

DM

**Modelação Numérica
do Processo de Escavação e Execução
de Contenção Periférica em Meio Urbano
Considerando a Rigidez do Solo
na Gama das Pequenas Deformações**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Gabriela da Silva Alencar Souza

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade

www.uma.pt

setembro | 2023

**Modelação Numérica
do Processo de Escavação e Execução
de Contenção Periférica em Meio Urbano
Considerando a Rigidez do Solo
na Gama das Pequenas Deformações**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Gabriela da Silva Alencar Souza

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO

Fátima Maria Pereira Gouveia

COORIENTAÇÃO

Rui Carrilho Gomes

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, faço as palavras do salmista Davi as minhas, quando ele escreve “*Senhor meu Deus! Quantas maravilhas tens feito! Não se pode relatar os planos que preparaste para nós! Eu queria proclamá-los e anunciá-los, mas são por demais numerosos!*” (Salmo 40:5). A Deus eu agradeço, por fazer em minha vida mais do que eu poderia imaginar, mesmo em uma terra tão distante.

Fui realmente desafiada, e sei que não seria possível a realização dessa dissertação sem os diversos apoios de pessoas e outras instituições, que agradeço a seguir.

Ao Diretor de Curso do Mestrado em Engenharia Civil, Professor Doutor José Manuel Martins Neto dos Santos, por meio do qual a oportunidade de estudar na Universidade da Madeira me chegou. Obrigada por sua dedicação e pronto auxílio a cada um dos alunos do curso.

À minha orientadora, Professora Doutora Fátima Maria Pereira Gouveia, que desde o princípio foi excepcional. São muitos os meus motivos de agradecimento, desde diversas reuniões de orientação, às visitas de estudo ao Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC-Madeira). Uma orientadora com disponibilidade incrível e sem dúvida um exemplo a seguir.

Ao meu coorientador, Professor Doutor Rui Carrilho Gomes, do Instituto Superior Técnico de Lisboa, que tive o privilégio de conhecer e ser amplamente apoiada. O qual possui um vasto conhecimento da área de estudo e sempre esteve disponível para compartilhá-lo. Além de que, seu auxílio foi fundamental para que se concretizassem os objetivos dessa tese.

Ao Instituto Superior Técnico de Lisboa, que me permitiu ter acesso sem reservas a ricos e diversos conhecimentos vindos de seus docentes e discentes.

Ao meu irmão, Daniel, meu grande amigo. Que em momentos de crise não me deixou desanimar.

À minha mãe, Cleuziberia. Que esteve totalmente presente, sem a qual definitivamente não chegaria até aqui.

Por fim, um agradecimento ainda mais especial ao meu pai, Francisco de Assis. Desde a infância meu maior incentivador, e vendo as capacidades e possibilidades que muitas vezes eu não via. Espero poder por todos os dias honrá-lo, por conta do seu amor por nossa família.

RESUMO

Nos grandes centros metropolitanos, comumente são executadas obras com forte componente geotécnica, caracterizadas pela ocupação do terreno até profundidades relativamente elevadas. As estruturas de contenção flexíveis, utilizadas para suporte do terreno, sofrem em serviço deformações que condicionam a grandeza e distribuição dos impulsos sobre si. Para análise do comportamento destas estruturas, existem ferramentas que simulam, de forma aproximada, o comportamento em obra, auxiliando na garantia da segurança dos edifícios vizinhos e própria estrutura.

Nesta tese, pretendeu-se analisar a importância da caracterização da rigidez do solo na gama das muito pequenas deformações e impacto da consideração deste parâmetro em modelos de elementos finitos, utilizados para previsão dos deslocamentos de uma cortina de estacas moldadas, executada para a construção de um edifício em Lisboa.

Para isso, inicialmente procurou-se compreender de que forma o *software* PLAXIS modela o solo na gama das muito pequenas deformações, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil Small-Strain Stiffness* (HSsmall). Para melhor compreensão deste modelo, foram simulados ensaios triaxiais, no PLAXIS, considerando os modelos HSsmall, *Hardening Soil* (HS) e Mohr-Coulomb (MC), e comparados os resultados obtidos.

O caso de estudo é constituído por uma contenção periférica construída para implantação dum edifício no centro de Lisboa, constituído por 17 pisos elevados e 6 enterrados. A construção desta estrutura foi simulada no mesmo *software*, considerando os modelos HS e HSsmall. Para tal, foi fundamental a aferição dos parâmetros de rigidez do terreno, recorrendo a ensaios *in situ* geofísicos e resultados de ensaios de penetração. Assim, verificou-se que os deslocamentos obtidos considerando a rigidez na gama das muito pequenas deformações e aplicando o modelo HSsmall, aproximaram-se mais dos deslocamentos aferidos em obra. Os deslocamentos obtidos com o modelo HS e contemplando valores de rigidez determinados baseados em ensaios SPT, foram significativamente superiores aos registados em obra, logo após a conclusão da escavação.

Palavras-chave: Comportamento não-linear dos solos; elementos finitos; estruturas de contenção flexíveis; gama das muito pequenas deformações; modelação numérica.

ABSTRACT

In large metropolitan centers, construction works with a strong geotechnical component are commonly carried out, characterized by the occupation of the land to relatively high depths. Flexible retaining structures, used to support the soil, experience in service deformations that condition the magnitude and distribution of the earth pressure on themselves. To analyse the behaviour of these structures, there are tools that allow simulating, in an approximate way, the behaviour on site, helping to ensure the safety of neighbouring buildings and the structure itself.

In this thesis, we analyse the results of soil characterization, in the range of very small deformations, with the purpose of estimating more realistically the displacements of a bored pile wall executed for the construction of a building in Lisbon. For this, the first step was to understand how the PLAXIS software models soil behaviour in the range of very small deformations, using the constitutive model Hardening Soil Small-Strain Stiffness (HSsmall). For an understanding of this model, triaxial tests were simulated in PLAXIS, considering the HSsmall, Hardening Soil (HS) and Mohr-Coulomb (MC) models, and the results were compared.

The case study consists of a deep excavation with bored pile wall, made for the implantation of a building in the center of Lisbon, with 17 raised floors and 6 buried. The construction of this structure was simulated in the same FEM software, considering the models HS and HSsmall. For this purpose, soil stiffness estimated based on penetration tests and seismic tests were used, respectively.

In this case, the displacements obtained considering small strain stiffness and using the HSsmall model were closer to the displacements measured on-site. The displacements obtained with the HS model and considering soil stiffness estimated based on SPT test results, were significantly higher than the ones measured, shortly after the end of the excavation process.

Keywords: Non-linear behavior of soils; finite elements; flexible retaining structures; range of very small deformations; numerical modelling.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABELAS	XIII
SIMBOLOGIA	XV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização.....	3
2. MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS SOLOS.....	5
2.1 Introdução.....	5
2.1.1 Influência da tensão de confinamento.....	13
2.1.2 Influência do índice de vazios.....	13
2.1.3 Influência do grau de sobreconsolidação	13
2.2 Ensaios utilizados para determinação do módulo de distorção do solo.....	14
2.2.1 Ensaios laboratoriais	16
2.2.2 Ensaios geofísicos <i>in situ</i>	18
2.2.3 Correlações entre o módulo G_0 e resultados de ensaios CPT, SPT e resistência ao corte não drenada (c_u).....	21
2.3 Importância da rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações na Engenharia Civil.....	22
3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO FLEXÍVEIS	25
3.1 Considerações gerais.....	25
3.2 Tipos de estruturas.....	26
3.2.1 Cortina de estacas moldadas	28
3.2.2 Paredes tipo Berlim definitivas	29
3.3 Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis.....	30
3.3.1 Introdução	30
3.3.2 Métodos para cálculo de impulsos	32
3.3.3 O Eurocódigo 7	35
3.3.4 Deslocamentos admissíveis.....	36
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	41
4.1 Introdução.....	41
4.1.1 Modelos constitutivos	42
4.1.2 Modelação de ensaios triaxiais.....	46
5. CASO DE ESTUDO.....	57

