparação entre correlações empíricas para estimativa de ϕ'	66
Figura 32 - Correlações empíricas entre o valor N_{60} do ensaio SPT e o módulo de deformabilidade, E_s , consideradas para solos granulares	68
Figura 33 - Diagrama de extremos e quartis de EM por zona geotécnica.....	74
Figura 34 - Diagrama de extremos e quartis de p_L por zona geotécnica	74
Figura 35 - Aspeto geral do modelo numérico de projeto (Struconcept Lda., 2023)	80
Figura 36 - Aspeto final da escavação (Struconcept Lda., 2023)	81
Figura 37 - Representação da estratigrafia obtida no relatório geotécnico (Struconcept Lda., 2023) .	82
Figura 38 - Representação da estratigrafia considerada no modelo (Struconcept Lda., 2023)	82
Figura 39 - Representação dos nós nos elementos tipo <i>plate</i> (Bentley Systems, 2025)	84
Figura 40 - Modelação das paredes moldadas e respetivas interfaces solo-estrutura (Struconcept Lda., 2023)	84
Figura 41 - Representação dos elementos de suporte em projeto.....	87
Figura 42 – Modelação dos elementos de suporte no modelo numérico	87
Figura 43 - Corte detalhado do túnel disponibilizado pelo ML (Struconcept Lda., 2022)	89
Figura 44 - Galeria do ML modelada (Struconcept Lda., 2023).....	90
Figura 45 - Geração do estado inicial de tensão	91
Figura 46 - Escavação em trincheira para a implantação da galeria.....	92
Figura 47 - Implantação do túnel e respetivo aterros de preenchimento.....	92
Figura 48 - Instalação das cortinas de contenção	92
Figura 49 - Fase referente ao terceiro nível de escavação	93
Figura 50 - Ativação e instalação de pré-esforço nas ancoragens após a terceira escavação	93
Figura 51 - Deformada após a fase 13 (Struconcept Lda., 2023).....	97
Figura 52 - Deformada na fase final da escavação (Struconcept Lda., 2023)	98

Figura 53 - Localização dos pontos de controlo da galeria considerados no modelo numérico	99
Figura 54 - Evolução dos deslocamentos horizontais nos pontos correspondentes aos carris	101
Figura 55 - Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos correspondentes aos carris	101
Figura 56 - Evolução dos deslocamentos horizontais nos pontos correspondentes aos hasteais	102
Figura 57 - Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos correspondentes aos hasteais	103
Figura 58 - Evolução das componentes horizontal e vertical do deslocamento no topo da abóbada	104
Figura 59 - Deformada horizontal acumulada nas cortinas (Fase 21)	105
Figura 60 - Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina nascente - Ponto de deslocamento máximo	106
Figura 61 - Envolvente de momentos fletores nas cortinas (Struconcept Lda., 2023)	108
Figura 62 - Tensão efetiva média - Fase 5 (Struconcept Lda., 2023)	112
Figura 63 - Tensão efetiva principal média Fase 21 (Struconcept Lda., 2023)	112
Figura 64 - Aspeto do mecanismo de rotura na fase final de escavação	114
Figura 65 - Forças axiais nos elementos de suporte na fase de segurança, destacando as ancoragens que atingiram a capacidade resistente	115
Figura 66 - Evolução do fator de segurança durante a análise	116
Figura 67 – Estudos paramétricos: cenários analisados	126
Figura 68 - Deformada da malha na fase final da escavação: Estudo 3.1 à esquerda e Estudo 3.2 à direita	128
Figura 69 - Deslocamentos horizontais das cortinas: à esquerda cortina poente; à direita cortina nascente	130
Figura 70 - Evolução do deslocamento horizontal máximo da cortina nascente	131
Figura 71 - Evolução do deslocamento horizontal no topo da cortina nascente	132
Figura 72 - Evolução do fator de segurança global, ΣM_{sf} , para os diferentes estudos	136
Figura 73 - Mecanismo de rotura obtido na fase <i>Safety</i> , representado pelos deslocamentos totais: a) Estudo 1; b) Estudo 3.1	137

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Requisitos das propriedades da “lama de escavação” (Coelho, 1996).....	9
Tabela 2 - Parâmetros principais do modelo Hardening Soil (Bentley Systems, 2025)	30
Tabela 3 - Valores médios de RQD e de recuperação simples por zona geotécnica	52
Tabela 4 - Classificação dos graus de alteração (ISRM, 1981; Little, 1969)	53
Tabela 5 - Definição do espaçamento entre descontinuidades (Topa Gomes, 2020).....	54
Tabela 6 - Síntese dos graus de alteração e de fraturação por zona geotécnica (Struconcept Lda., 2019)	54
Tabela 7 - Síntese dos resultados dos ensaios pressiométricos de Méard por tipo de material (Struconcept Lda., 2019).....	58
Tabela 8 - Síntese dos resultados dos ensaios triaxiais CU realizados no LNEC (Struconcept Lda., 2019)	61
Tabela 9 - Síntese dos fatores corretivos adotados no tratamento dos ensaios SPT (Matos Fernandes, 2020; Struconcept Lda., 2019)	64
Tabela 10 - Correlações adotadas para estimativa de ϕ' a partir do SPT (Ameratunga et al., 2016)..	65
Tabela 11 - Correlações adotadas para estimativa de E_s a partir do SPT (Ameratunga et al., 2016).	67
Tabela 12 - Síntese dos valores N_{60} e N_{160} por zona geotécnica.....	68
Tabela 13 - Estimativa de ϕ' por correlação e zona geotécnica.....	69
Tabela 14 - Estimativa de E_s por correlação e zona geotécnica	70
Tabela 15 - Valores médios e desvio padrão obtidos por correlação e zona geotécnica	71
Tabela 16 - Síntese estatística dos resultados pressiométricos válidos por zona geotécnica	75
Tabela 17 - Critério de seleção de α para a conversão de EM em E_s (Ameratunga et al., 2016; Baguelin, 1978)	76
Tabela 18 - Estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , por ensaio pressiométrico	77
Tabela 19 - Síntese da estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , por zona geotécnica	78
Tabela 20 - Valores médios derivados dos ensaios pressiométricos por zona geotécnica (Ameratunga et al., 2016).....	78
Tabela 21 - Paredes moldadas - parâmetros adotados em projeto (Struconcept Lda., 2023).....	85
Tabela 22 - Ancoragens e tirantes - parâmetros adotados em projeto (Struconcept Lda., 2023).....	88
Tabela 23 - Faseamento Construtivo (Struconcept Lda., 2023)	94
Tabela 24 - Parâmetros dos horizontes considerados (Struconcept Lda., 2023).....	96
Tabela 25 - Critérios de alerta e alarme definidos para a monitorização da galeria e dos carris (Struconcept Lda., 2022)	100
Tabela 26 - Comparação entre as forças instaladas e as forças máximas mobilizadas nos tirantes e nas ancoragens durante o faseamento construtivo (Struconcept Lda., 2023).	110
Tabela 27 - Parâmetros das paredes moldadas considerados no estudo de redução de E da cortina	118

Tabela 28 - Estimativa do fator de redução de ϕ' com base nos valores obtidos na secção 4.3.1 ...	122
Tabela 29 - Valores de ϕ' adotados no estudo de sensibilidade	122
Tabela 30 - Valores de $E50_{ref}$ adotados no estudo de sensibilidade	123
Tabela 31 - Valores de c' adotados no estudo de sensibilidade.....	124
Tabela 32 - Síntese dos parâmetros geotécnicos adotados para o estudo de sensibilidade	125
Tabela 33 - Resposta da galeria nos diferentes cenários analisados	127
Tabela 34 - Momentos fletores máximos nas cortinas.....	133
Tabela 35 - Variação no comportamento dos elementos de suporte adicionais - Adaptado de (Struconcept Lda., 2023).....	135

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	[m ²]	Área da secção
a_{gR}	[m/s ²]	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
c'	[kPa]	Coesão efetiva
C_D		Fator de correção associado ao diâmetro de furação no ensaio SPT
C_E		Fator de correção energética do ensaio SPT
C_N		Fator de correção associado à tensão vertical efetiva
C_R		Fator de correção associado ao comprimento das varas/profundidade do ensaio SPT
c_{ref}	[kPa]	Coesão de referência
D_r	[%]	Densidade relativa
E	[MPa ou GPa]	Módulo de deformabilidade ou de elasticidade, conforme o contexto
E_{50}	[MPa]	Rigidez secante mobilizada para 50% da tensão desviada de rotura
E_{50}^{ref}	[MPa]	Rigidez secante de referência em carregamento triaxial
EA	[kN/m]	Rigidez axial do elemento estrutural por metro de desenvolvimento
EI	[kN·m]	Rigidez à flexão do elemento estrutural
E_M	[MPa]	Módulo pressiométrico de Ménard
E_{oed}^{ref}	[MPa]	Rigidez edométrica de referência
ER	[%]	Eficiência energética do equipamento SPT
E_s	[MPa]	Módulo de deformabilidade do solo
E_{ur}	[MPa]	Rigidez mobilizada em descarga/recarga
E_{ur}^{ref}	[MPa]	Rigidez de referência em descarga/recarga

F		Grau de fraturação
$F_{\max, \text{tens}}$	[kN]	Força máxima de tração
I	[m ⁴]	Momento de inércia da secção
K_0^{nc}		Coefficiente de impulso em repouso normalmente consolidado
m		Expoente que controla a dependência da rigidez com o nível de tensão
$M_{\max}$	[kN·m/m]	Momento fletor máximo
N		Número de pancadas do ensaio SPT
$(N_1)_{60}$		Valor SPT normalizado para a tensão vertical efetiva e para uma energia de 60%
N_{60}		Valor SPT corrigido para uma eficiência energética de 60%
N_{70}		Valor SPT convertido para uma eficiência energética de 70%
$N_{\text{Fase 21}}$	[kN]	Força mobilizada no elemento de suporte na Fase 21
$N_{\text{instalado}}$	[kN]	Força instalada no elemento de suporte
$N_{\max}$	[kN]	Força máxima mobilizada ou capacidade máxima de tração
N_{SPT}		Número de pancadas do ensaio de penetração normalizado SPT
p'	[kPa]	Tensão média efetiva
p_0	[MPa]	Pressão inicial do ensaio pressiométrico
p_a	[kPa]	Pressão atmosférica de referência
p_c	[kPa]	Tensão de pré-consolidação isotrópica que controla a dimensão da superfície <i>cap</i>
p_c	[MPa]	Pressão corrigida utilizada no cálculo de EM quando p_f não é atingida
p_f	[MPa]	Pressão de fluência do ensaio pressiométrico
p_L	[MPa]	Pressão limite do ensaio pressiométrico

p_{ref}	[kPa]	Tensão de referência
q	[kPa]	Tensão desviada
q_a	[kPa]	Tensão desviada assintótica
q_f	[kPa]	Tensão desviada de rotura
q_{max}	[kPa]	Tensão desviada máxima observada
R_f		Razão de rotura
$ u $	[mm]	Módulo do deslocamento total
u_x	[mm]	Deslocamento horizontal
u_y	[mm]	Deslocamento vertical
W		Grau de alteração
w	[kN/m/m]	Peso próprio do elemento estrutural por metro de desenvolvimento
z	[m]	Profundidade média do ensaio
α		Coefficiente reológico de Ménard usado na conversão de EM em Es
β		Distorção angular
γ'	[kN/m ³]	Peso volúmico submerso/efetivo adotado
γ_{sat}	[kN/m ³]	Peso volúmico saturado
γ_{unsat}	[kN/m ³]	Peso volúmico não saturado
Δb	[mm]	Variação da bitola entre carris
Δy	[mm]	Variação vertical entre carris
ε_1		Deformação axial
ε_L		Extensão lateral
ν		Coefficiente de Poisson
ν_{ur}		Coefficiente de Poisson em descarga/recarga
σ'_1	[kPa]	Tensão principal efetiva maior

σ'_3	[kPa]	Tensão principal efetiva menor
σ'_c	[kPa]	Tensão efetiva de consolidação
σ'_n	[kPa]	Tensão normal efetiva
σ'_{v0}	[kPa]	Tensão vertical efetiva inicial
ΣM_{sf}		Multiplicador de resistência na análise de segurança
ΣM_{stage}		Multiplicador de fase/carga no faseamento construtivo do PLAXIS
τ	[kPa]	Tensão tangencial resistente
φ'	[°]	Ângulo de atrito efetivo
ψ	[°]	Ângulo de dilatação

CD	Consolidated Drained — ensaio triaxial consolidado drenado
CFA	Continuous Flight Auger
CU	Consolidated Undrained — ensaio triaxial consolidado não drenado
CVL	Complexo Vulcânico de Lisboa
DECG	Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
HS	Hardening Soil
ISRM	International Society for Rock Mechanics
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
ML	Metropolitano de Lisboa
NC	Normalmente consolidado
OC	Sobreconsolidado

PLAXIS 2D	Programa de modelação numérica geotécnica bidimensional
RBP	Rotary Bored Piling
RQD	Rock Quality Designation
SPT	Standard Penetration Test
UU	Unconsolidated Undrained — ensaio triaxial não consolidado não drenado
ZG	Zona geotécnica
máx.	máximo
méd.	médio
mín.	mínimo
n.a.	não aplicável ou não atingido, conforme o contexto
n.d.	não definido
Prof.	Profundidade
Pz	Piezómetro
Var.	Variável

1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

A escolha da especialização e do tema da presente dissertação resultou de uma reflexão sobre o percurso desenvolvido ao longo da licenciatura em Engenharia Civil e do mestrado em Estruturas e Geotecnia. No decorrer destes anos, o contacto com diferentes conceitos e problemáticas despertou um interesse crescente pelas condicionantes e particularidades da Engenharia Geotécnica, motivando a abordagem destes assuntos no presente trabalho.

Entre os vários temas desta área, as escavações profundas destacaram-se pela complexidade associada à interação entre o terreno, as estruturas de contenção e a envolvente. Esta complexidade é particularmente relevante em meio urbano, onde a presença de edifícios e infraestruturas existentes condiciona a conceção e a execução das soluções adotadas.

Neste contexto, aliado a uma parceria com uma empresa do setor, surgiu a oportunidade de estudar uma obra localizada na Praça de Espanha, em Lisboa, marcada pela presença de uma galeria existente do Metropolitano de Lisboa entre duas zonas de escavação com profundidades distintas.

A possibilidade de analisar um caso real com estas condicionantes, aprofundando conhecimentos sobre caracterização geotécnica, estruturas de contenção e modelação numérica, constituiu a principal motivação para o desenvolvimento do presente documento.

1.2 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

A presente dissertação tem como base um caso de estudo de particular interesse geotécnico, associado à execução de uma escavação profunda na proximidade de uma infraestrutura subterrânea existente. De facto, a crescente ocupação do espaço subterrâneo conduz, frequentemente, à execução de obras em contextos fortemente condicionados, nos quais o controlo dos movimentos induzidos pela escavação assume uma importância comparável com a própria verificação da estabilidade.

A solução de contenção adotada no projeto em análise recorre essencialmente a paredes moldadas suportadas por ancoragens provisórias. A obra é próxima de uma galeria do Metropolitano de Lisboa, zona em que a disposição dos sistemas de suporte da contenção foi condicionada pela necessidade de evitar interferências com esta infraestrutura, obrigando a um controlo particularmente cuidado dos movimentos induzidos.

O principal objetivo do trabalho consiste em analisar numericamente o comportamento da solução de escavação e contenção periférica, recorrendo ao programa PLAXIS 2D. Para esse efeito, foi analisado um modelo numérico de referência de projeto, que representa a geometria, o faseamento construtivo e a interação entre o terreno, as estruturas de contenção e a galeria existente.

A definição dos parâmetros geotécnicos constitui igualmente uma parte importante do trabalho. Assim, procedeu-se à análise crítica da informação geológica e geotécnica disponível, com particular incidência nos resultados dos ensaios SPT e pressiométricos. Este tratamento permite não só fundamentar a parametrização adotada no cálculo base, mas também avaliar a variabilidade dos principais parâmetros resistentes e de deformabilidade do maciço.

Complementarmente, pretende-se avaliar a influência das principais incertezas associadas aos parâmetros do modelo. Para tal, são realizados estudos paramétricos relativos à rigidez das paredes moldadas, à deformabilidade do maciço e aos parâmetros resistentes do terreno, permitindo comparar diferentes cenários de cálculo e identificar as variáveis com maior influência no comportamento previsto.

1.3 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

O documento encontra-se organizada em seis capítulos principais, complementados pelas referências bibliográficas e pelos anexos.

O primeiro capítulo introduz o tema em estudo, apresentando a motivação do trabalho, o seu enquadramento geral, os objetivos definidos e a organização do documento.

Segue-se o desenvolvimento do estado da arte, dedicado às escavações profundas e aos sistemas de contenção periférica. Nesta parte são abordadas as principais soluções utilizadas em meio urbano, com destaque para paredes moldadas e cortinas de estacas. Analisa-se ainda a influência das escavações em estruturas vizinhas e apresentam-se os principais modelos constitutivos do solo utilizados na análise numérica, com especial destaque para o modelo Hardening Soil.

O Capítulo 3 é dedicado ao caso de estudo. Apresentam-se as principais características do edifício e da sua envolvente, as condicionantes associadas à presença da galeria do Metropolitano de Lisboa e a solução de escavação e contenção periférica adotada. É igualmente descrito o plano de monitorização previsto para acompanhar o comportamento da obra e da infraestrutura existente.

A caracterização geológico-geotécnica do local é desenvolvida no quarto capítulo. São analisados os elementos disponíveis relativos ao enquadramento geológico, às condições hidrogeológicas, à sismicidade, ao zonamento geotécnico e à campanha de prospeção realizada. Os resultados dos ensaios SPT e pressiométricos são posteriormente tratados com o objetivo de apoiar a avaliação dos parâmetros geotécnicos e dos respetivos intervalos de variação.

O quinto capítulo apresenta o cálculo base realizado no programa PLAXIS 2D, descrevendo o modelo, os principais elementos estruturais, o faseamento construtivo e os parâmetros adotados. Seguidamente, analisa-se o comportamento da solução, com especial atenção à resposta da galeria, das paredes moldadas, dos elementos de suporte e à segurança global da escavação.

No Capítulo 6 são desenvolvidos os estudos paramétricos. Avalia-se a influência da redução da rigidez das paredes moldadas, da alteração da rigidez de descarga/recarga do modelo Hardening Soil e da adoção de cenários com parâmetros geotécnicos reduzidos. Os resultados são comparados com o cálculo base, permitindo identificar as variáveis mais influentes, estabelecer um intervalo previsional de comportamento e discutir a sua utilidade na interpretação da monitorização.

Por último, o capítulo 7 apresenta as principais conclusões resultantes da análise desenvolvida ao longo da dissertação.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 INTRODUÇÃO

O forte desenvolvimento urbano verificado nas últimas décadas tem conduzido a uma crescente necessidade de utilização do espaço subterrâneo, particularmente em cidades caracterizadas por um tecido urbano denso e consolidado. De forma a responder a esta evolução, estruturas enterradas como parques de estacionamento, estações de transporte, galerias técnicas e edifícios com múltiplos pisos em cave passaram a assumir um papel fundamental no planeamento e funcionamento da cidade moderna.

A engenharia geotécnica desempenha um papel determinante na conceção e execução deste tipo de infraestruturas. Deste modo, intervenções desta natureza implicam frequentemente a realização de escavações profundas em meio urbano, tornando necessária a adoção de soluções de contenção capazes de assegurar a estabilidade do maciço envolvente e limitar os deslocamentos induzidos no terreno e nas estruturas vizinhas (Figura 1 e Figura 2). Estas exigências tornam-se particularmente relevantes em zonas urbanas densamente ocupadas, onde a proximidade de edifícios e infraestruturas sensíveis condiciona significativamente o processo construtivo e os critérios de segurança associados à obra.



Figura 1 - Exemplo de uma contenção profunda ancorada
(Ou, 2021)

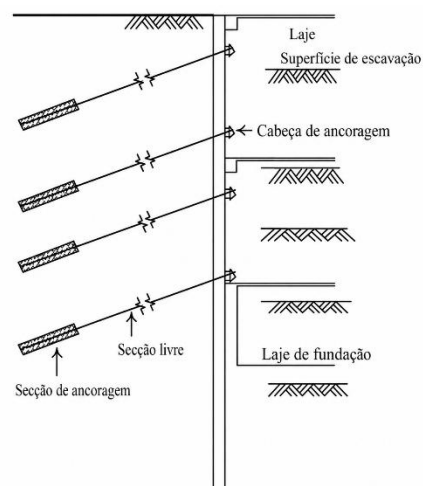


Figura 2 - Perfil da contenção profunda ancorada (Ou, 2021)

Paralelamente, a evolução das ferramentas de cálculo numérico permitiu um avanço significativo na análise do comportamento de escavações profundas. A utilização de programas baseados no Método dos Elementos Finitos possibilita a simulação faseada do processo construtivo e a avaliação da interação entre o solo e as estruturas de contenção.

Ao longo deste capítulo são apresentados os principais conceitos relacionados com escavações profundas em meio urbano e com os sistemas de contenção periférica habitualmente utilizados neste tipo de obras, bem como as metodologias de análise numérica mais utilizadas em geotecnia. Serão também abordados os principais aspetos associados à influência de escavações profundas em estruturas vizinhas, com especial enfoque em túneis existentes.

2.2 ESCAVAÇÕES PROFUNDAS E SISTEMAS DE CONTENÇÃO

As escavações profundas em meio urbano requerem, por norma, a implementação de sistemas de contenção capazes de garantir a estabilidade do terreno durante as diferentes fases construtivas. Para além da segurança da escavação, estas soluções têm como principal objetivo limitar os deslocamentos do maciço e minimizar os efeitos induzidos nas estruturas e infraestruturas vizinhas.

Desta forma, torna-se fundamental analisar as condicionantes associadas a este tipo de intervenções e compreender o comportamento das diferentes soluções construtivas disponíveis. Assim, o conhecimento das várias técnicas e sistemas de contenção assume particular importância, permitindo seleccionar as soluções mais adequadas às especificidades de cada projeto.

Entre as soluções mais correntemente utilizadas destacam-se as paredes moldadas (Figura 3), as cortinas de estacas (Figura 4) e as cortinas berlinenses (Figura 5), geralmente associadas a sistemas de suporte como ancoragens, escoras ou tirantes pré-esforçados. A seleção da solução mais adequada deve resultar de uma análise conjunta dos aspetos técnicos, construtivos e económicos associados à intervenção em estudo.

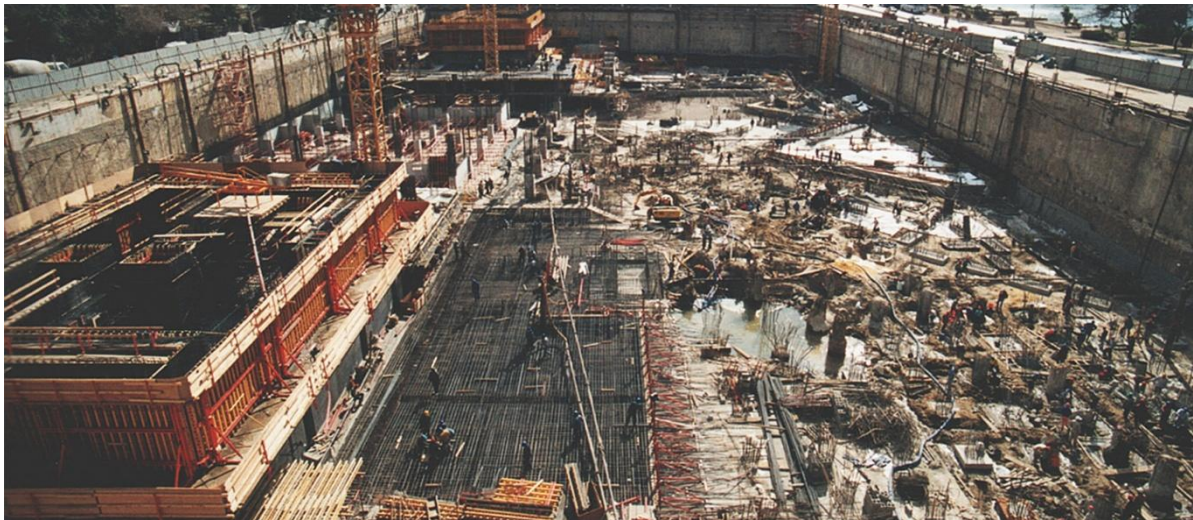


Figura 3 - Exemplo de uma entivação com recurso a paredes moldadas - *Nile City Project*
(Soletanche Bachy, 2023)



Figura 4 - Exemplo de uma cortina de estacas tangentes (Underpin & Makegood, 2026)



Figura 5 - Exemplo de uma cortina berlinense – solução King Post (Tomásio & Pinto, 2019)

2.2.1 Paredes Moldadas

2.2.1.1 Enquadramento e princípio construtivo

As paredes moldadas são uma solução frequentemente utilizada em escavações profundas em meio urbano, nomeadamente em ambientes condicionados por elevadas densidades construtivas e por proximidades de estruturas vizinhas.

Esta técnica destaca-se por dispensar a utilização de sistemas de entivação durante a execução da escavação, contribuindo para uma maior simplicidade deste processo. A estabilidade das paredes da escavação é assegurada através do preenchimento da cavidade com lamas estabilizadoras, responsáveis pela geração de pressões laterais que impedem o colapso do terreno envolvente (Melo, 1979).

As lamas estabilizadoras “são habitualmente constituídas por suspensões em água dum tipo de argila designada por bentonite”. De facto, este tipo de argilas, apresentam características tixotrópicas que, quando em contacto com a água e agitadas, adquirem um efeito expansivo e viscoso que, por conseguinte, permitem garantir a estabilidade da trincheira até à betonagem do painel da parede (Melo, 1979).

Segundo (Coelho, 1996), as propriedades da “lama de escavação” devem garantir um equilíbrio entre requisitos distintos e, por vezes, contraditórios, particularmente no espectro da densidade vs fluidez, tal como esquematiza a Tabela 1:

Tabela 1 - Requisitos das propriedades da “lama de escavação” (Coelho, 1996)

Maior densidade	Maior fluidez
Suportar a escavação exercendo pressão hidrostática	Fácil remoção pelo betão, sem subsequente interferência na adesão do betão à armadura
Permanecer na trincheira e não se escoar para o terreno	Peneiração ou outro método para remoção dos detritos e poder ser reciclada
Manter os detritos em suspensão para evitar a formação de depósito argiloso no fundo da escavação	Fácil bombagem

No que concerne ao processo construtivo deste sistema de contenção, são referenciados na literatura várias metodologias que, embora semelhantes nos seus princípios fundamentais, podem apresentar apenas algumas diferenças relativas a particularidades de cada empresa especialista do setor.

Desta forma, baseado na literatura de Gomes Samuel (1979), Brito (2001) sugeriu o seguinte faseamento, baseado na prática corrente em Portugal:

- Trabalhos preparatórios e reconhecimento da obra;
- Implantação prévia da obra;
- Eventual escavação prévia;
- Montagem da central de fabrico, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas;
- Execução dos muros-guia;
- Escavação dos painéis com especial atenção à dimensão dos mesmos, processos e sequência de escavação, da execução e estabilização da vala e a colocação dos tubos de junta (Figura 6);
- Preparação e colocação das armaduras (Figura 7);
- Betonagem dos painéis - convencionalmente feita através do método *tremie*;
- Saneamento do betão e execução da vida de coroamento;
- Escavação faseada do terreno e execução das ancoragens.



Figura 6 - Processo de escavação dos painéis entre os alinhamentos dos muros guia (Brito, 2001)



Figura 7 - Colocação das armaduras na trincheira (Ou, 2021)

2.2.1.2 Comportamento estrutural

Em termos de dimensionamento estrutural, as paredes moldadas são definidas como estruturas de contenção flexíveis, ou seja, estão sujeitas a deformações por flexão em serviço, o que pode influenciar a distribuição das pressões de terras, assim como os esforços internos associados.

Por norma, estas estruturas caracterizam-se por apresentar uma profundidade de encastramento significativa, prolongando-se abaixo da cota da escavação. Nesta zona desenvolvem-se pressões de terras em ambas as faces da parede, fundamentais para assegurar a estabilidade do terreno adjacente à escavação (Matos Fernandes, 2020).

De acordo com Matos Fernandes (2020), em escavações de reduzida profundidade relativa, onde não sejam aplicados sistemas de suporte adicionais, a estabilidade resulta exclusivamente das pressões mobilizadas na zona encastrada. A este tipo de soluções chama-se de paredes flexíveis em consola, onde os deslocamentos e esforço instalados são relativamente limitados (Figura 8).

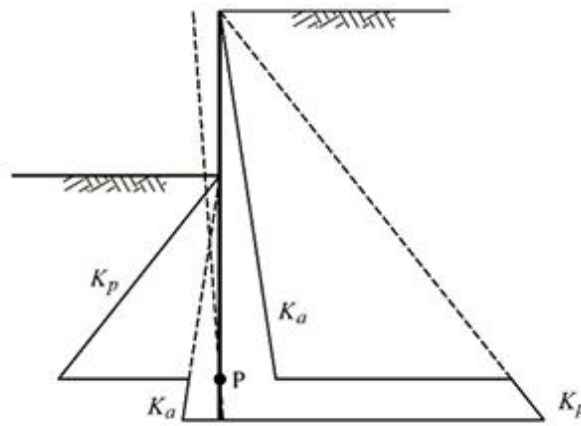


Figura 8 - Parede flexível em consola - movimentos e idealização da distribuição das pressões (Matos Fernandes, 2020)

Por outro lado, nas escavações mais profundas, a estabilidade é um resultado da contribuição adicional de sistemas de suporte, como escoras, ancoragens, tirantes ou lajes, que complementam as ações das pressões de terras mencionadas anteriormente (Matos Fernandes, 2020) (Figura 9).

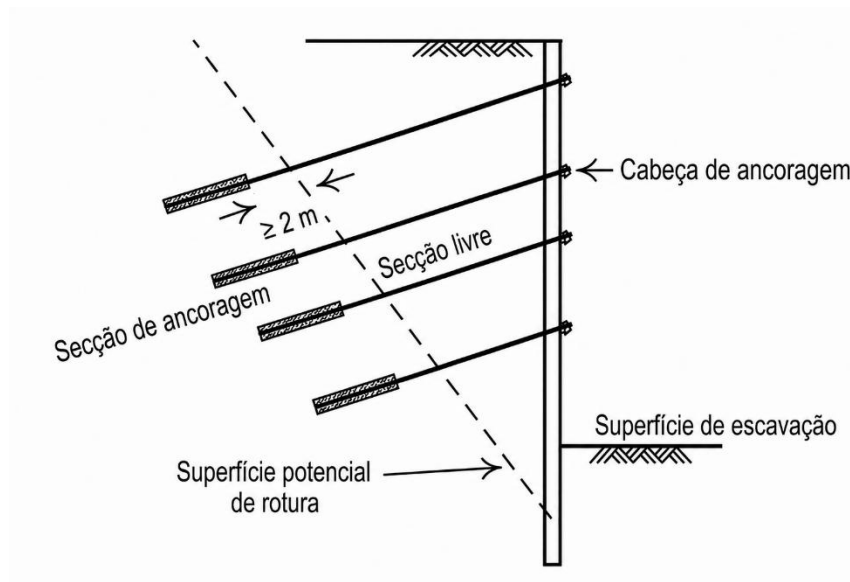


Figura 9 - Esquema de uma escavação profunda com sistemas de suporte adicionais (Ou, 2021)

De facto, a interação solo-estrutural assume um papel de elevada relevância nestes sistemas de contenção pois, à medida que a escavação evolui, a parede sofrerá deformações que irão condicionar a mobilização das pressões de terras ativas e passivas. Por conseguinte, a distribuição das pressões pode diferir das distribuições limite idealizadas pelos métodos clássicos de *Rankine* e ou *Coulomb* (Brito, 2001);(Ou, 2021).

Devido à sua elevada rigidez e reduzida deformabilidade, conferidas pela sua espessura e sistemas de suporte provisórios, as paredes moldadas são especialmente adequadas para escavações profundas executadas na proximidade de estruturas sensíveis como edifícios, fundações ou túneis existentes (Brito, 2001).

Brito (2001) refere também que, para além das funções mencionadas acima, a base das paredes moldadas pode, na generalidade, garantir a transferência de ações gravíticas da superestrutura, dispensando a necessidade de elementos de fundação adicionais.

2.2.2 Cortina de estacas

2.2.2.1 Enquadramento e princípio construtivo

As cortinas de estacas constituem uma solução de contenção periférica amplamente utilizada em escavações profundas pois, tal como as paredes moldadas, a sua versatilidade construtiva em diferentes condições geotécnicas permite a sua execução em espaços confinados ou condicionados, particularmente em meios urbanos.

Como ilustrado na Figura 10, as cortinas de estacas podem ser executadas segundo diferentes disposições e padrões geométricos, destacando-se as cortinas de estacas espaçadas, as cortinas de estacas tangentes e as cortinas de estacas secantes. Nas cortinas espaçadas, as estacas são executadas de forma descontínua, permanecendo intervalos de terreno entre elementos consecutivos. Já nas cortinas tangentes, as estacas desenvolvem-se em contacto entre si, sem sobreposição significativa, seguindo um padrão em linha (Ou, 2021).

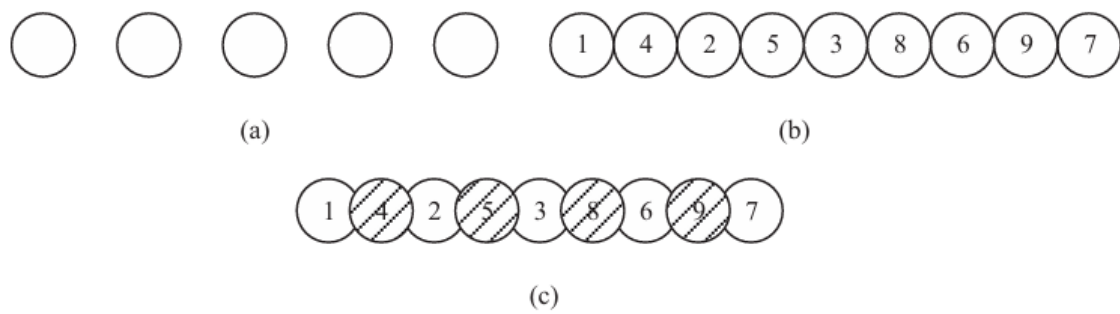


Figura 10 – Disposição e sequência construtiva de cortinas de estacas. (a) - espaçadas/independentes. (b) - tangentes. (c) – secantes (Ou, 2021)

Por sua vez, nas cortinas secantes verifica-se uma interpenetração parcial entre estacas adjacentes, conferindo maior continuidade estrutural e melhores condições de estanquidade à contenção. De um modo geral, estas são construídas recorrendo à alternância de estacas primárias, normalmente de betão simples ou “pobre” de menor resistência, com estacas secundárias de betão armado. Habitualmente, apenas as estacas secundárias são armadas, uma vez que a presença de armaduras nas estacas primárias pode dificultar o processo de corte e perfuração necessário à execução das estacas subsequentes (Ramadan & Meguid, 2020).



Figura 11 - Exemplo de aplicação de uma cortina de estacas secantes - Linha Piccadilly do Metropolitano de Londres, Aeroporto de Heathrow (Puller, 2003)

Este último tipo de solução assume particular relevância em escavações profundas executadas em meio urbano, especialmente em contextos onde o controlo de deformações e da circulação de água subterrânea constitui um aspeto determinante.

A execução de cortinas de estacas secantes pode recorrer a diferentes técnicas de perfuração, entre as quais se destacam a perfuração rotativa com encamisamento provisório, *Rotary Bored Piling* (RBP), e a perfuração por trado contínuo, *Continuous Flight Auger* (CFA). A escolha do método depende essencialmente das características geológico-geotécnicas do terreno, da presença de nível freático, da profundidade e do diâmetro das estacas, bem como das tolerâncias de verticalidade e de interpenetração exigidas (Felgueiras, 2021).

O método CFA apresenta normalmente elevada produtividade, uma vez que permite executar a perfuração e a betonagem de forma contínua, sendo o betão, ou a calda, introduzidos através da haste oca do trado durante a sua extração. Puller (2003) refere que a introdução dos equipamentos CFA permitiu substituir, em muitas condições de terreno, os métodos convencionais com trado, devido à sua produtividade, mobilidade e menor necessidade de encamisamento. Contudo, a aplicação deste método pode ser condicionada pela presença de rocha resistente, obstáculos ou pela dificuldade de colocação de armaduras de grande comprimento no betão ainda fresco.

Para cortinas profundas ou sujeitas a condições particularmente exigentes, designadamente na presença de obstáculos, formações resistentes ou elevados requisitos de estanquidade, pode ser preferível recorrer à perfuração rotativa com encamisamento (RBP). Esta solução permite melhorar a estabilidade do furo e o controlo da verticalidade, aspetos fundamentais na execução das paredes moldadas

Efetivamente, uma sobreposição insuficiente entre estacas adjacentes, resultante de desvios geométricos (falta de verticalidade), pode originar descontinuidades na cortina e permitir a entrada de água e de terreno para o interior da escavação. Ramadan and Meguid (2020) salientam que este fenómeno pode comprometer a estabilidade da escavação, particularmente em solos arenosos na presença de água.

De um modo simplificado, apresenta-se a seguir um faseamento convencional de uma solução deste tipo:

- Implantação e marcação da cortina;
- Construção de um muro guia com o formato de cada estaca no topo da cortina (Figura 12);
- Execução de estacas primárias: geralmente em betão simples, perfuradas no terreno até à cota desejada;
- Após o endurecimento inicial das estacas primárias, serão executadas as estacas secundárias. Estas são estacas resistentes de betão armado, que durante a furação se irão sobrepor às estacas primárias e garantir a estanqueidade da cortina;
- Saneamento das cabeças das estacas e execução de viga de coroamento (Figura 13);
- Escavação faseada do terreno, tendo em consideração eventuais sistemas de suporte complementares definidos em projeto.



Figura 12 - Exemplo da execução de um muro guia (Puller, 2003)



Figura 13 - Exemplo de saneamento de estacas e execução da viga de coroamento

Importa salientar que este se trata apenas de um exemplo de execução deste sistema de contenção, existindo na prática diferentes metodologias e variantes de construção, dependentes de cada cenário geotécnico, equipamentos utilizados e procedimentos adotados por cada empresa especializada no setor.

Optou-se por analisar este processo em específico, por se considerar o mais adequado ao caso de estudo desenvolvido neste documento. Desta forma, procura-se fazer uma comparação mais direta e coerente entre as diferentes soluções.

2.2.2.2 Comportamento estrutural

O comportamento estrutural das cortinas de estacas secantes encontra-se diretamente associado à interação desenvolvida entre as estacas constituintes da contenção e o maciço envolvente ao longo das diferentes fases construtivas. Tal como referido anteriormente para as restantes contenções flexíveis encastradas, a estabilidade destas estruturas resulta da mobilização das pressões de terras ao longo da zona enterrada da contenção e, em escavações mais profundas, da eventual contribuição de sistemas complementares de suporte, como ancoragens ou escoras (Matos Fernandes, 2020).

De acordo com o que foi mencionado anteriormente, a sobreposição parcial entre elementos adjacentes permite conferir maior continuidade estrutural ao conjunto, reduzindo significativamente os problemas associados à permeabilidade e aumentando a rigidez global da contenção. Desta forma, as cortinas secantes apresentam um comportamento mais adequado em escavações profundas executadas abaixo do nível freático ou em contextos urbanos onde o controlo de deformações constitui um aspeto determinante (Puller, 2003).

Tendo isto em consideração, importa referir que este tipo de contenção apresenta algumas limitações estruturais inerentes à geometria das estacas. De facto, tal como nas estacas isoladas e nas estacas tangentes, a secção circular destes elementos revela uma eficiência reduzida no comportamento à flexão, principalmente quando comparada com soluções contínuas como as paredes moldadas. Desta forma, o comportamento cortina é fortemente condicionado pela rigidez das estacas secundárias armadas (Puller, 2003).

2.2.3 Critérios de escolha de solução

A escolha do sistema de contenção depende de diversos fatores, nomeadamente da profundidade da escavação, das características geotécnicas do terreno, das condições hidrogeológicas e das condicionantes urbanas e construtivas da obra. Numa ótica mais técnica, de acordo com Coelho (1996), esta escolha prende-se principalmente por estes três fatores:

- A grandeza e a distribuição do impulso de terras na estrutura de suporte;
- As tensões na estrutura, bem como nos sistemas de suporte;
- Os deslocamentos no maciço terroso na vizinhança do projeto.

Em termos gerais, a solução de contenção deve garantir a segurança da escavação e limitar as deformações induzidas no terreno e nas estruturas vizinhas. Assim, a escolha do sistema não deve basear-se apenas na verificação da estabilidade global, mas também no cumprimento dos estados limites de utilização, sobretudo em meio urbano, onde a presença de edifícios e infraestruturas vizinhas pode impor limites rigorosos aos deslocamentos admissíveis (Matos Fernandes, 2020).

A profundidade da escavação é um dos principais critérios de escolha, pois condiciona os impulsos de terras, os esforços na contenção e a necessidade de apoios complementares. Em escavações profundas, é frequente recorrer a ancoragens, escoramentos ou lajes executadas pelo método *top-down*, em que os pisos enterrados vão sendo construídos durante o avanço da escavação e passam a funcionar como travamento da parede. Segundo Ou (2021), a solução deve ainda considerar as condições geológicas e hidrogeológicas, a envolvente construída, a geometria do recinto, o prazo e o custo da obra.

Tal como referido, as características geotécnicas e hidrogeológicas do terreno condicionam igualmente a escolha da solução. Terrenos mais deformáveis, heterogêneos ou com presença de água podem exigir sistemas de contenção mais rígidos, um faseamento construtivo mais controlado e, se necessário, medidas de drenagem, rebaixamento do nível freático ou melhoria do terreno. Por este motivo, os parâmetros de cálculo devem ser definidos com prudência, procurando representar o comportamento global do maciço mobilizado pela escavação e não apenas resultados isolados de ensaios (Matos Fernandes, 2020).

Em contextos urbanos densamente ocupados, a rigidez global do sistema parede–apoios assume especial importância. Soluções como paredes moldadas, cortinas de estacas secantes ou sistemas travados por lajes são frequentemente privilegiadas quando se pretende reduzir deslocamentos e proteger construções sensíveis. Faria and Guerra (2008) salientam que as escavações suportadas por estruturas de contenção flexíveis têm sido desenvolvidas em condições de exigência crescente, precisamente para minimizar os movimentos do terreno e os danos nas estruturas adjacentes.

A escolha do sistema de contenção resulta, assim, de um compromisso entre segurança, controlo de deformações, condições geotécnicas e hidrogeológicas, viabilidade construtiva, prazo e custo. Em obras urbanas com estruturas vizinhas sensíveis, esta decisão deve ainda ser articulada com critérios de controlo e observação do comportamento da escavação, aspetos que serão abordados no subcapítulo seguinte.