5.1	Introdução	57
5.2	Condições de vizinhança	57
5.3	Caracterização geológico-geotécnica	58
5.3.1	Sondagens.....	59
5.3.2	Ensaiois laboratoriais.....	60
5.3.3	Ensaiois sísmicos.....	61
5.3.4	Zonamento geotécnico.....	63
5.4	Soluções adotadas	64
5.4.1	Solução B (alçado AB).....	66
5.4.2	Faseamento construtivo (Solução B).....	67
5.5	Plano de instrumentação e observação	68
5.5.1	Monitorização (alçado AB)	69
6.	MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO	75
6.1	Considerações gerais	75
6.2	Geometria do modelo	75
6.3	Parâmetros do terreno	77
6.3.1	Modelo 1 <i>Hardening Soil model</i>	78
6.3.2	Modelo 2 <i>Hardening Soil model with Small-Strain Stiffness</i>	79
6.4	Propriedades da estrutura de contenção	80
6.4.1	Cortina de estacas moldadas.....	80
6.4.2	Bandas de laje.....	81
6.4.3	Túnel do metro de Lisboa.....	82
6.5	Simulação do faseamento construtivo	83
6.6	Resultados	84
6.6.1	Pontos de plastificação e tensões.....	84
6.6.2	Estrutura de contenção - Esforços	90
6.6.3	Deslocamentos.....	92
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
7.1	Conclusões	103
7.2	Desenvolvimentos futuros	104
	REFERÊNCIAS	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ensaio triaxial - Parâmetros simples de rigidez para comportamento não linear dos solos (Atkinson, 2000)	6
Figura 2 - Redução da rigidez com o aumento do nível de deformação e identificação das gamas de deformações típicas em estruturas e ensaios de laboratório (Benz, 2007)	7
Figura 3 - Valores de γ_{te} e γ_{tv} em função de IP (Vucetic, 1994)	8
Figura 4 - Comportamento dos solos sob ações de corte cíclicas (Vucetic, 1994)	8
Figura 5 - Curvas de redução de rigidez (Vucetic & Dobry, 1991)	9
Figura 6 - Influência da tensão efetiva média na relação GG_0 para $IP = NP$ e 50% (Ishibashi & Zhang, 1993)	9
Figura 7 - Resultados de [Vucetic et al., 1991] na escala γ^* (Santos & Correia, 2000)	10
Figura 8 - Resultados de [Ishibashi et al., 1993] na escala γ^* (Santos & Correia, 2000)	10
Figura 9 - Curvas de redução da rigidez propostas em função de γ^* (Santos J. A., 1999)	11
Figura 10 - Redução da rigidez de pequenas deformações em função da (a) tensão vertical efetiva $\sigma v'$ e (b) índice de vazios e , adaptado de (Seed & Idriss., 1970)	12
Figura 11 - Variação do índice de vazios (e) em função da velocidade de propagação de ondas de corte (V_s) para a areia Ottawa. À esquerda: grãos arredondados. À direita: comparação entre os grãos arredondados e angulares (Hardin & Richart, 1963)	12
Figura 12 - Medição da rigidez do solo em ensaios laboratoriais (Atkinson, 2000)	14
Figura 13 - Ensaios para a caracterização da deformabilidade dos solos	15
Figura 14 - Configurações dos <i>bender elements</i> dentro de um teste triaxial (Clayton, 2011)	17
Figura 15 - Ensaio de coluna ressonante: (a) Desenho esquemático e (b) fotografia do aparelho de coluna ressonante de Stokoe (Clayton, 2011)	17
Figura 16 - Tipos de ondas sísmicas que se propagam no solo: (a) ondas de compressão; b) ondas de corte; c) ondas Rayleigh e, (d) Ondas de Love, adaptado de (Bolt, 1988)	19
Figura 17 - Três técnicas de ensaios geofísicos in situ: (a) cross-hole; (b) down-hole; (c) ondas superficiais contínuas (Clayton, 2011)	20
Figura 18 - (a) Instrumentação de medição das extensões verticais segundo o eixo da fundação, (b) extensões verticais medidas (Takeuchi, Tanaka, Yamamoto, & Inoue, 1997)	23
Figura 19 - Contenção periférica de cortina de estacas secantes, em Argélia (Teixeira Duarte, 2023)	25
Figura 20 - Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2008)	27
Figura 21 - Planta de ancoragens e escoramentos no suporte de uma parede tipo Berlim (Couto, 2014)	28
Figura 22 - Contenção periférica de cortina de estacas moldadas com ancoragens, em Barcelona (ZeroInfinito, 2010)	29
Figura 23 - Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas (Guerra et al., 2003)	29

Figura 24 - Descrição detalhada fases V e VI do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas (Fernandes et al., 2021)	29
Figura 25 - Banquetas entre painéis primários (Brito, 2001)	30
Figura 26 - Contenção periférica tipo Berlim definitivo em Lisboa (Santos, 2011)	30
Figura 27 - Tensão horizontal em função do deslocamento (Verruijt, 2017).....	32
Figura 28 - Movimento de cortina escorada: hipótese de rotação em torno do topo (Guerra, 2008)	34
Figura 29 - Diagramas de Terzaghi e Peck, 1967 (Guerra, 2008).....	35
Figura 30 - Diferenças no deslocamento horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de contenção flexível simplesmente encastrada (esquerda) e mono-apoiada (direita) (Kempfert & Gebreselassie, 2006).....	37
Figura 31 - Resumo dos assentamentos aferidos junto a estruturas de escavações profundas (segundo Peck (1969), complementado) (Moormann, 2004).....	38
Figura 32 - Comparação dos assentamentos verticais máximos (uv_{max}) atrás de uma parede de contenção, com os deslocamentos máximos horizontais (uh_{max}) (Goldberg, Jaworski, & Gordon, 1976).....	38
Figura 33 - Influência da profundidade da escavação (H) no deslocamento máximo horizontal da parede (uh_{max}) e no deslocamento vertical máximos atrás da parede, em argilas rijas e areias (Clough & O'Rourke, 1990)	39
Figura 34 - Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (PLAXIS, 2011).....	42
Figura 35 - Critério de rotura de Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2011)	43
Figura 36 - Definição de E_0 , E_{50} e E_{ur} para os resultados dos ensaios triaxiais drenados (PLAXIS, 2011).....	45
Figura 37 - Definição de E_{50ref} e E_{urref} para resultados de testes triaxiais drenados (PLAXIS, 2011)	45
Figura 38 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)	48
Figura 39 - Comportamento ϵ_v - ϵ_1 ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)	48
Figura 40 - Curva de redução da rigidez em função da amplitude da deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall).....	49
Figura 41 - Curva de E/E_0 em função da amplitude da deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall).....	49
Figura 42 - Evolução da tensão deviatórica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro G_0 (HSsmall)	50
Figura 43 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro G_0 (HSsmall)	50
Figura 44 - Evolução da tensão deviatórica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro $\gamma_{0,7}$ (HSsmall)	51
Figura 45 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro $\gamma_{0,7}$ (HSsmall)	51

Figura 46 - Evolução da tensão deviatórica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro <i>pref</i> (HSsmall).....	52
Figura 47 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro <i>pref</i> (HSsmall).....	52
Figura 48 - Comportamento tensão-deformação em ensaio triaxial drenado e não drenado (MC, HS e HSsmall).....	53
Figura 49 - Aumento de pressão intersticial em função da deformação em carregamentos não drenados (MC, HS e HSsmall)	53
Figura 50 - Trajetória de tensões ensaio triaxial drenado e não drenado (MC, HS e HSsmall).....	54
Figura 51 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial não drenado (MC, HS e HSsmall) com dilatação igual a 20°	54
Figura 52 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall) com dilatação igual a 0° e 20°	54
Figura 53 - Vista aérea do local caso de estudo (Google Maps, 2023)	57
Figura 54 - Pormenor do enquadramento geológico da área em estudo (adaptado da Carta Geológica de Lisboa – Folha 34-D; escala 1:50.000)	59
Figura 55 - Localização das sondagens geotécnicas e do poço de inspeção de fundações, adaptado de (Geocontrole, 2014)	59
Figura 56 - Resultados dos ensaios SPT realizados nas 5 sondagens (valores de <i>NSPT</i> extrapolados para uma profundidade de 30cm).....	60
Figura 57 - Localização da prospecção corrente e ensaios sísmicos realizados (Gouveia, 2017).....	62
Figura 58 - a) Resultados da 1ª e 3ª campanha de ensaios sísmicos (Gouveia, 2017) e b) valores de <i>NSPT</i> interpolados para uma profundidade de 30cm (S1 a S5).....	62
Figura 59 - Planta (nível -6), adaptado de (Pinto & Pita, 2014).....	65
Figura 60 - Esquema identificativo das soluções adotadas (JetSJ, 2014)	66
Figura 61 - Descrição da Solução C (esquerda) e da Solução B (direita), adaptado de (Pita, Pinto, Veloso, & Lopes, 2014).....	67
Figura 62 - Planta de localização dos inclinómetros (I1 a I6), adaptado de (Geocontrole, 2017)	68
Figura 63 - Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB, adaptado de (Pinto & Pita, 2014)	68
Figura 64 - Leituras alvos topográficos alçado AB, adaptado de (Geocontrole, 2017)	70
Figura 65 - Deslocamentos acumulados identificados com o inclinómetro I4. À esquerda: na direção perpendicular à cortina (A). À direita: na direção paralela à cortina (B) (adaptado de (Geocontrole, 2017))	71
Figura 66 - Deslocamentos acumulados identificados com o inclinómetro I5. À esquerda: na direção perpendicular à cortina (A). À direita: na direção paralela à cortina (B) (adaptado de (Geocontrole, 2017))	72
Figura 67 - Geometria representativa do modelo.....	76

Figura 68 - Nós em elementos finitos triangulares, adaptado de (PLAXIS, 2004)	76
Figura 69 - Geometria e malha de elementos finitos adotada	77
Figura 70 - Curvas de degradação do módulo de rigidez com a distorção para cada zoneamento geotécnico.....	80
Figura 71 - Corte tipo 1 escala 1:100, adaptado de (JetSJ, 2014).....	82
Figura 72 - Representação esquemática da última fase da modelação da escavação e contenção periférica	83
Figura 73 - Pontos de plastificação fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall	85
Figura 74 - Tensões por corte fase final modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall	86
Figura 75 - Distorções fase final modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall	87
Figura 76 - Pontos de plastificação (acima) e distorções (abaixo) fase final modelação (modelo HS): valores correspondentes aos pontos 1 e 2 indicados pela seta vermelha	88
Figura 77 - Pontos de plastificação (acima) e distorções (abaixo) fase final modelação (modelo HSsmall): valores correspondentes aos pontos 1 e 2 indicados pela seta vermelha.....	89
Figura 78 - Diagramas de esforço transversal e momento fletor e, envolvente dos esforços na parede de contenção modelo HS.....	90
Figura 79 - Diagramas de esforço transversal e momento fletor e, envolvente dos esforços na parede de contenção modelo HSsmall	90
Figura 80 - Forças instaladas nas bandas de laje 1 e 2 ao longo do faseamento construtivo modelo HS e modelo HSsmall	91
Figura 81 - Deformação total na fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall	92
Figura 82 - Deslocamentos totais da cortina em direção ao interior da escavação: à esquerda HS, à direita HSsmall.	93
Figura 83 - Deslocamentos totais na fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall	94
Figura 84 - Deslocamentos da cortina Fase 4 (esquerda), Fase 7 (ao meio) e Fase Final 9 (direita), correspondentes aos resultados dos modelos HS e HSsmall versus leituras inclinómetros I4 e I5	97
Figura 85 - Análise de sensibilidade HSsmall: deslocamentos da cortina Fase 4 (esquerda), Fase 7 (ao meio) e Fase Final 9 (direita), correspondentes aos resultados do modelo HSsmall versus leituras inclinómetro I5	100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros de entrada modelo Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2011).....	43
Tabela 2 - Parâmetros de entrada modelo <i>Hardening Soil</i> (PLAXIS, 2011)	44
Tabela 3 - Parâmetros de entrada modelo <i>Hardening Soil Small-Strain Stiffness</i> (PLAXIS, 2011).....	46
Tabela 4 - Parâmetros utilizados para realização de ensaios triaxiais no <i>software</i> PLAXIS, modelos Mohr-Coulomb (MC), <i>Hardening Soil</i> (HS) e <i>Hardening Soil Small-Strain</i> (HSsmall).....	47
Tabela 5 - Coluna lito-estratigráfica local (Geocontrole, 2014).....	58
Tabela 6 - Resultados dos ensaios laboratoriais (Geocontrole, 2014).....	61
Tabela 7 - Parâmetros Geotécnicos (Geocontrole, 2014).....	64
Tabela 8 - Valores característicos adotados no Projeto de Escavação e Contenção Periférica (JetSJ, 2014)	64
Tabela 9 - Critérios de alerta e alarme (Pinto & Pita, 2014)	69
Tabela 10 - Parâmetros utilizados no 1º modelo (<i>Hardening Soil model</i>)	78
Tabela 11 - Parâmetros utilizados no 2º modelo (<i>Hardening Soil model with Small-Strain Stiffness</i>).	80
Tabela 12 - Parâmetros utilizados na modelação da cortina de estacas	81
Tabela 13 - Parâmetros para obtenção da rigidez da banda de laje.....	81
Tabela 14 - Parâmetros para modelação da banda de laje.....	82
Tabela 15 - Parâmetros para modelação do Túnel do Metro de Lisboa.....	82
Tabela 16 - Faseamento construtivo utilizado na modelação da escavação e contenção periférica.....	83
Tabela 17 - Deslocamentos totais máximos na cortina no decorrer do faseamento construtivo (valores em mm)	94

SIMBOLOGIA

ALFABETO LATINO

c_u	Resistência ao corte não drenada [kN/m ²]
c'	Coesão efetiva [kN/m ²]
e	Índice de vazios [-]
E	Módulo de deformabilidade [kN/m ²]
E_0	Módulo de deformabilidade inicial [kN/m ²]
E_s	Módulo de deformabilidade secante [kN/m ²]
E_t	Módulo de deformabilidade tangente [kN/m ²]
E_{inc}	Acréscimo de rigidez por metro de profundidade [kN/m ² /m]
E_{50}	Módulo de deformabilidade secante em ensaio traixial (correspondente a 50% da tensão de rotura) [kN/m ²]
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante em ensaio traixial (correspondente a 50% da tensão de rotura) para uma tensão de referência [kN/m ²]
E_{oed}	Módulo de deformabilidade edométrico [kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade edométrico para uma tensão de referência [kN/m ²]
E_{ur}	Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial [kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para a tensão de referência [kN/m ²]
f	Flecha [m]
g	Aceleração gravítica [m/s ²]
G	Módulo de distorção [kN/m ²]
G_0 ($G_{máx}$)	Módulo de distorção inicial ou máximo [kN/m ²]
HS	Modelo constitutivo <i>Hardening Soil</i>
HSsmall	Modelo constitutivo <i>Hardening Soil Small-strain Stiffness</i>
I	Inércia [m ³]
K	Coefficiente de impulso [-]
K_0	Coefficiente de impulso em repouso [-]
K_a	Coefficiente de impulso ativo [-]
m	Potência para a dependência tensional da rigidez [-]
N_{spt}	Número de pancadas no ensaio SPT
N_{spt}^*	Número de pancadas no ensaio SPT corrigido
OCR	Grau de sobreconsolidação [-]
p^{ref}	Tensão média de referência [kN/m ²]
p'	Tensão média efetiva [kN/m ²]
q_t	Resistência de ponta ensaio CPT [MPa]
q	Tensão deviatória [kN/m ²]

q_f	Tensão deviatória de rotura [kN/m ²]
u	Pressão intersticial [kN/m ²]
u_h	Deslocamento horizontal [m]
u_h^{max}	Deslocamento horizontal máximo [m]
u_v	Deslocamento vertical [m]
u_v^{max}	Deslocamento vertical máximo [m]
V_s	Velocidade de propagação de ondas corte [m/s]
y_{ref}	Nível de referência [m]
w	Teor em água natural [-]
w_l	Limite de liquidez [-]
w_p	Limite de plasticidade [-]

ALFABETO GREGO

ε_a	Deformação axial [-]
$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	Deformações segundo σ_1 e σ_3 [-]
ε_v	Deformação volumétrica [-]
ν	Coefficiente de Poisson [-]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento [-]
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo [°]
ψ	Ângulo de dilatação [°]
ρ	Densidade [kg/m ³]
γ	Peso volúmico do solo [kN/m ³]
γ_{unsat}	Peso volúmico do solo não saturado [kN/m ³]
γ_{sat}	Peso volúmico do solo saturado [kN/m ³]
γ_s	Distorção [-]
$\gamma_{0,7}$	Distorção no qual o módulo de distorção secante corresponde a 70% de G_0 [-]
γ_t^v	Distorção limite sem variação volumétrica [-]
γ_t^e	Distorção linear limite [-]
γ_t^r	Distorção limite de referência [-]
σ_a	Tensão total axial [kN/m ²]
σ_r	Tensão total radial [kN/m ²]
σ'_h	Tensão horizontal efetiva [kN/m ²]
σ'_v	Tensão vertical efetiva [kN/m ²]
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical em repouso [kN/m ²]
σ_1, σ_3	Tensões totais principais máxima e mínima [kN/m ²]
σ'_1, σ'_3	Tensões efetivas principais máxima e mínima [kN/m ²]

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Nas últimas quatro décadas, elevou-se a execução de obras com forte componente geotécnica nos principais centros de Portugal, em razão do sucessivo desenvolvimento do ambiente urbano, utilização do espaço subterrâneo e ocupação de locais anteriormente classificados como inviáveis economicamente devido às suas condições geológicas. Igualmente, houve também o aumento dos desafios inerentes à execução deste tipo de obras em termos de planeamento, projeto, construção, e proteção de edifícios vizinhos existentes (Ordem dos Engenheiros, 2020).

No decorrer destas obras são realizadas escavações até grandes profundidades, envolvendo elevados volumes de solo, e apresentando geralmente face vertical, em razão dos condicionantes ligados à economia e espaço físico disponível. As estruturas para suporte do maciço terroso que envolve este tipo de obra são comumente passíveis de sofrer em serviço deformações que condicionam a grandeza e a distribuição das pressões e esforços solicitados, portanto são denominadas “estruturas de suporte flexíveis”.

As preocupações com relação à economia e segurança, incentivaram esforços no propósito do desenvolvimento e aperfeiçoamento de táticas mais elaboradas, que permitissem a previsão das deformações da estrutura de suporte e redistribuição dos esforços atuantes, permitindo prever o panorama aproximado do comportamento real da obra (Fernandes, 1983). Neste contexto, significativos progressos foram conquistados com a implementação de modelos matemáticos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF).

A utilização do MEF viabiliza a consideração das condições do terreno, a representação das diferentes etapas construtivas, a consideração da rigidez e condições de apoio da cortina. Recorrendo a modelos de elementos finitos é possível analisar as diversas soluções possíveis combinando diferentes características da estrutura, fases construtivas e comportamento dos materiais envolvidos (Fernandes, 1983).

Ademais, no que diz respeito ao projeto geotécnico, estudos minuciosos implicam a realização de ensaios de campo e ensaios de laboratório, compreendendo medições na gama das pequenas deformações. Neste sentido, o avanço das técnicas de ensaio, permitiu uma melhor perceção do comportamento tensão-deformação, o que incentivou a fundamentação de leis constitutivas que reproduzam resultados mais próximos à realidade.

É reconhecida a relevância da caracterização dos solos na gama das muito pequenas e pequenas deformações, ou seja, valores de deformações da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} . Este é um domínio de elevada importância em termos de dimensionamento de estruturas, pelo facto de, em geral, as deformações induzidas no terreno permanecerem modestas (Santos, 1999).