2.3 INFLUÊNCIAS DE ESCAVAÇÕES EM ESTRUTURAS VIZINHAS

Tal como o exposto em 2.2, a execução de escavações profundas em meio urbano está frequentemente associada à alteração do estado de tensão do maciço, à deformação da estrutura de contenção e à mobilização de deslocamentos no terreno envolvente. Estes efeitos podem refletir-se nas estruturas vizinhas sob a forma de assentamentos, deslocamentos horizontais, rotações, distorções angulares, abertura ou agravamento de fissuras e, em casos mais graves, danos estruturais ou funcionais. Ou (2021) refere que, os impulsos desequilibrados resultantes da escavação induzem deslocamentos da estrutura de contenção e assentamentos no terreno, podendo afetar edifícios e infraestruturas localizados na zona de influência da escavação.

Na Figura 14 pode-se observar um exemplo dos efeitos enumerados acima, definindo de uma forma ilustrativa a distorção angular (β), a rotação rígida (ω), a extensão lateral (ε_L) e a rotação total (α).

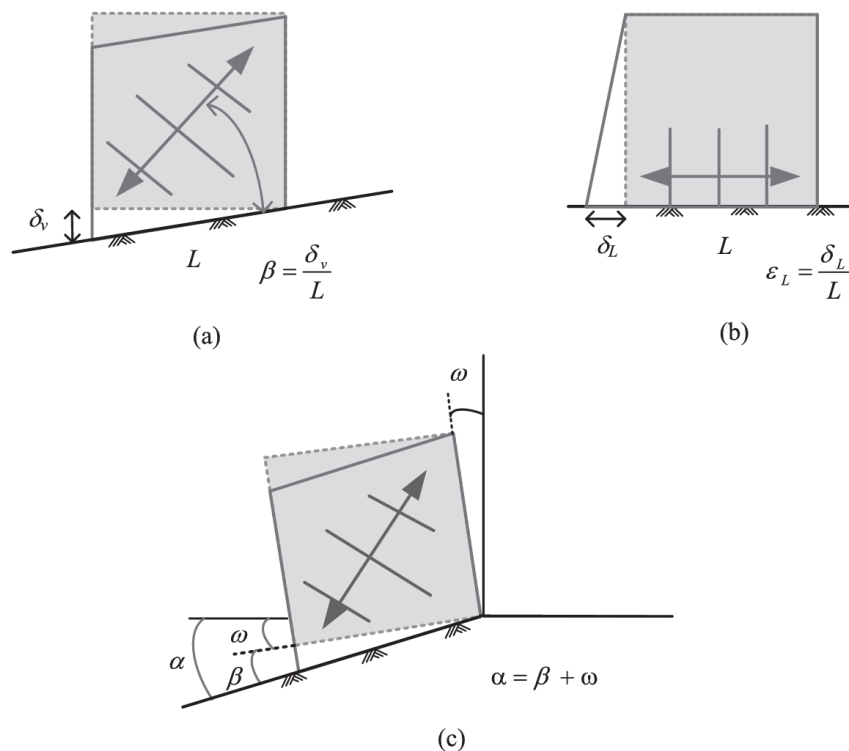


Figura 14 - Parâmetros de deformação relevantes na avaliação de danos em edifícios adjacentes a escavações. (a) assentamentos diferenciais, (b) extensão lateral e (c) rotação. Adaptado de (Ou, 2021)

Este aspeto assume especial importância em zonas urbanas consolidadas, onde podem existir edifícios antigos, infraestruturas subterrâneas, serviços enterrados ou túneis em exploração. Nestes casos, a avaliação prévia do estado das estruturas vizinhas é essencial, devendo incluir o levantamento de fissuras, deformações existentes, tipo de fundação e distância à escavação. Esta informação permite distinguir patologias pré-existentes de eventuais danos induzidos pelos trabalhos e definir critérios de alerta e alarme adequados (Ou, 2021).

A monitorização tem, assim, um papel fundamental no controlo do comportamento da obra. Segundo Topa Gomes (2020), as principais grandezas a controlar em obras subterrâneas incluem a posição do nível freático, os assentamentos superficiais e em profundidade, os movimentos do terreno, a deformação do suporte, as cargas em ancoragens, os edifícios próximos e as vibrações. Para esse efeito, podem ser utilizados piezómetros, pontos de nivelamento, extensómetros, inclinómetros, alvos topográficos, fissurómetros e equipamentos de medição de vibrações.

Em escavações próximas de túneis ou galerias existentes, a observação deve ainda permitir acompanhar deslocamentos da estrutura subterrânea, variações de convergência e eventuais deformações incompatíveis com a sua exploração. A definição de secções instrumentadas, com pontos de controlo distribuídos ao longo da estrutura, permite acompanhar a evolução dos movimentos durante as várias fases construtivas.

Na Figura 15 apresenta-se um exemplo de instrumentação de um túnel ferroviário, com recurso a alvos topográficos distribuídos ao longo do revestimento e da via. A disposição dos pontos evidencia a preocupação em controlar as zonas estruturalmente mais relevantes, nomeadamente o topo da abóbada, os hasteais e a zona dos carris. A repetição destes alvos em várias secções transversais permite acompanhar não só a deformação local do túnel, mas também a evolução longitudinal dos deslocamentos ao longo da galeria.



Figura 15 - Exemplo da instrumentação de um túnel com recurso a alvos topográficos (GEODATA, 2019)

Em síntese, a influência de escavações profundas em estruturas vizinhas deve ser avaliada não apenas pelos deslocamentos máximos previstos, mas também pela forma como esses movimentos se distribuem no terreno e se transmitem às construções existentes. A análise deve considerar parâmetros como assentamentos diferenciais, distorções angulares e deformações horizontais, articulando a previsão numérica com um plano de monitorização adequado. Esta abordagem permite acompanhar a evolução do comportamento em obra e apoiar a adoção atempada de medidas corretivas, caso os limites definidos sejam atingidos (Ou, 2021; Topa Gomes, 2020).

2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO

A escolha do modelo constitutivo assume particular relevância na análise numérica de obras geotécnicas, uma vez que condiciona diretamente a forma como o maciço é representado em termos de resistência, deformabilidade e evolução do estado de tensão. Em problemas de escavação profunda, esta escolha torna-se especialmente importante, dado que o processo construtivo envolve fases sucessivas de escavação, instalação e ativação de elementos de suporte, conduzindo a trajetórias de tensão complexas e a fenómenos de descarga e recarga no terreno.

Neste contexto, o presente subcapítulo tem como objetivo enquadrar a modelação constitutiva do solo e apresentar o modelo Hardening Soil como uma formulação mais avançada face a modelos simplificados, como o linear elástico e o Mohr-Coulomb (Schanz et al., 1999). Para tal, são inicialmente discutidas as principais limitações destes modelos, seguindo-se a apresentação dos princípios fundamentais do Hardening Soil e dos parâmetros necessários à sua definição.

2.4.1 Modelos elastoplásticos de referência: enquadramento breve

O modelo linear elástico constitui uma das formulações mais simples para representar o comportamento mecânico de um material. A sua aplicação baseia-se na lei de Hooke generalizada, admitindo uma relação linear e reversível entre tensões e deformações. O comportamento é definido essencialmente por dois parâmetros: o módulo de deformabilidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν . Neste enquadramento, a rigidez é constante e independente do nível de tensão, não existindo plastificação nem acumulação de deformações irreversíveis (Bentley Systems, 2025; Matos Fernandes, 2020).

Embora o modelo linear elástico possa ser adequado para representar materiais estruturais ou domínios muito rígidos, apresenta limitações evidentes quando aplicado ao comportamento de solos, cuja resposta é tipicamente não linear, dependente do estado de tensão e influenciada pela trajetória de carregamento. O documento de referência do software de análise numérica PLAXIS 2D (Bentley Systems, 2025) refere que este modelo representa a elasticidade isotrópica de Hooke, sendo demasiado limitado para simular o comportamento do solo e utilizado sobretudo para estruturas rígidas inseridas no terreno.

Num nível de complexidade superior ao modelo linear elástico, o modelo Mohr-Coulomb constitui uma das formulações mais utilizadas em análises numéricas geotécnicas preliminares. Trata-se de um modelo elástico-perfeitamente plástico, no qual o comportamento antes da cedência é definido por uma rigidez constante, geralmente através de E e ν , e a rotura é controlada pelos parâmetros de resistência efetiva c' e φ' . Quando relevante, pode ainda ser introduzido o ângulo de dilatância, ψ , associado à deformação volumétrica plástica durante o corte. A resistência ao corte pode ser expressa, de forma simplificada, por:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (2.1)$$

em que τ representa a tensão tangencial resistente, e σ'_n a tensão normal efetiva no plano considerado (Bentley Systems, 2025; Schanz et al., 1999).

Apesar da sua simplicidade e ampla aplicação, este modelo apresenta limitações relevantes na previsão de deslocamentos. A adoção de uma rigidez única e independente da trajetória de tensão torna-se particularmente condicionante em escavações suportadas, nas quais os elementos de solo próximos da cortina podem estar sujeitos a trajetórias distintas de descarga, recarga e plastificação. Assim, a escolha de um único módulo de deformabilidade pode não representar adequadamente a variabilidade da resposta do maciço ao longo do faseamento construtivo (Raposo, 2008).

Neste contexto, justifica-se a utilização de modelos mais avançados, como o Hardening Soil, capazes de representar a não linearidade da resposta tensão-deformação, a dependência da rigidez com o estado de tensão e a evolução progressiva da superfície de cedência (Schanz et al., 1999).

2.4.2 Modelo Hardening Soil

O modelo Hardening Soil, apresentado por Schanz et al. (1999), corresponde a uma formulação elastoplástica com endurecimento, desenvolvida para representar de forma mais realista o comportamento não linear dos solos. Ao contrário do modelo Mohr-Coulomb, cuja superfície de cedência é fixa, o Hardening Soil permite a sua evolução com a deformação plástica acumulada. Esta evolução ocorre através de dois mecanismos principais: o endurecimento por corte (*shear hardening*), associado ao carregamento por corte, e o endurecimento por compressão (*compression hardening*), associado à compressão edométrica e isotrópica.

A resposta em carregamento primário é descrita através de uma relação hiperbólica entre a tensão desviada, q , e a deformação axial, ε_1 , geralmente associada ao ensaio triaxial drenado. Admitindo as tensões de compressão como positivas, esta relação pode ser expressa, de forma simplificada, por:

$$\varepsilon_1 = \frac{2 - R_f}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \text{ para } q < q_f \quad (2.2)$$

em que E_{50} representa o módulo secante correspondente a 50% da tensão de desvio na rotura, q_f , q_a é a tensão de desvio assintótica e R_f é a razão de rotura. Esta última relaciona a tensão de rotura com a assíntota da curva hiperbólica:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.3)$$

O parâmetro R_f é inferior à unidade e controla a proximidade da curva à rotura. No PLAXIS é frequentemente adotado, por defeito, o valor $R_f = 0,9$ (Bentley Systems, 2025).

A resistência última do modelo continua a ser definida pelos parâmetros clássicos de Mohr-Coulomb, nomeadamente a coesão efetiva, c' , o ângulo de atrito efetivo, φ' , e o ângulo de dilatação, ψ . Em compressão triaxial drenada, a tensão de desvio de rotura pode ser escrita, em função da tensão principal efetiva mínima, σ'_3 , como:

$$q_f = \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} (\sigma'_3 + c' \cot \varphi') \quad (2.4)$$

Deste modo, o modelo mantém a interpretação física dos parâmetros resistentes do critério de Mohr-Coulomb, mas substitui a resposta bilinear idealizada por uma evolução gradual da rigidez e da deformação plástica.

Uma das características mais importantes do Hardening Soil é a dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão. Esta dependência é introduzida através de uma lei de potência, controlada pelo expoente m . Para o módulo secante em carregamento triaxial, tem-se:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p_{ref}} \right)^m \quad (2.5)$$

em que E_{50}^{ref} é o módulo secante de referência, definido para uma tensão de referência p_{ref} , e m controla o aumento da rigidez com o confinamento. Quando $m = 0$, a rigidez deixa de depender do estado de tensão, aproximando-se de uma hipótese de rigidez constante. Para valores superiores de m , a rigidez aumenta com o confinamento, comportamento compatível com a resposta observada em solos reais (Schanz et al., 1999).

O modelo distingue ainda diferentes rigidezes consoante a trajetória de carregamento. O parâmetro E_{50}^{ref} representa, na formulação original do modelo, a rigidez secante de referência associada ao carregamento triaxial primário, usualmente definida a partir de ensaios drenados. E_{oed}^{ref} representa a rigidez em compressão edométrica primária e E_{ur}^{ref} corresponde à rigidez em descarga e recarga. Esta distinção é particularmente relevante em problemas de escavação, nos quais o solo sofre alterações sucessivas do estado de tensão devido à remoção de terreno e à ativação dos elementos de suporte (Schanz et al., 1999).

No PLAXIS, é usual considerar por defeito $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, embora na prática esta relação possa variar em função do tipo de solo e da qualidade da caracterização experimental (Figura 16) (Bentley Systems, 2025).

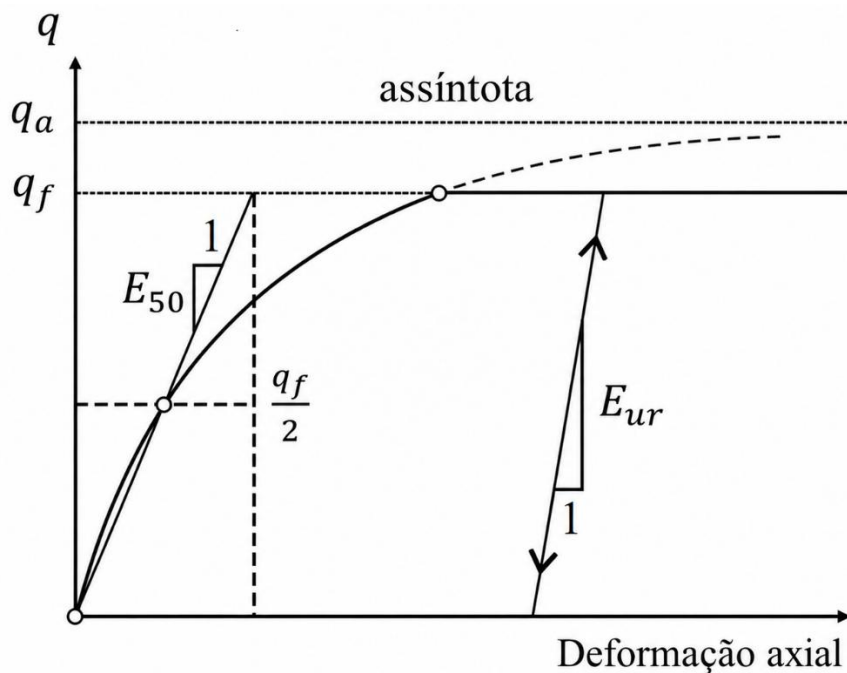


Figura 16 - Relação hiperbólica entre a tensão desviada e a deformação axial no modelo Hardening Soil, com indicação dos módulos E_{50} e E_{ur} . Adaptado de (Bentley Systems, 2025; Schanz et al., 1999)

O coeficiente de *Poisson* em descarga/recarga, ν_{ur} , controla a resposta elástica reversível do solo durante trajetórias de descarga e recarga. Este parâmetro é distinto do coeficiente de *Poisson* utilizado em modelos elásticos simples, uma vez que se aplica especificamente à componente elástica reversível do modelo. Schanz et al. (1999) indicam valores realistas próximos de 0,2 para ν_{ur} , valor que coincide com o valor por defeito indicado no PLAXIS 2D.

Outro parâmetro relevante é K_0^{nc} , que representa o coeficiente de impulso em repouso para um solo normalmente consolidado. Este parâmetro é utilizado na definição do estado inicial de tensões e pode ser estimado, por defeito, através da expressão, em especial para solos granulares:

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi' \quad (2.6)$$

Tal como referido anteriormente, o modelo inclui dois mecanismos principais de endurecimento: o endurecimento por corte e o endurecimento por compressão. O endurecimento por compressão é representado através de uma superfície do tipo *cap*, que fecha a região elástica na direção das tensões médias. Esta superfície permite representar deformações plásticas volumétricas durante a compressão primária, sendo particularmente importante para a simulação do comportamento edométrico. No plano $p' - q$, a superfície *cap* tem forma elíptica, e a sua dimensão é controlada pela tensão de pré-consolidação isotrópica, p_c . À medida que ocorre compressão plástica, esta superfície evolui, traduzindo o endurecimento volumétrico do solo (Schanz et al., 1999).

A Figura 17 representa, de forma conceptual, as superfícies de cedência do modelo Hardening Soil no plano $p' - q$. A formulação completa é definida no espaço das tensões principais, mas a representação neste plano permite evidenciar de forma clara a relação entre a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, a superfície de cedência por corte e a superfície *cap* associada ao endurecimento volumétrico (Schanz et al., 1999).

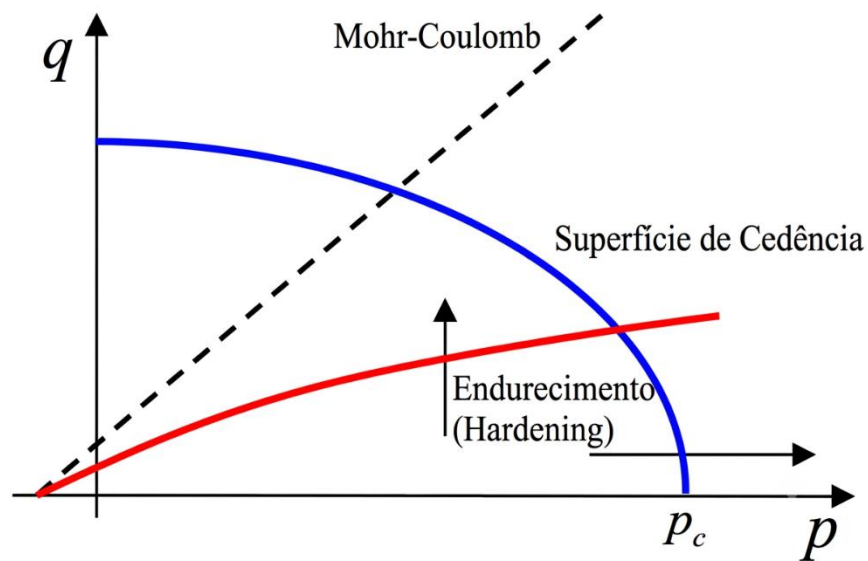


Figura 17 - Superfícies de cedência do modelo Hardening Soil no plano $p' - q$. Adaptado de (Bentley Systems, 2025; Schanz et al., 1999)

Deste modo, superfície de cedência do Hardening Soil não é fixa. A superfície associada ao corte pode expandir-se até à envolvente última de Mohr-Coulomb, enquanto a superfície *cap* evolui em função da tensão de pré-consolidação isotrópica. Esta capacidade de evolução progressiva distingue o Hardening Soil do modelo Mohr-Coulomb, no qual a superfície de cedência é fixa e coincide com a superfície de rotura idealizada (Schanz et al., 1999).

2.4.3 Comparação entre modelos

A comparação entre os modelos linear elástico, Mohr-Coulomb e Hardening Soil permite evidenciar o aumento progressivo de complexidade e de capacidade representativa das formulações constitutivas utilizadas em geotecnia. O modelo linear elástico assume uma relação tensão-deformação linear e reversível, definida por uma rigidez constante. O modelo Mohr-Coulomb introduz a possibilidade de plastificação e rotura, através dos parâmetros c' , φ' e ψ , mas mantém uma rigidez elástica constante até ser atingida a superfície de cedência. O modelo Hardening Soil, por sua vez, permite representar uma resposta tensão-deformação não linear, dependente do nível de tensão e distinta em carregamento primário, compressão edométrica e descarga/recarga (Schanz et al., 1999).

A principal vantagem do modelo Hardening Soil relativamente ao modelo Mohr-Coulomb está na representação mais realista da deformabilidade do solo. A rigidez deixa de ser constante e passa a depender do nível de tensão, permitindo simular o aumento de rigidez com o confinamento e a diferença entre carregamento primário e descarga/recarga. Esta característica é particularmente relevante em escavações profundas, nas quais o processo construtivo provoca sucessivas alterações do estado de tensão do maciço.

No caso de obras faseadas, como contenções periféricas com escavações sucessivas, ativação de ancoragens e eventual alteração das condições hidráulicas, o Hardening Soil permite uma representação mais adequada da evolução dos deslocamentos. Por esse motivo, é geralmente mais indicado quando o objetivo da análise não se limita à verificação de estabilidade, mas inclui também a previsão de deformações e a avaliação da interação solo-estrutura.

Ainda assim, a utilização do Hardening Soil exige maior cuidado na definição dos parâmetros. A sua aplicação requer, idealmente, informação proveniente de ensaios laboratoriais e/ou in situ que permita estimar as diferentes rigidezes, os parâmetros resistentes e a sua variação com o nível de tensão. Quando estes dados são escassos ou apresentam elevada dispersão, torna-se necessário recorrer a hipóteses fundamentadas, correlações empíricas e análises paramétricas. Ameratunga et al. (2016) salientam precisamente que modelos mais avançados exigem uma seleção de parâmetros mais cuidada e, sempre que possível, verificada por comparação com ensaios ou retroanálises. Na Tabela 2 apresentam-se os parâmetros principais a considerar na modelação do Hardening Soil.

Tabela 2 - Parâmetros principais do modelo Hardening Soil (Bentley Systems, 2025)

Símbolo	Designação	Significado físico
c'	Coesão efetiva	Parcela coesiva da resistência ao corte.
φ'	Ângulo de atrito efetivo	Controla a resistência friccional e a superfície de rotura.
ψ	Ângulo de dilatância	Define a tendência de variação volumétrica durante o corte.
E_{50}^{ref}	Rigidez secante de referência em triaxial drenado	Rigidez mobilizada em carregamento triaxial primário, para 50% da resistência.
E_{oed}^{ref}	Rigidez edométrica de referência	Rigidez em compressão unidimensional primária.
E_{ur}^{ref}	Rigidez de referência em descarga/recarga	Rigidez elástica mobilizada em trajetórias de descarga e recarga.
m	Expoente de dependência tensional	Controla a variação da rigidez com o nível de tensão.
p_{ref}	Tensão de referência	Tensão à qual são definidos os módulos de referência.
R_f	Razão de rotura	Relaciona a resistência última q_f com a assíntota hiperbólica q_a .
K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso normalmente consolidado	Define o estado de tensão horizontal inicial em condição normalmente consolidada
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga/recarga	Controla a deformação elástica transversal em descarga e recarga.

Em síntese, o modelo linear elástico e o modelo Mohr-Coulomb mantêm utilidade em análises simplificadas ou preliminares, pela sua reduzida exigência de parametrização. No entanto, para problemas em que a previsão dos deslocamentos e a evolução do estado de tensão assumem maior importância, como sucede em escavações profundas faseadas, o modelo Hardening Soil constitui uma formulação mais adequada, desde que os seus parâmetros sejam definidos de forma crítica e coerente com a informação geotécnica disponível.

3

EDIFÍCIO DA PRAÇA DE ESPANHA E O SEU PROJETO DE CONTENÇÃO DE TERRAS

3.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de enquadrar a aplicação prática dos conceitos apresentados no capítulo anterior, este capítulo apresenta o caso de estudo analisado na presente dissertação: o Edifício da Praça de Espanha, em Lisboa, e o respetivo projeto de contenção periférica. A obra assume particular interesse do ponto de vista geotécnico e estrutural devido à execução de escavações profundas em meio urbano, na proximidade direta de uma galeria existente do Metropolitano de Lisboa.

Neste contexto, procede-se inicialmente à descrição geral do edifício e da sua envolvente, identificando-se as principais condicionantes geométricas, construtivas e geotécnicas que influenciaram a conceção da solução de contenção. É ainda apresentada a solução preconizada em projeto, com destaque para os elementos de contenção e suporte adotados nas diferentes zonas da escavação.

Por fim, é descrito o plano de monitorização previsto para a obra, dada a necessidade de controlar os deslocamentos induzidos pela escavação e avaliar a resposta da galeria do Metropolitano de Lisboa durante as várias fases construtivas. Esta caracterização constitui a base para os capítulos seguintes, nos quais são tratados os dados geotécnicos disponíveis, desenvolvido o modelo numérico e analisado o comportamento da solução de contenção.

3.2 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.2.1 Breve descrição do edifício

O caso de estudo corresponde ao projeto do Edifício da Praça de Espanha, localizado em Lisboa, numa zona urbana consolidada e com importantes infraestruturas existentes na sua envolvente. O edifício destina-se essencialmente a uso comercial e de escritórios, funcionando como sede empresarial (Struconcept Lda., 2023).

Em planta, o edifício apresenta uma geometria alongada, com cerca de 100 m de comprimento e 30 m de largura. A solução arquitetónica prevê a construção de um corpo edificado com 12 pisos acima do nível do solo e até 6 pisos enterrados, destinados sobretudo a áreas técnicas e de estacionamento. Na Figura 18 apresenta-se uma vista axonométrica da modelação do edifício, onde se observa a volumetria do edifício e a implantação dos pisos enterrados.

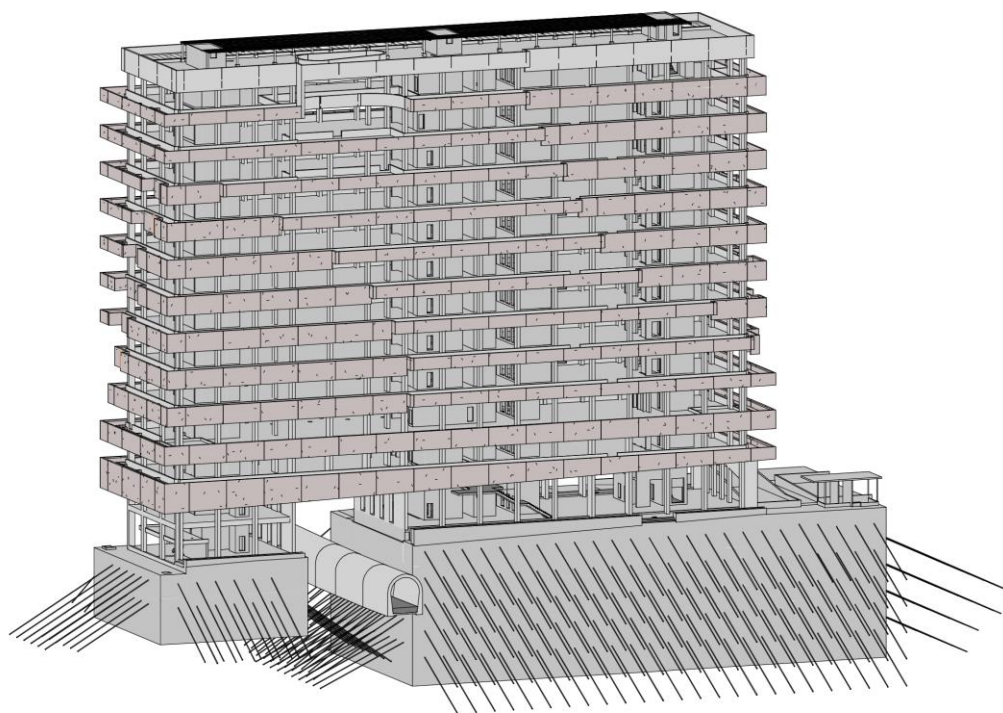


Figura 18 - Vista axonométrica da modelação do edifício do caso de estudo (Struconcept Lda., 2023)

Como se verifica na mesma Figura 18, a presença da galeria condiciona diretamente a organização das caves, conduzindo à separação entre o lado poente, menos profundo, e o lado nascente, onde a escavação atinge maior profundidade. Importa mencionar que, estas designações (lado nascente e lado poente) serão adotadas ao longo da dissertação para distinguir as duas zonas de escavação separadas pela galeria do ML.

Assim, do lado poente prevê-se a execução de 2 pisos enterrados, enquanto do lado nascente a cave terá 6 pisos abaixo do nível do terreno. Consequentemente, a escavação apresenta profundidades distintas, atingindo cerca de 10 m no corpo poente e aproximadamente 20 m no corpo nascente. De modo a respeitar as condições impostas pela presença da galeria, a escavação foi definida mantendo uma distância da ordem de 9 m ao eixo desta infraestrutura (Struconcept Lda., 2023).

De forma geral, a estrutura do edifício será executada em betão armado, com recurso a pré-esforço em alguns elementos estruturais e a estruturas metálicas em zonas específicas, nomeadamente na cobertura (Struconcept Lda., 2023). A organização estrutural e a geometria dos pisos enterrados encontram-se fortemente condicionadas pela presença da galeria do ML e pela necessidade de garantir o controlo dos deslocamentos induzidos durante a execução da escavação.

3.2.2 CONTENÇÃO PERIFÉRICA: SOLUÇÃO PRECONIZADA

Tendo em conta a configuração descrita anteriormente, a solução de contenção periférica foi definida de modo a compatibilizar a execução das caves com a presença da galeria do Metropolitano de Lisboa. A diferença de profundidade entre os corpos poente e nascente, bem como a necessidade de limitar os movimentos transmitidos à infraestrutura existente, conduziram à adoção de uma solução de paredes moldadas travadas por sistemas provisórios de suporte. Esta solução teve como objetivo assegurar a estabilidade da escavação durante o faseamento construtivo e controlar os deslocamentos induzidos no maciço envolvente.

Nos elementos periféricos de contenção da escavação foi proposta, de forma geral, a execução de paredes moldadas ancoradas com 0,60 m de espessura. No corpo nascente, correspondente à zona de maior profundidade, a escavação atinge cerca de 20 m, sendo o travamento provisório assegurado por cinco níveis de ancoragens, com pré-esforço de 750 kN. A Figura 19 apresenta um corte transversal representativo da cave nascente, onde se observa a parede moldada, a disposição dos níveis de ancoragem e a respetiva relação com o zonamento geotécnico considerado no projeto.

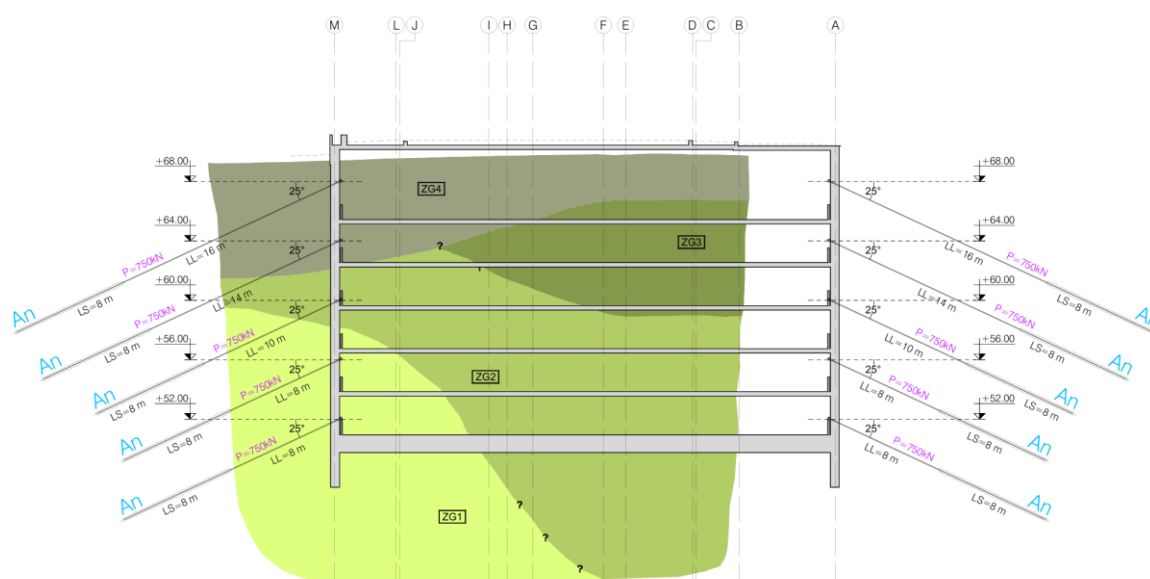


Figura 19 - Corte transversal da solução de contenção periférica no corpo nascente

No corpo poente, em resultado da menor profundidade de escavação, a solução de suporte é menos exigente, prevendo-se igualmente paredes moldadas com 0,60 m de espessura, mas com menor número de níveis de ancoragem. Neste caso, a escavação atinge cerca de 10 m de profundidade, sendo o travamento provisório assegurado por dois níveis de ancoragens, com pré-esforço de 500 kN.

Nos alinhamentos paralelos à galeria do ML, a solução apresenta características particulares, devido à proximidade da infraestrutura e à necessidade de compatibilizar a contenção da escavação com o suporte estrutural do edifício sobre o ramal. Nestes alinhamentos, as paredes moldadas apresentam 1,00 m de espessura, superior à adotada nas restantes paredes periféricas. O encastramento de todas as paredes moldadas foi definido com um valor mínimo de 2,50 m abaixo da cota máxima de escavação.

Com o objetivo de minimizar a interferência com a galeria, foi previsto um sistema de tirantes horizontais ao nível superior, estabelecendo a ligação entre os topos das duas paredes moldadas adjacentes ao ramal do ML. Estes tirantes apresentam espaçamento longitudinal de cerca de 3,00 m e um pré-esforço instalado de 200 kN, funcionando como elemento de travamento superior entre as duas cortinas.

Abaixo da galeria, o apoio das paredes adjacentes é assegurado por ancoragens provisórias instaladas de forma faseada durante a escavação. Na zona poente foi previsto um nível de ancoragens, enquanto na zona nascente foram considerados três níveis. Estas ancoragens apresentam inclinações variáveis entre 35° e 25° e pré-esforço instalado de 600 kN no primeiro nível, e de 750 kN nos dois inferiores. A sua geometria foi definida de modo a respeitar as condicionantes impostas pelo ML, garantindo um afastamento da ordem de 3,00 m relativamente à galeria (Figura 20).

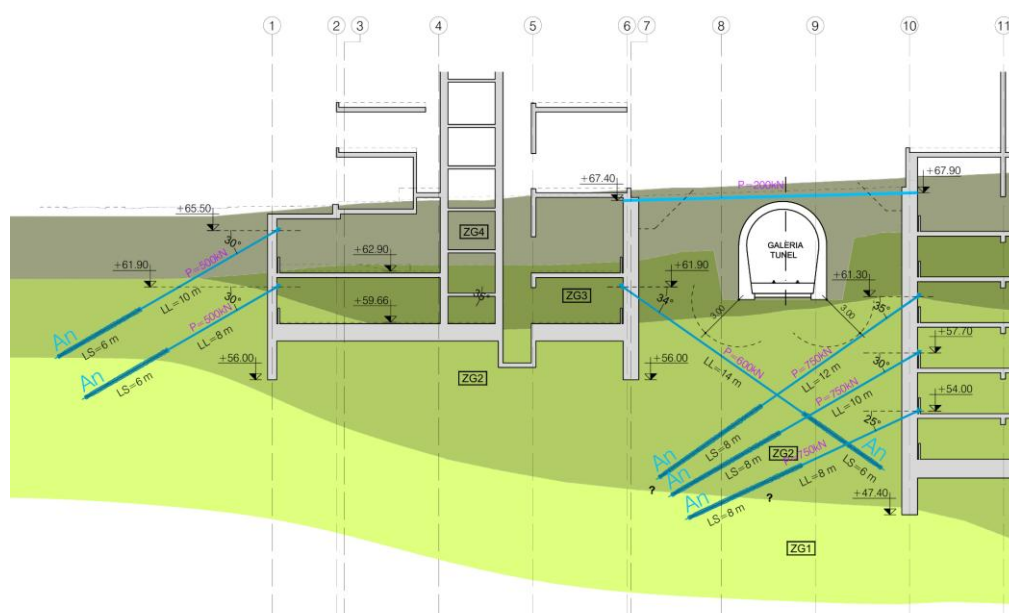


Figura 20 - Excerto de um corte da contenção - pormenores das soluções do corpo poente e da zona da galeria. Adaptado de (Struconcept Lda., 2023)

Durante a fase provisória, os tirantes e as ancoragens têm como função limitar os deslocamentos das paredes moldadas e controlar a redistribuição de tensões associada à escavação faseada. Na fase definitiva, após a execução das lajes dos pisos enterrados, a estabilidade das paredes passa a ser assegurada pela própria estrutura do edifício.

3.3 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Atendendo à presença da galeria do Metropolitano de Lisboa na zona central do lote, o controlo do comportamento da obra assume particular importância. Como referido anteriormente, a escavação desenvolve-se de forma assimétrica relativamente à galeria, com profundidades distintas a poente e a nascente, pelo que a avaliação dos deslocamentos induzidos no terreno e na infraestrutura existente constitui um aspeto essencial para a segurança da intervenção e para a manutenção das condições de exploração do ML.

Neste contexto, a monitorização permite acompanhar a evolução do comportamento da contenção periférica, do maciço envolvente e da galeria ao longo das várias fases construtivas. Esta abordagem encontra-se em linha com o enquadramento apresentado na secção 2.3, onde se salientou que, em escavações próximas de estruturas existentes, a análise não deve basear-se apenas nos deslocamentos máximos previstos, mas também na sua distribuição, evolução e eventual transmissão às estruturas vizinhas. Assim, o Plano de Instrumentação e Observação definido para a obra tem como objetivo permitir a comparação entre os valores observados em obra e os valores previstos em projeto, apoiando a deteção atempada de comportamentos desfavoráveis e a eventual implementação de medidas corretivas.

No interior da galeria, o controlo topográfico encontra-se organizado em secções transversais de observação, identificadas na Planta de Monitorização como SC1 a SC6, distribuídas ao longo da zona de influência das escavações, conforme apresentado em anexo na Figura A1. 1.

Em cada secção são considerados prismas de reflexão total na abóbada e nos hasteais, correspondentes aos pontos P1, P2 e P3, e pontos associados ao levantamento topográfico dos carris, identificados como P4 e P5 (Figura 21). A disposição destes pontos permite controlar a deformação da secção transversal da galeria, os deslocamentos verticais e horizontais do revestimento e a evolução do comportamento da via-férrea (Struconcept Lda., 2023).

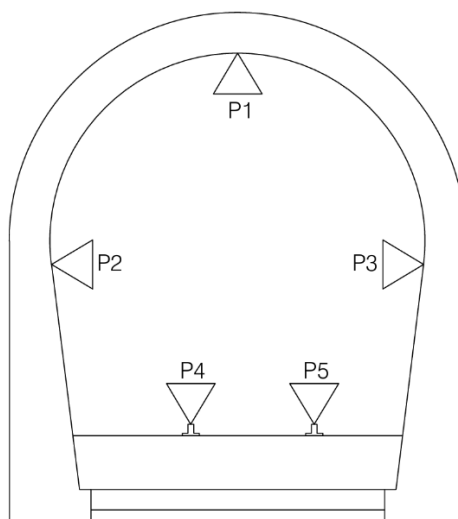


Figura 21 - Detalhe da monitorização interior do túnel (Struconcept Lda., 2023)

O planeamento previsto para a monitorização da galeria inclui ainda controlo altimétrico dos carris, fissurómetros e um sismógrafo móvel. O desenho de monitorização indica ainda que o levantamento dos carris deve ser efetuado de 5 m em 5 m na zona de interferência, entre as secções SC1 e SC6, permitindo avaliar a evolução longitudinal da via.

Para além da instrumentação no interior da galeria, o plano prevê a instalação de marcas de superfície, inclinómetros, alvos topográficos, piezómetros existentes e células de carga em ancoragens. Estes instrumentos permitem controlar os assentamentos do terreno, os deslocamentos horizontais em profundidade, os deslocamentos das paredes moldadas, as cargas mobilizadas nas ancoragens e a evolução do nível freático durante a escavação.

Em suma, o presente capítulo permitiu enquadrar o caso de estudo, evidenciando os principais aspetos que condicionam a conceção e o comportamento da escavação, em particular a presença da galeria do ML e a necessidade de controlar os efeitos induzidos sobre esta infraestrutura. A descrição da solução de contenção e do respetivo plano de monitorização constitui, assim, a base para os capítulos seguintes, nos quais se procede à caracterização geotécnica dos terrenos e à análise numérica do comportamento da escavação.

4

ENSAIOS GEOTÉCNICOS E PARAMETRIZAÇÃO

4.1 CENÁRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

4.1.1 Enquadramento geológico e estrutural

De acordo com a Carta Geológica do Concelho de Lisboa, a área em estudo situa-se numa zona dominada por materiais do Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL), podendo ocorrer, na envolvente, formações pertencentes à Formação de Benfica (Instituto Geológico e Mineiro, 1985). Estes terrenos encontram-se superficialmente recobertos por depósitos de aterro associados à ocupação urbana e, pontualmente, por materiais aluvionares relacionados com antigas linhas de água.

O CVL constitui a principal unidade geológica interessada pela obra. Como se pode observar na Figura 22, esta formação é composta essencialmente por materiais de natureza basáltica, podendo incluir intercalações piroclásticas e sedimentares, resultantes da alternância entre diferentes fases de atividade vulcânica e períodos de sedimentação. A heterogeneidade litológica característica desta unidade traduz-se numa variação significativa das condições geotécnicas, tanto em profundidade como lateralmente (Pereira, 2018).

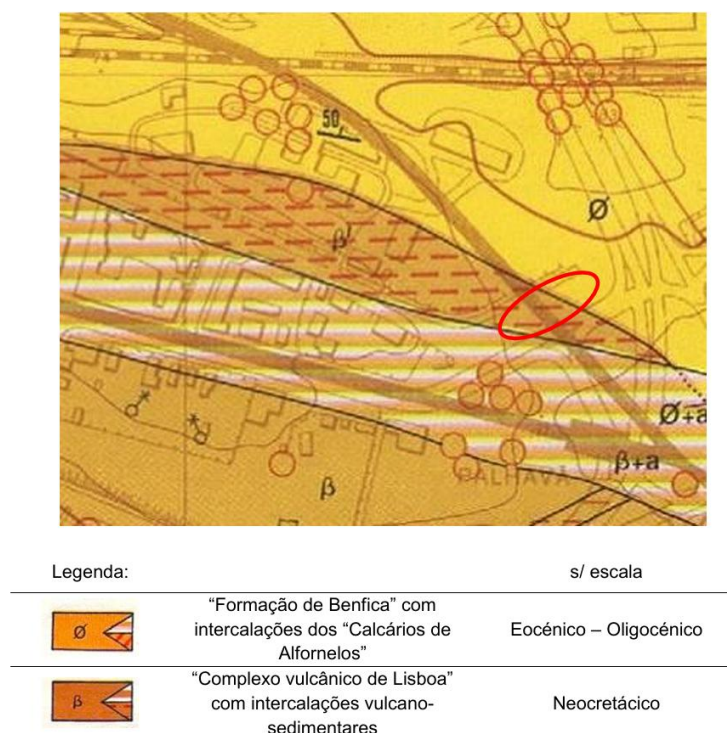


Figura 22 - Extrato retirado da Carta Geológica do Conselho de Lisboa - folha 3. Implantação do caso de estudo assinalado a vermelho (Instituto Geológico e Mineiro, 1985)

A campanha de prospeção confirmou uma sequência geralmente constituída por depósitos superficiais de aterro, solos resultantes da alteração do maciço vulcânico e, em profundidade, basaltos e basaltos amigdalóides com diferentes graus de alteração e fraturação. Foram ainda identificadas intercalações localizadas de materiais vulcano-sedimentares e níveis mais intensamente alterados. Esta variação condiciona diretamente o comportamento resistente e deformacional dos terrenos, bem como a sua escavabilidade (Struconcept Lda., 2019).

No local em estudo, o maciço basáltico apresenta descontinuidades com diferentes orientações, por vezes preenchidas por materiais de alteração ou por recristalizações de calcite (Struconcept Lda., 2019). Assim, a resposta geotécnica do maciço não depende apenas das características da rocha intacta, mas também do grau de alteração, da intensidade da fraturação e das características das descontinuidades. Esta distinção é particularmente importante em materiais vulcânicos, nos quais podem coexistir, a curta distância, trechos com comportamento próximo do de um solo residual e zonas de rocha de melhor qualidade (Pereira, 2018).

Do ponto de vista estrutural, a região de Lisboa é afetada por dobramentos e acidentes tectónicos associados à deformação alpina e à reativação de estruturas anteriores. Na envolvente da área em estudo encontram-se cartografadas falhas com orientações predominantes NE–SW e E–W, destacando-se, a norte, as falhas da Cruz da Pedra e do Calhariz de Benfica. Embora não tenha sido identificada uma falha a atravessar diretamente o local da obra, este enquadramento ajuda a explicar a variabilidade do estado de fratura observada no maciço (Struconcept Lda., 2019).

4.1.2 Condições Hidrogeológicas

As condições hidrogeológicas do local foram avaliadas no estudo hidrogeológico desenvolvido para o edifício, complementando a campanha geológico-geotécnica previamente realizada. Para esse efeito, foram considerados os piezómetros instalados em cinco furos de sondagem, designadamente S4, S5, S9, S12 e S20, correspondentes aos piezómetros Pz1, Pz3, Pz2, Pz4 e Pz5, respetivamente, bem como ensaios de permeabilidade do tipo *slug test* e ensaios Lugeon realizados no maciço do CVL (Struconcept Lda., 2018). É possível consultar a localização destes instrumentos na Figura A1. 1 do anexo.

As leituras piezométricas registadas indicam níveis de água relativamente próximos da cota +58 m. Em setembro de 2018, as cotas piezométricas variaram entre cerca de +57,23 m e +59,10 m, enquanto em outubro de 2018, excluindo o piezómetro Pz4, variaram entre +57,58 m e +58,28 m. A interpretação espacial destes valores encontra-se representada na Figura 23, permitindo identificar um sentido preferencial de escoamento subterrâneo de Este para Oeste, em direção à Ribeira de Alcântara (Struconcept Lda., 2018).

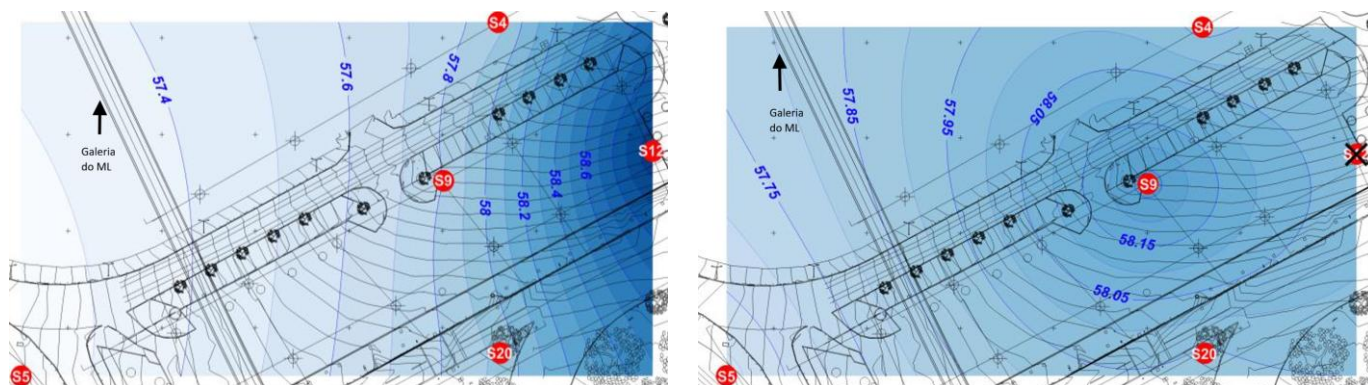


Figura 23 - Piezometria do terreno em estudo e áreas adjacentes: à esquerda - leituras de setembro de 2018; à direita - leituras de outubro de 2018. Adaptado de (Struconcept Lda., 2019)

Os ensaios Lugeon realizados em profundidade evidenciaram, contudo, alguma heterogeneidade hidráulica do maciço, com permeabilidades tendencialmente superiores entre os 15 m e os 20 m de profundidade e inferiores entre os 20 m e os 25 m. Esta variação foi associada no relatório à presença de fraturas oblíquas e sub-horizontais parcialmente abertas nos níveis menos profundos e a fraturas mais fechadas nos níveis inferiores (Struconcept Lda., 2018).

Assim, para efeitos de caracterização do caso de estudo, pode considerar-se que o nível piezométrico se encontra aproximadamente à cota +58 m, valor coerente com o adotado no modelo de cálculo do projeto de escavação e contenção (Struconcept Lda., 2023). Apesar da baixa condutividade hidráulica média, a presença de descontinuidades no maciço basáltico justifica a consideração da água como uma condicionante relevante na definição do faseamento construtivo e na interpretação dos resultados de modelação (Struconcept Lda., 2018).

4.1.3 Sismicidade

A região de Lisboa apresenta uma atividade sísmica relevante, associada quer à interação entre as placas Euroasiática e Africana, quer à ocorrência de estruturas sismogénicas no interior da placa Euroasiática. De acordo com a NP EN 1998-1 e respetivo Anexo Nacional, devem ser consideradas duas ações sísmicas distintas: a ação sísmica do tipo 1, correspondente a sismos de maior magnitude e epicentro afastado, com origem predominante na zona de fratura Açores–Gibraltar, e a ação sísmica do tipo 2, associada a sismos de magnitude moderada e epicentro próximo (Instituto Português da Qualidade, 2010).

Segundo o zonamento estabelecido no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 (Figura 24), o local em estudo insere-se na zona sísmica 1.3, para a ação sísmica do tipo 1, e na zona sísmica 2.3, para a ação sísmica do tipo 2. A estas zonas correspondem acelerações máximas de referência, a_{gR} , de 1,5 m/s² e 1,7 m/s², respetivamente. Estes valores devem ser afetados pelo coeficiente de importância da estrutura e pelos fatores dependentes do tipo de terreno, de acordo com os critérios regulamentares aplicáveis (Instituto Português da Qualidade, 2010).

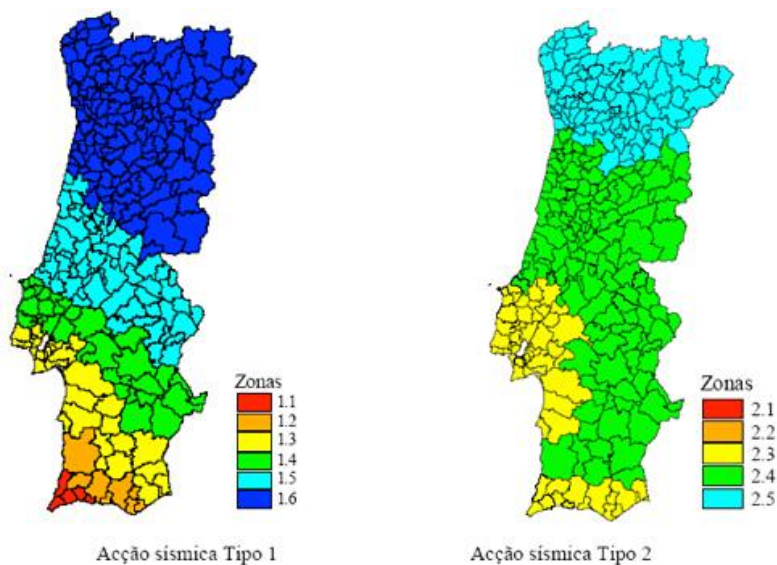


Figura 24 - Zonamento sísmico em Portugal Continental considerado no Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1) e o Anexo Nacional (2009) (Instituto Português da Qualidade, 2010)

No estudo de escavações profundas, a ação sísmica deve ser enquadrada juntamente com os restantes condicionamentos geotécnicos e estruturais do local. Puller (2003) inclui expressamente o risco sísmico entre os aspetos que devem ser avaliados na investigação prévia e no dimensionamento, a par das condições do subsolo, da água subterrânea, das sobrecargas e da vulnerabilidade das estruturas vizinhas.

No presente trabalho, a análise numérica incide essencialmente no comportamento da escavação durante as diferentes fases construtivas, em condições estáticas. A caracterização sísmica apresentada tem, por isso, como principal objetivo enquadrar regulamentarmente o local e identificar os valores de referência relevantes para o dimensionamento global da estrutura.

4.1.4 Zonamento geotécnico

Com base na interpretação conjunta das sondagens, dos ensaios *in situ* e laboratoriais, o terreno foi dividido em quatro zonas geotécnicas. Esta subdivisão teve em consideração a litologia, o grau de alteração (W, com valores crescentes para estados progressivamente mais alterados) o grau de fraturação do maciço (F), os resultados dos ensaios e ainda aspetos relevantes para o projeto, nomeadamente a escavabilidade, o comportamento das escavações provisórias e a aptidão dos diferentes materiais como horizonte de fundação (Struconcept Lda., 2019).

A zona mais superficial, designada por ZG4, corresponde aos depósitos de aterro. Estes materiais são essencialmente argilosos, argilo-arenosos ou siltosos, apresentam composição heterogénea e incluem fragmentos líticos de natureza diversa. Ocorrem, em geral, até cerca de 3 m de profundidade, podendo atingir pontualmente espessuras próximas de 6 m. Os valores de N_{SPT} variam maioritariamente entre 5 e 29 pancadas, devendo os registos mais elevados ser interpretados com precaução devido à possível influência dos fragmentos grosseiros (Struconcept Lda., 2019).

A zona ZG3 integra os materiais do topo do CVL, constituídos por solos argilosos de alteração, contendo fragmentos de basalto, e por basalto decomposto, predominantemente classificado como W5 e, pontualmente, W4–W5. Esta zona ocorre sob os aterros ou, localmente, desde a superfície, apresentando uma espessura variável, geralmente compreendida entre 2 e 6 m. Os resultados dos ensaios SPT situam-se entre 12 e 60 pancadas, evidenciando uma resistência superior à dos aterros, embora ainda associada a materiais com comportamento predominantemente terroso (Struconcept Lda., 2019).

No que toca à zona ZG2, esta corresponde a basaltos e basaltos amigdalóides muito a medianamente alterados, com graus de alteração compreendidos, em geral, entre W4 e W3–W4. O maciço apresenta fraturação variável, desde muito próxima até próxima ou medianamente afastada. Esta unidade ocorre sob a ZG3 ou diretamente sob os aterros e representa uma zona de transição entre os materiais de alteração e o maciço rochoso de melhor qualidade (Struconcept Lda., 2019).

O extrato com melhores características geotécnicas foi designado como ZG1. Inclui basaltos e basaltos amigdalóides medianamente alterados a pouco alterados, correspondentes, em geral, a graus de alteração W3 e W2–W3. A fraturação é maioritariamente próxima a medianamente afastada, embora possam ocorrer localmente trechos mais fraturados ou alterados. A profundidade do topo desta unidade varia significativamente ao longo do local, refletindo a irregularidade característica do perfil de alteração do maciço vulcânico (Figura 25) (Struconcept Lda., 2019).

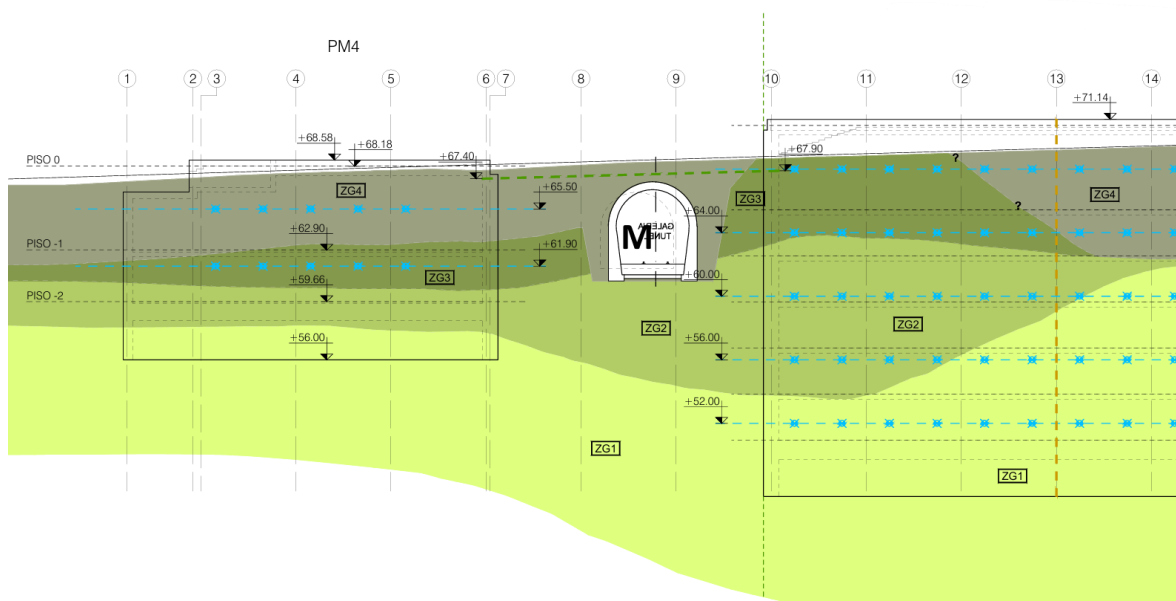


Figura 25 - Perfil geológico-geotécnico interpretativo, com representação das zonas geotécnicas definidas ao longo do caso de estudo (Struconcept Lda., 2023)

O zonamento adotado serviu posteriormente de base à definição dos horizontes considerados no modelo numérico. Assim, as unidades identificadas no estudo geotécnico foram representadas no cálculo através de materiais correspondentes, distinguindo-se os aterros, os solos de alteração e o basalto decomposto, o basalto W3–W4 e o basalto W2–W3 a W3 (Struconcept Lda., 2023).

4.1.5 Considerações geotécnicas

A interpretação conjunta dos zonamentos definidos, dos resultados das sondagens e dos ensaios realizados permite identificar diferenças significativas no comportamento esperado das várias unidades geotécnicas. Estas diferenças refletem-se sobretudo nas condições de fundação, na escavabilidade dos materiais, na estabilidade provisória das escavações e na resposta hidrogeológica do maciço. O relatório geotécnico salienta precisamente que os limites entre zonas foram estabelecidos também com base nestes aspetos de interesse direto para o projeto.

Relativamente às condições de fundação, os aterros da ZG4 e os materiais muito alterados ou decompostos da ZG3 não constituem, em geral, horizontes adequados para receber diretamente as cargas principais da estrutura. A ZG2 apresenta características compatíveis com a fundação, embora com capacidade inferior à da ZG1, formada por basaltos medianamente a pouco alterados (Struconcept Lda., 2019).

A escavabilidade tende igualmente a variar com a profundidade. Os aterros e os solos de alteração deverão ser, em princípio, removíveis por meios mecânicos correntes, enquanto os basaltos das zonas ZG2 e ZG1 poderão exigir equipamentos de maior potência e, localmente, métodos específicos de desmonte. Esta evolução está associada à diminuição do grau de alteração e ao aumento da competência do maciço, embora a fraturação possa facilitar pontualmente a escavação (Struconcept Lda., 2019).

No que respeita à estabilidade provisória, os aterros e os materiais de alteração apresentam menor capacidade para manter frentes de escavação verticais sem suporte, sobretudo quando sujeitos à presença de água ou a vibrações. Nos trechos rochosos, a estabilidade local dependerá não apenas da resistência da rocha intacta, mas também da orientação, persistência e espaçamento das descontinuidades. Assim, mesmo nas zonas de melhor qualidade, poderão ocorrer instabilidades localizadas associadas à formação de blocos (Struconcept Lda., 2019).

Por fim, as condições hidrogeológicas constituem outro aspeto a ter em consideração. De facto, a circulação de água poderá ocorrer preferencialmente através das fraturas e das transições entre materiais com diferentes graus de alteração, pelo que a permeabilidade do maciço não deve ser considerada uniforme. A eventual necessidade de bombagem ou rebaixamento deverá ser avaliada com precaução, uma vez que alterações do nível freático podem induzir variações das tensões efetivas e movimentos nos terrenos envolventes (Struconcept Lda., 2019). Ou (2021) destaca que a distribuição da água subterrânea influencia diretamente o comportamento da escavação e a escolha das medidas de controlo hidráulico.

4.2 CAMPANHA DE PROSPEÇÃO E ENSAIOS GEOTÉCNICOS REALIZADOS

No âmbito do projeto do caso de estudo foi realizada uma campanha de prospeção geológico-geotécnica destinada à caracterização dos terrenos interessados pela implantação do edifício e pelas escavações previstas. A definição de um modelo geotécnico representativo constitui uma etapa fundamental no estudo de escavações profundas, uma vez que a resposta do sistema de contenção e os movimentos induzidos na envolvente dependem diretamente da estratigrafia, das condições hidrogeológicas e das propriedades resistentes e de deformabilidade dos materiais atravessados. Ou (2021) salienta, neste contexto, que a investigação geológica e a realização de ensaios constituem uma das primeiras etapas da análise e do dimensionamento de uma escavação.

Assim, a equipa projetista definiu um plano de prospeção e ensaios, cuja versão integral é apresentada na Figura A1. 1 em anexo. A Figura 17 reproduz um excerto desse plano, correspondente à zona de maior condicionamento, junto à galeria do Metropolitano de Lisboa.

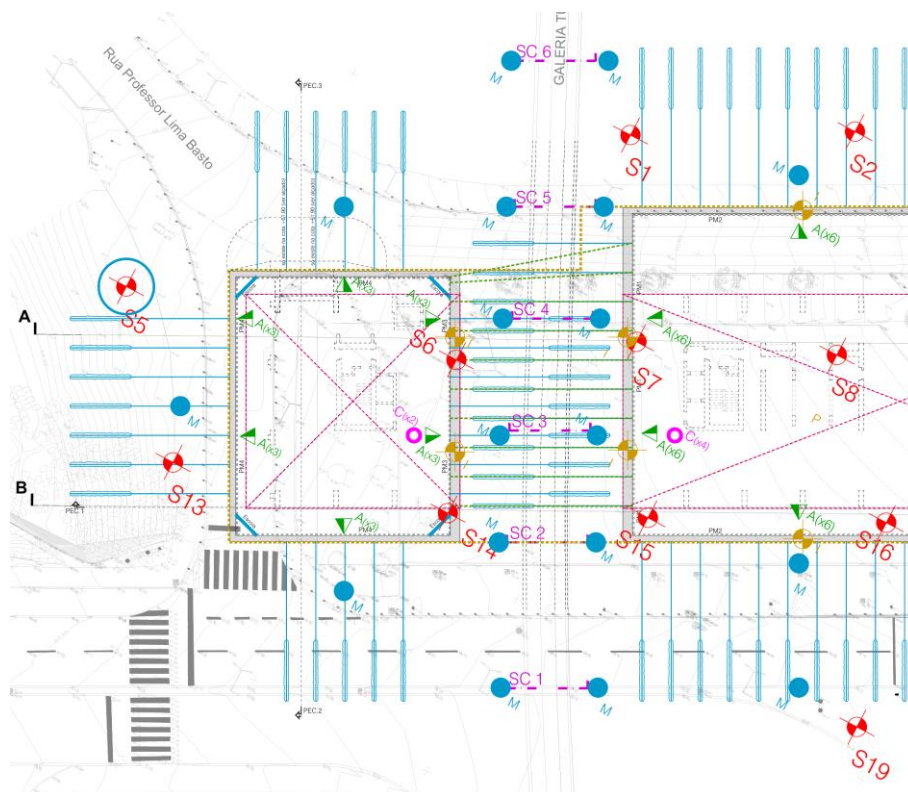


Figura 26 - Excerto do plano de prospeção geotécnica, com destaque para a zona de atravessamento da galeria do ML (Struconcept Lda., 2023)

A campanha incluiu a execução de vinte sondagens de furação à rotação, com recuperação de amostra. A profundidade de cada sondagem foi definida em função das cotas de fundação previstas e da qualidade dos materiais atravessados. Como critérios de paragem, considerou-se a obtenção de quatro ensaios SPT consecutivos com nega, a execução de 3 m de furação em rocha ou o prolongamento da sondagem até 6 m abaixo da cota de fundação do piso térreo (Struconcept Lda., 2023).

Os respetivos boletins dos ensaios permitiram caracterizar a sequência litológica, o estado de alteração e fraturação do maciço rochoso, as percentagens de recuperação e de RQD (*Rock Quality Designation*), a posição do nível freático quando intercetado, e os resultados dos ensaios realizados em profundidade.

Ao longo das sondagens foram realizados ensaios de penetração dinâmica SPT, ensaios com pressiómetro de Ménard e ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon. Algumas sondagens foram ainda equipadas com piezómetros de tubo aberto, permitindo acompanhar a posição do nível freático. Esta combinação de métodos procurou reunir informação complementar sobre a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade e a variabilidade espacial dos materiais presentes. No anexo é possível consultar a Figura A1. 1 onde se encontra compilada toda a informação relativa às sondagens, cotas, profundidades atingidas, bem como o número de ensaios *in-situ* realizados (Struconcept Lda., 2019).

A campanha de campo foi complementada por ensaios laboratoriais efetuados sobre amostras remexidas e intactas de solo, tarolos de rocha e amostras de água. O programa laboratorial incluiu análises granulométricas, determinação dos limites de consistência, medição do teor em água natural, ensaios triaxiais com medição das pressões intersticiais, ensaios de resistência à compressão uniaxial da rocha e análises químicas da água (Struconcept Lda., 2019).

4.2.1 Sondagens de furação à rotação

4.2.1.1 Ensaio de penetração dinâmica - Enquadramento e metodologia

O ensaio de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*) é um dos ensaios *in situ* mais utilizados na caracterização geotécnica dos terrenos. A sua ampla aplicação deve-se à simplicidade do equipamento, à possibilidade de execução no interior de sondagens e à extensa base empírica disponível para a interpretação dos resultados. Além da resistência à penetração, o ensaio permite recolher uma amostra remexida, útil para a identificação visual e classificação do material atravessado (Matos Fernandes, 2020).

O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado no fundo do furo, através da queda sucessiva de um pilão com massa de 63,5 kg, a partir de uma altura de 0,76 m. Na Figura 27 apresenta-se um exemplo do equipamento utilizado na execução deste tipo de ensaio. A penetração é habitualmente dividida em três troços consecutivos de 15 cm. O primeiro corresponde à penetração inicial do amostrador, sendo o valor N_{SPT} definido pela soma do número de pancadas necessário para vencer os últimos 30 cm. Desta forma, o resultado traduz a resistência dinâmica oferecida pelo terreno à penetração do amostrador (Matos Fernandes, 2020).



Figura 27 - Exemplo de equipamento utilizado na execução de ensaios SPT (Geoprobe Systems, 2020)

Quando a resistência do terreno impede atingir-se a penetração prevista, o ensaio é interrompido de acordo com os critérios de paragem aplicáveis, registando-se o número de pancadas e a penetração efetivamente alcançada. Esta situação é habitualmente designada por nega (Matos Fernandes, 2020). No caso de estudo, o relatório geotécnico estabelece como referência o limite de 60 pancadas, distinguindo ainda a ocorrência de nega brusca quando esse número de pancadas não permite vencer os primeiros 15 cm de penetração (Struconcept Lda., 2019).

O valor diretamente obtido no ensaio não depende apenas das características do terreno, sendo também influenciado pela energia efetivamente transmitida ao amostrador e por determinadas condições de execução. Para permitir a comparação entre resultados, vários autores propõem a correção do valor medido N para uma eficiência energética de referência de 60% (Matos Fernandes, 2020), obtendo-se:

$$N_{60} = C_E N \quad (4.1)$$

em que:

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad (4.2)$$

sendo ER a razão, expressa em percentagem, entre a energia efetivamente transmitida às varas e a energia potencial teórica do pilão. Para além da correção energética, podem ainda ser considerados o efeito do comprimento das varas, através do coeficiente C_R , e o efeito do diâmetro do furo, representado por C_D . Em solos granulares, o resultado pode também ser normalizado relativamente à tensão vertical efetiva de referência, recorrendo ao coeficiente C_N , obtendo-se:

$$(N_1)_{60} = C_N C_D C_R C_E N \quad (4.3)$$

A aplicação destas correções procura reduzir a influência do equipamento, das condições de execução e do estado de tensão do terreno, permitindo uma utilização mais consistente dos resultados em correlações empíricas. No entanto, Matos Fernandes (2020) assinala que a adoção das correções relativas ao comprimento das varas e ao diâmetro do furo não é inteiramente consensual, sendo fundamental conhecer as condições em que cada correlação foi estabelecida.

A interpretação dos resultados requer precauções adicionais em materiais heterogêneos, uma vez que a presença de fragmentos líticos ou de uma fração pedregosa significativa pode originar valores elevados de N_{SPT} sem que estes sejam necessariamente representativos do comportamento médio da unidade geotécnica (Pita et al.).

4.2.1.2 Resultados observados

Os resultados dos ensaios SPT realizados nas diferentes sondagens encontram-se sistematizados no anexo na Figura A1. 1, onde se apresenta, para cada ensaio, a profundidade de execução, o número de pancadas registado em cada fase, a penetração efetivamente alcançada, o valor de N_{SPT} e a respetiva classificação como ensaio completo, nega ou nega brusca (Struconcept Lda., 2019).

A análise dos registos evidencia uma tendência geral de aumento da resistência à penetração com a profundidade, acompanhando a transição dos materiais superficiais, mais heterogéneos e menos resistentes, para os solos de alteração e para os níveis mais competentes do CVL. Nos primeiros metros, os valores apresentam maior dispersão, refletindo a variabilidade dos aterros e dos materiais recentes. Como referido na Secção 4.2.1.1, os resultados obtidos nestes estratos mais heterogéneos devem ser interpretados com especial ponderação.

Nos materiais decompostos e de alteração do CVL observa-se, em geral, um aumento da resistência à penetração, sendo frequente atingir-se o limite de 60 pancadas. Quando esse limite não permite completar a penetração prevista, o resultado é registado como nega (60 pancadas sem completar os 30 cm finais) ou nega brusca (60 pancadas sem vencer os primeiros 15 cm), consoante a penetração efetivamente alcançada (Struconcept Lda., 2019).

Tal como referido em 4.2, os ensaios de furação à rotação também permitiram avaliar a qualidade do maciço rochoso através da recuperação simples dos testemunhos e do índice RQD. A recuperação simples corresponde à razão entre o comprimento total de testemunho recuperado e o comprimento da respetiva manobra, enquanto o RQD considera apenas os troços de testemunho com comprimento igual ou superior a 10 cm (Deere, 1967). Embora ambos os indicadores dependam da qualidade da amostragem e das condições de execução da sondagem, a sua análise conjunta permite avaliar, de forma quantitativa, a continuidade e o grau de compartimentação do maciço.

Os valores médios apresentados na Tabela 3 evidenciam uma melhoria progressiva da qualidade do maciço entre ZG4 e ZG1. A recuperação simples aumenta de 21,93 % em ZG4 para 93,12 % em ZG1, enquanto o RQD evolui de 7,30 % para 52,91 %. A ZG3 apresenta valores médios de recuperação e RQD de 49,48 % e 29,41 %, respetivamente, enquanto na ZG2 estes aumentam para 82,04 % e 45,05 % (Struconcept Lda., 2019).

Esta evolução é coerente com a passagem dos materiais mais decompostos e desagregados para níveis rochosos progressivamente mais competentes. Contudo, em ZG1 o valor médio de RQD permanece apenas moderado, indicando que a melhoria do estado de alteração não elimina a influência da fraturação do maciço.

Tabela 3 - Valores médios de RQD e de recuperação simples por zona geotécnica

Zona Geotécnica	RQD - Média [%]	Recuperação Simples - Média [%]
ZG1	52,91	93,12
ZG2	45,05	82,04
ZG3	29,41	49,48
ZG4	7,30	21,93

A caracterização dos testemunhos foi ainda complementada pela avaliação do grau de alteração, representado por W , e do grau de fraturação, representado por F . O primeiro traduz o estado de alteração do material rochoso, desde a rocha sã até à rocha completamente alterada. Na Tabela 4 apresenta-se a classificação proposta por Little (1969) e a correspondência com os graus de alteração definidos pela ISRM (1981).

Tabela 4 - Classificação dos graus de alteração (ISRM, 1981; Little, 1969)

Grau	Designação	Características Principais	ISRM
VI	Solos	A textura da rocha não é reconhecível, as zonas mais superficiais contêm húmus e raízes de plantas. Instável em taludes quando a cobertura é destruída.	-
V	Rocha completamente alterada	A rocha está completamente decomposta pela alteração <i>in situ</i> , mas a textura original é ainda visível. Pode ser escavada à mão. Não pode ser utilizada como fundação de barragens de betão ou de grandes estruturas. É possível empregar-se como fundação de barragens de aterro e como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos. Requer proteção contra a erosão.	W5
IV	Rocha muito alterada	A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Por vezes é recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados cuidadosamente. Apresenta coloração devida à limonite. Contém menos de 50% de rocha.	W4
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência: grandes fragmentos não são partidos à mão. Muitas vezes apresenta coloração devida à limonite. A percentagem de rocha está compreendida entre 50 e 90%. É escavada com grande dificuldade sem a utilização de explosivos.	W3
II	Rocha pouco alterada	Distintamente alterada na maior parte da rocha e com alguma coloração devida à limonite. A resistência aproxima-se da rocha sã. Mais de 90% do material é rocha. Necessita de utilização de explosivos na escavação.	W2
I	Rocha sã	A rocha sã pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diáclases imediatamente abaixo da rocha alterada	W1

O grau de fraturação do maciço, representado pelo símbolo F , é atribuído com base no espaçamento entre descontinuidades, de acordo com a classificação da ISRM (1981). Esta varia entre $F1$, correspondente a descontinuidades muito afastadas, e $F6$, associado a descontinuidades extremamente próximas, como se pode verificar na Tabela 5. A sua determinação resulta da observação do espaçamento entre descontinuidades consecutivas nos testemunhos de sondagem ou nos afloramentos (Pereira, 2018; Topa Gomes, 2020).

Tabela 5 - Definição do espaçamento entre descontinuidades (Topa Gomes, 2020)

Grau	Descrição	Espaçamento [mm]
<i>F1</i>	Muito afastadas	> 2000
<i>F2</i>	Afastadas	2000 - 600
<i>F3</i>	Medianamente afastadas	600 - 200
<i>F4</i>	Próximas	200 - 60
<i>F5</i>	Muito próximas	60 - 20
<i>F6</i>	Extremamente afastadas	< 20

Com base nestas classificações, a Tabela 5 sintetiza os graus de alteração e de fraturação atribuídos às diferentes zonas geotécnicas no relatório geológico-geotécnico (Struconcept Lda., 2019). Os índices *W* e *F* não são aplicáveis à ZG4, uma vez que esta corresponde a materiais de aterro e não a maciço rochoso.

Tabela 6 - Síntese dos graus de alteração e de fraturação por zona geotécnica (Struconcept Lda., 2019)

Zona geotécnica	Grau de alteração - <i>W</i>	Grau de fraturação - <i>F</i>
ZG1	<i>W2 - W3 a W3</i>	<i>F3 - F4</i>
ZG2	<i>W3 – W4</i>	<i>F3 - F4 a F4 - F5</i>
ZG3	<i>W4 - W5 a W5</i>	<i>F5 a F4 - F5</i>
ZG4	-	-

Da observação da Tabela 6 fica evidente uma diminuição geral do grau de alteração entre ZG3 e ZG1. Contudo, mesmo nas zonas de melhor qualidade, o maciço mantém uma fraturação relevante, justificando a interpretação conjunta destes indicadores com os valores de recuperação simples e de RQD (Struconcept Lda., 2019).

4.2.2 Ensaios com pressiómetro de Ménard

4.2.2.1 Enquadramento e metodologia

O ensaio pressiométrico de Ménard constitui um ensaio *in situ* destinado à caracterização da deformabilidade e da resistência do terreno através da expansão controlada de uma sonda cilíndrica introduzida num furo previamente executado. A qualidade da furação é particularmente importante, uma vez que a perturbação e a sobreescavação do furo podem afetar a resposta medida através de deformações artificiais na fase inicial do ensaio (Matos Fernandes, 2020).

O equipamento, ilustrado na Figura 28, é constituído por uma célula central de medição e por duas células de guarda, localizadas nas extremidades. Após a colocação da sonda à profundidade de ensaio, é aplicada pressão interna por patamares sucessivos, normalmente com duração aproximada de um minuto. Em cada patamar regista-se o volume injetado na célula central e a respetiva evolução entre os 30 e os 60 segundos. As células de guarda limitam a deformação longitudinal da membrana, procurando aproximar o processo de expansão a uma condição de deformação cilíndrica no plano horizontal (Matos Fernandes, 2020).

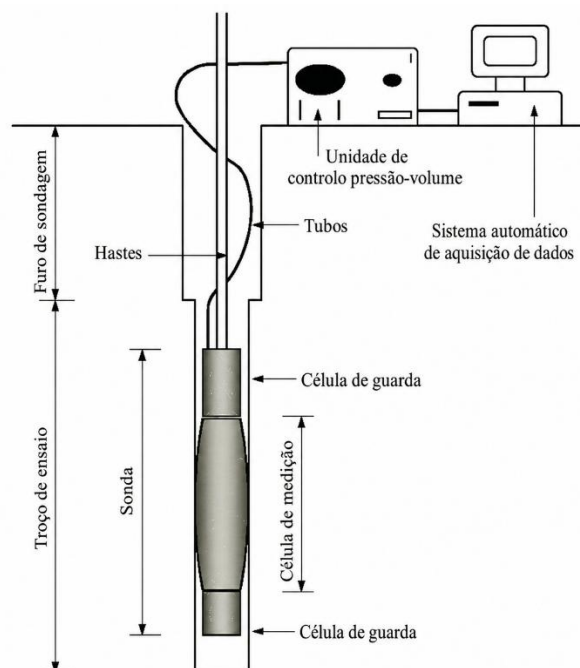


Figura 28 - Esquema do equipamento utilizado no ensaio pressiométrico de Ménard - Adaptado de Matos Fernandes (2020)

A interpretação do ensaio pressiométrico de Ménard é realizada a partir da curva pressão-volume corrigida, cujo andamento típico se apresenta na Figura 29. Inicialmente ocorre o ajustamento da sonda às paredes do furo, até ser atingida a pressão inicial de contacto com o terreno, p_0 . Segue-se um troço aproximadamente linear, associado à resposta pseudoelástica do terreno, a partir do qual se determina o módulo pressiométrico de Ménard, E_M . A pressão de fluência, p_f , assinala a transição para deformações predominantemente plásticas, enquanto a pressão limite, p_L , corresponde à aproximação à rotura e constitui um indicador da resistência do terreno (Matos Fernandes, 2020).

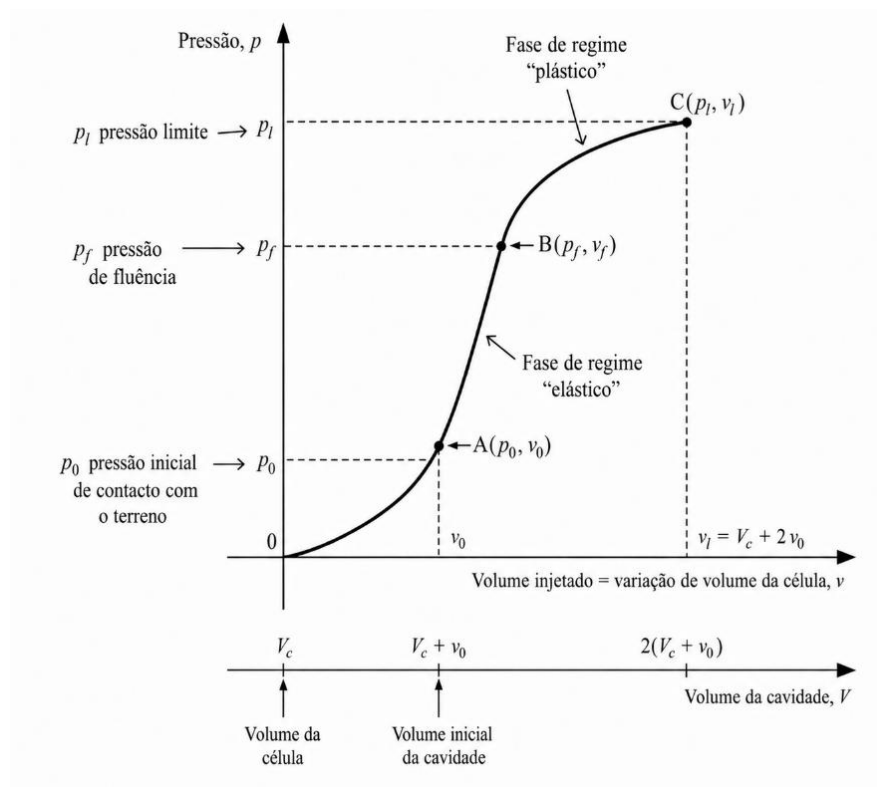


Figura 29 - Diagrama típico do ensaio pressiométrico de Ménard - adaptado de (Matos Fernandes, 2020)

O módulo pressiométrico, E_M , constitui uma medida da deformabilidade do terreno obtida em condições *in situ*, sendo particularmente útil para comparar a rigidez relativa dos diferentes materiais atravessados. No entanto, deve ser interpretado com prudência, uma vez que resulta de um ensaio de expansão cilíndrica e não é diretamente equivalente aos módulos obtidos em ensaios triaxiais, edométricos ou em modelos numéricos. A eventual conversão de E_M em módulos de deformabilidade equivalentes depende de correlações empíricas e será abordada posteriormente no subcapítulo relativo ao tratamento dos resultados (4.3.2.3).

No caso em estudo, os ensaios foram previstos para os níveis de solo e para o maciço rochoso com graus de alteração $W5$ e $W4$, com o objetivo de apoiar a caracterização da deformabilidade das diferentes zonas geotécnicas. A sua utilização foi particularmente relevante devido à profundidade da escavação e à proximidade da galeria do ML. O relatório refere, contudo, que em alguns materiais residuais muito deformáveis não foi possível obter resultados representativos, devido à expansão da membrana até ao limite do equipamento (Struconcept Lda., 2019).

4.2.2.2 Resultados observados

Os resultados encontram-se sintetizados na Tabela 7. De modo geral, os valores de E_M obtidos nos aterros e nos solos residuais/decompostos do CVL são relativamente baixos e próximos entre si, refletindo a elevada deformabilidade destes materiais. Em contraste, os dois ensaios realizados em basalto $W3$ - $W4$ apresentam valores de E_M significativamente superiores, evidenciando a transição para níveis rochosos mais competentes.

Tabela 7 - Síntese dos resultados dos ensaios pressiométricos de Méard por tipo de material
(Struconcept Lda., 2019)

Material / zona interpretada	E_M [MPa]	p_L [MPa]	Observações
Aterros	4,3 - 16,4	0,3 - 1,8	Valores baixos, compatíveis com materiais heterogêneos e deformáveis
Topo decomposto do CVL / solos residuais	5,5 - 12,0	0,4 - 1,2	Resposta deformável, próxima da observada nos aterros
Basalto W4 - W5 / W5	6,4 - 7,0	0,7	Valores ainda reduzidos, associados a maciço muito alterado
Basalto W3 - W4	164,8 - 280,9	3,2 - 5,2	Aumento marcado da rigidez em níveis menos alterados

A evolução observada confirma que o módulo pressiométrico é particularmente útil para distinguir a rigidez dos diferentes materiais. Enquanto o SPT fornece sobretudo uma indicação da resistência à penetração, o pressiómetro permite avaliar de forma mais direta a deformabilidade do terreno, ainda que os resultados possam apresentar dispersão e dependam das condições de execução do furo e da interpretação da curva pressão-volume (Laranjo, 2013).

De forma geral, os resultados obtidos evidenciam valores reduzidos de E_M nos aterros, solos residuais e basaltos muito alterados, refletindo a elevada deformabilidade destes materiais. Nos níveis de basalto menos alterado, W3 - W4, observa-se um aumento expressivo da rigidez, compatível com a presença de materiais mais competentes do CVL. Assim, os ensaios pressiométricos permitem distinguir de forma clara os diferentes níveis de deformabilidade do terreno e apoiar a interpretação do zonamento geotécnico (Struconcept Lda., 2019).

4.2.3 Ensaios triaxiais

4.2.3.1 Enquadramento e metodologia

O ensaio triaxial permite avaliar o comportamento tensão-deformação e a resistência ao corte de um provete cilíndrico de solo sujeito a um estado de tensão controlado. De forma geral, o provete é inicialmente submetido a uma tensão de confinamento, sendo depois levado à rotura por aplicação de uma tensão axial crescente. A interpretação do ensaio pode ser realizada em termos de tensões totais ou efetivas, dependendo das condições de drenagem e da medição das pressões intersticiais durante o corte (Matos Fernandes, 2006). A importância deste ensaio resulta precisamente da possibilidade de controlar as condições de tensão, deformação e drenagem, permitindo a obtenção de parâmetros de resistência e, quando aplicável, de deformabilidade em condições laboratoriais bem definidas (Matos Fernandes, 2006).

Na Figura 30 pode-se observar diferentes tipos de equipamentos que possibilitam a execução deste ensaio laboratorial.



Figura 30 – Equipamentos para a realização de ensaios triaxiais (DECG-FEUP, 2021)

Os ensaios triaxiais mais correntes distinguem-se pelas condições de consolidação e drenagem: nos ensaios CD (*consolidated drained*), o provete é consolidado e cortado com drenagem, permitindo determinar diretamente os parâmetros efetivos c' e ϕ' ; nos ensaios CU (*consolidated undrained*), o provete é previamente consolidado, sendo depois cortado sem drenagem, podendo a medição das pressões neutras permitir a interpretação em tensões efetivas; nos ensaios UU (*unconsolidated undrained*), não ocorre consolidação prévia nem drenagem durante o corte, sendo os resultados interpretados essencialmente em tensões totais (Matos Fernandes, 2006).