Neste contexto, após avaliações das diferenças entre os deslocamentos observados em obra e os estimados na fase de projeto, observa-se que ocasionalmente as previsões de projeto tendem a ser excessivamente conservadoras, muito em razão da adoção de parâmetros de deformabilidade conservativos.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos desta dissertação consistem:

- No desenvolvimento de conhecimentos sobre soluções de contenção flexível em meio urbano e comportamento do terreno ao longo do processo de execução da estrutura de contenção;
- Na compreensão da incerteza associada à estimação de parâmetros de deformabilidade com base em ensaios de prospeção geotécnicos tradicionais executados em furos de sondagem (SPT - Standard Penetration Test) e ensaios sísmicos de superfície (rigidez na gama das muito pequenas deformações);
- Na análise do impacto da caracterização do terreno através de cada um desses métodos na simulação do comportamento do terreno e deformações na estrutura de contenção ao longo do processo de escavação;
- Na compreensão dos métodos e processos inerentes à modelação numérica de estruturas de contenção recorrendo ao MEF, incluindo simulação de diferentes fases do processo construtivo.

Considerando os objetivos principais apresentados, inicialmente busca-se compreender de que forma o *software* PLAXIS modela o solo na gama das muito pequenas deformações, por meio da aplicação do modelo constitutivo *Hardening Soil Small-Strain Stiffness* (HSsmall), simulando ensaios triaxiais e em seguida confrontando com os resultados obtidos pelos modelos constitutivos Mohr-Coulomb (MC) e *Hardening Soil* (HS).

Com o objetivo de avaliar o impacto da consideração da rigidez na gama das muito pequenas deformações na modelação de estruturas de contenção foi analisado um caso de estudo que consiste em uma estrutura de contenção periférica executada para implantação de um edifício em Lisboa, constituído por 17 pisos elevados e 6 pisos enterrados. A modelação desta estrutura de contenção foi efetuada considerando o seu faseamento construtivo e aplicando os diferentes modelos constitutivos anteriormente indicados.

No primeiro modelo (HS), foram adotados os parâmetros utilizados em projeto, estimados por meio dos ensaios de penetração mecânica e experiência com estes tipos de materiais. No segundo modelo (HSsmall), utilizaram-se parâmetros de rigidez obtidos em ensaios geofísicos. Em seguida, alguns dos resultados obtidos em ambos modelos são comparados, especialmente no que se refere aos pontos de plastificação, aos esforços e aos deslocamentos estimados. Por último, os deslocamentos estimados nos

modelos são comparados aos deslocamentos tidos em obra, aferidos por meio de instrumentação de monitorização

1.3 Organização

A dissertação está dividida em 7 capítulos, onde o primeiro é um capítulo introdutório, o qual descreve a estrutura do trabalho e os principais objetivos.

No segundo capítulo são discutidas as gamas de comportamento do solo, juntamente com a rigidez na gama das muito pequenas deformações e os principais parâmetros que a influenciam. São apresentados métodos para aferição da rigidez, tipos de ensaios (laboratoriais e *in situ*) e respetiva gama. Também são brevemente comentadas as consequências da adoção de parâmetros SPT em projeto.

O terceiro capítulo apresenta os princípios teóricos necessários para a compreensão do funcionamento das estruturas de contenção flexíveis, juntamente com sua definição e apresentação dos variados tipos existentes, bem como a interação solo-estrutura.

No quarto capítulo é referenciado o MEF, e descritos os seguintes modelos constitutivos: MC, HS e HSsmall. No final deste capítulo são apresentados os resultados de variadas simulações de ensaios triaxiais realizados por meio do *software* PLAXIS, a fim de entender as diferenças entre os modelos MC, HS e HSsmall. Também é verificada a sensibilidade do modelo HSsmall para três diferentes parâmetros.

No capítulo 5 é apresentado o caso de estudo. São discutidas as condicionantes geológicas e geotécnicas e de vizinhança, assim como as soluções propostas, etapas construtivas, e plano de instrumentação e monitorização implementado. Também são exibidos os resultados da campanha de prospeção corrente, e os resultados obtidos nos ensaios geofísicos.

O capítulo 6 abrange a modelação numérica do caso de estudo. Apresenta-se o modelo de cálculo, modelos constitutivos e respetivos parâmetros adotados, e o faseamento construtivo. São exibidos os resultados obtidos nos modelos constitutivos HS e HSsmall. Para terminar, as estimativas dos deslocamentos obtidos nas simulações numéricas são comparadas com os valores reais lidos em obra.

E por fim, no capítulo 7, são apresentadas as considerações finais e sugestões de estudos para desenvolvimentos futuros.

2. MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS SOLOS

2.1 Introdução

As leis constitutivas estabelecem a relação entre as tensões e deformações dos materiais. Alterações do estado de tensão resultam na variação de volume (diminuição ou extensão, de acordo com a sollicitação) e/ou de forma (distorção) (Fernandes, 2011).

As equações constitutivas tem por objetivo representar a resposta física dos materiais, sendo classificada de acordo com os chamados “modelos de comportamento”. Estes modelos traduzem tanto a resistência, porque possibilitam a determinação das ações máximas que um material pode suportar, quanto a rigidez, pois permitem determinar os deslocamentos resultantes das ações de serviço.

Qualquer sollicitação altera o estado de tensão do solo, podendo o maciço responder em condições drenadas (resposta em tensões efetivas) ou não drenadas (resposta em tensões totais), dependendo da permeabilidade do solo em questão, velocidade do carregamento e condições de fronteira

Por fim, a rotura dos solos dá-se devido ao corte, nos planos onde a tensão tangencial instalada supera o valor da resistente (Fernandes, 2011).

O comportamento de um solo depende de uma série de fatores, entre os quais a sua génese, composição, fábrica e microestrutura, história de tensões e deformações recentes, estado de tensão, índice de vazios, grau de saturação, condições de drenagem e perturbação ou desestruturação. As características físicas e os aspetos relacionados com o comportamento mecânico são estudados por meio de ensaios laboratoriais ou ensaios *in situ*. No entanto, o comportamento de um solo dependerá sempre da perturbação ou desestruturação que este sofreu ou que virá a sofrer (Gasparre, 2005).

O comportamento dos solos é complexo e altamente não linear, com resistência e rigidez dependentes do nível de tensão e deformação (Potts & Zdravkovic, 1999). O comportamento não linear, tem uma importante influência na previsão de movimentos dos solos e cálculo da interação solo-estrutura (Jardine, 1992).

Na Figura 1 são apresentados os parâmetros básicos de resistência e rigidez identificados na relação tensão-deformação obtida num ensaio triaxial (Atkinson, 2000). Na Figura 1(a), a amostra cilíndrica está sujeita a uma tensão axial e radial, σ_a e σ_r , traduzindo-se numa tensão deviatórica, q , e induzindo deformação axial e radial, ε_a e ε_r . À medida que a amostra é carregada, pelo aumento de σ_a (σ_1) regista-se a variação da deformação em função da tensão, traduzindo-se numa relação não linear, Figura 1(b). A rotura da amostra ocorre para a máxima tensão deviatórica, q_f , associada à deformação de rotura ε_f . A rigidez na gama de deformações muito pequenas, é identificada no início do carregamento, e é correntemente designada por módulo de deformabilidade inicial, E_o . O módulo de deformabilidade, tangente (E_t) ou secante (E_s), varia a com amplitude da deformação, de acordo com a Figura 1(c), de modo que, são definidas três gamas de deformações.

Na zona das muito pequenas deformações, este módulo é aproximadamente constante e $E_t = E_s = E_o$, sendo esta faixa limitada pela deformação ϵ_o . A gama de pequenas deformações começa a partir de ϵ_o até uma deformação de cerca de 0,1%, dentro da qual a rigidez decresce rapidamente. Além da deformação de 0,1%, existe uma gama dentro da qual a rigidez é relativamente pequena. A deformação $\epsilon = 0,1\%$ coincide tipicamente com a deformação característica dos solos próximos às estruturas, o que será visto mais pormenorizadamente à frente. A resistência de pico, q_f , e a deformação de rotura, ϵ_f , com a rigidez nas muito pequenas deformações, E_o , são os parâmetros necessários para a determinação da rigidez e do grau de não linearidade dos solos (Atkinson, 2000).

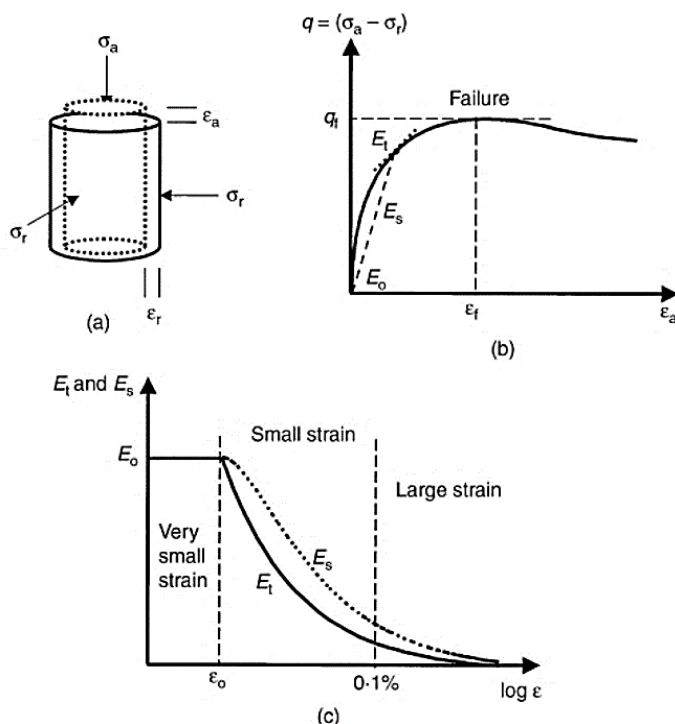


Figura 1 - Ensaio triaxial - Parâmetros simples de rigidez para comportamento não linear dos solos (Atkinson, 2000)

De acordo com Clayton (2011), para uma ampla variedade de solos, abaixo do nível de deformação de cerca de 10^{-5} , o comportamento é relativamente constante. Portanto os parâmetros de rigidez podem ser considerados constantes em deformações muito pequenas, mas tendem a reduzir com o aumento do nível de deformação.