No caso em estudo, o relatório geotécnico previa a realização de ensaios triaxiais com medição das tensões neutras, tendo os boletins do LNEC identificado os ensaios como do tipo CU, com consolidação isotrópica e corte não drenado (Struconcept Lda., 2019). Esta opção é adequada para os materiais ensaiados, uma vez que permite avaliar a resposta não drenada durante o corte e, simultaneamente, acompanhar a evolução das pressões intersticiais, possibilitando a interpretação em termos de tensões efetivas. O procedimento é particularmente relevante em materiais com fração fina e comportamento dependente da estrutura e do grau de alteração, como os níveis mais superficiais e alterados associados ao CVL (Matos Fernandes, 2006; Struconcept Lda., 2019).

4.2.3.2 Resultados observados

No âmbito do relatório geológico-geotécnico, encontravam-se inicialmente previstos cinco ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas. Contudo, devido à heterogeneidade dos materiais do CVL e às dificuldades associadas à recolha de amostras adequadas, apenas foram obtidas três amostras indeformadas, das quais só duas permitiram a realização dos ensaios triaxiais. As amostras ensaiadas foram recolhidas nas sondagens S17 e S18, entre cerca de 3,0 m e 3,5 m de profundidade, tendo recebido no LNEC as referências 5522 e 5523, respetivamente (Struconcept Lda., 2019).

A Tabela 8 apresenta uma síntese dos principais resultados obtidos nos ensaios triaxiais CU realizados sobre estas amostras. Para cada provete, indicam-se a tensão efetiva de consolidação adotada e o valor máximo da tensão desviada mobilizada durante o corte, $q_{\max}$, permitindo comparar a resposta resistente dos materiais ensaiados para diferentes níveis de confinamento (Struconcept Lda., 2019).

Tabela 8 - Síntese dos resultados dos ensaios triaxiais CU realizados no LNEC (Struconcept Lda., 2019)

Amostra	Tensões efetivas de consolidação σ'_c [kPa]	$q_{\max}$ observado [kPa]
S17 / 5522	60,00	141,00
S17 / 5522	120,00	180,00
S17 / 5522	180,00	255,00
S18 / 5523	60,00	453,00
S18 / 5523	120,00	518,00
S18 / 5523	180,00	376,00

Os resultados evidenciam uma diferença significativa entre as duas amostras. A amostra 5522, recolhida na sondagem S17, apresenta valores de $q_{\max}$ mais reduzidos e uma evolução relativamente progressiva com o aumento da tensão de consolidação, compatível com um material mais deformável e alterado. Em contrapartida, a amostra 5523, recolhida na sondagem S18, apresenta valores de resistência muito superiores, o que aponta para um material localmente mais competente. A diminuição de $q_{\max}$ no ensaio com $\sigma'_c = 180$ kPa da amostra 5523 mostra, contudo, que os resultados são influenciados pela heterogeneidade e pela estrutura interna dos materiais ensaiados, aspeto coerente com a descrição geológica do relatório (Struconcept Lda., 2019).

Atendendo ao número reduzido de amostras e à dispersão observada, estes ensaios não devem ser interpretados isoladamente como base suficiente para definir uma envolvente resistente representativa de todo o maciço. Ainda assim, constituem elementos relevantes para enquadrar a resistência dos materiais superficiais do CVL e para complementar a interpretação conjunta com os ensaios SPT, os ensaios pressiométricos e o zonamento geotécnico (Matos Fernandes, 2006; Struconcept Lda., 2019).

4.3 VALORES MÉDIOS E LIMITES DE VARIAÇÃO

O presente subcapítulo sintetiza os valores médios e os limites inferior e superior dos principais parâmetros geotécnicos obtidos a partir dos ensaios tratados. Os valores apresentados procuram representar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir dos ensaios disponíveis, servindo de base à definição dos cenários de análise paramétrica a considerar no modelo numérico.

A definição destes intervalos é particularmente relevante no caso em estudo, devido à elevada heterogeneidade dos terrenos interessados pela escavação, à presença de aterros superficiais e à proximidade da galeria do Metropolitano de Lisboa, que constitui uma condicionante fundamental da obra. Tal como indicado anteriormente, o relatório geológico-geotécnico refere que o terreno é dominado por materiais do CVL, superficialmente recobertos por aterros heterogéneos, e que a área de implantação é atravessada pela galeria do ML (Struconcept Lda., 2019).

As correlações empíricas utilizadas foram interpretadas como instrumentos de apoio à calibração e à verificação da ordem de grandeza dos parâmetros, e não como substitutos diretos dos resultados experimentais. Esta precaução é referida por Ameratunga et al. (2016), que salientam que as correlações geotécnicas devem ser usadas com indicação clara da sua origem e com consciência da dispersão associada.

4.3.1 Análise dos ensaios SPT

Nesta secção apresentam-se os resultados dos ensaios SPT após tratamento estatístico por zona geotécnica, com o objetivo de apoiar a definição dos intervalos de variação dos parâmetros geotécnicos a utilizar nos estudos paramétricos. Uma vez que a metodologia geral de correção dos valores SPT foi já apresentada anteriormente em 4.2.2.1, a análise centra-se nos fatores corretivos efetivamente adotados, nas correlações empíricas selecionadas e nos intervalos de valores obtidos para os parâmetros de resistência e deformabilidade.

Atendendo à natureza dos materiais interessados pela escavação, as correlações empíricas foram aplicadas essencialmente às zonas ZG4 e ZG3. Já as zonas ZG2 e ZG1 correspondem a materiais de natureza mais rochosa, pelo que os parâmetros a considerar para estes horizontes deverão continuar a basear-se preferencialmente no zonamento geotécnico, nos ensaios de laboratório, nos ensaios pressiométricos, nos parâmetros de projeto, e não diretamente em correlações SPT desenvolvidas para solos. Esta distinção é coerente com o zonamento apresentado no relatório geológico-geotécnico, onde ZG2 e ZG1 são caracterizadas como unidades basálticas com parâmetros de maciço próprios (Struconcept Lda., 2019).

4.3.1.1 Fatores corretivos adotados

Para o tratamento dos ensaios SPT foram adotados os fatores corretivos definidos na metodologia apresentada anteriormente. Considerou-se uma eficiência energética de referência de 60%, resultando $C_E = 1,00$, e aplicou-se o fator C_R em função do comprimento das varas, com valores entre 0,75 e 1,00, de acordo com Skempton (1986). Para o diâmetro do furo foi adotado $C_D = 1,00$, compatível com a gama de diâmetros considerada nos fatores corretivos usuais. Foi ainda aplicada a correção associada à tensão vertical efetiva, através do fator C_N , permitindo obter o valor normalizado $(N_1)_{60}$ (Matos Fernandes, 2020).

Importa referir que para o cálculo da tensão vertical efetiva foi adotado $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, admitindo-se:

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z \quad (4.4)$$

com z correspondente à profundidade média do ensaio. Esta simplificação permite uniformizar o tratamento dos resultados e comparar ensaios realizados a diferentes profundidades. A escolha deste valor é coerente com a presença de um nível freático próximo da cota +58 m, indicada no estudo hidrogeológico e também considerada no relatório de projeto, sendo $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ tomado como valor médio representativo para efeitos de normalização dos resultados SPT (Struconcept Lda., 2019).

Na Tabela 9 é possível observar uma síntese destes fatores corretivos adotados.

Tabela 9 - Síntese dos fatores corretivos adotados no tratamento dos ensaios SPT (Matos Fernandes, 2020; Struconcept Lda., 2019)

Fator	Valor adotado	Observação
E_R	60%	Eficiência energética assumida para o equipamento
C_E	1,00	Resulta da adoção de $E_R = 60\%$
C_R	0,75; 0,85; 0,95; 1,00	Variável com o comprimento das varas/profundidade do ensaio
C_D	1,00	Valor adotado para o diâmetro de furação considerado
γ'	10 kN/m ³	Valor médio simplificado para o cálculo de σ'_{v0}
σ'_{v0}	$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$	z corresponde à profundidade média do ensaio
C_N	$\sqrt[3]{(100/\sigma'_{v0})}$, limitado a 0,5–2,0	Correção associada à tensão vertical efetiva
N_{70}	$N_{70} = N_{60} \times 60/70$	Conversão usada nas correlações de Shioi e Fukui/Bowles (Ameratunga et al., 2016)

4.3.1.2 Correlações empíricas

Para a estimativa do ângulo de atrito efetivo, ϕ' , foram consideradas correlações empíricas baseadas em N_{60} , $(N_1)_{60}$ e N_{70} , resumidas na Tabela 10, em que N_{70} corresponde ao valor do ensaio SPT normalizado para uma eficiência energética de 70%. A utilização conjunta destas correlações permite comparar formulações com diferentes pressupostos, incluindo expressões diretamente baseadas no valor corrigido para a energia de referência, expressões que incorporam o efeito da tensão vertical efetiva e expressões que recorrem ao valor normalizado $(N_1)_{60}$.

Ameratunga et al. (2016) referem que as correlações empíricas são frequentemente utilizadas para estimar parâmetros geotécnicos quando a informação disponível é limitada ou quando se pretende verificar a ordem de grandeza dos resultados, mas salientam que a origem da correlação deve ser sempre indicada e que existe dispersão associada a este tipo de abordagem.

Tabela 10 - Correlações adotadas para estimativa de φ' a partir do SPT (Ameratunga et al., 2016)

Correlação	Expressão adotada	Variável de entrada	Referência
Meyerhof / Skempton	Estimativa indireta de φ' a partir de D_r	$(N_1)_{60}$	(Meyerhof, 1957; Skempton, 1986)
Peck et al. / Wolff	$\varphi' = 27,1 + 0,3 N_{60} - 0,00054 N_{60}^2$	N_{60}	(Peck et al., 1974) aproximado por (Wolff, 1989)
Schmertmann / Kulhawy e Mayne	$\varphi' = \tan^{-1} [N / (12,2 + 20,3 \cdot \sigma'_{v0} / p_a)]^{0,34}$	N_{60} e σ'_{v0}	(Schmertmann, 1975), aproximado por (Kulhawy & Mayne, 1990)
Shioi e Fukui / Bowles - estradas e pontes	$\varphi' = \sqrt{(18 N_{70}) + 15}$	N_{70}	(Shioi & Fukui, 1982), modificado por (Bowles & Guo, 1996)
Shioi e Fukui / Bowles - edifícios	$\varphi' = 0,36 N_{70} + 27$	N_{70}	(Shioi & Fukui, 1982), modificado por (Bowles & Guo, 1996)
Hatanaka e Uchida	$\varphi' = \sqrt{(20 (N_1)_{60}) + 20}$	$(N_1)_{60}$	(Hatanaka & Uchida, 1996)

Complementarmente, considerou-se a relação entre $(N_1)_{60}$ e a densidade relativa proposta por (Skempton, 1986), apresentada por (Matos Fernandes, 2020), para enquadrar a compacidade dos materiais arenosos.

A Figura 31 apresenta a comparação entre diferentes correlações empíricas utilizadas na estimativa do ângulo de atrito efetivo, φ' , em função do valor do ensaio SPT. De forma geral, observa-se que todas as correlações indicam um aumento de φ' com o aumento da resistência à penetração, embora com inclinações e amplitudes distintas. As diferenças entre curvas refletem os pressupostos específicos de cada formulação, nomeadamente o tipo de valor SPT utilizado (N_{60} , $(N_1)_{60}$ ou N_{70}) e a forma como cada autor incorpora o efeito da compacidade e do estado de tensão. Assim, o gráfico evidencia a dispersão inerente a este tipo de correlações e justifica a adoção de intervalos de valores, em vez de um único valor pontual, para suporte ao estudo paramétrico.

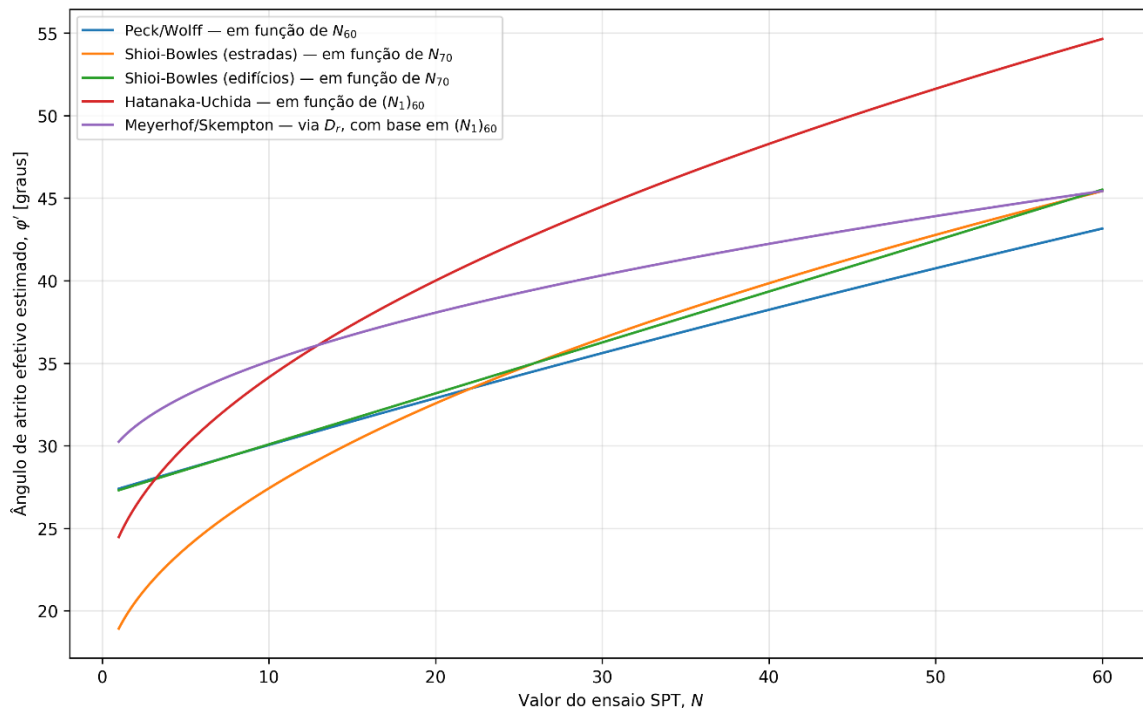


Figura 31 - Comparação entre correlações empíricas para estimativa de ϕ'

Para a estimativa do módulo de deformabilidade do solo, E_s , foram consideradas correlações empíricas baseadas no valor N_{60} presentes na Tabela 11. Estas correlações são particularmente dispersas e devem ser interpretadas como estimativas preliminares, adequadas para definir intervalos de variação a explorar no estudo paramétrico, e não como valores únicos de projeto.

As correlações consideradas para a estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , são aplicáveis essencialmente a solos granulares ou com comportamento predominantemente granular, incluindo areias, areias com finos, siltes arenosos e cascalhos arenosos (Ameratunga et al., 2016). Assim, a sua utilização no presente estudo deve ser entendida como uma estimativa indicativa para os materiais ZG4 e ZG3, não sendo diretamente representativa dos níveis basálticos mais competentes.

Tabela 11 - Correlações adotadas para estimativa de E_s a partir do SPT (Ameratunga et al., 2016)

Correlação	Expressão adotada	Observação	Referência
Webb	$E_s \approx 0,479 (N_{60} + 15) \text{ MPa}$	Areias e areias argilosas	(Webb, 1970)
Ferrent	$E_s \approx 0,718 (1 - \nu^2) N_{60} \text{ MPa}$	$\nu = 0,30$	(Ferrent, 1963)
Begemann	$E_s \approx 4 + 0,1 C (N_{60} - 6) \text{ MPa}$, para $N_{60} > 15$; $E \approx 0,1 C (N_{60} + 6) \text{ MPa}$, para $N_{60} < 15$	$C = 7,5$	(Begemann, 1974)
Kulhawy e Mayne - areia com finos	$E_s/p_a = 5 N_{60}$	$p_a = 100 \text{ kPa}$	(Kulhawy & Mayne, 1990)
Kulhawy e Mayne - areia limpa NC	$E_s/p_a = 10 N_{60}$	$p_a = 100 \text{ kPa}$	(Kulhawy & Mayne, 1990)
Kulhawy e Mayne - areia limpa OC	$E_s/p_a = 15 N_{60}$	$p_a = 100 \text{ kPa}$	(Kulhawy & Mayne, 1990)

Ameratunga et al. (2016) referem que as correlações para o módulo de deformabilidade apresentam dispersão significativa, uma vez que o valor de N é influenciado por vários fatores nem sempre considerados nas formulações originais. Esta variabilidade é visível na Figura 32, onde se comparam diferentes estimativas de E_s em função de N_{60} . Embora todas as correlações indiquem um aumento de E_s com a resistência à penetração, os valores obtidos diferem entre si, evidenciando a incerteza associada a este tipo de abordagem. Assim, reitera-se a ideia de que os resultados devem ser interpretados como intervalos de referência para apoio à análise paramétrica, e não como valores únicos de projeto.

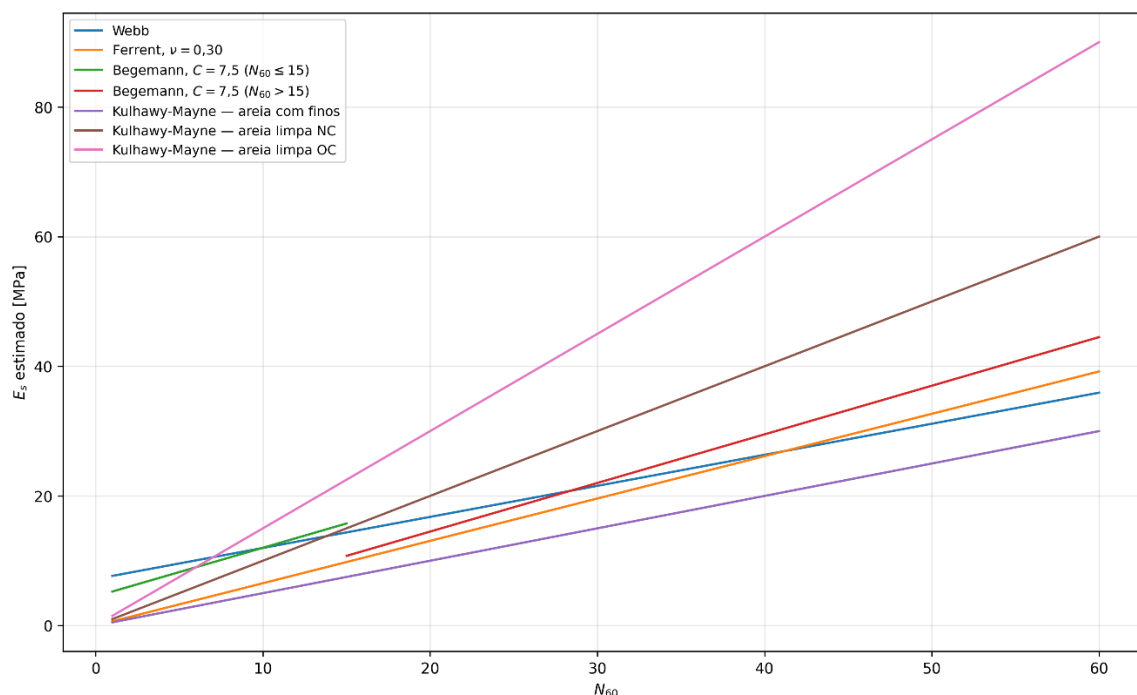


Figura 32 - Correlações empíricas entre o valor N_{60} do ensaio SPT e o módulo de deformabilidade, E_s , consideradas para solos granulares

4.3.1.3 Valores obtidos

A Tabela 12 apresenta a síntese estatística dos valores N_{60} e $(N_1)_{60}$ considerados na análise. Como seria expectável, verifica-se um aumento claro dos valores médios entre ZG4 e ZG3, refletindo a transição dos aterros superficiais para os materiais de alteração do CVL e basaltos decompostos.

Tabela 12 - Síntese dos valores N_{60} e $(N_1)_{60}$ por zona geotécnica

Zona	N_{60} mín.	N_{60} máx.	N_{60} méd.	$(N_1)_{60}$ mín.	$(N_1)_{60}$ máx.	$(N_1)_{60}$ méd.
ZG4	1,00	60,00	14,65	1,24	72,77	19,97
ZG3	7,00	60,00	41,97	10,50	80,24	50,89

Assim, a aplicação das correlações para φ' , presentes na Tabela 10, conduz aos intervalos apresentados na Tabela 13. As formulações dependentes de $(N_1)_{60}$ e da tensão vertical efetiva originam, em geral, uma maior amplitude de resultados, refletindo a influência do estado de tensão na estimativa do ângulo de atrito (Ameratunga et al., 2016).

Tabela 13 - Estimativa de φ' por correlação e zona geotécnica

Zona	Correlação	φ' mín. [°]	φ' máx. [°]	φ' médio [°]
ZG4	Meyerhof / Skempton	29,12	41,88	35,77
ZG4	Peck et al. / Wolff	27,40	43,16	31,31
ZG4	Schmertmann / Kulhawy e Mayne	19,33	53,53	40,02
ZG4	Shioi e Fukui / Bowles - estradas e pontes	19,37	48,51	31,40
ZG4	Shioi e Fukui / Bowles - edifícios	27,31	45,51	31,52
ZG4	Hatanaka e Uchida	24,97	58,15	38,68
ZG3	Meyerhof / Skempton	35,50	41,88	40,09
ZG3	Peck et al. / Wolff	29,17	43,16	38,52
ZG3	Schmertmann / Kulhawy e Mayne	37,23	56,13	49,55
ZG3	Shioi e Fukui / Bowles - estradas e pontes	27,73	50,19	42,07
ZG3	Shioi e Fukui / Bowles - edifícios	29,16	45,51	39,95
ZG3	Hatanaka e Uchida	34,49	60,06	50,82

A Tabela 14 apresenta os valores estimados para o módulo de deformabilidade, E_s , obtidos a partir das correlações empíricas selecionadas. Uma vez que estas formulações dependem diretamente de N_{60} , a consideração de $\gamma'=10$ kN/m³ para o cálculo de $(N_1)_{60}$ não altera os valores de E_s . Como mencionado acima, a variabilidade observada entre correlações reforça que estes valores não devem ser tomados como resultados únicos de projeto, mas antes como uma referência para balizar a gama de deformabilidade a analisar nos estudos paramétricos.

Tabela 14 - Estimativa de E_s por correlação e zona geotécnica

Zona	Correlação	Es mín. [MPa]	Es máx. [MPa]	Es médio [MPa]
ZG4	Webb	7,66*	35,93	14,20
ZG4	Ferrent ($\nu = 0,30$)	0,65*	39,20	9,57
ZG4	Begemann ($C = 7,5$)	5,25*	44,50	13,46
ZG4	Kulhawy e Mayne - areia com finos	0,50*	30,00	7,32
ZG4	Kulhawy e Mayne - areia limpa NC	1,00*	60,00	14,65
ZG4	Kulhawy e Mayne - areia limpa OC	1,50*	90,00	21,97
ZG3	Webb	10,54	35,93	27,29
ZG3	Ferrent ($\nu = 0,30$)	4,57	39,20	27,42
ZG3	Begemann ($C = 7,5$)	9,75	44,50	31,77
ZG3	Kulhawy e Mayne - areia com finos	3,50	30,00	20,99
ZG3	Kulhawy e Mayne - areia limpa NC	7,00	60,00	41,97
ZG3	Kulhawy e Mayne - areia limpa OC	10,50	90,00	62,96

*Valores obtidos a partir do mínimo $N_{60} = 1$, correspondente a uma ocorrência pontual e pouco representativa do comportamento global da ZG4.

Com o objetivo de sintetizar os resultados obtidos sem atribuir peso excessivo a valores extremos, a Tabela 15 apresenta apenas os valores médios calculados para cada correlação e para cada zona geotécnica. Esta opção permite comparar de forma mais clara a tendência dos parâmetros estimados, mantendo a variabilidade entre correlações como referência para a definição dos intervalos a considerar nos estudos paramétricos.

Tabela 15 - Valores médios e desvio padrão obtidos por correlação e zona geotécnica

Parâmetro	Correlação ou valor analisado	ZG4	ZG3
N_{60}	Valor médio tratado	$14,65 \pm 11,03$	$41,97 \pm 20,31$
$(N_1)_{60}$	Valor médio tratado	$19,97 \pm 14,46$	$50,89 \pm 23,80$
ϕ' [°]	Meyerhof / Skempton	$35,77 \pm 3,60$	$40,09 \pm 2,71$
ϕ' [°]	Peck et al. / Wolff	$31,31 \pm 3,01$	$38,52 \pm 5,28$
ϕ' [°]	Schmertmann / Kulhawy e Mayne	$40,02 \pm 8,48$	$49,55 \pm 5,69$
ϕ' [°]	Shioi e Fukui / Bowles - estradas e pontes	$31,40 \pm 6,33$	$42,07 \pm 7,33$
ϕ' [°]	Shioi e Fukui / Bowles - edifícios	$31,52 \pm 3,40$	$39,95 \pm 6,27$
ϕ' [°]	Hatanaka e Uchida	$38,68 \pm 7,21$	$50,82 \pm 8,34$
E_s [MPa]	Webb	$14,20 \pm 5,28$	$27,29 \pm 9,73$
E_s [MPa]	Ferrent, $\nu = 0,30$	$9,57 \pm 7,21$	$27,42 \pm 13,27$
E_s [MPa]	Begemann, $C = 7,5$	$13,46 \pm 6,63$	$31,77 \pm 14,06$
E_s [MPa]	Kulhawy e Mayne - areia com finos	$7,32 \pm 5,52$	$20,99 \pm 10,15$
E_s [MPa]	Kulhawy e Mayne - areia limpa NC	$14,65 \pm 11,03$	$41,97 \pm 20,31$
E_s [MPa]	Kulhawy e Mayne - areia limpa OC	$21,97 \pm 16,55$	$62,96 \pm 30,46$

Através de uma primeira análise, é possível observar que os valores médios estimados para ZG3 são sistematicamente superiores aos obtidos para ZG4, refletindo o aumento da resistência à penetração entre os aterros superficiais e os materiais de alteração do Complexo Vulcânico de Lisboa. A dispersão entre correlações permanece significativa, sobretudo no caso de E_s , pelo que estes valores devem ser utilizados como referência comparativa.

A síntese apresentada na Tabela 15 permite, também, identificar a gama média de valores obtida para cada parâmetro e para cada zona geotécnica. Reforçando a ideia central deste capítulo, estes valores não devem ser interpretados como parâmetros finais de projeto, mas sim como valores de referência para a definição das combinações a introduzir no estudo paramétrico do caso de estudo. Desta forma, a variabilidade associada às correlações empíricas é incorporada na análise numérica, permitindo avaliar a influência da incerteza dos parâmetros geotécnicos na resposta global da contenção periférica, nomeadamente ao nível dos deslocamentos, esforços estruturais e interação com a galeria existente.

4.3.2 Análise dos ensaios pressiométricos de Ménard

Neste subcapítulo procede-se à interpretação dos ensaios pressiométricos de Ménard realizados no reconhecimento geotécnico do terreno do caso de estudo, com o objetivo de complementar a caracterização geotécnica obtida a partir dos ensaios SPT. Enquanto o SPT foi utilizado sobretudo para enquadrar a resistência à penetração e estimar parâmetros por correlações empíricas, o ensaio pressiométrico permite complementar essa interpretação através de uma avaliação mais direta da deformabilidade do terreno. Esta informação é particularmente relevante para a definição dos intervalos de variação dos parâmetros a introduzir nos estudos paramétricos, nomeadamente no que respeita ao módulo de deformabilidade, E .

Atendendo à metodologia já apresentada no subcapítulo 4.2.2, a análise irá centrar-se nos valores de p_0 , p_f , p_L e E_M , nas correlações selecionadas e nos parâmetros derivados a partir dos resultados disponíveis.

4.3.2.1 Valores considerados

Os ensaios pressiométricos foram realizados em diferentes sondagens e profundidades, abrangendo sobretudo os aterros superficiais, os solos residuais e os materiais de alteração do CVL, bem como alguns níveis basálticos mais competentes, classificados como $W3$ - $W4$. O relatório geotécnico refere ainda a ocorrência de materiais muito brandos em alguns ensaios, cujos resultados ficaram abaixo dos valores de deteção, não tendo sido por isso considerados valores de E_M , p_L ou p_f (Struconcept Lda., 2019). Estes registos não foram considerados no tratamento estatístico.

A Tabela A1. 3 do anexo apresenta os ensaios com valores quantificáveis considerados no tratamento (Struconcept Lda., 2019). Importa referir que, em alguns casos, a pressão de fluência, p_f , não foi atingida durante o ensaio, tendo o módulo pressiométrico, E_M , sido calculado com base no último valor de pressão corrigida, p_c . Assim, estes ensaios foram mantidos no tratamento, uma vez que apresentam valores utilizáveis de E_M e p_L , mas o valor de p_f não foi considerado como parâmetro estatístico.

Os valores obtidos evidenciam o contraste entre os materiais mais deformáveis das zonas ZG4 e ZG3 e os níveis basálticos mais competentes representados pela ZG2. De forma geral, os aterros, solos residuais e basaltos muito alterados apresentam módulos pressiométricos reduzidos, enquanto os ensaios realizados em basalto *W3-W4* conduzem a valores significativamente superiores de E_M e p_L .

A ZG1 não foi incluída no tratamento estatístico dos ensaios pressiométricos, uma vez que não existem resultados válidos diretamente associados a esta zona geotécnica. Os ensaios disponíveis incidem sobretudo sobre os aterros, os solos residuais/decompostos do CVL e os níveis basálticos mais alterados. Deste modo, os parâmetros da ZG1 devem continuar a ser definidos com base no zonamento geotécnico, nos resultados de laboratório e nos valores adotados no projeto, não sendo adequado extrapolar diretamente para esta zona os valores obtidos por pressiómetro nas unidades mais alteradas.

4.3.2.2 *Análise dos resultados pressiométricos*

A Figura 33 e Figura 34 apresentam, respetivamente, a dispersão dos valores de E_M e p_L por zona geotécnica, sob a forma de diagramas de extremos e quartis. A análise conjunta destas representações evidencia a proximidade entre os resultados obtidos para as zonas ZG4 e ZG3, bem como o contraste marcado com a ZG2, onde se registam valores significativamente superiores de rigidez e de resistência pressiométrica, associados aos níveis de basalto *W3-W4*.

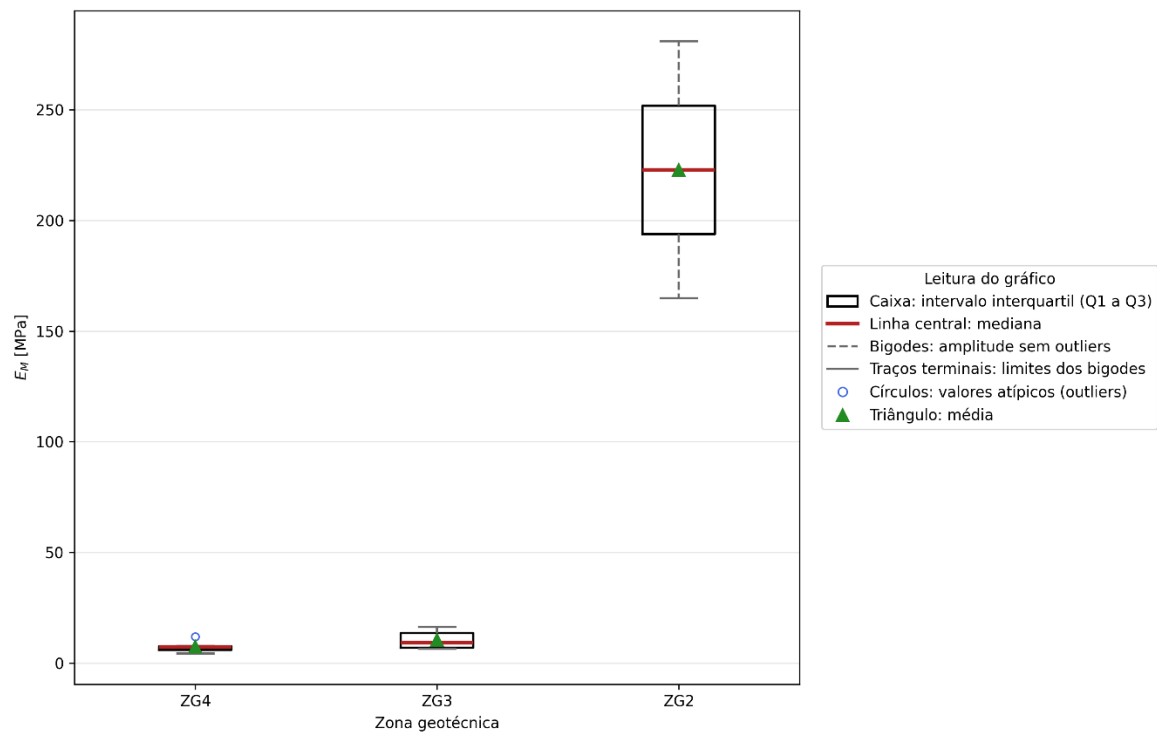


Figura 33 - Diagrama de extremos e quartis de E_M por zona geotécnica

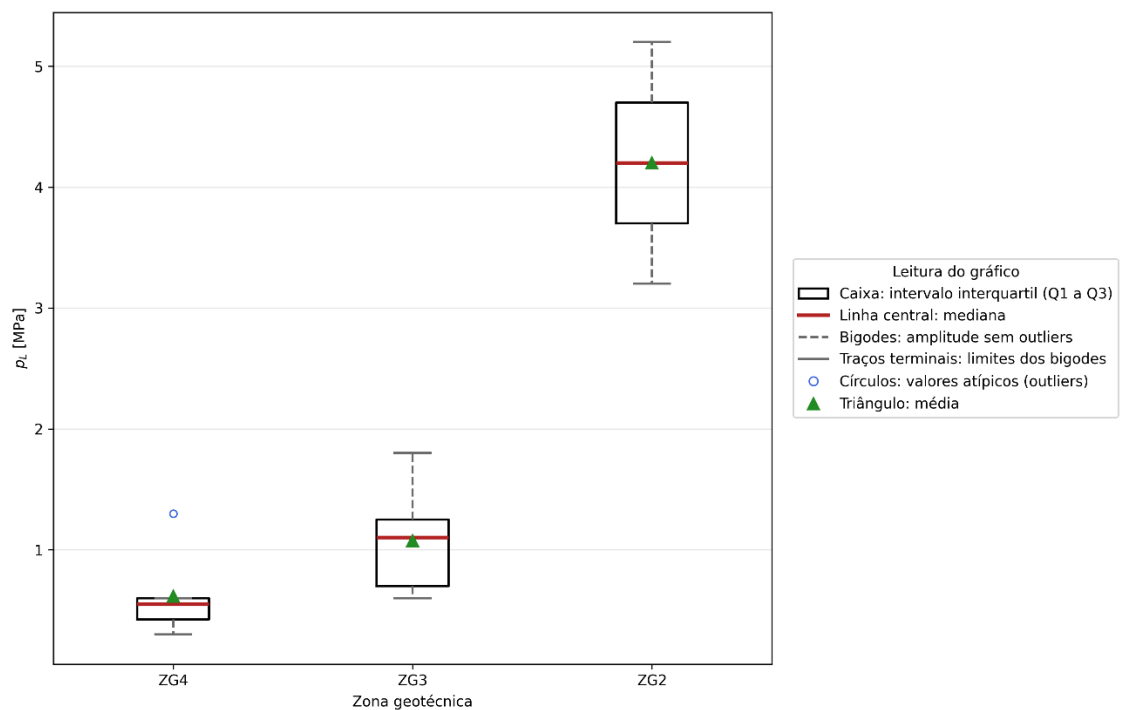


Figura 34 - Diagrama de extremos e quartis de p_L por zona geotécnica

A síntese estatística dos principais resultados do ensaio é apresentada na Tabela 16. Observa-se que a ZG4 e a ZG3 apresentam valores médios de E_M relativamente próximos, enquanto a ZG2 se distingue por valores muito superiores, compatíveis com materiais de natureza rochosa menos alterada.

Tabela 16 - Síntese estatística dos resultados pressiométricos válidos por zona geotécnica

Zona	p_0 mín.-méd.-máx. [MPa]	p_L mín.-méd.-máx. [MPa]	E_M mín.-méd.-máx. [MPa]	E_M/p_L mín.-méd.-máx.
ZG4	0,03 - 0,05 - 0,08	0,30 - 0,62 - 1,30	4,30 - 7,35 - 12,00	9,23 - 12,82 - 14,60
ZG3	0,00 - 0,07 - 0,24	0,60 - 1,07 - 1,80	6,40 - 10,44 - 16,40	7,10 - 9,74 - 11,29
ZG2	0,02 - 0,65 - 1,27	3,20 - 4,20 - 5,20	164,80 - 222,85 - 280,90	51,50 - 52,76 - 54,02

4.3.2.3 Estimativa do módulo de deformabilidade

Para efeitos de modelação numérica, procedeu-se à estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , a partir do módulo pressiométrico de Ménard, E_M . Esta conversão foi realizada com base na metodologia apresentada por Ameratunga et al. (2016), que reúne correlações empíricas para interpretação de resultados pressiométricos e refere a utilização do coeficiente reológico α , originalmente associado à abordagem de Ménard e desenvolvido por Baguelin (1978), para converter o módulo pressiométrico em módulo de deformabilidade equivalente.

$$E_s = \frac{E_M}{\alpha} \quad (4.5)$$

Nesta expressão, α depende da natureza do material e da razão pressiométrica E_M/p_L . Esta razão foi utilizada como critério auxiliar de seleção do coeficiente reológico, uma vez que relaciona a rigidez pressiométrica, E_M , com a pressão limite, p_L , permitindo distinguir materiais com respostas deformacionais distintas. Assim, para cada ensaio válido das zonas ZG4 e ZG3, foi calculado o valor de E_M/p_L , tendo-se posteriormente selecionado o coeficiente α correspondente à gama indicada por Ameratunga et al. (2016) para o tipo de material considerado.

Na ZG4, os valores de E_M/p_L distribuem-se entre as gamas 6-10 e superiores a 10, pelo que o coeficiente α foi definido ensaio a ensaio. Na ZG3, os resultados apresentam valores de E_M/p_L concentrados na gama 7-12, tendo sido adotado $\alpha = 1/3$. Para a ZG2, apesar de os valores de E_M/p_L serem significativamente superiores, não se aplicou diretamente o critério empírico definido para solos, uma vez que esta zona corresponde a basalto alterado W3-W4. Assim, para esta unidade, adotou-se $E_s = E_M$, considerando o módulo pressiométrico como valor de referência para a rigidez do maciço.

Na Tabela 17 apresenta-se um resumo dos critérios de seleção de α para a conversão de E_M em E_s , segundo a metodologia apresentado por Ameratunga et al. (2016) e Baguelin (1978).

Tabela 17 - Critério de seleção de α para a conversão de E_M em E_s (Ameratunga et al., 2016; Baguelin, 1978)

Zona	Tipo de material adotado	Critério E_M/p_L	α adotado	Observação
ZG4	Areia e cascalho / aterro heterogéneo	> 10; 6–10	1/3; 1/4	Coeficiente selecionado ensaio a ensaio
ZG3	Areia / material residual alterado	7–12 / material alterado	1/3	Coeficiente selecionado com base na gama E_M/p_L dos ensaios válidos
ZG2	Basalto alterado W3-W4	n.a.	1,00	Coeficientes definidos para solos; adotou-se $E_s = E_M$ como valor de referência

A aplicação do critério anterior foi realizada ensaio a ensaio, conforme apresentado na Tabela 18. Esta tabela permite verificar a razão E_M/p_L utilizada, o coeficiente α atribuído e o correspondente módulo de deformabilidade estimado para cada registo válido.

Tabela 18 - Estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , por ensaio pressiométrico

Ensaio	Zona	E_M/p_L	α	$E_s = E_M/\alpha$ [MPa]
S1-01	ZG4	14,33	1/3	12,90
S1-02	ZG3	9,11	1/3	49,20
S8-01	ZG4	12,83	1/3	23,10
S8-02	ZG3	11,17	1/3	20,10
S8-03	ZG3	9,14	1/3	19,20
S9-01	ZG3	7,10	1/3	21,30
S10-01	ZG4	13,75	1/3	16,50
S10-02	ZG3	10,75	1/3	38,70
S12-02	ZG2	51,50	1,00	164,80
S15-01	ZG3	9,33	1/3	33,60
S15-02	ZG3	10,00	1/3	21,00
S16-01	ZG4	14,60	1/3	21,90
S16-02	ZG3	11,29	1/3	47,40
S17-01	ZG4	9,23	1/4	48,00
S18-01	ZG4	12,17	1/3	21,90
S18-02	ZG2	54,02	1,00	280,90

Desta forma, a Tabela 19 apresenta a síntese dos valores estimados de E_s por zona geotécnica, bem como os desvios mínimo e máximo relativamente ao valor médio adotado. Os resultados mostram que os módulos estimados para as zonas ZG4 e ZG3 aumentam relativamente aos valores de E_M , em resultado da aplicação dos coeficientes α inferiores à unidade. A ZG2 mantém valores significativamente superiores, compatíveis com a maior competência dos níveis basálticos *W3-W4*, mas sem aplicação de majoração empírica adicional.

Tabela 19 - Síntese da estimativa do módulo de deformabilidade, E_s , por zona geotécnica

Zona	N.º ensaios	α aplicado	E_s mínimo [MPa]	E_s médio [MPa]	E_s máximo [MPa]	Delta mín.	Delta máx
ZG4	6	1/3; 1/4	12,90	24,05	48,00	46,40%	99,60%
ZG3	8	1/3	19,20	31,31	49,20	38,70%	57,10%
ZG2	2	1,00	164,80	222,85	280,90	26,00%	26,00%

Por fim, a Tabela 20 reúne os valores médios derivados dos ensaios pressiométricos, a utilizar como referência na definição dos parâmetros de modelação. Estes valores não devem ser interpretados como parâmetros finais únicos, mas sim como uma base de apoio à seleção de gamas representativas de deformabilidade, a considerar no estudo paramétrico desenvolvido posteriormente.

Tabela 20 - Valores médios derivados dos ensaios pressiométricos por zona geotécnica (Ameratunga et al., 2016)

Parâmetro	Correlação / valor analisado	ZG4	ZG3	ZG2
E_M [MPa]	Valor médio tratado	7,35	10,44	222,85
p_L [MPa]	Valor médio tratado	0,62	1,07	4,20
E_M/p_L	Valor médio tratado	12,82	9,74	52,76
E_s [MPa]	Valor médio tratado	24,05	31,31	222,85

5

CÁLCULO BASE

5.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objetivo apresentar o cálculo base desenvolvido para a solução de escavação e contenção periférica em estudo, tomando como referência o relatório de projeto.

A análise tem como finalidade caracterizar o modelo de cálculo adotado, descrevendo os principais pressupostos considerados na sua definição, nomeadamente a geometria da escavação, os elementos estruturais integrantes da solução, os parâmetros mecânicos atribuídos aos materiais e os parâmetros geotécnicos associados aos diferentes horizontes geotécnicos.