A gama de deformação máxima na qual os solos apresentam comportamento quase totalmente recuperável, verdadeiramente elástico, é considerada muito pequena. Entende-se que a rigidez na gama das muito pequenas deformações, ou seja, deformações por corte $\gamma_s \leq 10^{-6}$, é considerada uma propriedade fundamental de todos os tipos de materiais geotécnicos, incluindo argilas, areias, cascalhos e rochas sob carga estática e dinâmica e para condições de carregamento drenado e não drenado. Com o aumento da deformação, a rigidez do solo decai segundo relação não linear. Em escala logarítmica, as curvas de redução de rigidez exibem uma forma S característica (Figura 2) (Benz, 2007).

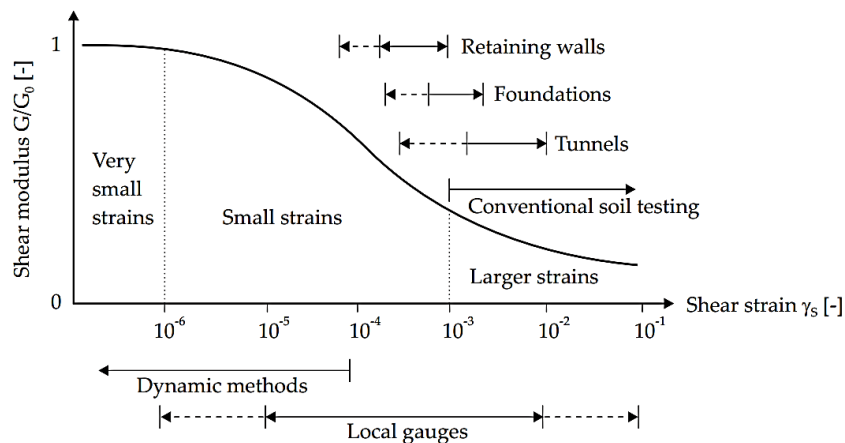


Figura 2 - Redução da rigidez com o aumento do nível de deformação e identificação das gamas de deformações típicas em estruturas e ensaios de laboratório (Benz, 2007)

A Figura 2 apresenta a relação tensão-deformação e respetivas gamas típicas dos solos. Observa-se que na gama das muito pequenas deformações a rigidez é relativamente alta, no entanto, em deformações próximas à rotura, a rigidez é significativamente reduzida. A mesma Figura 2 inclui as gamas típicas de deformação obtidas em ensaios de laboratório e geralmente verificadas estruturas geotécnicas. As faixas de deformação para diferentes técnicas de ensaio são discutidas em 2.2.

A gama das muito pequenas deformações representa a gama em que o solo exhibe um comportamento quase totalmente recuperável, ou quase elástico, $\gamma_s \leq 10^{-6}$. Considerando que não pode haver elasticidade real nos solos, esta pequena gama é difícil de quantificar (Benz, 2007). De acordo com Jardine (1992), pode-se esperar que essa zona seja mais extensa em materiais fortemente cimentados. Durante a sua investigação, provou que existe comportamento linear elástico, ainda que de pequeno alcance, mesmo para areias soltas e uniformes e argilas brandas. Este comportamento foi observado entre a menor deformação por corte exequível (10^{-6}) e um limite de aproximadamente 6×10^{-6} . Este limite elástico de deformação também foi verificado para outros solos não cimentados.

De acordo com Benz (2007), a transição entre a gama de deformações muito pequenas e a pequenas, é assumida na faixa $10^{-6} \leq \gamma_s \leq 10^{-5}$. Nesta gama de deformações o comportamento apresentado é não linear, mas ainda é possível a recuperação, ou seja, sem deformações permanentes. Dessa forma, o comportamento pode ser descrito como elastoplástico reversível. A fronteira entre as pequenas deformações e as maiores é comumente identificada no limite clássico de ensaios laboratoriais, e é $\gamma_s \approx 10^{-3}$. A partir desse nível de deformações são verificadas deformações irreversíveis, em virtude do rearranjo interno das partículas.

A rigidez máxima ao corte do solo, encontrada nas curvas de redução é denominada como módulo de distorção inicial ou máximo, G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$, respetivamente (Benz, 2007).

Vucetic (1994) também desenvolveu um importante trabalho referente ao comportamento dos solos sujeitos a ações cíclicas de corte. Após reunir os resultados de dezasseis investigações experimentais independentes, verificou a existência de dois limites de distorção e os seus valores, em função da

natureza do solo. Concluiu que, ainda que um solo esteja saturado, ao ser carregado de forma cíclica no domínio das pequenas deformações, não apresentará importantes diferenças de rigidez. Verificou também que não são observadas alterações de volume (condições drenadas) ou acumulação significativa de excesso de pressão intersticial (condições não drenadas).

De acordo com Vucetic (1994), há um valor limite de deformação abaixo do qual não é observada variação volumétrica ou acúmulo da pressão intersticial, nomeado por “distorção limite sem variação volumétrica”, γ_t^v . Este limite é determinado em função da natureza do solo e pode ser relacionado empiricamente com o seu índice de plasticidade, IP . Para valores de deformações superiores ao γ_t^v , verificam-se mudanças na estrutura do solo e a rigidez à medida que são aplicados os ciclos de carregamento. Para valores inferiores a γ_t^v , observa-se um outro limite, abaixo do qual o solo apresenta um comportamento elástico linear, chamado “distorção linear limite”, γ_t^e . O limite de deformação, γ_t^e , também é correlacionável com o índice de plasticidade e foi definido por Vucetic (1994), que considerou o valor da deformação em que $G/G_0 = 0,99$. Na Figura 3, são indicadas as curvas médias de γ_t^v e γ_t^e , as quais são quase paralelas e equidistantes entre si por um ciclo e meio logarítmico de distorção.

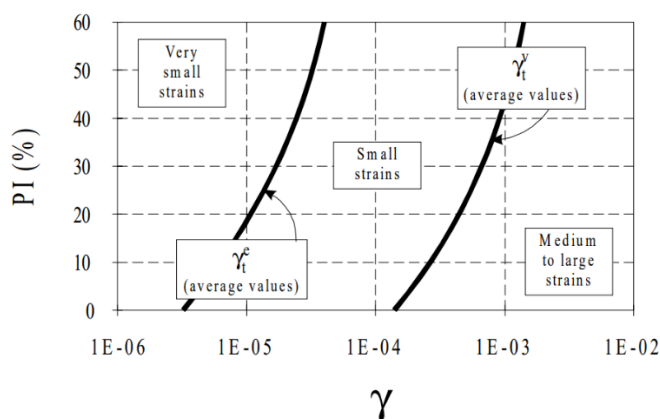


Figura 3 - Valores de γ_t^e e γ_t^v em função de IP (Vucetic, 1994)

A descoberta de Vucetic (1994) propôs a determinação de três regiões de diferente comportamento dos solos sob ações cíclicas. Na Figura 4 é apresentada a delimitação destas regiões, representando a redução da rigidez (G/G_0) e o coeficiente de amortecimento (ξ) em função da deformação.

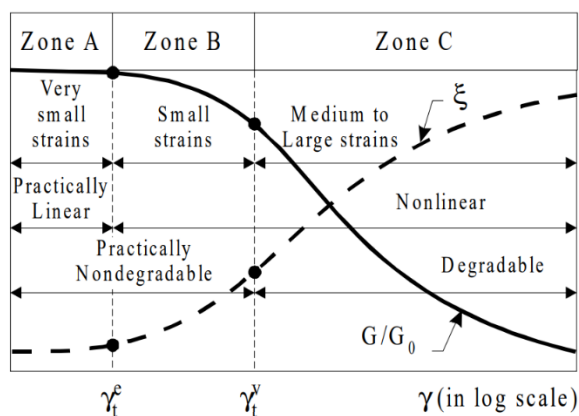


Figura 4 - Comportamento dos solos sob ações de corte cíclicas (Vucetic, 1994)

Os autores (Vucetic & Dobry, 1991) sugeriram curvas de redução de G/G_0 e intervalo aproximado de γ_t^v em função do IP (Figura 5). Verifica-se que solos que possuem menor plasticidade, como as areias e siltes não plásticos ($IP = NP$), são solos que exibem valores mais reduzidos para γ_t^e e γ_t^v .