Para além da descrição do modelo e dos critérios de cálculo adotados, este capítulo inclui também a apresentação e interpretação dos principais resultados obtidos. A análise incide sobre grandezas consideradas relevantes para a avaliação do desempenho da solução, nomeadamente os deslocamentos da estrutura de contenção e do terreno envolvente, o estado de tensão no maciço, os esforços internos nos elementos estruturais e a resposta global do sistema solo-estrutura. Esta avaliação permite compreender o comportamento previsto para a escavação e constitui a base para a posterior análise crítica e comparação com os resultados decorrentes do estudo paramétrico.

Importa também referir que, a modelação numérica deste problema foi efetuada com recurso ao software PLAXIS 2D. Este programa, baseado no método dos elementos finitos, permite a análise bidimensional de problemas e estabilidade em engenharia geotécnica, nomeadamente analisando-se o estado de tensão e deformação, bem como os níveis de segurança. Assim, no âmbito do caso de estudo em análise neste documento, o PLAXIS 2D permitiu, através das suas funcionalidades, representar os elementos mais relevantes do projeto, bem como simular o faseamento construtivo da solução (Bentley Systems, 2025).

5.2 DEFINIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

5.2.1 Geometria do modelo

A definição da geometria do modelo procurou representar, de forma simplificada, as principais características geométricas e geotécnicas do caso de estudo, assim como as diferentes fases construtivas associadas à execução da escavação.

Uma vez que a modelação foi realizada num modelo bidimensional (PLAXIS 2D), foram consideradas secções representativas da escavação, garantindo uma reprodução conservadora da realidade do projeto.

O modelo desenvolvido contempla a geometria das duas caves do edifício, as respetivas paredes moldadas periféricas e a localização do túnel existente do Metropolitano de Lisboa, situado entre ambas as zonas de escavação (Figura 35) (Struconcept Lda., 2023).

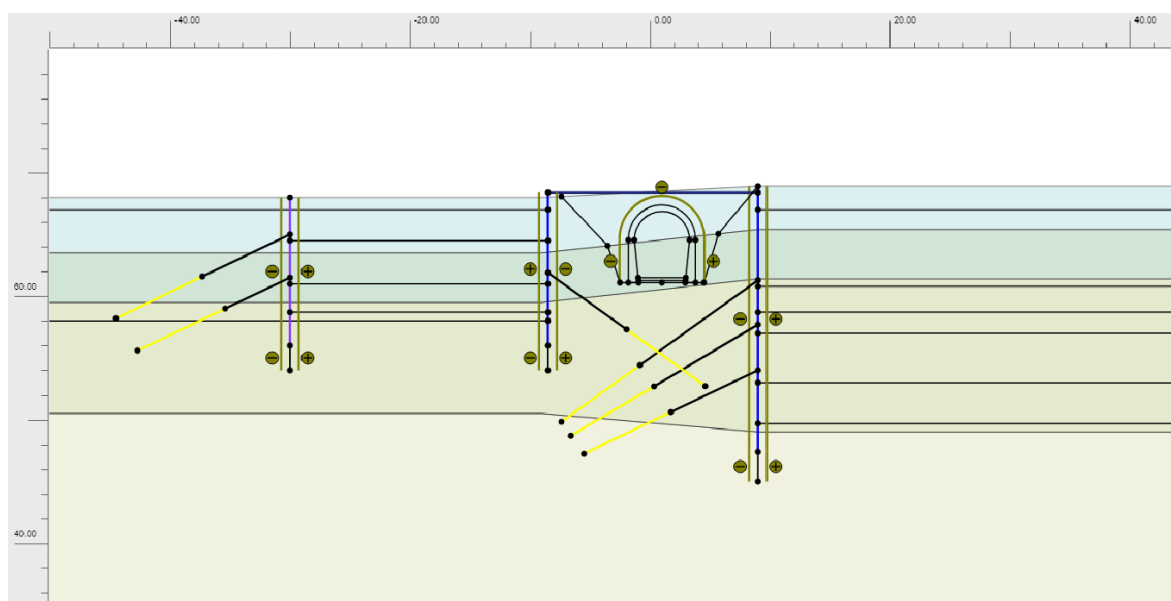


Figura 35 - Aspeto geral do modelo numérico de projeto (Struconcept Lda., 2023)

Como se pode observar na Figura 36, do lado poente, a escavação apresenta uma profundidade aproximada de 10 m, correspondente à execução de dois pisos enterrados, enquanto do lado nascente a profundidade atinge cerca de 20 m, associada à construção de seis pisos enterrados. A extensão do modelo foi definida de modo a minimizar a influência das condições de fronteira, salvaguardando uma adequada redistribuição das tensões induzidas pela escavação. A galeria do metropolitano foi representada entre ambas as zonas de escavação, procurando reproduzir a sua posição relativa face às paredes de contenção, de acordo com os condicionamentos definidos em projeto.

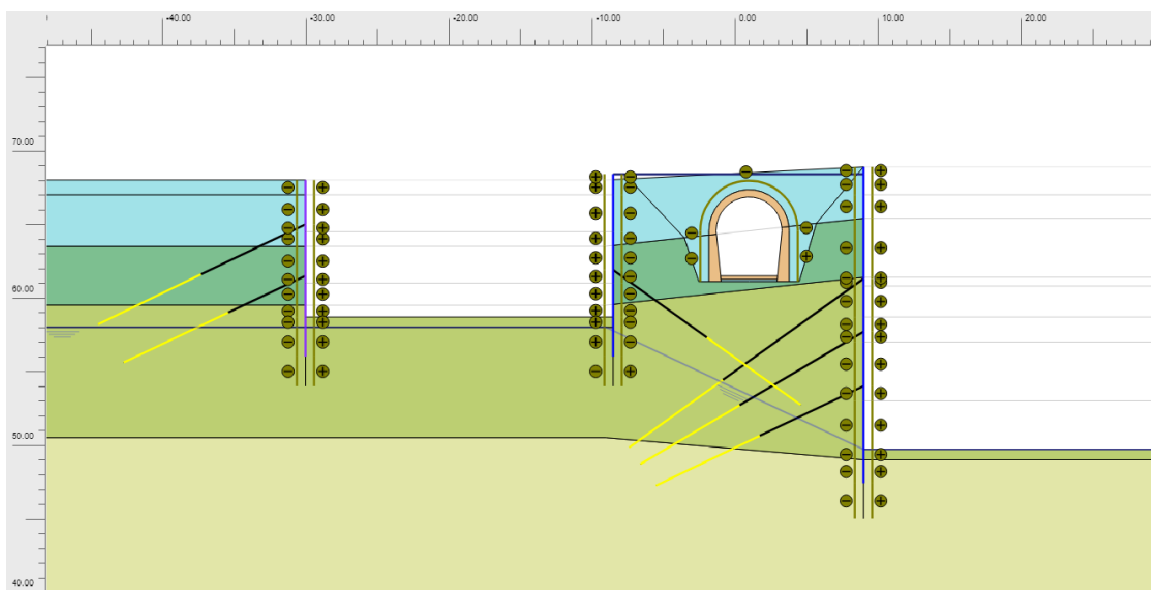


Figura 36 - Aspeto final da escavação (Struconcept Lda., 2023)

A estratigrafia do terreno foi igualmente incorporada na geometria do modelo, através da definição de horizontes geotécnicos presentes no relatório de projeto desta especialidade. Estes estratos foram representados de acordo com o perfil geológico-geotécnico adotado, permitindo atribuir a cada camada os respetivos parâmetros de resistência e deformabilidade. A Figura 37 ilustra a modelação da estratigrafia no PLAXIS 2D, enquanto a Figura 38 apresenta o perfil geotécnico de referência retirado do relatório de projeto.

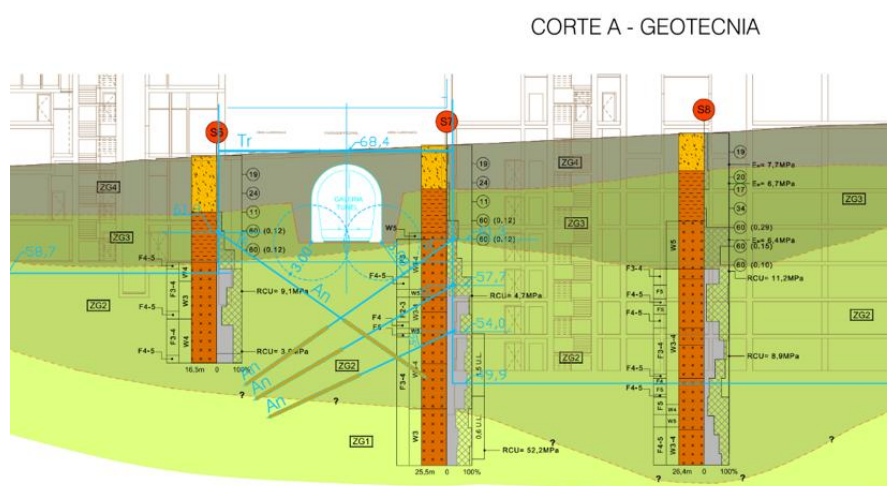


Figura 37 - Representação da estratigrafia obtida no relatório geotécnico (Struconcept Lda., 2023)

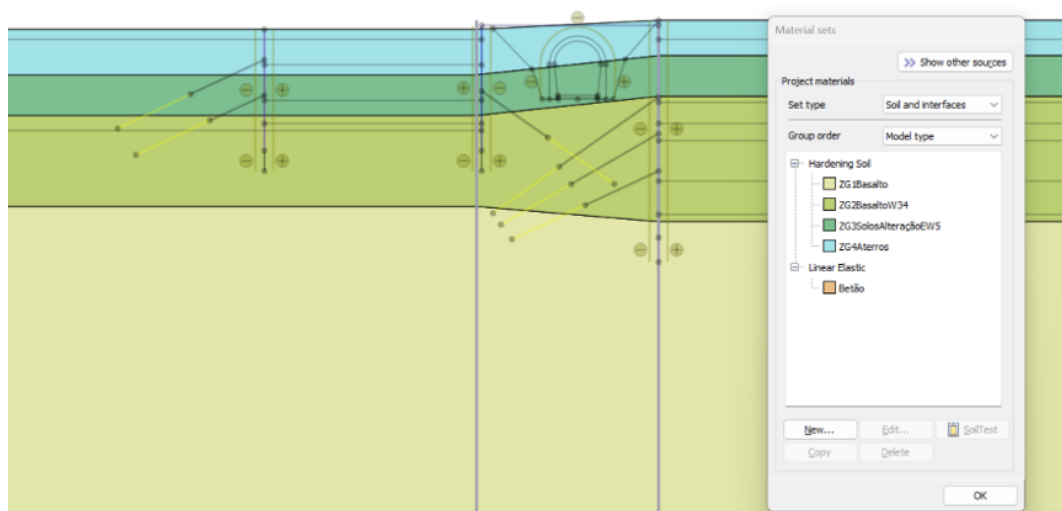


Figura 38 - Representação da estratigrafia considerada no modelo (Struconcept Lda., 2023)

Ao observar estas duas imagens (Figura 37 e Figura 38), fica evidenciada a correspondência da simplificação do modelo numérico à interpretação definida através dos ensaios de campo.

Em suma, a geometria adotada procurou assegurar um equilíbrio entre a simplificação necessária para a modelação numérica e a verdadeira representação das principais condicionantes do projeto, nomeadamente as diferentes profundidades de cada escavação, a galeria da ML, configuração das paredes moldadas e a estratigrafia do solo.

5.2.2 Elementos estruturais

Após a definição da geometria do modelo, procedeu-se à introdução dos elementos estruturais associados à solução da contenção periférica e às estruturas existentes relevantes para a análise. Para este efeito, foram utilizadas as ferramentas disponibilizadas no *software* PLAXIS 2D, que permitem representar diferentes tipos de elementos estruturais e simular a sua interação com o maciço envolvente (Bentley Systems, 2025).

Deste modo, procurou-se reproduzir, de forma compatível com uma análise bidimensional, o comportamento dos principais componentes estruturais previstos em projeto, nomeadamente as paredes moldadas, os sistemas de ancoragem, os tirantes horizontais superiores e a galeria existente do ML.

5.2.2.1 Paredes Moldadas

Começando pelas paredes moldadas, estas foram modeladas através de elementos do tipo *plate*, funcionalidade disponibilizada pelo PLAXIS 2D para a representação de estruturas esbeltas inseridas no terreno, com rigidez axial à flexão significativa. Estes elementos são compostos por elementos de viga, com três graus de liberdade por nó, sendo dois destes translacionais e o outro rotacional. Na Figura 39, podemos ver um corte transversal de um elemento tipo *plate*, e como é feita a representação dos seus nós no programa, para o caso de solos modelados com 6 nós (Bentley Systems, 2025).

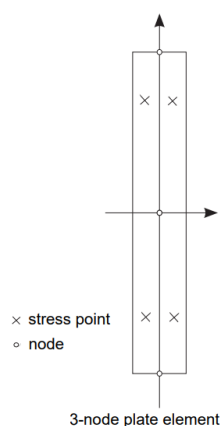


Figura 39 - Representação dos nós nos elementos tipo *plate* (Bentley Systems, 2025)

No que concerne à solução de projeto, conforme apresentado no capítulo 3, foram consideradas paredes com 0,60 m de espessura nas zonas periféricas correntes e paredes com 1,00 m de espessura nos alinhamentos adjacentes à galeria do metro. Estas últimas assumem particular relevância no comportamento global da solução, uma vez que, para além da função de contenção, também irão suportar o vão do edifício que transpõe a mesma. Importa ainda referir que, no PLAXIS 2D, as paredes moldadas devem ser acompanhadas pela definição de interfaces solo-estrutura, de modo a simular o possível deslizamento relativo e a mobilização de resistência ao corte nas superfícies de contacto (Struconcept Lda., 2023).

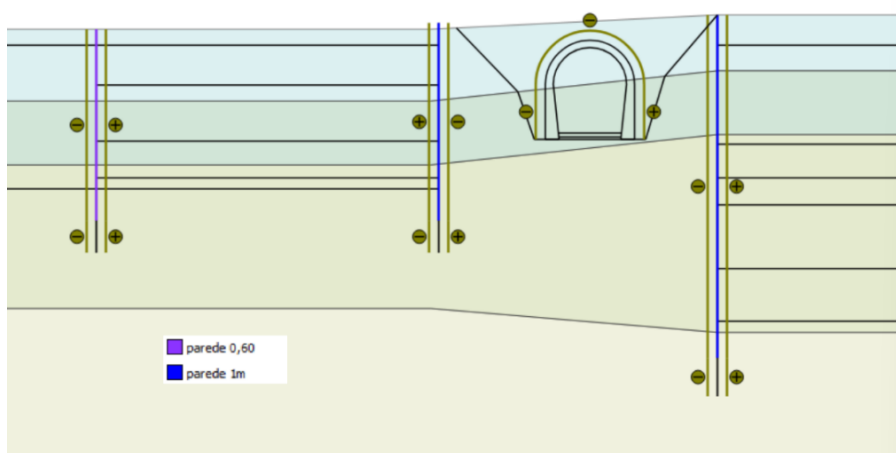


Figura 40 - Modelação das paredes moldadas e respectivas interfaces solo-estrutura (Struconcept Lda., 2023)

As suas propriedades foram definidas através de parâmetros de rigidez axial, EA, e rigidez à flexão, EI, determinados com base nas respetivas espessuras e módulo de elasticidade adotado para o betão.

Na tabela abaixo encontra-se um quadro resumo dos parâmetros adotados em projeto.

Tabela 21 - Paredes moldadas - parâmetros adotados em projeto (Struconcept Lda., 2023)

Espessura da parede	Tipo de material	w [kN/m/m]	EA [kN/m]	EI [kN.m]	v
0,60 m	Elastoplástico	15,00	18,00E6	540,00E3	0,15
1,00 m	Elastoplástico	25,00	30,00E6	2,500E6	0,15

5.2.2.2 Ancoragens e tirantes horizontais

Para além das paredes moldadas, foram considerados no modelo os sistemas de suporte previstos em projeto, nomeadamente as ancoragens provisórias e os tirantes horizontais superiores (Struconcept Lda., 2023). Tal como referido no capítulo 2, estes elementos têm como principal função limitar os deslocamentos horizontais das paredes de contenção, reduzir os esforços de flexão mobilizados durante as fases de escavação e contribuir para o controlo da interação entre a escavação e a galeria existente do Metropolitano de Lisboa.

No PLAXIS 2D, estes sistemas de suporte foram modelados recorrendo a elementos do tipo *node-to-node anchor*, que correspondem a elementos elásticos, definidos entre dois nós, caracterizados por uma rigidez axial (EA) constante. A sua utilização permite simular elementos estruturais sujeitos predominantemente a esforços axiais, podendo funcionar à tração, como no caso de ancoragens e tirantes, ou à compressão, como sucede em elementos de escoramento. O programa permite ainda definir limites para a força máxima mobilizada, possibilitando a simulação de eventuais situações de perda de capacidade resistente (Bentley Systems, 2025).

Relativamente às ancoragens provisórias, importa ainda salientar que estas foram modeladas distinguindo o respetivo comprimento livre da zona de selagem. O comprimento livre foi representado por elementos *node-to-node anchor*, enquanto a zona de selagem foi simulada através de elementos *geogrid*, associados à extremidade da ancoragem. Esta abordagem constitui uma simplificação do bolbo de selagem real, mas permite reproduzir a transferência axial de esforços entre a ancoragem e o terreno envolvente (Bentley Systems, 2025). Considerando que a análise desenvolvida incide sobre o comportamento global da escavação e da estrutura de contenção, esta idealização foi considerada adequada (Struconcept Lda., 2023).

A definição destes elementos no modelo requer a introdução da respetiva rigidez axial, bem como do espaçamento entre elementos consecutivos. Este último parâmetro assume particular importância em análises bidimensionais, uma vez que permite converter o comportamento descontínuo e individualizado das ancoragens e tirantes, numa representação equivalente por metro de desenvolvimento no modelo (Bentley Systems, 2025).

As ancoragens provisórias e os tirantes horizontais foram definidos no modelo conforme o que foi enunciado no subcapítulo 3.2.2, tendo em especial atenção os posicionamentos, os comprimentos livres e de selagem, as diferentes inclinações e pré-esforços instalados. Assim, procurou-se assegurar que a geometria e a função estrutural dos elementos de suporte fossem reproduzidas de forma coerente no modelo numérico.

A Figura 41 é referente à disposição geométrica das cortinas e dos elementos de suporte em projeto, enquanto a Figura 42 corresponde à representação adotada no modelo numérico.

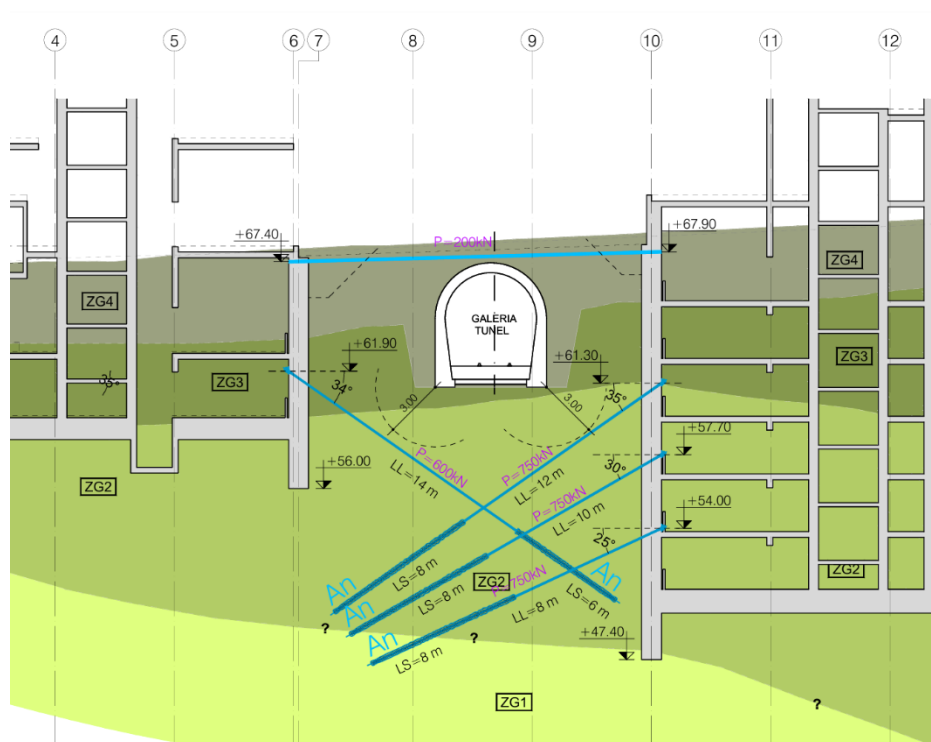


Figura 41 - Representação dos elementos de suporte em projeto

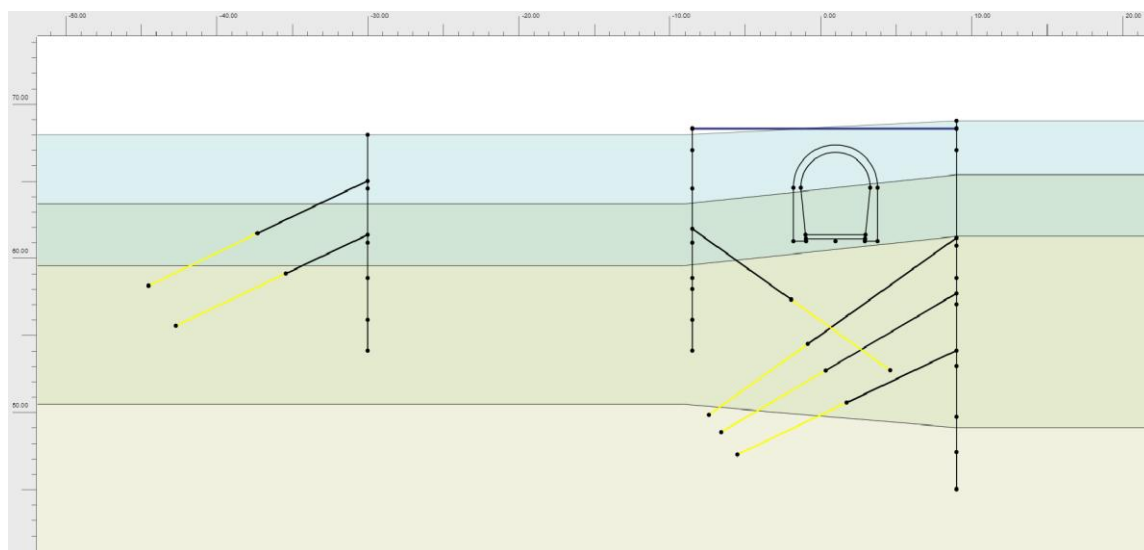


Figura 42 – Modelação dos elementos de suporte no modelo numérico

De facto, da comparação entre as imagens, pode-se constatar a proximidade das configurações de projeto e de cálculo, garantindo que o modelo reproduz de forma adequada a solução da contenção.

Na Tabela 22, encontra-se resumido os parâmetros adotados para cada um dos elementos estruturais:

Tabela 22 - Ancoragens e tirantes - parâmetros adotados em projeto (Struconcept Lda., 2023)

Elemento estrutural	Tipo de material	EA [kN/m]	F _{max,tens} [kN]	Espaçamento [m]
Tirante horizontal	Elastoplástico	140,00E3	720,00	3,00
Ancoragem (600 kN)	Elastoplástico	140,00E3	720,00	3,00
Ancoragem (750 kN)	Elastoplástico	168,00E3	900,00	3,00
Geogrid (Zona de selagem)	Elástico	100,00E3	n.d.	3,00

5.2.2.3 Modelação do túnel

Tal como já mencionado anteriormente, a galeria existente do ML constitui um dos principais condicionamentos do caso de estudo. Assim, torna-se imperativo a sua inclusão na modelação numérica da solução de contenção, de forma a ser possível avaliar a influência dos trabalhos de escavação na estrutura existente.

A geometria da galeria foi definida com base nos elementos fornecidos pelo Metropolitano de Lisboa e considerados no relatório de projeto. A estrutura apresenta uma secção em ferradura, com aproximadamente 5,6 m de largura e 6,25 m de altura (Figura 43) (Struconcept Lda., 2022). No modelo, procurou-se reproduzir a sua posição relativa face às paredes moldadas e às zonas de escavação, de forma a representar adequadamente a interação entre a nova solução de contenção e a infraestrutura existente.

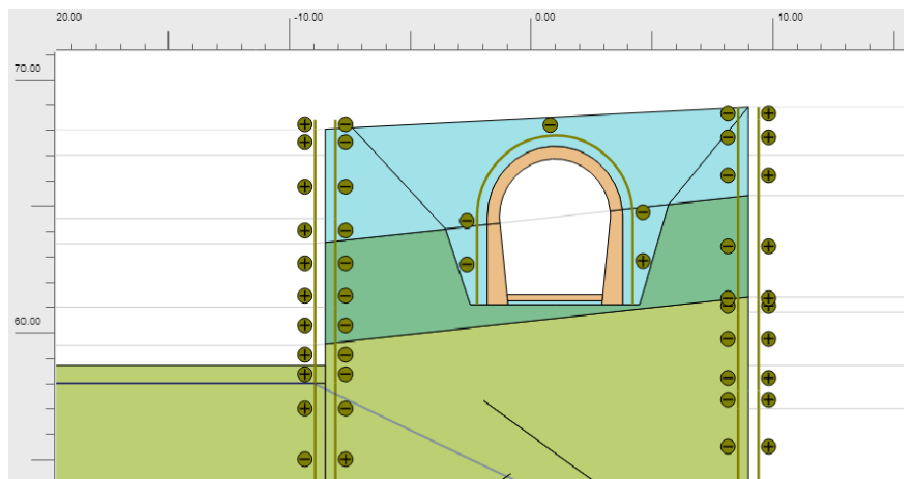


Figura 44 - Galeria do ML modelada (Struconcept Lda., 2023)

5.2.3 Faseamento construtivo

A definição do faseamento construtivo é uma etapa fundamental na modelação numérica de escavações profundas, visto que a resposta do sistema solo-estrutura depende diretamente da sequência de execução dos trabalhos. A escavação progressiva do terreno, a ativação dos elementos de contenção e a aplicação dos pré-esforços conduzem a sucessivas redistribuições de tensões no maciço, influenciando os deslocamentos da contenção, os esforços internos nos elementos estruturais e o comportamento de estruturas existentes, como a galeria existente do Metropolitano de Lisboa.

No presente estudo, o faseamento foi definido com recurso à opção *Staged Construction* do PLAXIS 2D, que permite simular a evolução do processo construtivo através da ativação e desativação progressiva de *clusters* de solos, elementos estruturais, cargas e condições hidráulicas. De acordo com o manual do programa, esta funcionalidade permite alterar a configuração geométrica entre fases, modificar cargas, reatribuir materiais e aplicar pré-esforço em ancoragens e cabos durante fases específicas de cálculo (Bentley Systems, 2025).

À semelhança dos outros elementos definidos nesta modelação, a sequência construtiva considerada procurou reproduzir simplificadamente as principais fases previstas no relatório de projeto.

Primeiramente, foi gerado o estado inicial de tensões do maciço (Figura 45), considerando a geometria do terreno e a estratigrafia definida no modelo. Esta fase corresponde à situação anterior ao início dos trabalhos de execução da galeria do ML, servindo de referência para a avaliação dos deslocamentos e das alterações de tensão induzidas nas fases seguintes.

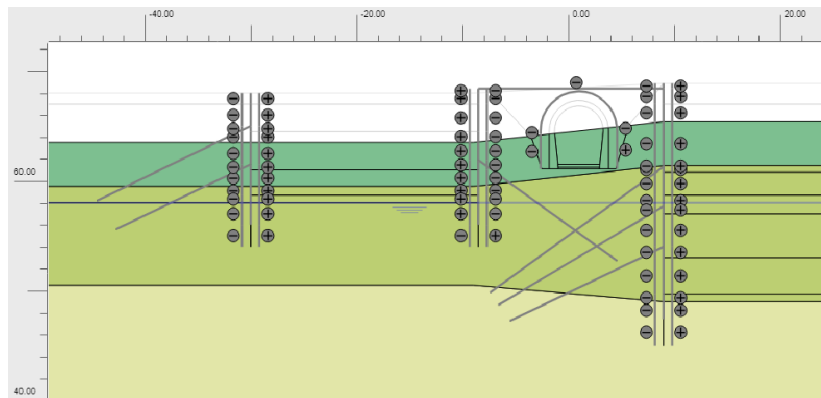


Figura 45 - Geração do estado inicial de tensão

No modelo de base, o nível freático inicial foi definido à cota +58,0 m, conforme referido na Secção 4.1.2, representando de forma simplificada as condições piezométricas identificadas no local. No modelo bidimensional, adotou-se uma linha freática horizontal, a partir da qual foram geradas as pressões intersticiais iniciais no maciço.

Durante a sequência construtiva, o nível freático foi rebaixado faseadamente no interior da escavação nascente, acompanhando o seu aprofundamento. Na escavação poente não foi necessário considerar um rebaixamento equivalente, uma vez que o fundo de escavação se mantém acima do nível freático inicial.

Após a definição deste estado geostático inicial, procedeu-se à simulação da execução da galeria, através da colocação de aterro e posterior desativação do *cluster* de solo correspondente ao seu volume. Esta etapa teve como objetivo representar, de forma simplificada, a perturbação introduzida no maciço pela abertura da galeria do metropolitano, permitindo considerar a consequente redistribuição de tensões na sua envolvente (Figura 46).

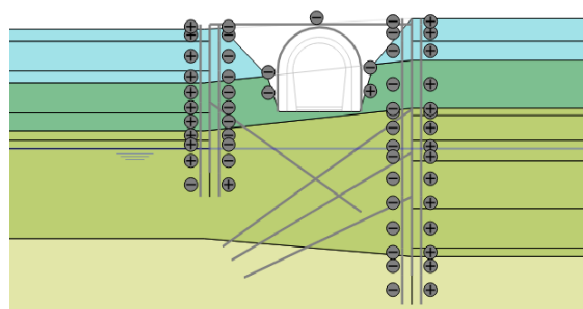


Figura 46 - Escavação em trincheira para a implantação da galeria

De seguida, foi introduzida a estrutura do túnel com o respetivo aterro de preenchimento, modelados conforme descrito no subcapítulo anterior (Figura 47). Esta abordagem procurou, não só representar a geometria da infraestrutura existente, mas também gerar o estado de tensão resultante da sua instalação no terreno. Assim, antes do início da simulação das escavações associadas ao projeto, já se encontra incorporado no modelo os efeitos desta intervenção prévia.

Na fase posterior, foram ativados os elementos estruturais correspondentes às paredes moldadas, às interfaces solo-estrutura e aos elementos associados à galeria (Figura 48). No modelo, as cortinas foram consideradas como elementos já instalados (*wished in place*), não tendo sido simulados os efeitos específicos do seu processo construtivo abordados na secção 2.2.1, como a abertura da vala, a presença de lamas bentoníticas ou a betonagem dos painéis. Esta simplificação é habitual em análises deste tipo, quando o objetivo principal é avaliar o comportamento global da escavação durante as fases de escavação e suporte.

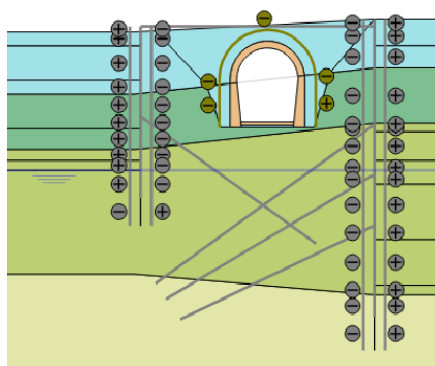


Figura 47 - Implantação do túnel e respetivo aterros de preenchimento

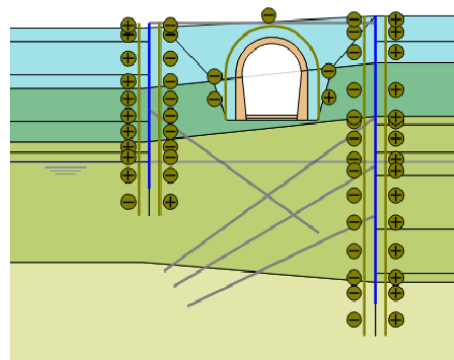


Figura 48 - Instalação das cortinas de contenção

Após a definição destas estruturas, procedeu-se à simulação da escavação faseada. Esta foi realizada através da desativação progressiva dos *clusters* de solos correspondentes aos diferentes níveis de escavação. Em cada etapa, procurou-se compatibilizar a profundidade escavada com a instalação e ativação dos elementos de suporte previstos em projeto, e com a posição do nível freático. Esta metodologia permite reproduzir a perda gradual de confinamento do maciço e a consequente mobilização dos esforços nas paredes moldadas e nos sistemas de suporte.

Nas seguintes figuras, pode-se observar alguns exemplos de como se processa o método sequencial das escavações e ativações dos sistemas de suporte adicionais no PLAXIS 2D:

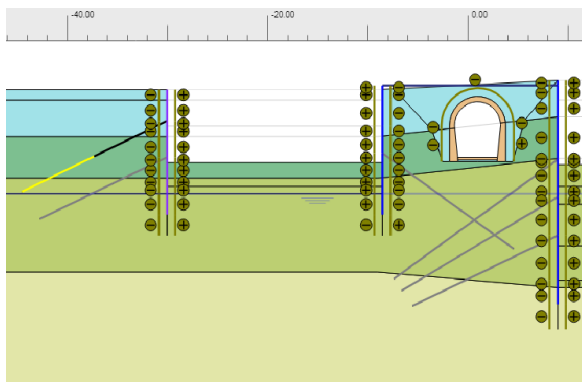


Figura 49 - Fase referente ao terceiro nível de escavação

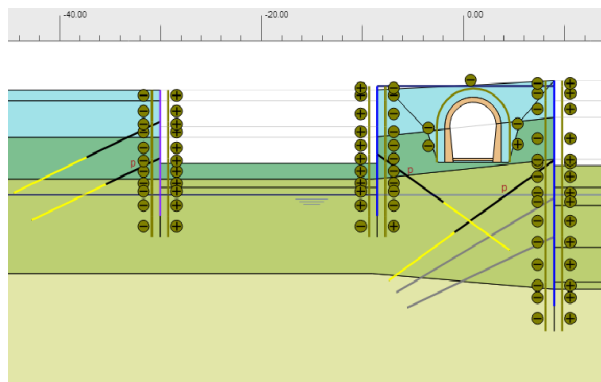


Figura 50 - Ativação e instalação de pré-esforço nas ancoragens após a terceira escavação

Para melhor compreensão do modelo numérico e dos seus resultados, é importante frisar que, de acordo com o manual do programa, após a fase em que o pré-esforço é aplicado, a força existente na ancoragem passa a evoluir naturalmente em função das alterações de tensões e deformações provocadas pelas fases seguintes (Bentley Systems, 2025).

De modo a sistematizar a informação apresentada e recolhida do relatório de projeto, apresenta-se na tabela abaixo um resumo das principais fases construtivas consideradas no modelo. Esta tabela indica as ações efetuadas em cada etapa, nomeadamente as ativações dos elementos estruturais, as escavações progressivas e a aplicação de pré-esforços nos sistemas de suporte adicionais (Struconcept Lda., 2023).

Tabela 23 - Faseamento Construtivo (Struconcept Lda., 2023)

Fase	Descrição da fase	Fase	Elementos desativados
Inicial	Geração do estado inicial	11	Escavação (cota = 61,00 m)
1	Colocação de aterro	12	2ª ancoragem da cortina periférica (600 kN) 1º nível de ancoragens na zona central (600 kN)
2	Escavação em trincheira para implantação da galeria	13	Escavação (cota = 58,70 m)
3	Construção do túnel	14	Rebaixamento do Nível Freático (cota = 57,00 m)
4	Aterro de preenchimento: Primeira camada	15	Escavação lado nascente (cota = 57,00 m)
5	Aterro de preenchimento: segunda camada	16	2º nível de ancoragens lado nascente (750 kN)
6	Instalação das cortinas	17	Rebaixamento do Nível Freático (cota = 53,00 m)
7	Escavação (cota = 67,00 m)	18	Escavação lado nascente (cota = 53,00 m)
8	Instalação dos tirantes (200 kN)	19	3º nível de ancoragens lado nascente (750 kN)
9	Escavação (cota = 64,50 m)	20	Rebaixamento do Nível Freático (cota = 49,70 m)
10	1ª ancoragem na cortina periférica (600 kN)	21	Escavação lado nascente (cota = 49,70 m)

5.2.4 Parâmetros adotados

A definição dos parâmetros geotécnicos introduzidos no modelo numérico foi efetuada com base na informação constante do estudo geológico-geotécnico, desenvolvido para o local, e nos parâmetros posteriormente adotados no relatório de projeto (Struconcept Lda., 2019). Esta etapa assume particular importância, uma vez que os parâmetros atribuídos aos diferentes horizontes influenciam diretamente o comportamento do maciço, bem como a redistribuição de tensões associada às fases de escavação e contenção.

Conforme apresentado no Capítulo 4, a caracterização geológica e geotécnica teve como base o relatório geológico-geotécnico de projeto, complementado pela interpretação dos resultados dos trabalhos de prospeção, ensaios *in situ* e ensaios laboratoriais. A interpretação desses elementos permitiu estabelecer o zonamento geotécnico adotado para o caso de estudo, posteriormente utilizado como base para a definição dos materiais no modelo numérico.

De uma forma resumida, e tendo novamente por base o quarto capítulo, o modelo considera quatro zonas geotécnicas principais. A zona ZG4 corresponde aos depósitos de aterro, a ZG3 encontra-se associada a solos e basalto com um grau elevado de alteração, a ZG2 corresponde ao basalto com grau de alteração intermédio, e a ZG1 representa o maciço basáltico com melhores características geomecânicas. Esta discretização permitiu atribuir a cada horizonte os respetivos parâmetros de resistência e deformabilidade, garantindo coerência entre a interpretação geotécnica e a modelação numérica (Struconcept Lda., 2023).

No que respeita ao modelo constitutivo, foi adotado o *Hardening Soil Model*, em conformidade com o relatório de projeto. Tal como mencionado no “Estado da Arte”, este modelo permite representar a dependência da rigidez do terreno em relação ao estado de tensão, distinguindo diferentes parâmetros de deformabilidade associados a trajetórias de carregamento distintas. Esta formulação foi adotada no cálculo base por ser compatível com o tipo de análise faseada desenvolvido para o caso de estudo, no qual a escavação progressiva e a ativação dos elementos de suporte conduzem a sucessivas redistribuições de tensões no maciço.

Do ponto de vista da caracterização resistente dos materiais, e de acordo com o relatório de projeto, a rotura é considerada governada pelo critério de *Mohr-Coulomb*, através dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno (Struconcept Lda., 2023).

Tendo em consideração os pressupostos acima descritos, apresenta-se na Tabela 24 os parâmetros utilizados no cálculo base do modelo numérico.

Tabela 24 - Parâmetros dos horizontes considerados (Struconcept Lda., 2023)

Parâmetro	Unidade	ZG4 Aterro	ZG3 Solos de alteração e basalto W5	ZG2 Basalto W3-4	ZG1 Basalto W2-3 a W3
$\gamma_{\text{unsat}}/\gamma_{\text{sat}}$	kN/m ³	19,00/20,00	20,00/21,00	22,00/23,00	24,00/25,00
E_{50}^{ref}	MPa	10,00	40,00	200,00	500,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	MPa	10,00	40,00	200,00	500,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	MPa	30,00	120,00	600,00	1500,00
m	-	0.75	1,00	1,00	1,00
c_{ref}	kPa	5,00	20,00	100,00	250,00
φ'	°	30,00	35,00	30,00	35,00

5.3 RESULTADOS DO CÁLCULO BASE

5.3.1 Enquadramento e considerações iniciais

Neste subcapítulo pretende-se apresentar e discutir os principais resultados obtidos no cálculo base do projeto do caso estudo, incidindo exclusivamente sobre a zona central da escavação. Esta zona corresponde ao local onde se encontra a galeria existente do ML e as respetivas paredes adjacentes. Efetivamente, esta é a área mais condicionante do problema em análise, razão pela qual se atribui particular relevância à apresentação de resultados aí obtidos, face ao restante modelo.

A interpretação dos resultados concentra-se, assim, na resposta global do sistema solo-estrutura nessa zona, procurando avaliar os deslocamentos induzidos na galeria, a deformação das paredes moldadas, os esforços internos mobilizados nas cortinas, as forças desenvolvidas nos elementos de suporte e a alteração do estado de tensão na envolvente da infraestrutura existente.

Atendendo à natureza do caso de estudo, a análise não se limita à verificação da estabilidade da contenção, procurando também avaliar a influência da escavação faseada sobre a galeria do Metropolitano de Lisboa. Esta abordagem permite compreender o comportamento previsto para a solução de contenção adotada e estabelecer uma base de comparação para os estudos paramétricos apresentados posteriormente.

5.3.2 Deformada global do modelo

A análise da deformada global permite obter uma primeira leitura do comportamento conjunto do modelo ao longo das fases de escavação. Na Figura 51 apresenta-se a deformada de uma fase intermédia do cálculo (Fase 13), que representa o momento em que as duas escavações estão no mesmo nível, ou seja, apresentam simetria. Já a Figura 52 ilustra a deformada obtida na fase final de escavação.