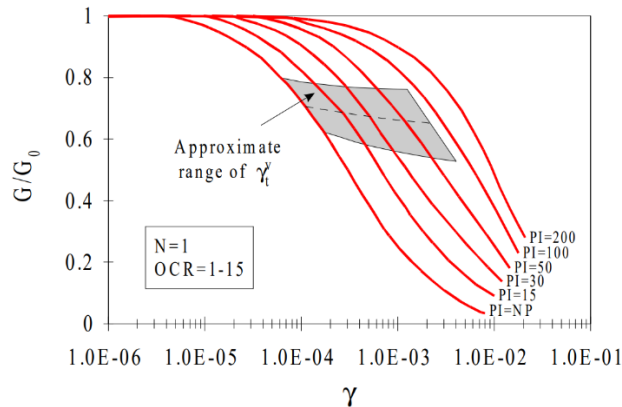


Figura 5 - Curvas de redução de rigidez (Vucetic & Dobry, 1991)

A relação $G/G_0 - \gamma$ foi bem estudada por vários investigadores que caracterizaram o comportamento do solo sob ações dinâmicas e identificaram os fatores que influenciam essa curva. Verificaram de forma experimental que os fatores de maior influência são: o índice de plasticidade dos solos IP e a tensão efetiva média σ'_0 . Levando em conta estes dois parâmetros citam-se as seguintes investigações realizadas: Khouri (1984), Shibata e Soelarno (1975) e Iwasaki et al. (1978) para areias, e, Sun et al. (1988) e Vucetic e Dobry (1991) para as argilas.

Ishibashi e Zhang (1993), após a análise de uma quantidade considerável de resultados laboratoriais em distintos tipos de solos, apresentaram uma lei empírica geral, a qual é aplicável para ambos tipos de solos, areias e argilas, para o cálculo de G/G_0 em função do IP e σ'_0 . Os resultados propostos são apresentados na Figura 6. A Figura 6 indica que, para solos de baixa plasticidade, a tensão efetiva média possui significativa influência, no entanto em solos de média a alta plasticidade sua influência é praticamente irrelevante.

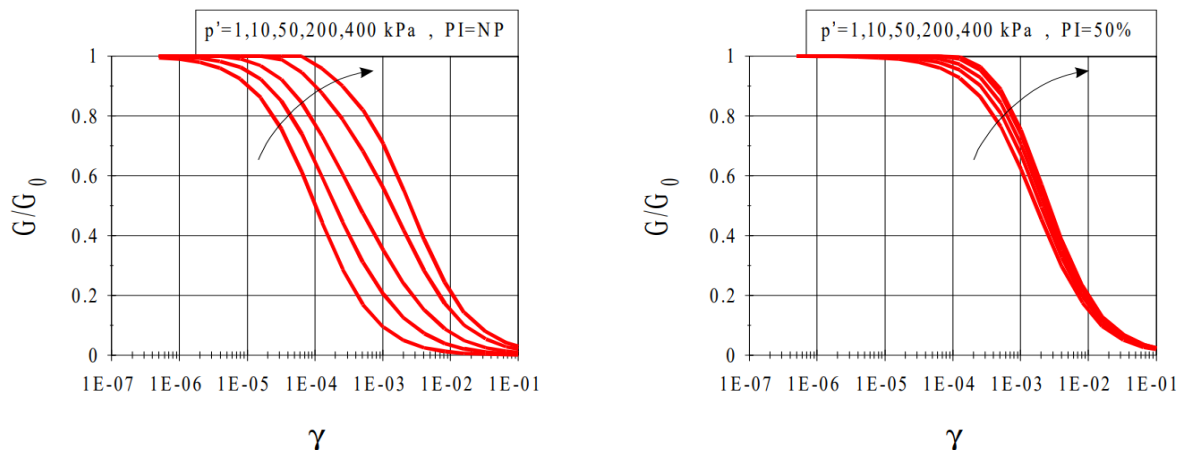


Figura 6 - Influência da tensão efetiva média na relação G/G_0 para $IP = NP$ e 50% (Ishibashi & Zhang, 1993)

De acordo com Santos e Correia (2000), a influência dos fatores mencionados acima poderá ser considerada utilizando a ideia da distorção limite sem variação volumétrica, γ_t^v , que define que a curva G/G_0 pode ser determinada para gamas de deformações normalizadas, γ/γ_t^v . No entanto, na prática,

não é fácil a determinação do valor de γ_t^v , sendo que, para solos coesivos, o seu valor depende do IP e da amplitude de deformação, e em solos não coesivos, da tensão efetiva vertical em repouso, σ'_{v0} .

Os mesmos autores representaram os resultados de Vucetic e Dobry (1991) (anteriormente apresentados na Figura 5) na escala de gamas de deformações normalizadas (Figura 7), utilizando valores médios de γ_t^v , em função do IP , conforme valores indicados na Figura 3 (Vucetic, 1994). Assim como esperado pelos autores, verificou-se que há praticamente uma perfeita coincidência de todas as curvas anteriores para $IP=NP$, 15, 30 e 50%. Ademais, verificaram que o nível de distorção $\gamma = \gamma_t^v$, corresponde a um fator de redução da rigidez aproximadamente igual a $G/G_0 = 0,7$ (Figura 7), portanto para efeitos de normalização indicaram uma γ_t^v de referência com a seguinte definição: $\gamma_t^v \cong \gamma(G/G_0 = 0,7)$.

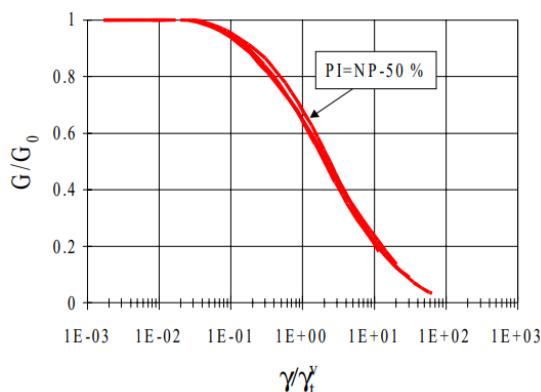


Figura 7 - Resultados de [Vucetic et al., 1991] na escala γ^* (Santos & Correia, 2000)

Os autores utilizaram a mesma ideia para indicar a influência da σ'_{v0} nas curvas de G/G_0 para areias. Reuniram na Figura 8 os resultados de Ishibashi e Zhang (1993) (anteriormente apresentados na Figura 6), em uma escala de distorções normalizadas, $\gamma^* = \gamma/\gamma_t^r$, onde as curvas são novamente coincidentes. O parâmetro γ_t^r , corresponde à distorção limite de referência, e foi proposto por Santos (1999) para efeitos práticos de normalização, correspondendo a $\gamma_t^r = \gamma(G/G_0 = 0,7)$. Os resultados sugeriram a possibilidade da definição de uma relação quase única entre G/G_0 e γ^* . Santos (1999), sugeriu duas equações para determinar os valores de limites, inferior e superior, de G/G_0 em função de γ^* (para $10^{-6} \leq \gamma \leq 10^{-2}$).

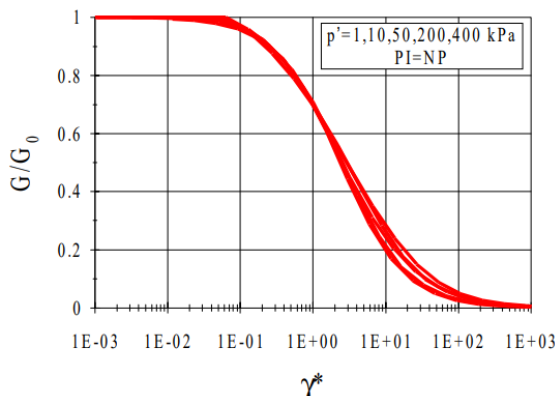


Figura 8 - Resultados de [Ishibashi et al., 1993] na escala γ^* (Santos & Correia, 2000)

É importante destacar que, conforme será visto nos capítulos 5 e 6, o presente trabalho tem maior foco na modelação do comportamento não linear das argilas.

Limite inferior	{	$1, \gamma^* \leq 10^{-2}$ $\frac{1 - \operatorname{tgh}[0,48 \cdot \ln(\frac{\gamma^*}{1,9})]}{2}, \gamma^* > 10^{-2}$	Eq. 1
Limite superior	{	$1, \gamma^* \leq 10^{-1}$ $\frac{1 - \operatorname{tgh}[0,46 \cdot \ln(\frac{\gamma^* - 0,1}{3,4})]}{2}, \gamma^* > 10^{-1}$	Eq. 2

Santos (1999) compilou e comparou as curvas propostas por Vucetic e Dobry (1991) e Ishibashi e Zhang (1993) e propôs a curva apresentada na Figura 9.