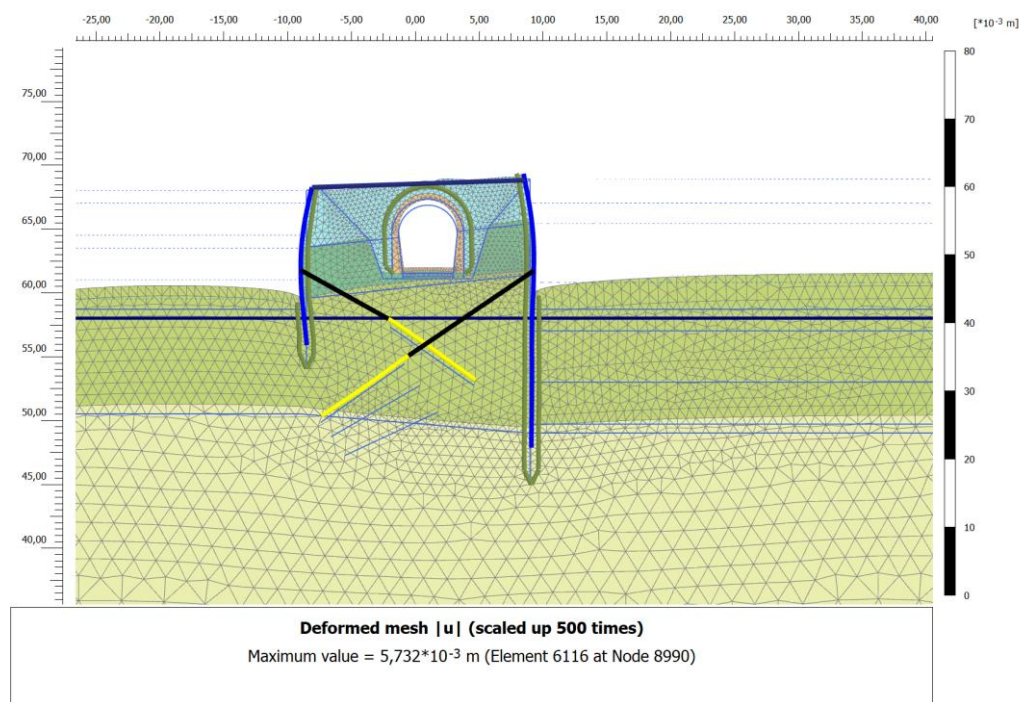


Figura 51 - Deformada após a fase 13 (Struconcept Lda., 2023)

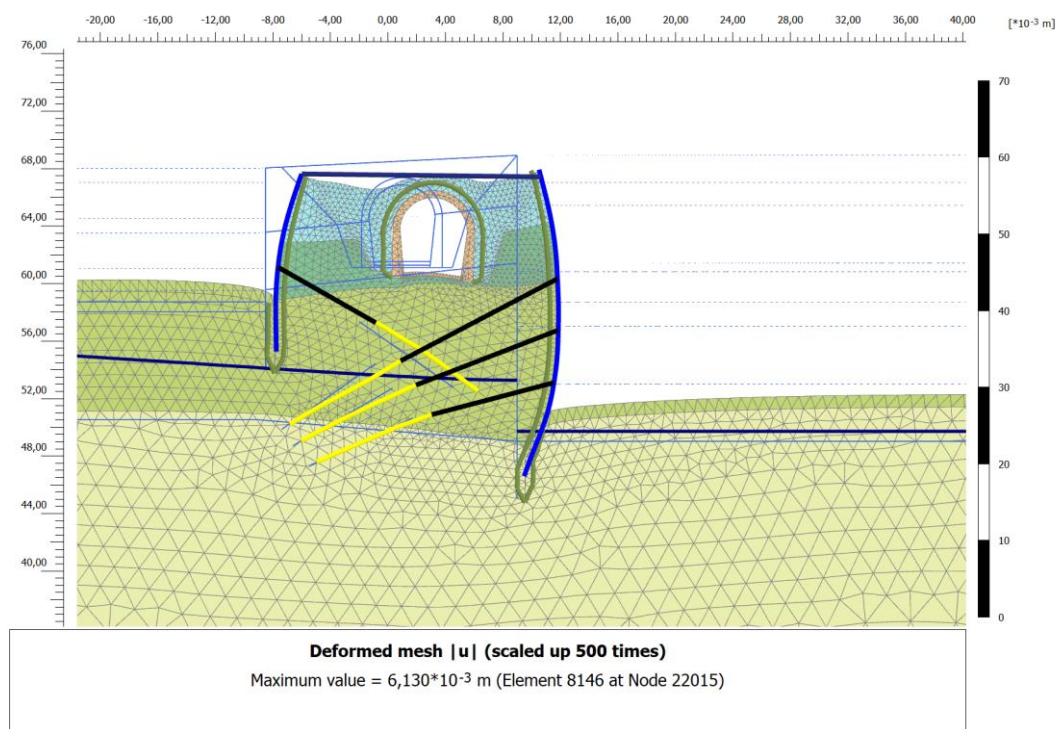


Figura 52 - Deformada na fase final da escavação (Struconcept Lda., 2023)

Da comparação de ambas as figuras, pode-se observar a evolução dos deslocamentos com o avanço dos trabalhos de escavação. De um modo geral, verifica-se que a resposta do modelo é condicionada pela assimetria geométrica do problema, uma vez que a escavação apresenta profundidades distintas de cada lado da galeria. O lado poente corresponde à escavação menos profunda, enquanto o lado nascente atinge maior profundidade, conduzindo a uma maior mobilização da cortina e dos respetivos elementos de suporte.

Esta diferença de profundidades traduz-se numa tendência de deslocamento global em direção ao lado da escavação mais profunda. Tal comportamento é coerente com a maior remoção de terreno nesse setor e com a consequente redistribuição de tensões no maciço. Ainda assim, a presença dos tirantes superiores e das ancoragens inferiores à galeria contribui para limitar a deformação relativa entre as paredes moldadas e controlar os efeitos transmitidos à infraestrutura existente.

5.3.3 Resposta da galeria existente

A avaliação dos deslocamentos da galeria constitui um dos aspetos centrais da análise, atendendo à sua localização entre as duas zonas de escavação e à necessidade de limitar os efeitos induzidos sobre uma infraestrutura existente e em funcionamento. Para aproximar a análise numérica do plano de monitorização previsto na secção 3.3, foram seleccionados no PLAXIS 2D cinco pontos de controlo com posições equivalentes às dos alvos topográficos definidos para cada secção de observação: um ponto no topo da abóbada, dois nos hasteais e um em cada carril, conforme representado na Figura 53.

Esta disposição encontra-se em conformidade com o Plano de Instrumentação e Observação, que prevê a instalação de alvos topográficos nos dois carris, na abóbada e nos hasteais, destinados ao controlo planimétrico e altimétrico, à medição de convergências e ao nivelamento da via. O mesmo plano estabelece a instrumentação da galeria em cinco secções distribuídas ao longo da zona de influência das escavações (Struconcept Lda., 2022).

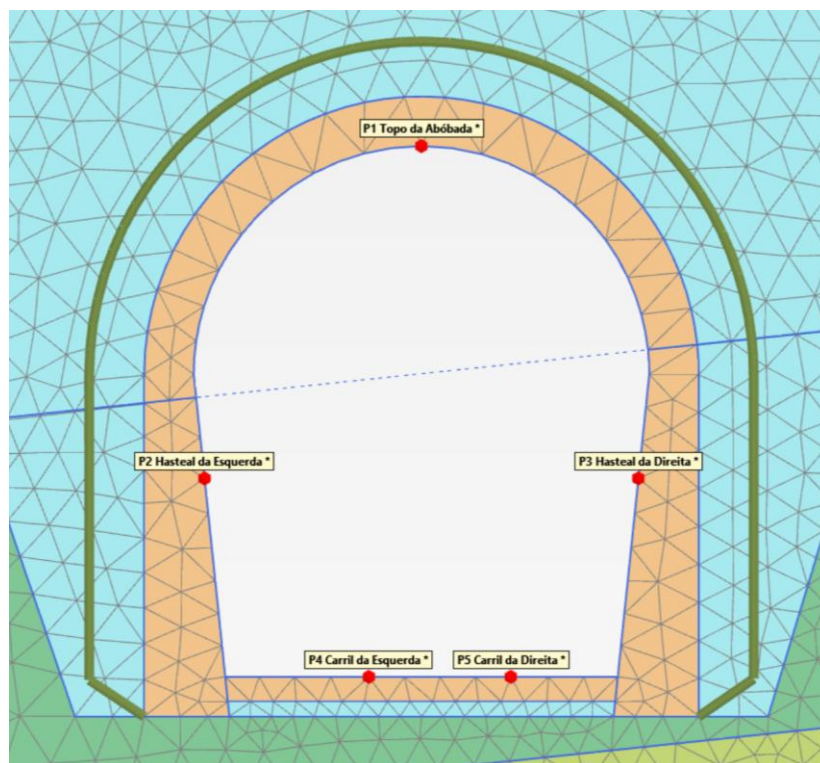


Figura 53 - Localização dos pontos de controlo da galeria considerados no modelo numérico

Antes da análise dos resultados, importa enquadrar os valores calculados com os critérios definidos no Plano de Instrumentação e Observação, sintetizados na Tabela 25 (Struconcept Lda., 2022). Estes critérios distinguem os níveis de alerta e de alarme para a estrutura da galeria e para os carris, devendo a sua interpretação considerar também a evolução ao longo das diferentes fases construtivas.

Tabela 25 - Critérios de alerta e alarme definidos para a monitorização da galeria e dos carris (Struconcept Lda., 2022)

Local	Deformações	Critério de alerta	Critério de alarme
Estrutura da galeria	Deformação	7 mm	10 mm
Carris	Deformação verticais (em perfil longitudinal) para uma corda de 6 m	3 mm	5 mm
	Deformação horizontais (em planta) para uma corda de 4 m	3 mm	5 mm

A Figura 54 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais dos pontos P4 e P5, correspondentes, respetivamente, aos carris esquerdo e direito. No final do cálculo, ambos os carris apresentam deslocamentos horizontais da ordem de 4,2 mm, com curvas praticamente coincidentes ao longo de todo o faseamento.

Deste modo, a variação da bitola pode ser estimada, em primeira aproximação, pela diferença entre os deslocamentos horizontais dos dois carris:

$$\Delta b \approx u_{x,\text{direito}} - u_{x,\text{esquerdo}}$$

Atendendo à quase sobreposição das curvas, esta diferença é praticamente nula, indicando que a via sofre sobretudo uma translação lateral conjunta, sem abertura ou fecho relevante entre carris.

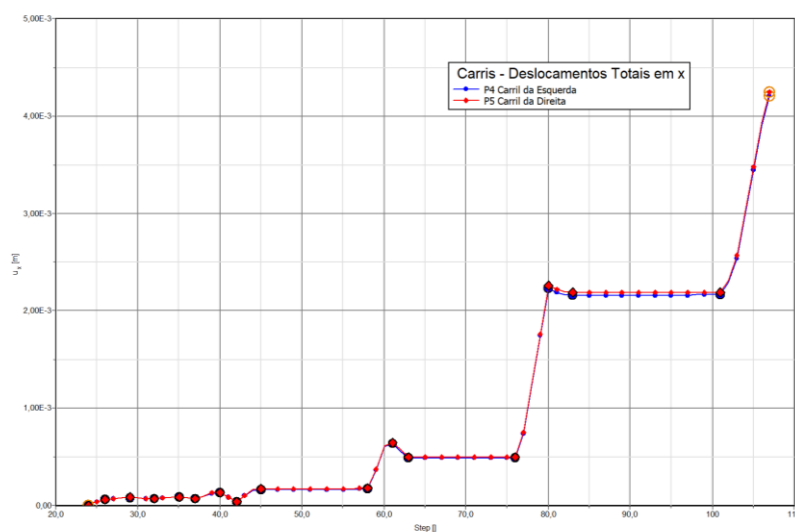


Figura 54 - Evolução dos deslocamentos horizontais nos pontos correspondentes aos carris

Relativamente à componente vertical, pode-se verificar na Figura 55 que os deslocamentos finais são aproximadamente -1,45 mm no carril esquerdo e -1,75 mm no carril direito, correspondendo a uma diferença de assentamento próxima de 0,30 mm. Este valor traduz uma inclinação transversal reduzida da via, com assentamento ligeiramente superior do lado nascente.

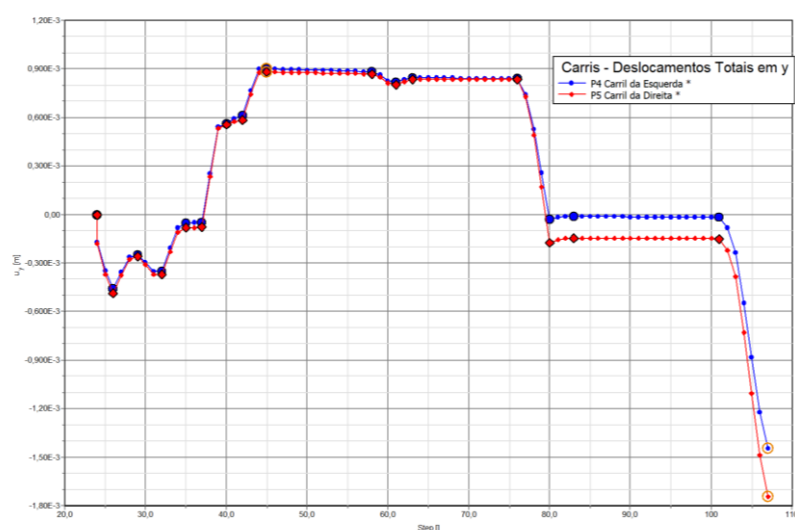


Figura 55 - Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos correspondentes aos carris

Os limites de 3 mm e 5 mm definidos no plano (Tabela 25) não podem, contudo, ser diretamente comparados com os deslocamentos absolutos apresentados, uma vez que se referem a irregularidades longitudinais medidas ao longo de cordas de 4 m e 6 m. O modelo bidimensional representa apenas uma secção transversal e não permite avaliar diretamente essas deformações longitudinais. Ainda assim, as reduzidas diferenças relativas entre os dois carris não indiciam alterações significativas da bitola ou da inclinação transversal da via.

A Figura 56 e Figura 57 apresentam a evolução dos deslocamentos dos pontos P2 e P3, localizados nos hasteais esquerdo e direito. À semelhança do observado nos carris, ambos os pontos apresentam uma resposta muito próxima, com deslocamentos horizontais finais da ordem de 4,2 a 4,3 mm e diferenças relativas reduzidas.

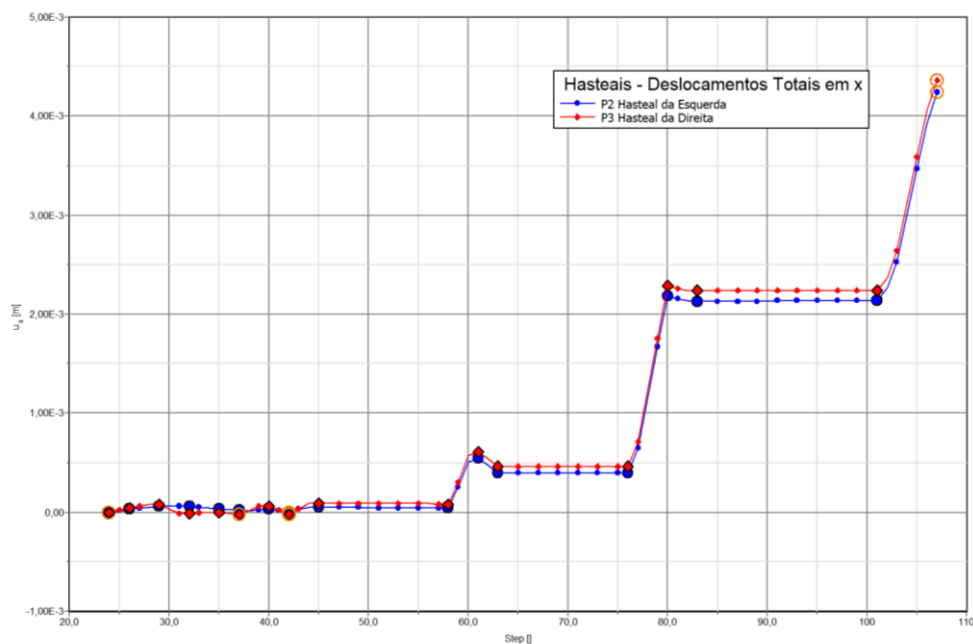


Figura 56 - Evolução dos deslocamentos horizontais nos pontos correspondentes aos hasteais

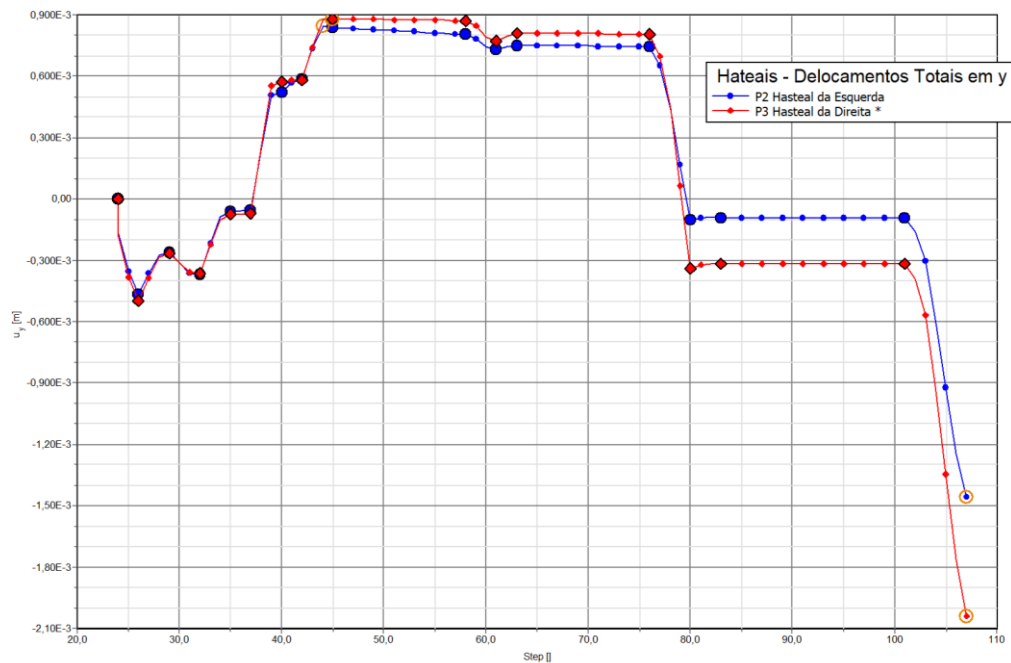


Figura 57 - Evolução dos deslocamentos verticais nos pontos correspondentes aos hasteais

Este comportamento confirma que a galeria se desloca predominantemente como um conjunto quase rígido, em direção à escavação nascente, sem convergência transversal significativa. Na direção vertical, os deslocamentos finais variam aproximadamente entre -1,45 mm e -2,0 mm, traduzindo apenas uma ligeira inclinação da secção para o lado da escavação mais profunda.

A proximidade entre os movimentos dos dois hasteais indica, assim, que a galeria apresenta sobretudo uma translação lateral global, acompanhada por uma distorção interna relativamente reduzida.

Na Figura 58 apresenta-se a evolução das componentes horizontal e vertical do deslocamento do ponto P1, localizado no topo da abóbada., sendo o deslocamento positivo em u_x representativo da translação na direção da cortina nascente, e o deslocamento negativo em u_y relativo a assentamentos. No final do cálculo, obtém-se um deslocamento horizontal de aproximadamente 4.6 mm e um deslocamento vertical próximo de -1.8 mm.

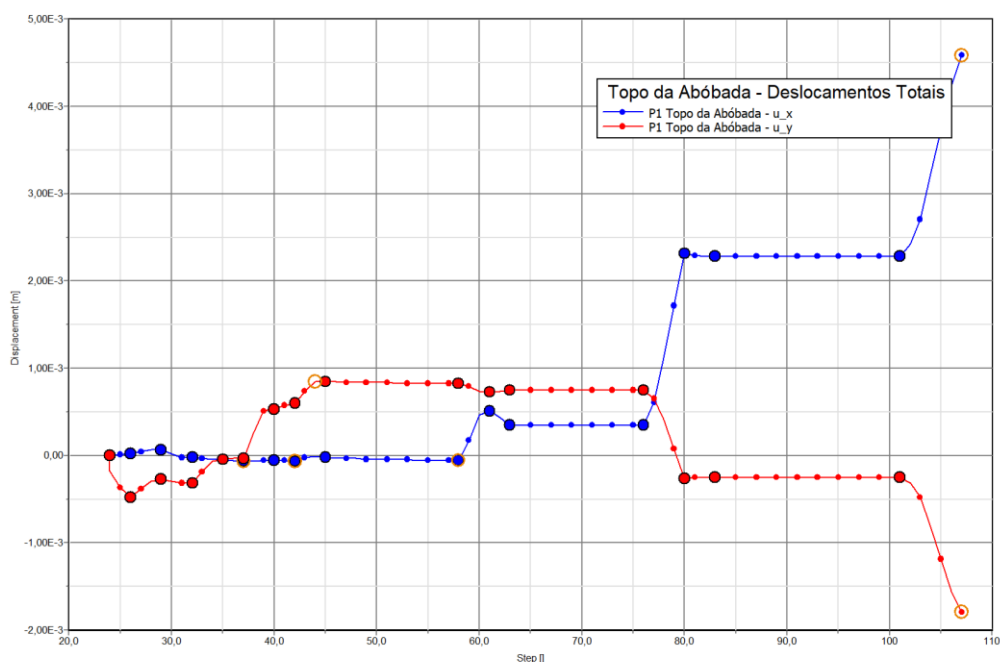


Figura 58 - Evolução das componentes horizontal e vertical do deslocamento no topo da abóbada

O deslocamento total pode ser estimado através da expressão:

$$|u| = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

resultando num valor próximo de 4.9 mm. Este é o valor mais elevado entre os pontos analisados, mantendo-se, contudo, abaixo do critério de alerta de 7 mm estabelecido para a estrutura da galeria e com margem adicional relativamente ao limite de alarme de 10 mm.

O deslocamento horizontal do topo da abóbada é ligeiramente superior ao registado nos hasteais e nos carris, o que evidencia uma pequena distorção da secção. Ainda assim, a proximidade entre os valores obtidos nos cinco pontos confirma que o comportamento dominante corresponde ao movimento conjunto da galeria em direção à escavação nascente.

5.3.4 Deslocamentos horizontais das paredes moldadas

A deformação horizontal das paredes moldadas é um indicador fundamental do comportamento da estrutura de contenção. A Figura 59 apresenta a distribuição dos deslocamentos horizontais acumulados nas paredes adjacentes à galeria, correspondente à fase final de escavação (Fase 21).

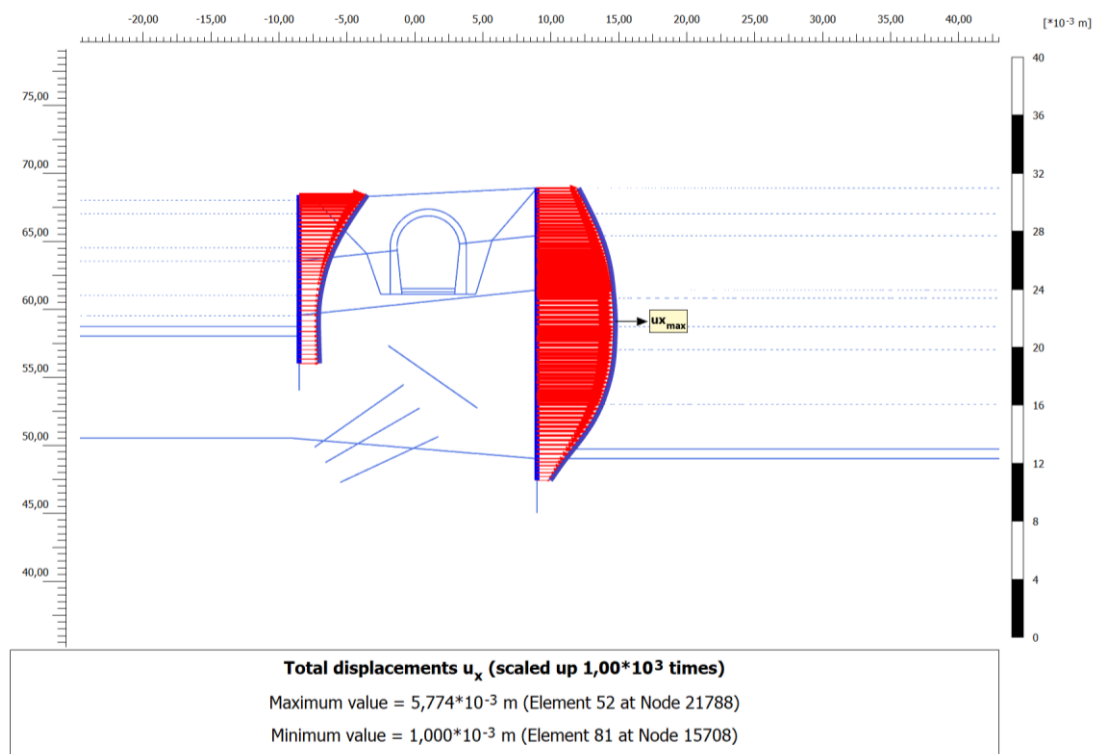


Figura 59 - Deformada horizontal acumulada nas cortinas (Fase 21)

Tal como analisado na deformada global do modelo, a discrepância nas profundidades de escavação de cada cave evidencia a diferença de comportamento das duas cortinas ao nível dos seus deslocamentos horizontais. Relativamente à profundidade de escavação, os deslocamentos horizontais máximos correspondem a cerca de 0,027% na cortina nascente e 0,041% na cortina poente, valores que evidenciam um bom desempenho deformacional do sistema de contenção.

A Figura 60 apresenta um gráfico com a evolução do deslocamento horizontal, u_x , no ponto da cortina nascente onde se registou o valor máximo desta grandeza, ao longo das principais fases de escavação e ativação dos níveis de ancoragem. Para cada fase, o parâmetro ΣM_{stage} traduz o progresso do cálculo entre o estado inicial e o estado final da respetiva etapa, correspondendo o valor unitário à sua conclusão. Assim, o eixo vertical não representa diretamente o tempo de execução, mas permite acompanhar a evolução da resposta da cortina no decurso de cada fase construtiva (Bentley Systems, 2025).

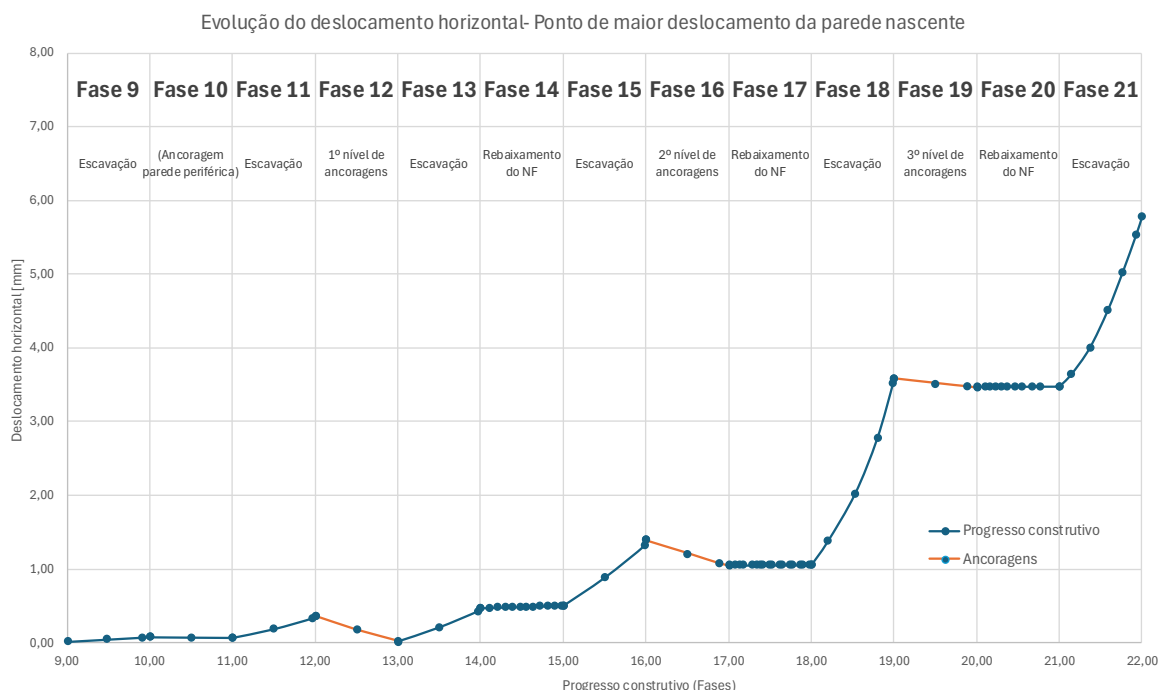


Figura 60 - Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina nascente - Ponto de deslocamento máximo

De uma primeira análise deste gráfico, fica claro que os maiores incrementos de deslocamento ocorrem durante as fases de escavação, devido à redução do confinamento na face interior da cortina e da consequente mobilização da parede em direção ao local escavado. Tal como mencionado em 2.2.1.2, este comportamento é consistente com o esperado em contenções flexíveis, cuja resposta depende, entre outros fatores, da profundidade de escavação, da rigidez da cortina e da posição dos apoios (Ou, 2021).

Por outro lado, a ativação dos níveis de ancoragem interrompe a tendência de crescimento dos deslocamentos, evidenciando o efeito estabilizador do pré-esforço aplicado. As ancoragens introduzem apoios adicionais na cortina e permitem transferir parte das ações para zonas mais afastadas do maciço, limitando a deformação provocada pelas fases seguintes. Enquanto nas fases de escavação (9, 13, 15 e 18) os deslocamentos são relevantes, chegando a atingir deslocamentos horizontais de quase 2,0 mm, na ativação das ancoragens a recuperação do deslocamento é comparativamente bastante menor, da ordem de 0,2 mm.

Após cada fase de ancoragem, o aprofundamento da escavação volta a originar novos incrementos de deslocamento. Assim, o gráfico evidencia a influência do faseamento construtivo, pois as escavações promovem o aumento da deformação, enquanto a instalação do pré-esforço nos elementos de suporte permitem controlá-la. Como mencionado em 5.2.3, no PLAXIS 2D, esta resposta é reproduzida através da ativação faseada das ancoragens e da aplicação do respetivo pré-esforço em etapas específicas do cálculo (Bentley Systems, 2025).

Em suma, a evolução registada confirma a eficácia dos sistemas de suporte no controlo dos deslocamentos da cortina poente. A redução ou estabilização dos movimentos imediatamente após a ativação de cada nível de ancoragem demonstra que estes elementos cumprem a função prevista no relatório de projeto. Este efeito é particularmente relevante na zona central do modelo, dada a proximidade da galeria do ML e a necessidade de minimizar as perturbações induzidas pela escavação. Assim, os resultados obtidos sustentam a adequação da solução adotada, baseada na utilização conjugada de tirantes superiores e ancoragens instaladas inferiormente à galeria (Struconcept Lda., 2023).

5.3.5 Esforços internos nas cortinas

A análise dos momentos fletores permite complementar a avaliação dos deslocamentos, identificando a forma como as solicitações se distribuem ao longo das paredes moldadas durante o faseamento construtivo. Para o efeito, apresenta-se na Figura 61 a envolvente dos momentos obtida para as cortinas adjacentes à galeria, com especial atenção às zonas de maior solicitação e à influência exercida pelos diferentes níveis de suporte. Estes resultados constituem igualmente uma base relevante para a posterior verificação estrutural das paredes e para a definição das respetivas armaduras.

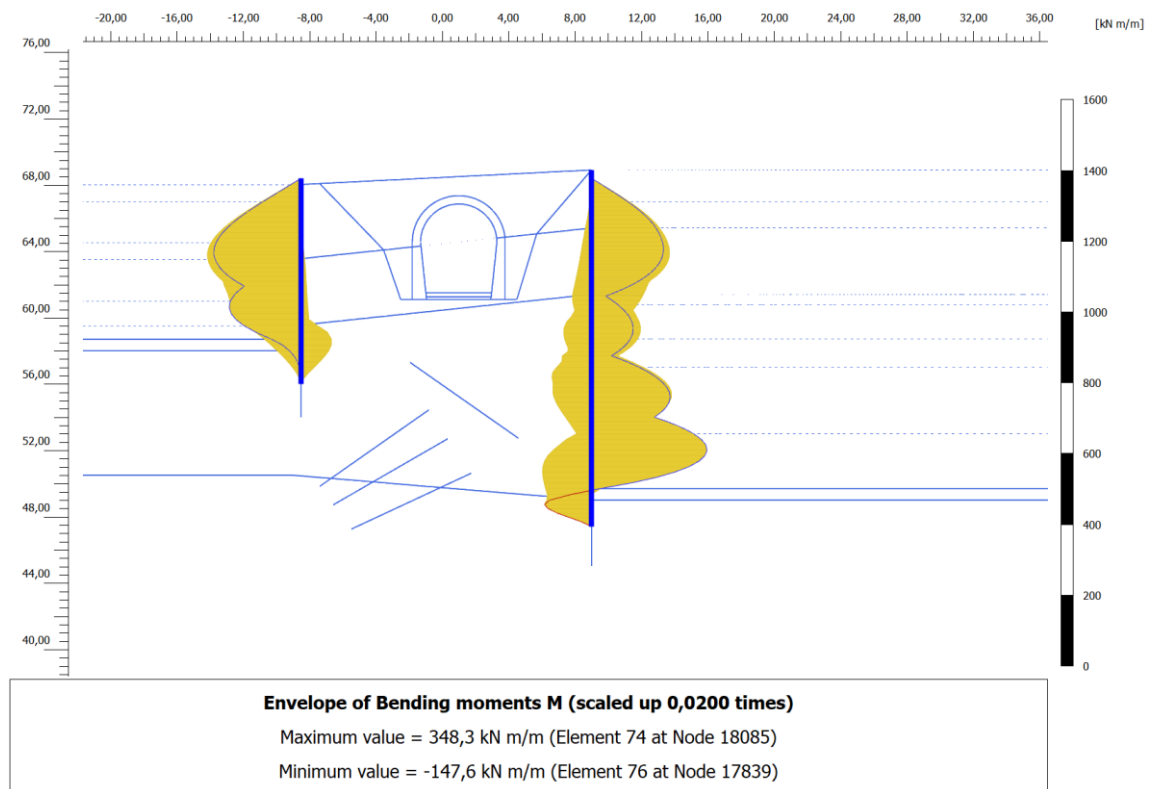


Figura 61 - Envolvente de momentos fletores nas cortinas (Struconcept Lda., 2023)

A distribuição dos momentos não é uniforme ao longo das cortinas, refletindo a influência das condições de apoio introduzidas pelos tirantes e pelas ancoragens. Como se observa na Figura 61, desenvolvem-se máximos locais nos troços compreendidos entre níveis sucessivos de suporte, enquanto nas proximidades dos pontos de ancoragem ocorrem alterações da curvatura do diagrama e, pontualmente, mudanças de sinal do momento. Esta configuração é compatível com o comportamento de uma parede contínua sujeita a apoios intermédios, cuja posição e rigidez condicionam a deformada e, consequentemente, a distribuição dos esforços internos (Ferraz et al., 2016).

De acordo com Ferraz et al. (2016), a análise numérica de uma escavação deve reproduzir de forma incremental as diferentes etapas do processo construtivo, incluindo a remoção sucessiva do terreno e a ativação de escoras ou ancoragens. Assim, a introdução destes elementos modifica as condições de apoio da cortina a partir da fase em que são ativados, originando uma nova redistribuição dos deslocamentos e dos esforços internos. Os autores referem ainda que a discretização do faseamento em incrementos suficientemente reduzidos permite acompanhar com maior rigor a evolução destas grandezas ao longo da escavação.

No presente caso, este efeito é particularmente observável na cortina correspondente à escavação mais profunda. A existência de vários níveis de ancoragem conduz a uma sucessão de troços com diferentes condições de apoio, justificando a maior variabilidade do diagrama e a formação de máximos locais entre ancoragens consecutivas. Assim, os resultados mostram que os elementos de suporte não atuam apenas na limitação dos deslocamentos, mas também alteram de forma significativa o modo como os momentos fletores se distribuem ao longo da parede.

Desta análise, importa também referir que, os valores máximos positivos e negativos obtidos na envolvente constituem uma base essencial para a verificação estrutural da parede moldada. Ferraz et al. (2016) referem que os momentos fletores e os correspondentes esforços axiais obtidos no modelo geotécnico podem ser utilizados no dimensionamento das armaduras passivas, permitindo definir o reforço necessário para resistir às trações associadas às diferentes zonas de momento positivo e negativo.

5.3.6 Forças mobilizadas nos tirantes e ancoragens

A análise das forças axiais mobilizadas nos elementos de suporte permite avaliar a evolução das respetivas solicitações após a aplicação do pré-esforço e durante as fases subsequentes de escavação. A Tabela 26 apresenta, para cada elemento, a força inicialmente instalada, a força obtida na fase final (Fase 21) e o valor máximo registado ao longo do cálculo.

Tabela 26 - Comparação entre as forças instaladas e as forças máximas mobilizadas nos tirantes e nas ancoragens durante o faseamento construtivo (Struconcept Lda., 2023).

Elemento Estrutural	N _{instalado} [kN]	N _{Fase 21} [kN]	N _{max} [kN]
Tirante horizontal	200,00	246,21	253,80
1º nível de ancoragens - poente	600,00	608,19	609,36
1º nível de ancoragens - nascente	750,00	766,44	766,44
2º nível de ancoragens – nascente	750,00	772,42	772,42
3º nível de ancoragens - nascente	750,00	772,04	772,04

Os resultados mostram que as ancoragens inclinadas apresentam acréscimos reduzidos relativamente ao pré-esforço aplicado. No lado poente, a força aumenta de 600,00 kN para 609,36 kN, correspondendo a uma variação de cerca de 1,6 %. No lado nascente, os três níveis atingem valores máximos entre 766,44 kN e 772,42 kN, o que representa acréscimos entre aproximadamente 2,2 % e 3,0 %.

A proximidade entre os valores mobilizados nos três níveis do lado nascente traduz uma repartição relativamente equilibrada das ações ao longo da cortina, sem concentração significativa da solicitação num único apoio. O segundo nível apresenta a força máxima mais elevada, embora com uma diferença pouco expressiva relativamente ao terceiro. Este comportamento é compatível com o funcionamento de uma cortina multi-ancorada, na qual a ativação sucessiva dos apoios altera as condições de suporte e promove a redistribuição dos esforços ao longo da parede.

No que concerne o tirante horizontal, este apresenta a variação mais significativa, aumentando de 200,00 kN para um máximo de 253,80 kN, equivalente a um acréscimo de cerca de 26,9%. Este resultado evidencia a sua mobilização pela tendência de afastamento relativo entre os topos das duas cortinas. Por conseguinte, a evolução das forças mobilizadas por este elemento confirma o seu papel no funcionamento conjunto das duas paredes, contribuindo para limitar os movimentos relativos na zona superior da contenção (Struconcept Lda., 2023).

De um modo geral, as ancoragens mantêm forças próximas dos valores instalados, enquanto o tirante superior apresenta uma mobilização adicional mais expressiva, sem que se verifiquem aumentos desproporcionados das solicitações ao longo do faseamento. Ainda assim, a segurança das ancoragens deve ser avaliada considerando tanto a resistência estrutural dos cordões como a capacidade de transferência de carga do bolbo de selagem. No relatório de projeto, estas verificações foram asseguradas através da limitação da tensão nos cordões a uma tensão máxima de 60%, e da adoção de um coeficiente de segurança igual a 3 relativamente à tração de serviço no dimensionamento do comprimento de selagem.

5.3.7 Estado de tensão na envolvente da galeria

A avaliação do estado de tensão na envolvente da galeria permite complementar a análise do modelo, identificando as alterações introduzidas no maciço pela execução das escavações adjacentes. Em escavações profundas, a remoção progressiva do terreno modifica as trajetórias de tensão e promove redistribuições no maciço, cuja intensidade depende, entre outros fatores, da profundidade escavada, da rigidez da contenção, do faseamento construtivo e das características geotécnicas dos materiais. A modelação por elementos finitos permite acompanhar essa evolução ao longo das diferentes fases de cálculo (Ou, 2021).

Nas Figura 62 e Figura 63 apresenta-se a tensão efetiva principal média, referente à fase da simulação do estado geostático após a execução da galeria (Fase 5) e à última fase (Fase 21), respetivamente. Esta grandeza é definida no PLAXIS 2D por

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2},$$

onde σ'_1 e σ'_3 representam a tensão principal efetiva de maior e de menor valor respetivamente. Esta grandeza constitui uma medida do nível médio de tensão efetiva instalado no maciço, permitindo avaliar a variação do estado de confinamento na envolvente da infraestrutura (Bentley Systems, 2025).

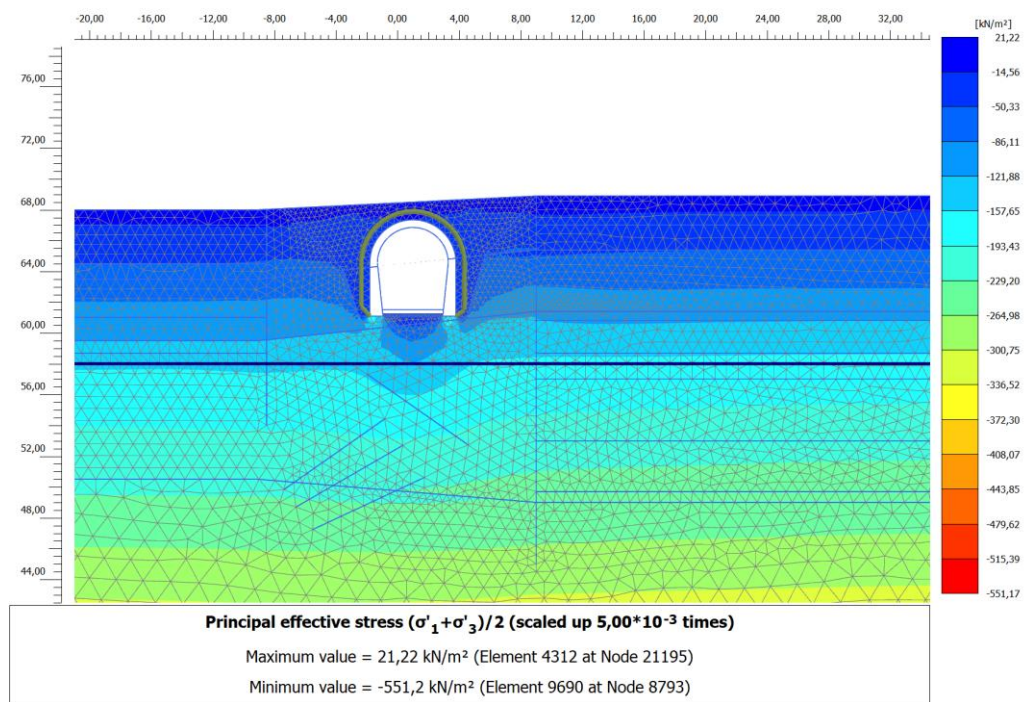


Figura 62 - Tensão efetiva média - Fase 5 (Struconcept Lda., 2023)

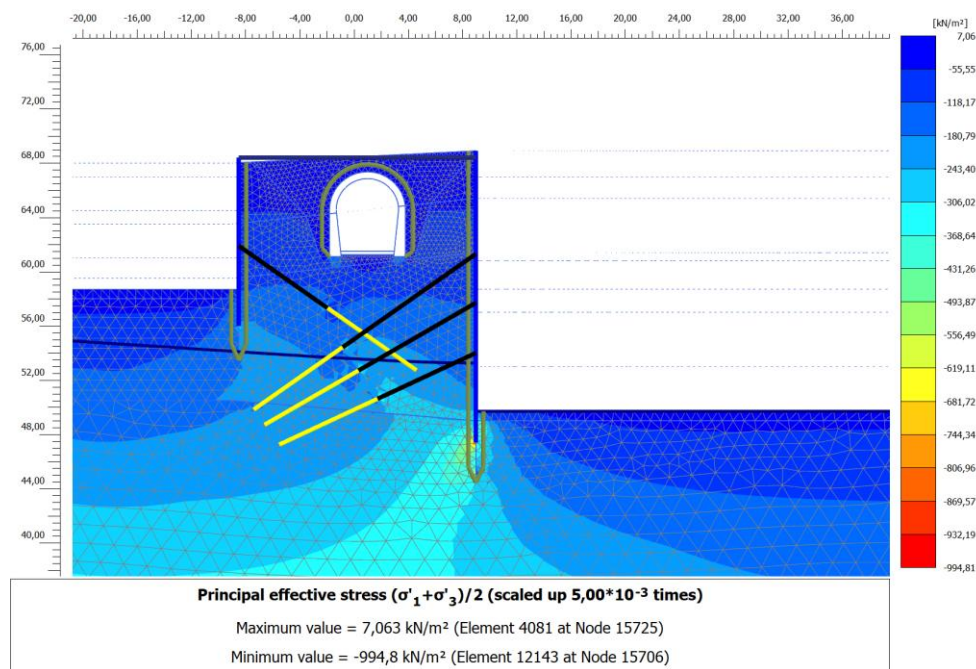


Figura 63 - Tensão efetiva principal média Fase 21 (Struconcept Lda., 2023)

Na figura referente à fase 5, observa-se um campo de tensões globalmente coerente com o estado geostático, caracterizado pelo aumento da compressão efetiva em profundidade. Na proximidade imediata da galeria verifica-se uma perturbação localizada do campo de tensões, resultante da remoção do terreno correspondente à sua secção e da introdução da respetiva estrutura. Esta concentração e redistribuição em torno do contorno são compatíveis com o comportamento esperado de uma abertura subterrânea, cuja execução altera o estado de tensão inicialmente instalado no maciço (Struconcept Lda., 2023).

Na fase final, as escavações realizadas de ambos os lados provocam uma alteração significativa do campo de tensões à escala global do modelo. A redução das tensões nas zonas escavadas resulta diretamente da remoção do terreno, enquanto abaixo das cotas finais se observa uma redistribuição das tensões para o maciço remanescente. A assimetria é mais evidente no lado nascente, correspondente à escavação mais profunda, onde o alívio de tensões se estende a uma maior profundidade.

Apesar destas alterações globais, a comparação das figuras indica que o nível de tensão na zona imediatamente envolvente à galeria sofre variações relativamente limitadas. Mantém-se uma distribuição aproximadamente semelhante em torno da abóbada e dos hasteais, não se identificando uma concentração localizada claramente mais intensa na fase final. De acordo com o relatório de projeto (Struconcept Lda., 2023), as tensões envolventes à galeria permanecem praticamente constantes durante as escavações e a estabilidade da infraestrutura é assegurada durante a fase construtiva.

5.3.8 Segurança global da escavação

Por último, de forma a complementar todos os resultados analisados, foi também avaliada a segurança global da escavação na fase final do cálculo base. Esta verificação permite estimar a margem de segurança disponível e identificar o mecanismo de instabilidade associado à configuração analisada.

No PLAXIS 2D, o fator de segurança é determinado através do procedimento de redução da resistência ao corte, usualmente designado por “*phi/c reduction*”. Neste método, os parâmetros resistentes do terreno, c' e $\tan \phi'$, são progressivamente reduzidos, mantendo-se inalteradas as restantes ações, até que o modelo deixe de encontrar uma situação de equilíbrio e se desenvolva um mecanismo de rotura. O valor de ΣM_{sf} atingido nesse instante é interpretado como o fator de segurança global da configuração analisada. (Bentley Systems, 2025).

De forma simplificada, o procedimento pode ser expresso por:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduzido}} = \frac{\tan \phi'_{input}}{\tan \phi'_{reduzido}}$$

A Figura 64 apresenta a malha deformada obtida na fase final do processo de verificação de segurança (*safety*). O mecanismo desenvolve-se sobretudo na zona da escavação mais profunda, associada à cortina nascente, onde se observa uma deformação mais acentuada da parede e do maciço envolvente. Esta configuração é coerente com a maior altura escavada e com a solicitação mais elevada do sistema de contenção nesse lado do modelo.

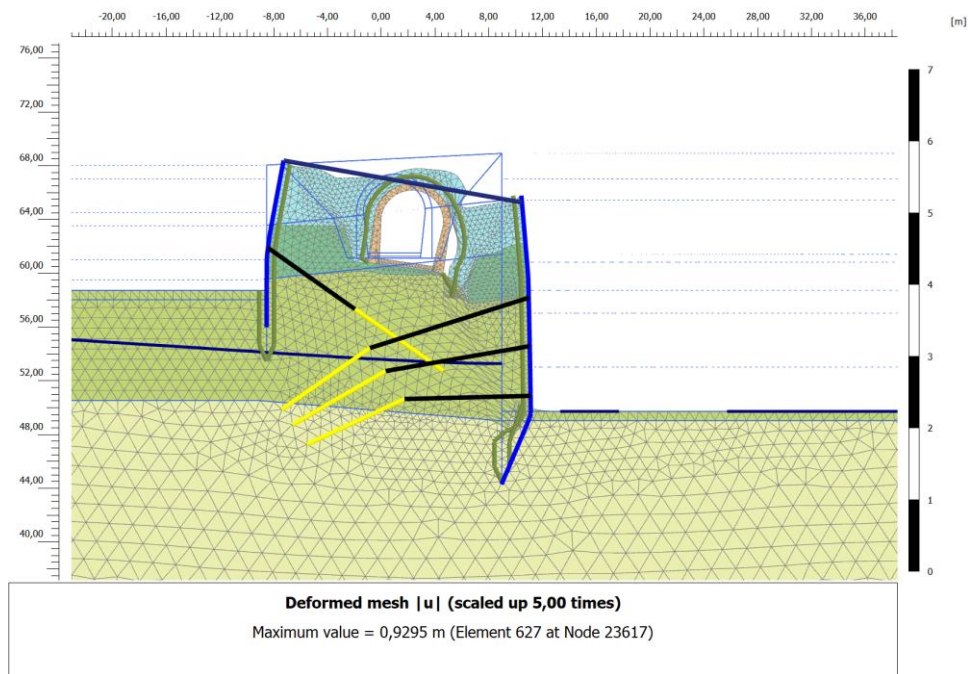


Figura 64 - Aspeto do mecanismo de rotura na fase final de escavação

A análise das forças nos elementos de suporte permite, contudo, aprofundar a interpretação do mecanismo. Verifica-se que as duas ancoragens inferiores da cortina nascente atingem a força máxima de tração definida no modelo, $N_{\max} = 900 \text{ kN}$, esgotando a respetiva capacidade resistente (Struconcept Lda., 2023). A partir desse ponto, estes elementos deixam de poder mobilizar força adicional, o que favorece o aumento dos deslocamentos da cortina e contribui diretamente para o desenvolvimento do mecanismo global de instabilidade. Em contraste, os restantes elementos de suporte mantêm forças inferiores aos respetivos limites máximos, não apresentando evidência de esgotamento da sua capacidade nesta fase.

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	$N_{\min}$ ▲ [kN]	$N_{\max}$ ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	12678	1	-8,500	68,400	627,050	0,000	638,823
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	25160	2	9,000	68,400	627,050	0,000	638,823
NodeToNodeAnchor_2_1	12582	1	-8,500	61,900	318,978	0,000	609,357
Element 4-4 (Node-to-node anchor)	17345	2	-1,950	57,310	318,978	0,000	609,357
NodeToNodeAnchor_3_1	22859	1	9,000	61,300	253,469	0,000	774,290
Element 5-5 (Node-to-node anchor)	17002	2	-0,830	54,420	253,469	0,000	774,290
NodeToNodeAnchor_4_1	21226	1	9,000	57,700	900,000	0,000	900,000
Element 6-6 (Node-to-node anchor)	16342	2	0,340	52,700	900,000	0,000	900,000
NodeToNodeAnchor_7_1	19629	1	9,000	54,000	900,000	0,000	900,000
Element 7-7 (Node-to-node anchor)	15884	2	1,750	50,620	900,000	0,000	900,000

Figura 65 - Forças axiais nos elementos de suporte na fase de segurança, destacando as ancoragens que atingiram a capacidade resistente

Assim, o mecanismo observado na Figura 64 não resulta apenas da redução progressiva da resistência do terreno. O seu desenvolvimento encontra-se também associado ao esgotamento da capacidade das ancoragens inferiores da cortina nascente, o que conduz a uma perda de eficácia do sistema de suporte precisamente na zona mais solicitada do modelo.

Para complementar a identificação do mecanismo de instabilidade, analisou-se a evolução do multiplicador de resistência ΣM_{sf} ao longo da fase de segurança. Conforme apresentado na Figura 66, este parâmetro aumenta progressivamente com os sucessivos passos de cálculo, refletindo a redução gradual da resistência ao corte do terreno até à formação do mecanismo de rotura.

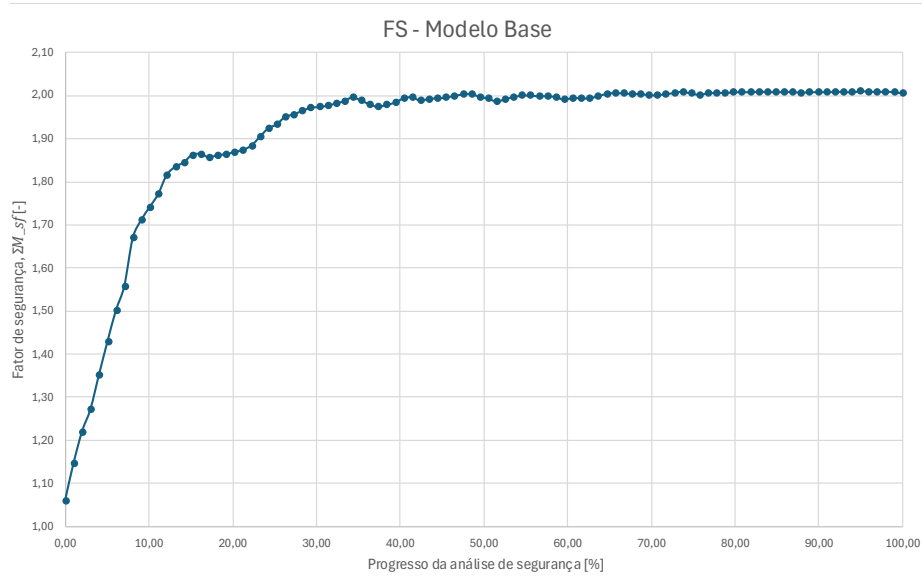


Figura 66 - Evolução do fator de segurança durante a análise

Após uma fase inicial de crescimento mais acentuado, a curva tende a estabilizar em torno de $\Sigma M_{sf} \approx 2,0$. A formação deste patamar indica que o mecanismo de rotura se encontra suficientemente desenvolvido, permitindo adotar um fator de segurança global próximo de 2,0 para a configuração analisada. Este valor traduz uma margem de segurança satisfatório, embora deva ser interpretado em conjunto com a deformada obtida e com o esgotamento da capacidade das duas ancoragens inferiores da cortina nascente.

6

ESTUDOS PARAMÉTRICOS

6.1 REDUÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DA CORTINA - ENQUADRAMENTO

Neste estudo paramétrico pretende-se avaliar a influência da redução da rigidez da cortina no comportamento global da escavação. Para esse efeito, considera-se uma redução do módulo de deformabilidade do betão das paredes moldadas para cerca de um terço do valor adotado no cálculo base, mantendo-se inalterados os restantes parâmetros do modelo. Esta análise permite avaliar, de forma indireta, a sensibilidade dos deslocamentos do maciço, da cortina e da galeria existente do ML, bem como dos esforços estruturais mobilizados na contenção, à diminuição da rigidez axial e de flexão das paredes moldadas.

A redução do módulo de deformabilidade do betão constitui uma hipótese de modelação utilizada em análises geotécnicas de estruturas de suporte, tendo servido como referência para este estudo a discussão apresentada por Topa Gomes (2008). A adoção de um módulo de *Young* inferior ao valor regulamentar do betão permite considerar, de forma simplificada, os efeitos diferidos do betão, nomeadamente a fluência, bem como as condições reais de mobilização do suporte durante o faseamento construtivo. Contudo, esta opção deve ser interpretada com prudência, uma vez que a redução da rigidez do suporte, embora possa conduzir a uma melhor previsão dos deslocamentos, tende também a diminuir os esforços estruturais calculados, podendo introduzir um efeito não conservativo na verificação estrutural da cortina (Topa Gomes, 2008).

Segundo o estudo paramétrico de Topa Gomes (2008), foram analisados módulos de deformabilidade do suporte de 15, 20 e 30 GPa, mantendo-se as restantes variáveis do cálculo base. A redução do módulo de *Young* conduziu a um aumento moderado dos deslocamentos do maciço, enquanto os esforços estruturais apresentaram maior sensibilidade, com reduções da ordem de 20 a 30% (Topa Gomes, 2008).

A redução adotada neste estudo é mais acentuada do que a analisada por (Topa Gomes, 2008), que considerou uma diminuição do módulo de deformabilidade até metade. Assim, esta análise não deve ser entendida como uma recomendação direta de dimensionamento, mas sim como um estudo de sensibilidade destinado a avaliar a influência de uma redução acentuada da rigidez da cortina no comportamento previsto pelo modelo numérico.

No cálculo base da presente dissertação, as paredes moldadas foram modeladas através de elementos do tipo *plate*, sendo as suas propriedades definidas pela rigidez axial, *EA*, e pela rigidez à flexão, *EI*, conforme descrito na secção 5.2.2.1. Na Tabela 21 foram adotadas paredes moldadas com espessuras de 0,60 m e 1,00 m, considerando um módulo de elasticidade do betão de 30 GPa.

Nesta análise, o módulo de elasticidade é reduzido para cerca de um terço do valor do cálculo base, ou seja, para 10 GPa. Uma vez que, para espessura constante, o valor da rigidez de *EA* e de *EI* variam proporcionalmente com o módulo de elasticidade, os valores adotados passam a ser os apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 - Parâmetros das paredes moldadas considerados no estudo de redução de *E* da cortina

Espessura da parede	Parâmetro	Cálculo base	Estudo paramétrico
0,60	E [GPa]	30,00	10,00
	EA [kN/m]	18,00E6	6,00E6
	EI [kN.m]	540,00E3	180,00E3
1,00	E [GPa]	30,00	10,00
	EA [kN/m]	30,00E6	10,00E6
	EI [kN.m]	2,500E6	833,0E3

A comparação com o cálculo base permitirá avaliar a sensibilidade da escavação à redução da rigidez das paredes moldadas, considerando os deslocamentos da cortina, a resposta da galeria existente e os esforços internos mobilizados.

6.2 ESTUDO PARAMÉTRICO DA RIGIDEZ DA DESCARGA/RECARGA NO MODELO HARDENING SOIL - ENQUADRAMENTO

A influência da rigidez de descarga/recarga do maciço é analisada através de um cenário específico, destinado a avaliar a resposta da escavação faseada à redução de E_{ur}^{ref} relativamente ao cálculo base. Esta análise justifica-se pelo facto de, em problemas de escavação, a remoção progressiva do terreno induzir trajetórias de descarga no maciço envolvente, nas quais a rigidez mobilizada é essencialmente controlada pelo parâmetro E_{ur}^{ref} do modelo Hardening Soil. Pretende-se, assim, avaliar a sensibilidade dos deslocamentos das paredes moldadas, dos assentamentos à superfície, da deformação da galeria existente do ML e dos esforços mobilizados nos elementos estruturais a uma redução da rigidez associada a estas trajetórias.

Tal como apresentado na secção 2.4.2, o modelo Hardening Soil distingue diferentes rigidezes em função da trajetória de carregamento. O parâmetro E_{50}^{ref} representa a rigidez secante em carregamento triaxial primário, enquanto E_{ur}^{ref} corresponde à rigidez elástica mobilizada em descarga e recarga. Esta distinção é particularmente relevante em escavações profundas, nas quais a alteração faseada do estado de tensão conduz a sucessivos processos de alívio e redistribuição de tensões no maciço (Schanz et al., 1999).

No cálculo base, os parâmetros geotécnicos foram definidos de acordo com a Tabela 24, apresentada na secção 5.2.4. Nessa parametrização, adotou-se a relação usual $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, mantendo-se também $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ em todas as zonas geotécnicas. No presente estudo, procurou-se reduzir a rigidez de descarga/recarga até ao limite mínimo aceite pelo PLAXIS para os materiais considerados, impondo-se $E_{ur}^{ref} = 2E_{50}^{ref}$.

Durante o processo de definição dos materiais verificou-se que a imposição de $E_{ur}^{ref} = 2E_{50}^{ref}$, mantendo $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$, não era aceite pelo PLAXIS para todos os horizontes geotécnicos. Esta limitação resulta das verificações internas de compatibilidade do modelo Hardening Soil implementado no programa, uma vez que os parâmetros E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} , m , ϕ' , ν_{ur} e K_0^{NC} não podem assumir combinações arbitrárias. Deste modo, foi necessário ajustar E_{oed}^{ref} , adotando-se, para cada zona geotécnica, o valor máximo aceite pelo programa nas condições impostas. Esta opção deve ser interpretada como um cenário paramétrico limite, e não como uma nova parametrização base do terreno.

Importa salientar que E_{50}^{ref} , c_{ref} e ϕ' foram mantidos iguais aos do cálculo base, apresentados na secção 5.2.4. Deste modo, a alteração introduzida incide apenas sobre E_{ur}^{ref} e, por necessidade de compatibilização numérica, sobre E_{oed}^{ref} , encontrando-se os valores adotados sintetizados na tabela seguinte.

Parâmetro	Unidade	ZG4	ZG3	ZG2	ZG1
E_{50}^{ref}	MPa	10,00	40,00	200,00	500,00
E_{oed}^{ref}	MPa	9,50	29,00	160,00	365,00
E_{ur}^{ref}	MPa	20,00	80,00	400,00	1000,00
$E_{ur}^{ref} / E_{50}^{ref}$	-	2,00	2,00	2,00	2,00
Redução de E_{oed}^{ref} relativamente ao cálculo base	-	-5,00%	-28,00%	-20,00%	-27,00%

Como se observa, a redução de E_{oed}^{ref} foi pouco significativa em ZG4, correspondendo a cerca de 5% relativamente ao cálculo base. Nas restantes zonas geotécnicas, a redução foi mais expressiva, atingindo aproximadamente 28% na ZG3, 20% na ZG2 e 27% na ZG1. Desta forma, o cenário analisado representa uma hipótese de menor rigidez do maciço em trajetórias de descarga/recarga, acompanhada pela redução da rigidez edométrica necessária para garantir a admissibilidade dos parâmetros no modelo HS.

A comparação com o cálculo base permitirá avaliar a influência desta redução nos deslocamentos da contenção, na resposta da galeria existente, nos assentamentos induzidos e nos esforços mobilizados nos elementos estruturais. Os restantes pressupostos do modelo, nomeadamente a geometria, o faseamento construtivo, os elementos estruturais, as condições hidráulicas e os parâmetros resistentes dos materiais, mantêm-se iguais aos descritos na secção 5.2.

6.3 ESTUDO DE SENSIBILIDADE COM PARÂMETROS GEOTÉCNICOS REDUZIDOS - ENQUADRAMENTO

O presente estudo paramétrico tem como objetivo avaliar a sensibilidade da escavação e da galeria existente do Metropolitano de Lisboa à adoção de um cenário geotécnico mais desfavorável do que o considerado no cálculo base. Para esse efeito, foram definidas duas análises distintas, ambas associadas à redução dos parâmetros resistentes do maciço, nomeadamente o ângulo de atrito efetivo, ϕ' , a coesão efetiva de referência, c'_{ref} , e os módulos de rigidez do modelo Hardening Soil, E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} .

A primeira análise, designada por Estudo 3.1, considera uma redução simultânea dos parâmetros resistentes e dos parâmetros de deformabilidade do modelo HS, nomeadamente E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} . Este cenário pretende representar uma condição globalmente mais desfavorável do maciço, na qual se admite uma diminuição conjunta da resistência ao corte e da rigidez.

A segunda análise, designada por Estudo 3.2, mantém as reduções aplicadas a ϕ' e c_{ref} , mas conserva os valores de rigidez adotados no cálculo base. Desta forma, esta análise permite isolar o efeito da redução dos parâmetros resistentes, distinguindo-o da influência associada à diminuição da deformabilidade considerada no Estudo 3.1.

A definição deste cenário segue a mesma lógica dos estudos paramétricos anteriores, nos quais se procurou avaliar a influência da variação de parâmetros específicos relativamente ao modelo de referência. Neste caso, a análise incide sobre a incerteza associada à caracterização geotécnica dos terrenos, tendo por base os intervalos de variação obtidos no Capítulo 4 e os parâmetros adotados no cálculo base, apresentados na Tabela 24 da secção 5.2.4.

No que respeita ao ângulo de atrito efetivo, ϕ' , a redução adotada teve por base os resultados obtidos na secção 4.3.1, a partir do tratamento dos ensaios SPT e da aplicação das correlações empíricas apresentadas na Tabela 10. A comparação entre os valores médios e mínimos estimados para as zonas ZG4 e ZG3 permitiu obter reduções da ordem de 26% e 29%, respetivamente, conforme sintetizado na Tabela 28. Assim, por simplificação e de forma a definir um cenário inferior uniforme, foi adotado um fator de redução de 30% relativamente aos valores de ϕ' considerados no cálculo base.

Tabela 28 - Estimativa do fator de redução de ϕ' com base nos valores obtidos na secção 4.3.1

Zona	ϕ' mín. [°]	ϕ' méd. [°]	Delta mín.
ZG4	24,58	34,78	25,95%
ZG3	32,21	43,50	29,32%

Assim, na Tabela 29 encontram-se sumarizados a comparação entre os valores do modelo de base e os valores reduzidos para este estudo paramétrico.

Tabela 29 - Valores de ϕ' adotados no estudo de sensibilidade

Zona	ϕ' base [°]	Fator de redução	ϕ' adotado [°]
ZG4	30,00	30,00%	21,00
ZG3	35,00		24,50
ZG2	30,00		21,00
ZG1	35,00		24,50

A redução da rigidez foi considerada apenas no Estudo 3.1. Esta foi definida a partir dos valores de E_s estimados com base nos ensaios pressiométricos de Ménard, apresentados na secção 4.3.2.3. Considerando a Tabela 19, a média dos desvios mínimos relativamente ao valor médio de E_s conduziu a uma redução de aproximadamente 37%, arredondada para 40% por simplificação.

No presente estudo, admitiu-se, por simplificação, que o módulo E_s , estimado a partir dos ensaios pressiométricos, pode ser aproximado ao parâmetro E_{50}^{ref} do modelo Hardening Soil. Esta opção constitui uma aproximação prática no âmbito da análise paramétrica, tendo em conta que o módulo pressiométrico não é diretamente equivalente aos módulos obtidos em ensaios triaxiais, edométricos ou em modelos numéricos, conforme referido na secção 4.2.2.1.

Deste modo, os valores de E_{50}^{ref} foram reduzidos em 40% relativamente aos adotados no cálculo base (Tabela 30). Para manter a coerência interna da parametrização do modelo Hardening Soil, foi igualmente aplicada a mesma redução a E_{oed}^{ref} e a E_{ur}^{ref} , preservando-se a relação $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, já considerada no cálculo base. O expoente m , que controla a dependência da rigidez com o nível de tensão, foi mantido inalterado, de modo a isolar o efeito da redução dos módulos de referência.

Tabela 30 - Valores de E_{50}^{ref} adotados no estudo de sensibilidade

Zona	E_{50}^{ref} cálculo base [MPa]	Fator de redução	E_{50}^{ref} adotado [MPa]
ZG4	10,00	40,00%	6,00
ZG3	40,00		24,00
ZG2	200,00		120,00
ZG1	500,00		300,00

Relativamente à coesão efetiva, c' , a informação disponível não permitiu definir um valor mínimo com o mesmo grau de confiança obtido para os parâmetros de deformabilidade. Esta limitação resulta da maior dispersão dos resultados, da heterogeneidade dos materiais atravessados e da dificuldade em atribuir valores representativos a cada zona geotécnica, sobretudo nos materiais residuais e mais alterados do CVL.

Assim, optou-se por definir um cenário paramétrico conservativo, reduzindo em 40% os valores de c' adotados no cálculo base (Tabela 31), valor ligeiramente superior ao do ângulo de atrito tendo presente a maior variabilidade deste parâmetro. Esta opção deve, por isso, ser entendida como uma hipótese conservativa de cálculo, adequada ao âmbito de um estudo paramétrico.

Tabela 31 - Valores de c' adotados no estudo de sensibilidade

Zona	c' cálculo base [kPa]	Fator de redução	c' adotado [kPa]
ZG4	5,00	40,00%	3,00
ZG3	20,00		12,00
ZG2	100,00		60,00
ZG1	250,00		150,00

Posto isto, apresenta-se na Tabela 32 a síntese dos parâmetros geotécnicos adotados no modelo HS para o estudo 3.1. Esta tabela reúne, por zona geotécnica, os valores finais introduzidos no modelo de estudo, no qual são reduzidos simultaneamente os parâmetros resistentes e os parâmetros de deformabilidade. Para o Estudo 3.2, são considerados estes mesmos valores, com exceção dos módulos de rigidez, que se mantêm iguais aos adotados no cálculo base.

Tabela 32 - Síntese dos parâmetros geotécnicos adotados para o estudo de sensibilidade

Parâmetro	Unidade	ZG4 Aterro	ZG3 Solos de alteração e basalto W5	ZG2 Basalto W3-4	ZG1 Basalto W2-3 a W3
$\gamma_{\text{unsat}}/\gamma_{\text{sat}}$	kN/m ³	19,00/20,00	20,00/21,00	22,00/23,00	24,00/25,00
E_{50}^{ref}	MPa	6,00	24,00	120,00	300,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	MPa	6,00	24,00	120,00	300,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	MPa	18,00	72,00	360,00	900,00
m	-	0.75	1,00	1,00	1,00
c_{ref}	kPa	3,00	12,00	60,00	150,00
φ'	°	21,00	24,50	21,00	24,50

Desta forma, a comparação entre o cálculo base, o Estudo 3.1 e o Estudo 3.2 permite distinguir a influência relativa da resistência e da deformabilidade no comportamento global da escavação. Em particular, pretende-se avaliar se os acréscimos de deslocamento, a alteração dos esforços internos e a mobilização dos elementos de suporte resultam sobretudo da diminuição da rigidez do maciço, da redução dos parâmetros resistentes ou da combinação de ambos os efeitos.

6.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS E DISCUSSÃO

A comparação dos estudos paramétricos é apresentada de forma global, tomando o cálculo base como cenário de referência. A análise centra-se nas grandezas mais relevantes para a interpretação do comportamento da escavação, nomeadamente a resposta da galeria existente, os deslocamentos horizontais das paredes moldadas, os esforços internos mobilizados, a solicitação dos tirantes e ancoragens e a segurança global do sistema.

Ao longo da presente secção, os cenários analisados são designados de forma abreviada por Estudo 1, Estudo 2, Estudo 3.1 e 3.2, correspondendo, respetivamente, ao estudo da redução da rigidez da cortina, ao estudo da variação da rigidez de descarga/recarga no modelo Hardening Soil e ao estudo com parâmetros geotécnicos reduzidos.

Esta comparação global tem ainda como objetivo apoiar uma leitura previewal do comportamento da obra, permitindo antecipar a resposta do sistema perante cenários menos favoráveis ou diferentes dos admitidos no cálculo base. A análise dos vários estudos paramétricos possibilita, assim, identificar quais as variáveis com maior influência nos deslocamentos, esforços e condições de segurança, contribuindo para uma melhor interpretação de eventuais resultados observados em obra durante a fase de monitorização.

Na Figura 67 sintetiza-se, esquematicamente, os cenários analisados nos estudos paramétricos, de maneira a facilitar a leitura das comparações de resultados.

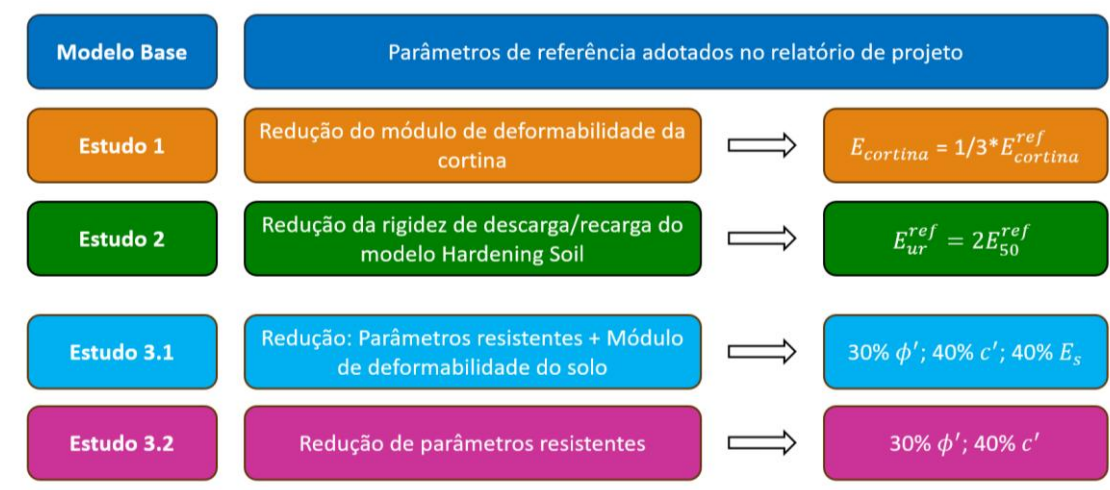


Figura 67 – Estudos paramétricos: cenários analisados

6.4.1 Resposta da galeria existente

A resposta da galeria existente foi avaliada com base nos resultados sintetizados na Tabela 33, onde se apresentam, para o modelo base e para os diferentes estudos paramétricos, os deslocamentos horizontais e verticais máximos da galeria, a variação da bitola, Δb , e a variação vertical entre carris, Δy . A tabela inclui ainda, para cada estudo, a variação percentual relativamente ao modelo base, permitindo avaliar de forma direta a sensibilidade da galeria às alterações paramétricas consideradas.

Tabela 33 - Resposta da galeria nos diferentes cenários analisados

Cenário	$ u_x _{\max}$ [mm]	$ u_y _{\max}$ [mm]	Variação da bitola (Δb [mm])	Variação vertical entre carris (Δy [mm])
Modelo Base	4,256	1,771	0,038	0,318
Estudo 1	4,515 (+6,09%)	2,031 (+14,68%)	0,039 (+2,63%)	0,375 (+17,92%)
Estudo 2	5,084 (+19,45%)	1,321 (-25,41%)	0,030 (-21,05%)	0,297 (-6,60%)
Estudo 3.1	16,133 (+279,06%)	12,187 (+588,14%)	0,093 (+144,74%)	1,792 (+463,52%)
Estudo 3.2	10,082 (+136,89%)	7,555 (+326,60%)	0,090 (+136,84%)	1,217 (+282,70%)

Comparativamente ao modelo base, o Estudo 1 conduz apenas a um acréscimo moderado dos deslocamentos da galeria. Este comportamento é coerente com a redução da rigidez da cortina, que torna o sistema de contenção ligeiramente mais deformável, mas sem alterar de forma significativa a resposta global da galeria.

No Estudo 2, a redução de E_{ur}^{ref} não conduz a um agravamento uniforme da resposta da galeria. O deslocamento horizontal máximo aumenta cerca de 19% face ao modelo base, enquanto o deslocamento vertical máximo diminui cerca de 25%, sendo esta a variação percentual mais expressiva deste cenário.

À luz do modelo HS, este comportamento pode ser associado ao facto de a escavação induzir trajetórias de descarga e redistribuição de tensões no maciço, sendo a alteração de E_{ur}^{ref} particularmente relevante na forma como essa deformação se reparte entre as componentes horizontal e vertical. Como os parâmetros resistentes se mantêm inalterados, não se verifica uma redução da capacidade resistente global do maciço, pelo que a alteração da rigidez de descarga/recarga modifica a configuração dos deslocamentos sem provocar um agravamento generalizado da resposta da galeria.

Os Estudos 3.1 e 3.2 são os que mais condicionam a resposta da galeria, com acréscimos expressivos face ao modelo base. Ainda assim, o Estudo 3.1 apresenta os deslocamentos mais elevados, evidenciando que a redução adicional dos parâmetros de deformabilidade, quando associada à redução de ϕ' e c' , amplifica a resposta da galeria. Este efeito é evidenciado na Tabela 33, onde as variações percentuais dos deslocamentos máximos são claramente superiores às obtidas no Estudo 3.2.

Na Figura 68 observa-se uma configuração deformada semelhante nos dois estudos, mas com maior amplitude no Estudo 3.1. Esta diferença sugere uma inclinação transversal ligeiramente mais pronunciada da zona da galeria, coerente com o maior valor de Δy registado neste cenário.

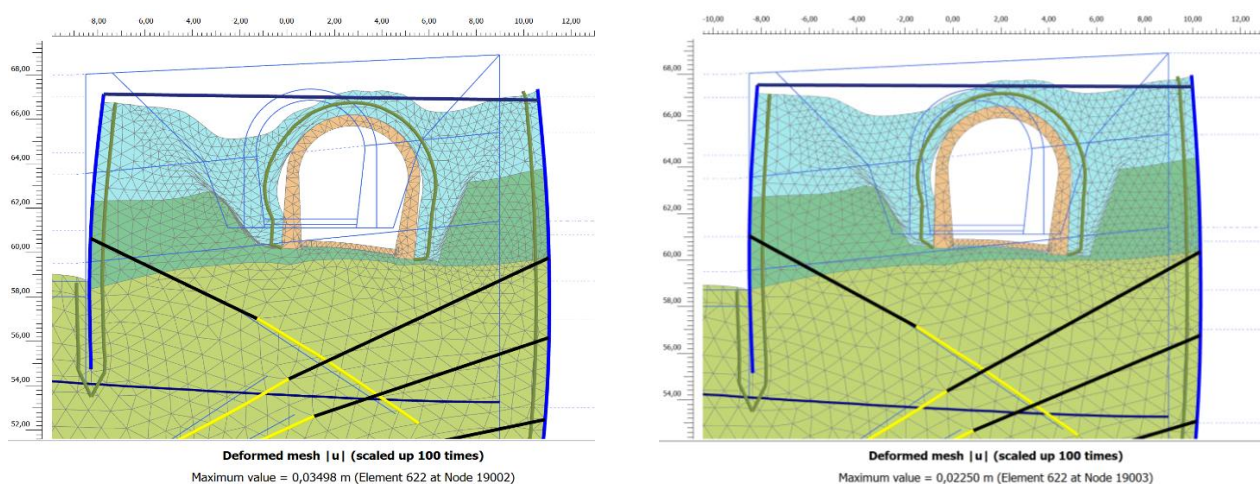


Figura 68 - Deformada da malha na fase final da escavação: Estudo 3.1 à esquerda e Estudo 3.2 à direita

A variação da bitola mantém-se praticamente desprezável em todos os cenários, situando-se entre 0,030 mm e 0,093 mm. Embora os Estudos 3.1 e 3.2 apresentem variações percentuais elevadas relativamente ao modelo base, os valores absolutos continuam a ser muito reduzidos. Isto indica que os dois carris se deslocam horizontalmente de forma quase solidária, sem abertura ou fecho relevante da via.

A variação vertical entre carris apresenta maior relevância, sobretudo nos Estudos 3.1 e 3.2, onde atinge 1,792 mm e 1,217 mm, respetivamente. Estes valores traduzem uma diferença relativa de deslocamento vertical entre os dois carris, que pode ser interpretada como uma tendência de rotação ou inclinação transversal da via, ou da própria secção da galeria, associada à assimetria da escavação e à maior profundidade do lado nascente. Contudo, esta diferença não deve ser entendida, por si só, como evidência de deformação interna significativa da galeria.

Em síntese, a resposta da galeria é pouco sensível à redução da rigidez da cortina e à alteração da rigidez de descarga/recarga, quando comparada com os cenários em que se reduzem os parâmetros resistentes do maciço. O Estudo 3.1 constitui a situação mais desfavorável para a galeria existente, seguido do Estudo 3.2. Tal como referido em 5.3.3, os indicadores associados aos carris devem ser interpretados com prudência, uma vez que os critérios da via se referem a deformações longitudinais, enquanto o modelo 2D representa apenas uma secção transversal.

6.4.2 Deslocamentos horizontais das paredes moldadas

A análise dos deslocamentos horizontais das paredes moldadas permite avaliar a resposta global do sistema de contenção face às alterações introduzidas nos estudos paramétricos. A comparação é realizada separadamente para as cortinas nascente e poente, tomando o modelo base como referência, de modo a distinguir os efeitos associados à rigidez da cortina, à rigidez do maciço e à redução dos parâmetros resistentes.

De acordo com a Figura 69, a cortina nascente apresenta os maiores deslocamentos globais, sobretudo nos estudos associados à redução dos parâmetros geotécnicos. No modelo base, o deslocamento horizontal máximo desta cortina é de cerca de 5,77 mm. Nos Estudos 1 e 2, este valor aumenta de forma moderada, para cerca de 6,10 mm e 6,88 mm, respetivamente. Por outro lado, nos Estudos 3.1 e 3.2 observa-se um acréscimo bastante mais expressivo, atingindo cerca de 21,06 mm no Estudo 3.1 e 13,43 mm no Estudo 3.2.

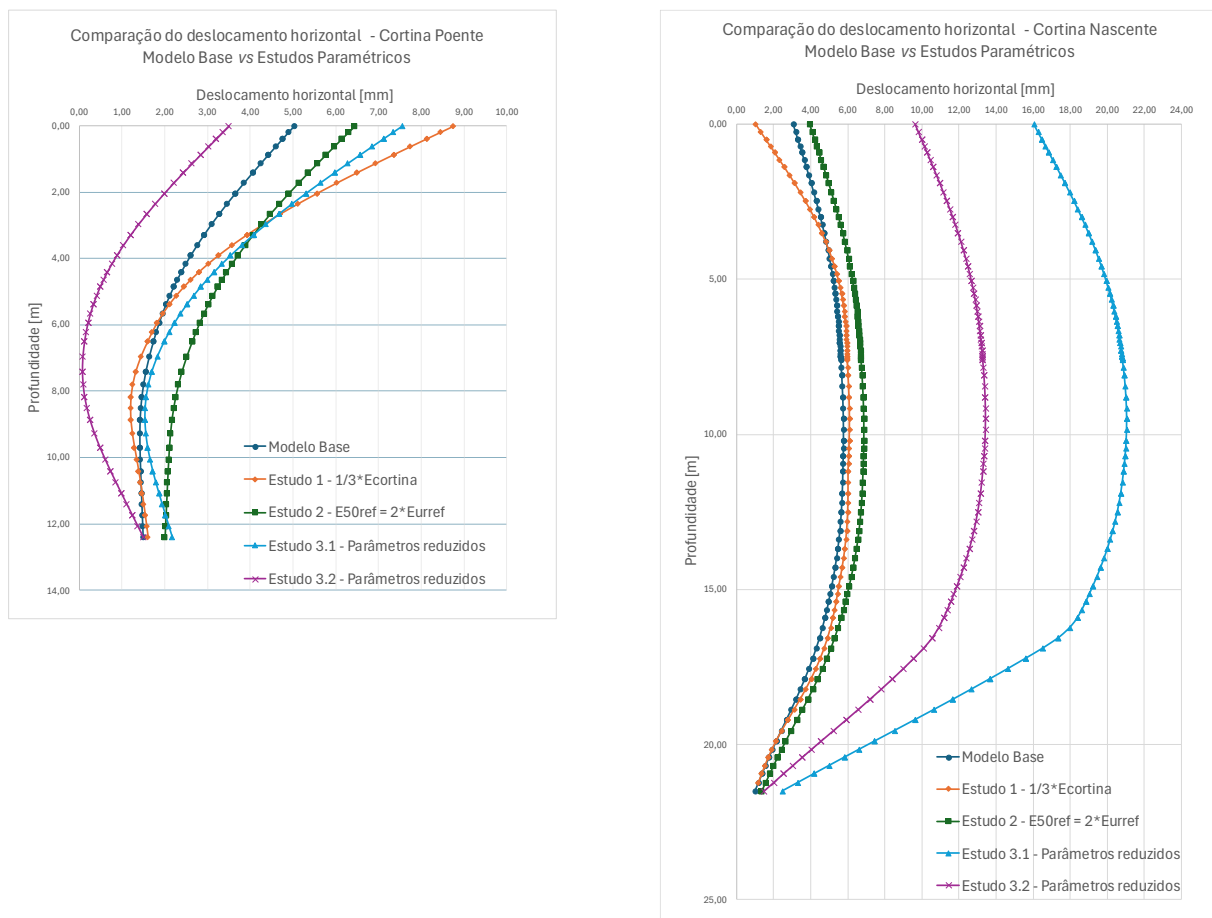


Figura 69 - Deslocamentos horizontais das cortinas: à esquerda cortina poente; à direita cortina nascente

Na cortina poente, também representada na Figura 69, observa-se uma resposta diferente. O maior deslocamento ocorre no Estudo 1, aumentando de cerca de 5,03 mm, no modelo base, para 8,76 mm. Este acréscimo resulta da menor rigidez à flexão da parede moldada, que torna a cortina mais deformável, sendo ainda influenciado pela ação do tirante pré-esforçado superior, cuja interação com a parede se torna mais expressiva quando a sua rigidez é reduzida. Nos restantes estudos, os acréscimos são menos significativos: o Estudo 2 atinge cerca de 6,45 mm e o Estudo 3.1 cerca de 7,56 mm, enquanto o Estudo 3.2 apresenta um deslocamento máximo inferior ao do modelo base.

Para complementar a análise dos perfis finais, a Figura 70 apresenta a evolução do deslocamento horizontal no ponto onde se regista o maior deslocamento da cortina nascente. A figura confirma que os Estudos 1 e 2 se mantêm próximos do modelo base ao longo do faseamento, com acréscimos moderados nas fases finais. Pelo contrário, os Estudos 3.1 e 3.2 afastam-se de forma mais evidente do cálculo base, sendo o Estudo 3.1 o cenário mais desfavorável. Esta diferença mostra que a redução dos parâmetros resistentes conduz a maiores deslocamentos, mas que o efeito se torna mais significativo quando essa redução é acompanhada pela diminuição da rigidez do maciço, como sucede no Estudo 3.1.