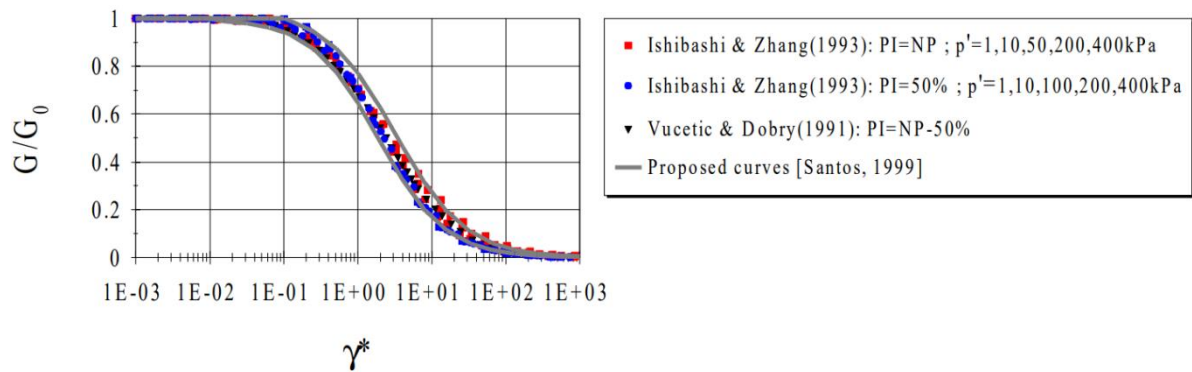


Figura 9 - Curvas de redução da rigidez propostas em função de γ^* (Santos, 1999)

A curva proposta por Santos (1999) está em boa concordância com as curvas de redução de rigidez propostas pelos autores referidos anteriormente.

De acordo com Santos e Correia (2001), são necessários apenas dois parâmetros para a definição do comportamento não linear dos solos, o G_0 , que define a rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações; e $\gamma_{0,7}$, definido como a distorção limite de referência.

Como mencionado anteriormente, a identificação do módulo de distorção na gama das muito pequenas deformações, G_0 , do terreno e variação em profundidade tem influência relevante na previsão dos deslocamentos de estruturas geotécnicas e estruturas existentes na vizinhança. Para projetos onde as deformações permanecerão baixas, a rigidez do solo não será muito diferente do valor da rigidez em pequenas deformações. Sendo assim, um conhecimento sólido dos parâmetros de rigidez na gama das pequenas deformações é fundamental para uma realista previsão dos deslocamentos do solo (Clayton, 2011). A seguir, em 2.3, descreve-se mais pormenorizadamente a importância do conhecimento do valor de G_0 para a engenharia civil.

De acordo com os resultados publicados por Seed & Idriss (1970), os parâmetros considerados de maior influência para a rigidez dos solos na gama das pequenas deformações são: amplitude de deformação, índice de vazios e a tensão de confinamento (Figura 10).

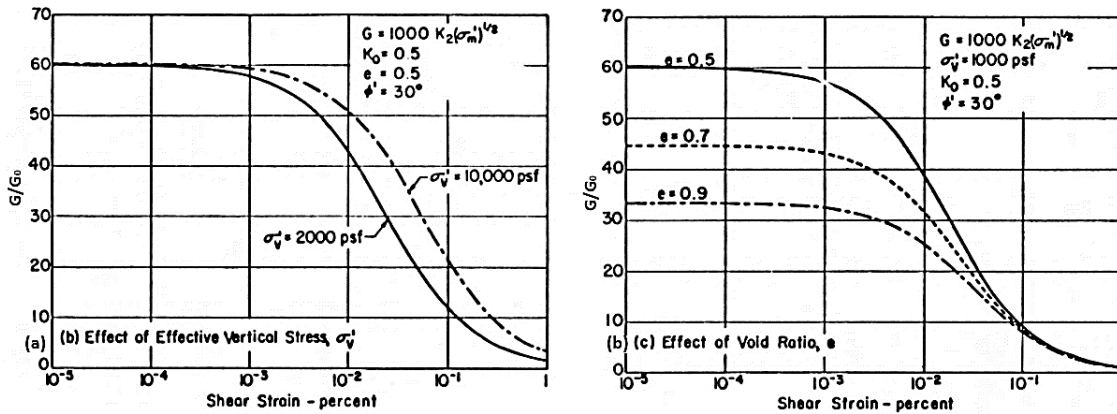


Figura 10 - Redução da rigidez de pequenas deformações em função da (a) tensão vertical efetiva σ'_v e (b) índice de vazios e , adaptado de (Seed & Idriss., 1970)

Barros (1997), refere que somente alguns fatores foram considerados como muito importantes para a estimativa desse parâmetro: a tensão principal efetiva na direção de propagação da onda, índice de vazios e grau de sobreconsolidação.

Hardin & Richart (1963), estudaram em laboratório, por meio de ensaios de coluna ressonante, a influência de vários fatores na velocidade de propagação de ondas de corte, V_s , em areias, diretamente relacionado com o módulo de distorção G_0 (Equação 7). As amostras utilizadas foram de areia Ottawa de grãos arredondados e uma outra areia moída com grãos de quartzo angulares. Os ensaios realizados indicaram que a tensão efetiva de confinamento e o índice de vazios são os parâmetros de maior influência na velocidade de propagação de ondas de corte. Além de verificarem que, para um determinado nível de tensão de confinamento, a velocidade V_s diminui linearmente com o índice de vazios, alguns dos resultados de Hardin & Richart (1963) são apresentados na Figura 11 (Santos, 1999).

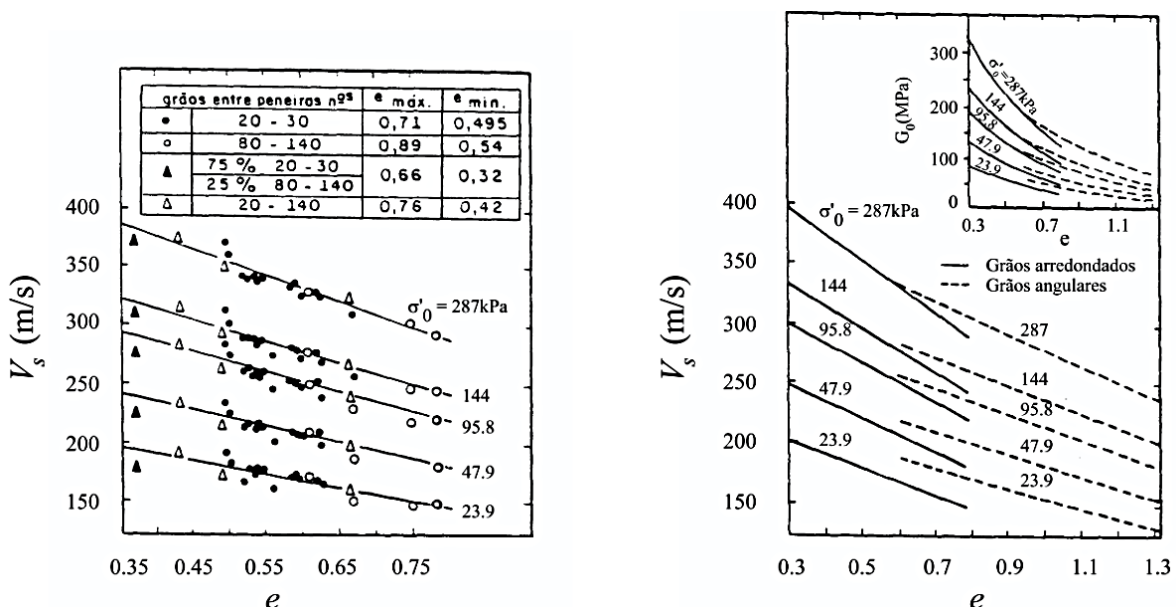


Figura 11 - Variação do índice de vazios (e) em função da velocidade de propagação de ondas de corte (V_s) para a areia Ottawa. À esquerda: grãos arredondados. À direita: comparação entre os grãos arredondados e angulares (Hardin & Richart, 1963)

De acordo com Santos (1999), relações semiempíricas permitem quantificar o módulo G_0 para distintos tipos de solos, as quais, possuem interesse prático, quer por permitir a ausência de ensaios específicos, quer por atribuir valores plausíveis do módulo G_0 , além de possibilitar a verificação de resultados obtidos para determinados solos, se estão de acordo ou não com o intervalo de valores esperado.

A seguir, são apresentadas algumas relações de G_0 com a tensão de confinamento, índice de vazios e grau de sobreconsolidação.

2.1.1 Influência da tensão de confinamento

Hardin & Richart (1963) na sua investigação a respeito das velocidades das ondas de corte em solos granulares sugeriram a seguinte relação entre o módulo G_0 e a tensão efetiva média p' :

$$G_0 \alpha (p')^m \quad \text{Eq. 3}$$

Inicialmente os autores utilizaram o expoente $m = 0,5$ para solos coesivos e não coesivos. De acordo com Benz (2007) o valor do expoente m , indicado anteriormente, foi confirmado para solos não coesivos. Contudo, considera que a adoção de $m = 0,5$, para solos coesivos, pode ser questionável uma vez que outros investigadores encontraram valores tão altos quanto $m = 1,0$ neste tipo de solos.

2.1.2 Influência do índice de vazios

Hardin & Richart (1963), com base em medições das velocidades de propagação das ondas na areia Ottawa, propuseram uma dependência linear entre a velocidade de propagação (V_s) e o índice de vazios (e), e com base nessa dependência propuseram a seguinte relação entre o módulo G_0 e o índice e :

$$G_0 \alpha \frac{(a - e)^2}{1 + e} \quad \text{Eq. 4}$$

com $a = 2,17$ para areias e com $a = 2,97$ para argilas. Outras correlações, entre o índice e e o módulo G_0 , são encontradas na literatura comumente com a seguinte forma:

$$G_0 \alpha e^{-x} \quad \text{Eq. 5}$$

onde o expoente x pode ser quantificado, por exemplo: $x = 0,8$ para areias (Fioravante, 2000); $x = 1$ para areias e argilas (Biarez & Hicher, 1994); $x = 1,3$ para areias cimentadas e solos finos (Presti et al., 1993); $1,1 \leq x \leq 1,5$ para várias argilas (Presti & Jamiolkowski, 1998).