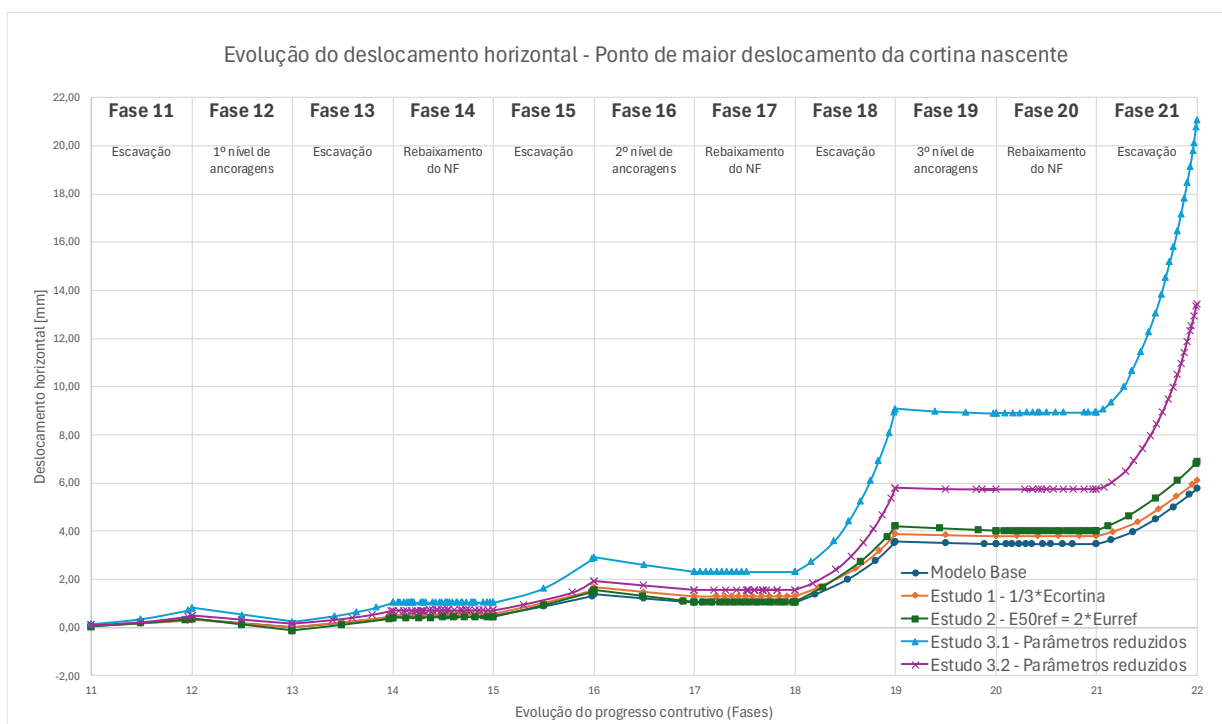


Figura 70 - Evolução do deslocamento horizontal máximo da cortina nascente

A Figura 71, relativa à evolução do deslocamento horizontal no topo da cortina nascente, confirma a tendência anteriormente identificada. Os Estudos 3.1 e 3.2 afastam-se de forma mais expressiva do modelo base, sobretudo nas fases finais, sendo novamente o Estudo 3.1 o cenário mais condicionante.

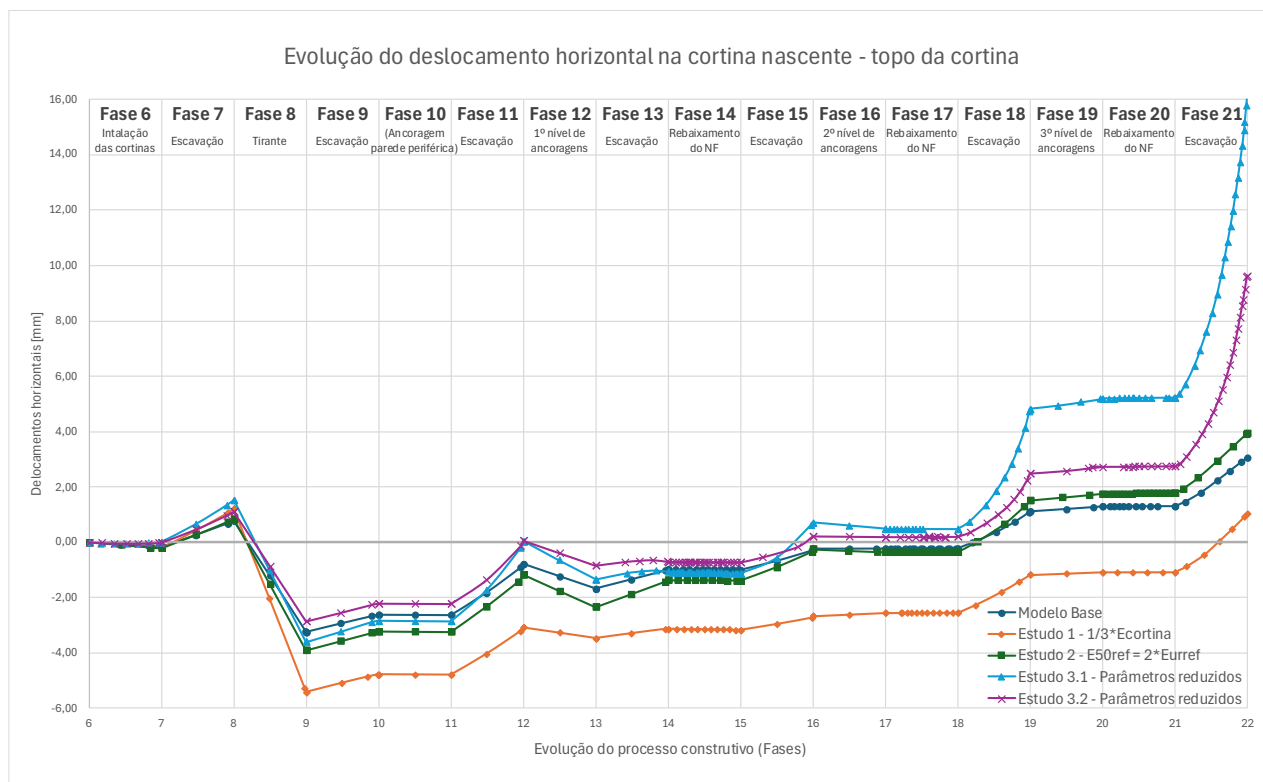


Figura 71 - Evolução do deslocamento horizontal no topo da cortina nascente

Observa-se ainda que o Estudo 1 apresenta deslocamentos mais acentuados numa fase intermédia, coincidindo com a mobilização do tirante pré-esforçado superior. Este comportamento mostra que, quando a rigidez da cortina é reduzida, a ação do tirante tem maior influência na deformada do sistema. Esta tendência é coerente com o observado anteriormente na cortina poente, onde o Estudo 1 conduziu ao maior deslocamento horizontal entre todos os cenários analisados.

Resumidamente, os deslocamentos horizontais das paredes moldadas são particularmente sensíveis à redução dos parâmetros geotécnicos, sobretudo na cortina nascente. O Estudo 3.1 constitui o cenário mais desfavorável em termos globais, seguido do Estudo 3.2. Na cortina poente, contudo, o maior deslocamento ocorre no Estudo 1, evidenciando a influência da redução da rigidez da cortina e da interação com o sistema de suporte superior.

6.4.3 Esforços internos nas cortinas

Nesta secção analisam-se os momentos fletores máximos obtidos nas cortinas nascente e poente. A avaliação da sua variação nos diferentes estudos permite identificar a sensibilidade estrutural das paredes moldadas às alterações paramétricas introduzidas. Os valores determinados para cada estudo, bem como as respetivas variações percentuais, apresentam-se na Tabela 34.

Tabela 34 - Momentos fletores máximos nas cortinas

Cenário	M_{máx.} [kN.m/m] Cortina Poente	M_{máx.} [kN.m/m] Cortina Nascente
Modelo Base	282,30	348,30
Estudo 1	234,72 (-16,85%)	189,94 (-45,47%)
Estudo 2	269,21 (-4,99%)	374,60 (+7,55 %)
Estudo 3.1	447,22 (+58,42%)	480,30 (+37,90%)
Estudo 3.2	466,81 (+65,36%)	377,40 (+8,35%)

De forma geral, a resposta das cortinas varia em função do parâmetro alterado em cada estudo. No Estudo 1, observa-se uma redução dos momentos fletores máximos em ambas as cortinas, mais expressiva na cortina Poente, onde atinge cerca de 45%. Este comportamento é consequência direta da redução do módulo de deformabilidade do betão das paredes moldadas: ao diminuir a rigidez à flexão, EI , a cortina torna-se mais deformável, mas mobiliza menores esforços de flexão, conduzindo a uma redução dos momentos máximos face ao modelo base.

No Estudo 2, a alteração de E_{ur}^{ref} influencia sobretudo a deformabilidade do maciço durante as fases de escavação, em coerência com o observado na resposta da galeria (6.4.1). Assim, os momentos fletores não apresentam uma variação uniforme: verifica-se uma ligeira redução na cortina nascente e um acréscimo moderado na cortina poente. Esta diferença resulta do reajustamento dos esforços entre o terreno, as paredes moldadas e os apoios, sendo condicionada pela geometria da escavação e pelo diferente número de níveis de suporte em cada cortina.

Os Estudos 3.1 e 3.2 são os mais condicionantes para a cortina nascente, conduzindo a acréscimos de momento da ordem de 58% e 65%, respetivamente. No que concerne à cortina poente, os Estudos 3.1 e 3.2 apresentam comportamentos distintos. O Estudo 3.1 conduz a um acréscimo significativo do momento máximo, próximo de 38%, devido à redução simultânea da resistência e da deformabilidade do maciço. Já no Estudo 3.2, o aumento é bastante mais moderado, cerca de 8%, uma vez que a rigidez do terreno se mantém igual à do modelo base, limitando a deformação local desta cortina. Assim, a resposta mais gravosa deste estudo não se manifesta de forma generalizada em ambas as paredes, concentrando-se sobretudo na zona central e no lado nascente da escavação.

A comparação realizada evidencia que os momentos fletores máximos nas cortinas dependem da rigidez estrutural das paredes moldadas e das propriedades geotécnicas do maciço. A redução da rigidez da cortina traduz-se em menores momentos máximos, embora acompanhada por uma maior deformabilidade do sistema. Por outro lado, a redução dos parâmetros resistentes do maciço conduz aos cenários mais condicionantes.

6.4.4 Forças mobilizadas nos tirantes e ancoragens

Após a análise dos deslocamentos das paredes moldadas e dos momentos fletores mobilizados nas cortinas, importa avaliar a influência das alterações paramétricas nas forças axiais máximas desenvolvidas nos elementos de suporte adicionais. Os valores absolutos de N_{max} correspondentes ao modelo base foram já apresentados e discutidos na secção 5.3.6, pelo que, nesta secção, a análise incide apenas sobre as variações percentuais relativamente a esse modelo, sintetizadas na Tabela 35.

Tabela 35 - Variação no comportamento dos elementos de suporte adicionais - Adaptado de (Struconcept Lda., 2023).

Elemento Estrutural	Estudo 1 Variação do N_{max} [%]	Estudo 2 Variação do N_{max} [%]	Estudo 3.1 Variação do N_{max} [%]	Estudo 3.2 Variação do N_{max} [%]
Tirante horizontal	-0,10%	+3,20%	+34,39%	+20,51%
1º nível de ancoragens - poente	+3,62%	+4,61%	+0,60%	+0,21%
1º nível de ancoragens - nascente	-19,83%	-19,62%	+2,50%	+0,89%
2º nível de ancoragens - nascente	-20,94%	-20,84%	+6,11%	+3,02%
3º nível de ancoragens - nascente	+0,38%	-2,85%	+8,87%	+4,10%

No Estudo 1, associado à redução da rigidez da cortina, verifica-se uma diminuição expressiva das forças mobilizadas no 1º e 2º nível de ancoragens nascente, com reduções de 19,83% e 20,94%, respetivamente, face ao modelo base. Esta tendência é coerente com a análise dos momentos fletores, na qual se observou uma redução dos esforços internos da parede. Assim, embora a configuração deformada da cortina se mantenha globalmente semelhante à do modelo base, a menor rigidez à flexão altera a repartição dos esforços entre a parede, o terreno e os apoios, conduzindo a uma menor mobilização destes níveis de ancoragem. Nos restantes elementos, as variações são mais reduzidas, destacando-se o tirante horizontal, cuja força axial permanece praticamente inalterada, com uma variação de apenas -0,10%.

O Estudo 2 apresenta uma resposta próxima da observada no Estudo 1, com reduções de 19,62% e 20,84% no 1º e 2º nível de ancoragens nascente, respetivamente. Neste caso, a redução de E_{ur}^{ref} altera a resposta do maciço durante a escavação, conduzindo a uma redistribuição dos esforços entre o terreno, as cortinas e os apoios. Por isso, não se verifica um aumento generalizado das forças nas ancoragens, mas sim uma resposta diferenciada entre os vários elementos de suporte.

Nos Estudos 3.1 e 3.2, a maior mobilização do tirante horizontal é compatível com os deslocamentos horizontais observados nas cortinas. Esta interpretação é coerente com a Figura 69, onde os Estudos 3.1 e 3.2 evidenciam maior afastamento relativo entre as cortinas na zona superior. Este movimento favorece a mobilização axial do tirante horizontal, justificando os acréscimos observados relativamente ao modelo base.

Deste modo, os resultados mostram que a mobilização dos apoios varia de forma distinta consoante o parâmetro alterado. Nos Estudos 1 e 2, o efeito mais relevante observa-se nas ancoragens da parede nascente, enquanto nos Estudos 3.1 e 3.2 a resposta é dominada pelo aumento da força axial no tirante horizontal. Esta diferença evidencia a importância da função estrutural de cada elemento no equilíbrio global da contenção, sendo o Estudo 3.1 o cenário mais condicionante para o tirante.

6.4.5 Segurança global da escavação

Por fim, analisa-se a influência das alterações paramétricas na segurança global da escavação. O comportamento do modelo base foi já discutido no Capítulo 5, onde se identificou o mecanismo de rotura associado à escavação mais profunda e à perda de eficácia dos apoios inferiores da cortina nascente. Nesta secção, a comparação entre o modelo base e os estudos paramétricos é realizada a partir da evolução do fator de segurança global apresentada na Figura 72.

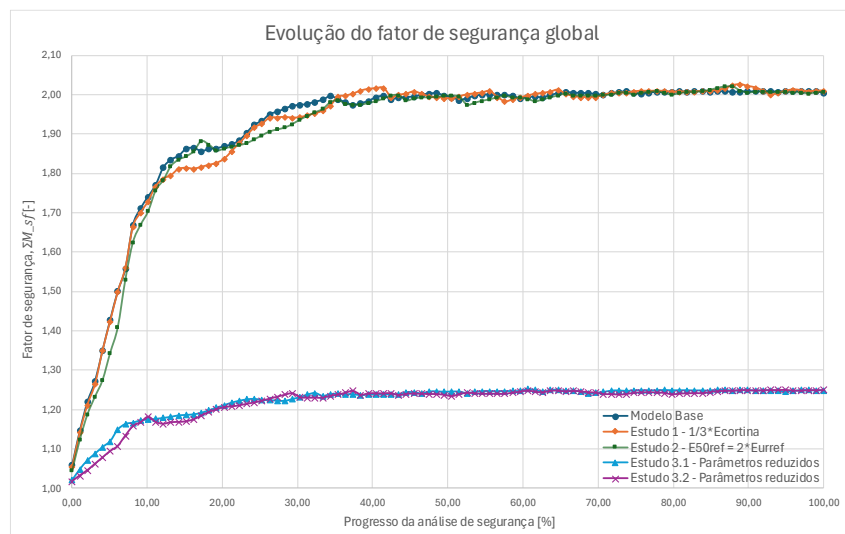


Figura 72 - Evolução do fator de segurança global, ΣM_{sf} , para os diferentes estudos

Pela análise da Figura 72, verifica-se que o Estudo 1 e o Estudo 2 apresentam fatores de segurança próximos do modelo base, o que indica uma influência limitada das alterações isoladas de rigidez na segurança global da escavação. Embora estas alterações modifiquem a deformabilidade do sistema e a redistribuição de esforços, não reduzem diretamente a resistência ao corte disponível no maciço. Por esse motivo, o mecanismo de instabilidade mantém-se associado à escavação mais profunda, junto à cortina nascente, tal como o observado no cálculo base.

A Figura 72 apresenta os mapas de deslocamentos totais obtidos na fase *Safety* para o Estudo 1 e para o Estudo 3.1, correspondentes a cenários com fatores de segurança distintos. Esta comparação permite avaliar se a redução do fator de segurança se traduz numa alteração significativa do mecanismo de rotura.

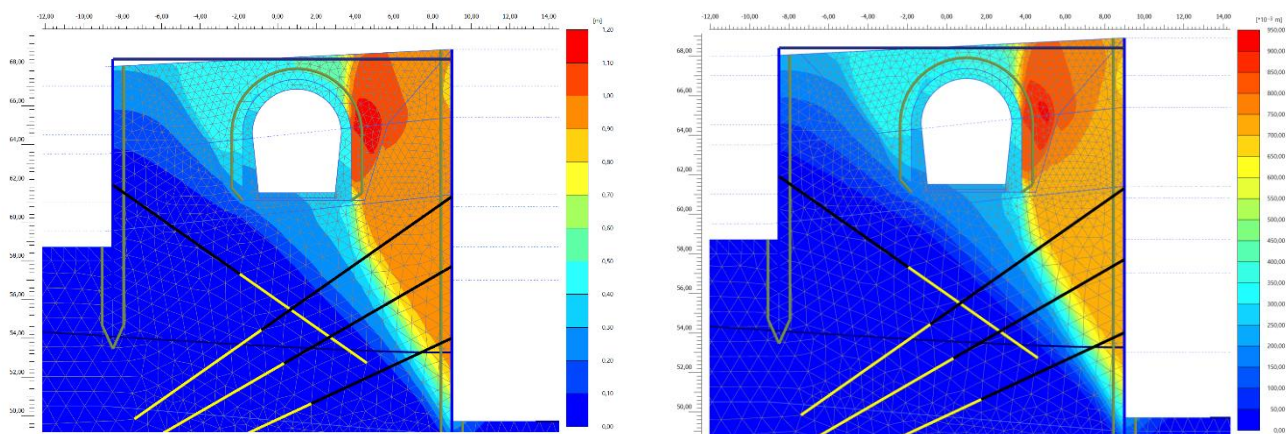


Figura 73 - Mecanismo de rotura obtido na fase *Safety*, representado pelos deslocamentos totais: a) Estudo 1; b) Estudo 3.1

Apesar de apresentarem configurações deformadas semelhantes, os Estudos 3.1 e 3.2 diferem no nível de segurança atingido. No Estudo 3.1, a combinação de menores parâmetros resistentes e de deformabilidade conduz à perda de equilíbrio para um fator de segurança inferior, mantendo-se, contudo, o mecanismo global de instabilidade associado à mesma zona da escavação. Importa ainda salientar que os deslocamentos obtidos na fase *Safety* não correspondem a deslocamentos de serviço, mas sim à evolução da configuração deformada durante o desenvolvimento do mecanismo de colapso. Assim, um menor fator de segurança não implica necessariamente maiores deslocamentos máximos no final desta fase.

Em suma, os dois primeiros estudos apresentam uma segurança global próxima da do modelo base, evidenciando uma influência reduzida das alterações de rigidez consideradas. Por outro lado, nos dois estudos com redução dos parâmetros resistentes verifica-se uma menor margem de segurança, sendo o cenário que inclui também a diminuição da deformabilidade do maciço o mais desfavorável.

7 CONCLUSÕES

O presente trabalho centrou-se na análise de uma escavação profunda condicionada pela presença de uma galeria do Metropolitano de Lisboa, articulando a caracterização geotécnica, o cálculo base e os estudos paramétricos. As conclusões que se seguem sintetizam, assim, as principais ilações retiradas das diferentes etapas desenvolvidas ao longo do trabalho.

Da revisão literária efetuada conclui-se que o comportamento de uma escavação profunda resulta da interação entre o terreno, a estrutura de contenção, os sistemas de suporte e a envolvente, sendo condicionado pelas características geotécnicas, pela geometria e pelo faseamento construtivo. Na proximidade de estruturas existentes, a avaliação não se deve limitar à estabilidade ou aos deslocamentos máximos, mas considerar também a distribuição dos movimentos e a forma como estes se transmitem. Neste contexto, a modelação numérica e a monitorização assumem papéis complementares, cuja eficácia depende da adequada representação do comportamento do terreno e dos parâmetros adotados.

A singularidade do caso de estudo resulta da presença de uma galeria do ML entre duas escavações de profundidades distintas, condicionando a disposição dos sistemas de suporte e tornando o controlo dos movimentos induzidos uma exigência central do projeto. Neste contexto, o plano de monitorização permite acompanhar a resposta da galeria, das estruturas de contenção, dos elementos de suporte e do terreno, confrontando o comportamento previsto com o observado durante a execução da obra.

A caracterização realizada confirma a elevada heterogeneidade dos terrenos do Complexo Vulcânico de Lisboa, apesar da melhoria global das características geotécnicas em profundidade. A dispersão dos resultados mostra que a definição dos parâmetros beneficia de uma análise conjunta da informação disponível, em vez de se basear num único ensaio ou correlação. Esta abordagem permitiu enquadrar os valores adotados no cálculo base e definir intervalos plausíveis para os estudos paramétricos.

O cálculo base constituiu a referência para a avaliação da sensibilidade do sistema às alterações paramétricas consideradas. Conforme apresentado no Capítulo 5, a assimetria da escavação, mais profunda no lado nascente, conduz a uma tendência de deslocamento global do maciço e da galeria nessa direção. A resposta da galeria caracteriza-se predominantemente por um movimento de translação, com reduzida deformação relativa da secção. Este comportamento estabelece o cenário de referência para a interpretação dos resultados obtidos nos quatro estudos paramétricos.

Os estudos paramétricos mostram que diferentes alterações do modelo produzem padrões distintos na resposta da escavação. As variações de rigidez afetam sobretudo a amplitude e a distribuição dos deslocamentos e dos esforços, sem implicarem necessariamente uma redução significativa da segurança global. Assim, alterações isoladas nas leituras dos inclinómetros, alvos topográficos ou células de carga não devem ser interpretadas autonomamente, mas confrontadas com a resposta conjunta prevista nos diferentes cenários.

Os cenários com redução dos parâmetros resistentes revelaram-se globalmente mais desfavoráveis, sendo a diminuição da rigidez responsável por amplificar os deslocamentos. A comparação entre os resultados paramétricos e a monitorização poderá, deste modo, ajudar a distinguir uma simples redistribuição deformacional de uma evolução potencialmente mais desfavorável do comportamento do maciço, reforçando a necessidade de interpretar os vários sistemas de observação de forma integrada.

Desta forma, para além da análise de sensibilidade, os resultados permitem definir um envelope previsionar para apoiar a interpretação da monitorização em obra. O cálculo base representa a condição de referência, enquanto os restantes estudos enquadram respostas progressivamente mais desfavoráveis. A monitorização pode, deste modo, ser interpretada não apenas pela magnitude dos deslocamentos, mas também pela forma como a galeria se deforma, nomeadamente pela maior tendência de inclinação transversal associada a situações mais desfavoráveis. Esta leitura conjunta permite avaliar se o comportamento observado se mantém dentro do intervalo previsto ou se evolui para uma resposta mais gravosa.

Estes estudos paramétricos assumem particular interesse por resultarem da análise da caracterização geotécnica apresentada no Capítulo 4. As reduções adotadas para φ' e para a rigidez resultam dos intervalos inferiores estimados a partir dos ensaios SPT e pressiométricos, conforme descrito na secção 6.3, constituindo assim referências coerentes com a variabilidade identificada na campanha de prospeção. A comparação com as leituras de monitorização poderá, por isso, indicar se o comportamento real do maciço se aproxima das condições de referência ou destes limites inferiores considerados e, pela distinção entre o cenário com redução apenas da resistência e o cenário combinado, avaliar o contributo relativo da resistência e da deformabilidade.

Por fim, o trabalho desenvolvido ao longo da dissertação permitiu desenvolver uma leitura integrada do caso de estudo, partindo da caracterização geotécnica e da definição dos parâmetros do maciço, passando pela reprodução numérica do faseamento construtivo e culminando na avaliação da influência das principais incertezas sobre a galeria, as cortinas e os elementos de suporte. O cálculo base permitiu estabelecer o comportamento esperado para a solução projetada, enquanto os estudos paramétricos mostraram de que forma alterações na rigidez e na resistência modificam essa resposta. Deste modo, os resultados numéricos deixam de constituir uma previsão única e passam a enquadrar um intervalo de comportamentos possíveis, que poderá ser confrontado com as leituras obtidas durante a execução. Assim, a análise desenvolvida possibilita não só avaliar a interação entre a escavação e a galeria existente, mas também transformar a incerteza associada à caracterização geotécnica em informação útil para a interpretação da monitorização e para o acompanhamento do comportamento real da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering. In: Springer.
- Baguelin, F. (1978). The pressuremeter and foundation engineering. *Trans. Tech. Publications*.
- Begemann, H. (1974). General report for central and western Europe. Proceedings Of The European Symposium On Penetration Testing,
- Bentley Systems, I. (2025). *PLAXIS 2D 2025.1 Reference Manual*.
https://files.seequent.com/PLAXIS/Manuals/PLAXIS_2D/English/PLAXIS_2D_2_Reference%20Manual.pdf
- Bowles, J. E., & Guo, Y. (1996). *Foundation analysis and design* (Vol. 5). McGraw-hill New York.
- Brito, J. d. (2001). Paredes Moldadas. *IST, Lisboa*.
- Coelho, S. A. (1996). *Tecnologia de fundações*.
- DECG-FEUP. (2021). *Ensaio triaxial*. Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
https://dec.fe.up.pt/ensaios_lab/ensaio-triaxial
- Deere, D. U. (1967). The Rock Quality Designation (RQD) Index.
- Faria, P., & Guerra, N. M. d. C. (2008). ANÁLISE NUMÉRICA DOS EFEITOS DA INSTALAÇÃO DE PAREDES MOLDADAS NO TERRENO: RESULTADOS PRELIMINARES.
- Felgueiras, M. E. (2021). *Soluções de escavação e contenção periférica no edifício do Hotel Melia, em Lisboa* Instituto Superior Técnico].
- Ferraz, M., José Cândido Gonçalves, F., Matos Fernandes, M., & Felix, C. (2016). *Análise de uma escavação profunda considerando o comportamento não linear do betão armado da parede de contenção* 15º Congresso Nacional de Geotecnia,
- Ferrent, T. (1963). The prediction and field verification of settlement in cohesionless soils. Proceedings of the 4th Australia-New Zeland conference on soil mechanics and foundation engineering,
- GEODATA, Z. G. (2019). *Targets and marking material*. GEODATA ZT GmbH.
<https://www.geodata.com/en/produkte/targets-marking/>
- Geoprobe Systems. (2020). *Soil Investigation Faster, Easier Using DT325 OTE*. Geoprobe Systems. <https://geoprobe.com/articles/soil-investigation-faster-easier-using-dt325-ote>
- Gomes Samuel, A. (1979). Paredes Moldadas-Regras de Boa Prática. *inserido no Seminário S 229 sobre Paredes Moldadas, LNEC, Lisboa*.

- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(4), 1–9.
- Instituto Geológico e Mineiro. (1985). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa — Folha 3*.
- Instituto Português da Qualidade. (2010). Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. In *Anexo Nacional* (Vol. NP EN 1998-1:2010): Instituto Português da Qualidade.
- ISRM. (1981). Basic geotechnical description of rock masses: International Society for Rock Mechanics, Commission on Classification of Rocks and Rock Masses Int J Rock Mech Min Sci, V18, N1, Feb 1981, P85–110. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(3), 43–44. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90994-3](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90994-3)
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*.
- Laranjo, M. R. L. L. (2013). *Argilas miocénicas de lisboa parametrização para o dimensionamento de estruturas geotécnicas* [Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto (Portugal)].
- Little, A. (1969). The engineering classification of residual tropical soils. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais* (Vol. 1). Ed. FEUP Edições. Porto, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (2020). *Analysis and design of geotechnical structures*. CRC Press.
- Melo, F. G. (1979). Paredes moldadas. Generalidades sobre a sua utilização. *Geotecnia*(25), 49–71.
- Meyerhof, G. (1957). Discussion of “Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 83(1), 1155–1111–1155–1117.
- Ou, C.-Y. (2021). *Fundamentals of deep excavations*. CRC Press.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*. John Wiley & Sons.
- Pereira, M. L. d. M. M. P. (2018). Caracterização geotécnica de rochas vulcânicas de Lisboa—um contributo.
- Pita, X., Pinto, A., Veloso, F., & Lopes, N. SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA UTILIZADAS NO EDIFÍCIO FPM 41, EM LISBOA EARTH RETAINING SOLUTIONS USED IN BUILDING FPM 41, IN LISBON.
- Puller, M. (2003). *Deep excavations: A practical manual*. Thomas Telford.

- Ramadan, M. I., & Meguid, M. (2020). Behavior of cantilever secant pile wall supporting excavation in sandy soil considering pile-pile interaction. *Arabian Journal of Geosciences*, 13(12), 466.
- Raposo, N. P. (2008). *Pré-dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas* Universidade do Porto (Portugal)].
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. In *Beyond 2000 in computational geotechnics* (pp. 281–296). Routledge.
- Schmertmann, J. (1975). Measurement of insitu shear strength: Proc Conference on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, NC, 1–4 June 1975, V2, P57–138, disc P139–179. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts,
- Shioi, Y., & Fukui, J. (1982). Application of N-value to design of foundations in Japan. In *Penetration Testing, volume 1* (pp. 159–164). Routledge.
- Skempton, A. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425–447.
- Soletanche Bachy. (2023). *Nile City, Egypt*. Soletanche Bachy. <https://www.soletanche-bachy.com/en/offer-portfolio/nile-city-egypt/>
- Struconcept Lda. (2018). *Estudo Hidrogeológico* [Documento interno não publicado].
- Struconcept Lda. (2019). *Estudo Geológico-Geotécnico* [Documento interno não publicado].
- Struconcept Lda. (2022). *Memória Descritiva e Justificativa - Anexos* [Documento interno não publicado].
- Struconcept Lda. (2023). *Memória Descritiva e Justificativa* [Documento interno não publicado].
- Tomásio, R., & Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon–Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure),
- Topa Gomes, A. (2008). *Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical O caso do Metro do Porto* Universidade do Porto (Portugal)].
- Topa Gomes, A. (2020). *Obras Subterrâneas* [Apontamentos da unidade curricular de Obras Subterrâneas].
- Underpin & Makegood. (2026). *What Is Contiguous Piling Used For?* <https://underpin.com/contiguous-piling-what-is-it-used-for/>

Webb, D. (1970). Settlement of structures on deep alluvial sandy sediments in Durban, South Africa.

Wolff, T. F. (1989). Pile capacity prediction using parameter functions. Predicted and observed axial behavior of piles: results of a pile prediction symposium,

ANEXOS

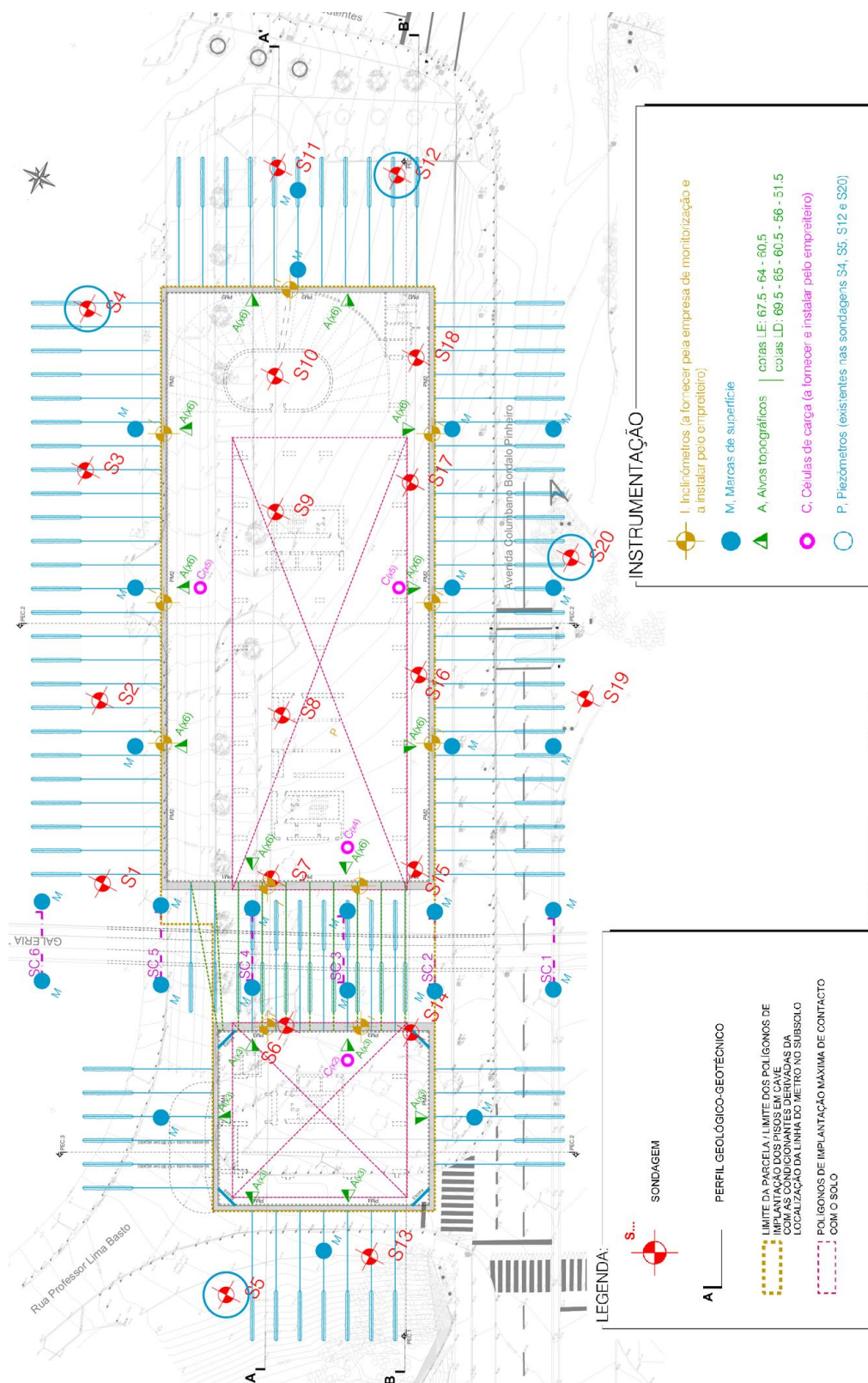


Figura A1. 1 - Plano geral de monitorização, prospeção geotécnica e localização dos trabalhos de reconhecimento realizados (Struconcept Lda., 2023)

Tabela A1. 1 - Síntese das sondagens e dos ensaios in situ realizados (Struconcept Lda., 2019)

Sondagem	Cota da boca [m]	Profundidade [m]	Nº Ensaios SPT	Nº Ensaios Lugeon	Nº Ensaios Pressiômetro de Ménard
S1	70,45	25,5	5	-	2
S2	69,68	27,0	4	-	-
S3	71,88	27,7	3	2	-
S4	72,50	28,5	4	-	-
S5	66,41	15,0	2	-	-
S6	68,02	16,5	5	-	-
S7	68,87	25,5	4	2	-
S8	69,75	26,4	7	-	3
S9	70,93	27,8	3	-	1
S10	71,51	28,5	2	2	2
S11	72,14	29,0	3	-	1
S12	71,15	27,7	3	2	2
S13	66,80	15,5	4	-	-
S14	67,90	16,5	5	-	-
S15	68,74	25,3	5	-	2
S16	69,42	26,1	5	-	2
S17	70,11	26,8	4	2	2
S18	70,53	27,5	2	-	2
S19	69,19	25,5	9	-	-
S20	69,79	27,0	4	-	-

Tabela A1. 2 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT realizados nas sondagens geotécnicas – adaptado de (Struconcept Lda., 2019)

Sondagem	Profundidade (m)	Pancadas - 1.ª fase	Penetração - 1.ª fase (cm)	Pancadas - 2.ª+3.ª fases	N_SPT	Penetração - 2.ª+3.ª fases (cm)	Resultado
S1	1,5	4	15,0	(4+5)	9	30,0	Completo
S1	3,0	5	15,0	(4+11)	15	30,0	Completo
S1	4,5	7	15,0	(10+13)	23	30,0	Completo
S1	6,0	7	15,0	(17+22)	39	30,0	Completo
S1	7,5	12	15,0	(20+25)	45	30,0	Completo
S2	1,5	2	15,0	(5+9)	14	30,0	Completo
S2	3,0	6	15,0	(7+8)	15	30,0	Completo
S2	4,5	13	15,0	(15+20)	35	30,0	Completo
S2	6,0	8	15,0	(22+38)	60	25,0	Nega
S3	1,5	4	15,0	(8+10)	18	30,0	Completo
S3	3,0	8	15,0	(4+10)	14	30,0	Completo
S3	4,5	6	15,0	(8+27)	35	30,0	Completo
S4	1,5	6	15,0	(8+10)	18	30,0	Completo
S4	3,0	30	15,0	(60)	60	14,0	Nega
S4	4,5	5	15,0	(13+25)	38	30,0	Completo
S4	6,0	9	15,0	(60)	60	10,0	Nega
S5	1,5	5	15,0	(3+4)	7	30,0	Completo
S5	3,0	5	15,0	(4+2)	6	30,0	Completo
S6	1,5	22	15,0	(9+10)	19	30,0	Completo
S6	3,0	12	15,0	(12+12)	24	30,0	Completo
S6	4,5	8	15,0	(5+6)	11	30,0	Completo
S6	6,0	45	15,0	(60)	60	12,0	Nega
S6	7,5	30	15,0	(60)	60	12,0	Nega
S7	1,5	9	15,0	(12+17)	29	30,0	Completo
S7	3,5	12	15,0	(16+12)	28	30,0	Completo
S7	5,0	5	15,0	(6+40)	46	30,0	Completo
S7	6,0	17	15,0	(6+40)	60	17,0	Nega
S8	1,5	5	15,0	(5+5)	10	30,0	Completo
S8	3,5	8	15,0	(8+12)	20	30,0	Completo
S8	4,5	8	15,0	(8+12)	17	30,0	Completo
S8	6,0	12	15,0	(17+17)	34	30,0	Completo
S8	7,5	15	15,0	(26+34)	60	29,0	Nega
S8	9,5	60	15,0	(60)	60	15,0	Nega brusca
S8	10,5	30	15,0	(60)	60	10,0	Nega
S9	1,5	9	15,0	(9+4)	13	30,0	Completo
S9	3,0	9	15,0	(3+8)	11	30,0	Completo
S9	4,5	21	15,0	(40+20)	60	21,0	Nega
S10	1,5	4	15,0	(3+4)	7	30,0	Completo
S10	3,0	10	15,0	(60)	60	28,0	Nega
S11	1,5	3	15,0	(14+20)	34	30,0	Completo
S11	3,0	27	15,0	(55+5)	60	16,0	Nega
S11	4,5	10	15,0	(5+9)	14	30,0	Completo
S12	1,5	4	15,0	(3+14)	17	30,0	Completo
S12	3,0	14	15,0	(42+18)	60	23,0	Nega
S12	4,5	60	11,0		60	11,0	Nega brusca
S13	1,5	5	15,0	(12+16)	28	30,0	Completo
S13	3,0	7	15,0	(11+17)	28	30,0	Completo
S13	4,5	13	15,0	(11+11)	22	30,0	Completo
S13	6,0	60	3,0		60	3,0	Nega brusca
S14	1,5	5	15,0	(4+3)	7	30,0	Completo
S14	3,0	5	15,0	(8+10)	18	30,0	Completo
S14	4,5	3	15,0	(5+7)	12	30,0	Completo
S14	6,0	30	15,0	(48+12)	60	18,0	Nega
S14	7,5	60	4,0		60	4,0	Nega brusca
S15	1,5	3	15,0	(5+7)	12	30,0	Completo
S15	3,0	17	15,0	(9+9)	18	30,0	Completo
S15	4,5	4	15,0	(4+6)	10	30,0	Completo
S15	6,0	26	15,0	(27+33)	60	24,0	Nega
S15	7,5	41	15,0	(60)	60	11,0	Nega
S16	1,5	26	15,0	(8+2)	10	30,0	Completo
S16	3,0	3	15,0	(3+2)	5	30,0	Completo
S16	4,5	11	15,0	(3+3)	6	30,0	Completo
S16	6,0	36	15,0	(60)	60	12,0	Nega
S16	7,5	60	10,0		60	10,0	Nega brusca
S17	1,5	5	15,0	(7+9)	16	30,0	Completo
S17	3,5	15	15,0	(15+45)	60	28,0	Nega
S17	4,5	21	15,0	(15+45)	60	13,0	Nega
S17	6,0	12	15,0	(19+41)	60	28,0	Nega
S18	1,5	2	15,0	(2+3)	5	30,0	Completo
S18	3,5	60	0,5		60	0,5	Nega brusca
S19	1,5	10	15,0	(10+10)	20	30,0	Completo
S19	3,0	17	15,0	(10+13)	23	30,0	Completo
S19	4,5	2	15,0	(1+0)	1	30,0	Completo
S19	6,0	4	15,0	(3+3)	6	30,0	Completo
S19	7,5	8	15,0	(3+1)	4	30,0	Completo
S19	9,5	4	30,0	(2+2)	4	30,0	Completo
S19	10,5	1	15,0	(1+1)	2	30,0	Completo
S19	12,0	1	15,0	(1+4)	5	30,0	Completo
S19	13,5	60	10,0		60	10,0	Nega brusca
S20	1,5	6	15,0	(6+13)	19	30,0	Completo
S20	3,0	10	15,0	(10+10)	20	30,0	Completo
S20	4,5	7	15,0	(3+3)	6	30,0	Completo
S20	6,0	17	15,0	(47+13)	60	24,0	Nega

Tabela A1. 3 - Síntese dos ensaios pressiométricos de Ménard considerados no tratamento quantitativo (Struconcept Lda., 2019)

Ensaio	Prof. [m]	Zona	p ₀ [MPa]	p _f [MPa]	p _L [MPa]	E _M [MPa]
S1-01	2,5	ZG4	0,03	0,16	0,30	4,30
S1-02	5,5	ZG3	0,06	n.a. (*)	1,80	16,40
S8-01	2,5	ZG4	0,04	0,31	0,60	7,70
S8-02	4,0	ZG3	0,04	0,22	0,60	6,70
S8-03	8,5	ZG3	0,09	n.a. (*)	0,70	6,40
S9-01	3,8	ZG3	0,02	n.a. (*)	1,00	7,10
S10-01	2,5	ZG4	0,08	0,24	0,40	5,50
S10-02	7,0	ZG3	0,09	0,43	1,20	12,90
S12-02	7,0	ZG2	0,02	1,75	3,20	164,80
S15-01	2,5	ZG3	0,03	0,64	1,20	11,20
S15-02	5,5	ZG3	0,00	0,21	0,70	7,00
S16-01	2,5	ZG4	0,04	0,24	0,50	7,30
S16-02	6,5	ZG3	0,24	n.a. (*)	1,40	15,80
S17-01	2,5	ZG4	0,08	0,51	1,30	12,00
S18-01	2,5	ZG4	0,05	0,23	0,60	7,30
S18-02	5,5	ZG2	1,27	5,25	5,20	280,90

Nota: (*) pressão de fluência não atingida; o módulo de Ménard foi calculado com base no último valor de pc registado. O ensaio S18-02 apresenta p_L > 5,2 MPa, tendo sido adotado p_L = 5,2 MPa para efeitos de cálculo.