2.1.3 Influência do grau de sobreconsolidação

Hardin & Black (1969), após investigação a respeito da influência da sobreconsolidação no módulo G_0 , identificaram que o seu efeito era especialmente importante nos solos de maior plasticidade, e propuseram a seguinte relação empírica:

$$G_0 \alpha OCR^k \quad \text{Eq. 6}$$

Em que OCR é definido como a razão entre a máxima tensão efetiva vertical anterior (tensão de pré-consolidação) e a tensão vertical atual (em repouso) ($OCR = \sigma'_{v,OC} / \sigma'_v$), e k é um coeficiente dependente do índice de plasticidade dos solos (IP), variando entre 0 para areias e 0,5 para argilas de alta plasticidade.

2.2 Ensaios utilizados para determinação do módulo de distorção do solo

No caso dos solos, a caracterização do comportamento não linear é importante, uma vez que o nível de deformação geralmente registado, implica na definição de diferentes módulos de deformabilidade. Desta forma, quando se trata de materiais geotécnicos, deve-se especificar o módulo a que se refere, associando-o a um determinado nível de tensão e deformação. A determinação destes parâmetros pode ser feita quer por ensaios de laboratório, quer por ensaios *in situ* (Correia, 2004).

Burland (1989) afirmou que, se as deformações forem medidas localmente com alta precisão, e os ensaios forem realizados em amostras de alta qualidade, e pressões confinantes apropriadas, os valores aferidos serão notavelmente precisos e coerentes com a rigidez para pequenas deformações verificada *in situ*.

A menor distorção capaz de ser efetivamente medida por meio de ensaios convencionais do solo, por exemplo, ensaios triaxiais ou ensaios edométricos sem instrumentação especial, é $\gamma \approx 10^{-3}$ (Benz, 2007). Como já referido, Atkinson (2000) nomeou as gamas de deformações inferiores ao limite dos ensaios laboratoriais clássicos ($< 10^{-3}$) como pequenas deformações; e, deformações superiores a 10^{-3} como médias ou grandes deformações. A Figura 12 ilustra esta definição, sendo indicadas três faixas de comportamento e os diferentes tipos de ensaios laboratoriais (ensaios convencionais, ensaios utilizando transdutores para medição local das deformações e ensaios dinâmicos) para a estimação da rigidez em cada gama de deformações respetiva.

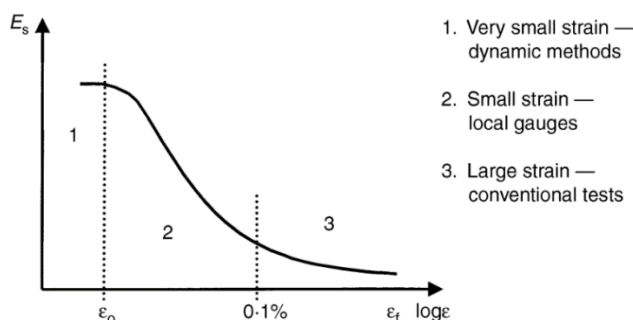


Figura 12 - Medição da rigidez do solo em ensaios laboratoriais (Atkinson, 2000)

O limite observado nos ensaios laboratoriais clássicos coincide com as deformações geralmente registadas próximo a estruturas geotécnicas. No entanto, de acordo com Benz (2007), a rigidez do solo que deve ser empregue para a previsão do comportamento de estruturas geotécnicas não é a que se refere a essas deformações finais. Pelo contrário, deve ser considerada a rigidez na gama das muito pequenas deformações, G_0 , para análises que visam previsões mais realistas de deslocamento.

Correia (2004) refere que o módulo de distorção G_0 pode ser estimado através de ensaios de laboratório (estáticos, dinâmicos e de propagação de ondas) realizados com amostras não perturbadas e de alta qualidade ou obtido por meio de ensaios *in situ* (métodos sísmicos). Esta afirmação está fundamentada por diversas investigações realizadas em areias (Bellotti et al., 1996), cascalhos (Yasuda et al., 1996), argilas rijas (Hight e Jardine, 1993; Tatsuoka e Kohata, 1995), argilas moles (Hight e Higgins, 1995;

Shibuya et. al, 1995), rochas sedimentares e solos tratados com cimento (Tatsuoka e Shibuya, 1992; Tatsuoka et al., 1995)).

A Figura 13 apresenta alguns ensaios, laboratoriais ou *in situ*, utilizadas para a determinação dos parâmetros de rigidez.

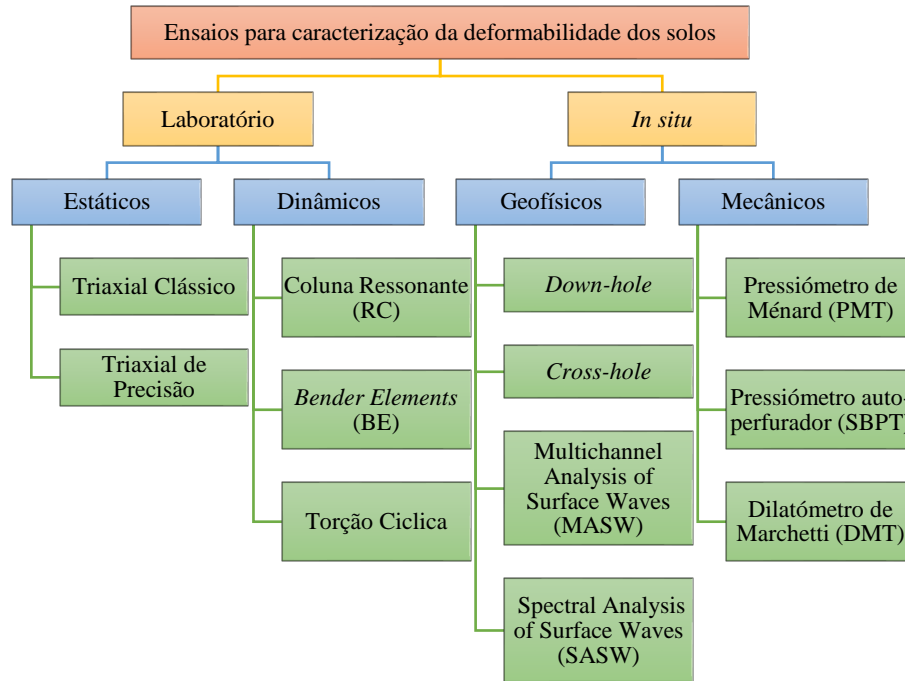


Figura 13 - Ensaio para a caracterização da deformabilidade dos solos

A rigidez do solo pode ser determinada com ensaios laboratoriais, recorrendo a técnicas baseadas na teoria da elasticidade ou na teoria de propagação de ondas.

De acordo com Correia (2004) e referente aos ensaios de laboratório indicados na Figura 13 importa dizer que, os ensaios triaxiais clássicos não são geralmente aptos para medir deformações menores a 10^{-2} (1%), as quais interessam ao comportamento das obras em geral. Entretanto, os ensaios triaxiais de precisão, que são aqueles que recorrem à utilização de transdutores elétricos, geralmente com fixação diretamente nos provetes, possibilitando a medição de deformações da ordem de 10^{-6} (0,0001%). Ademais, no que concerne aos ensaios dinâmicos indicados, nomeadamente o que recorre a *bender elements* (BE), associados ao ensaio triaxial, permite a determinação do módulo de deformabilidade inicial. O ensaio de coluna ressonante (RC) possui como principal vantagem possibilitar a medição precisa do módulo de distorção na gama das pequenas deformações, fornecendo corretamente o valor do módulo G_0 .

De acordo com o mesmo autor e no que concerne aos ensaios *in situ* apresentados na Figura 13, destaca-se que os ensaios em campo geralmente são preferidos em situações em que existem dificuldades na amostragem.

Os ensaios geofísicos (*down-hole*, *cross-hole* e MASW) são ensaios que permitem estimar a velocidade de propagação das ondas *in situ*. Os ensaios sísmicos ativos induzem deformações muito pequenas no

terreno (fonte ativa) e registam as vibrações por ela induzidas, para estimar as propriedades do solo no domínio das muito pequenas deformações.

No que concerne aos ensaios mecânicos, incluindo ensaios com penetrómetro, estes são realizados quando nos resultados interessam deformações da ordem de 10^{-2} . Os ensaios SPT (Standard Penetration Test) e CPT (Cone Penetration Test) são ensaios que medem a resistência à penetração. Por exemplo, no ensaio SPT são registados o número de pancadas necessárias para registar penetração no solo de 30cm, e no caso do CPT, medida a resistência de ponta e lateral. Os resultados são transformados em parâmetros de dimensionamento por meio de relações empíricas.

Nesta altura, pertinente é fazer uma comparação de algumas das vantagens e inconvenientes dos ensaios laboratoriais e ensaios *in situ* referidos. Para obtenção do valor da rigidez, os métodos de ensaios sísmicos de campo podem ser afetados de forma considerável pelo ruído, no entanto, são capazes de ensaiar elevados volumes de solo. Quanto aos ensaios laboratoriais, poderão não ser viáveis devido ao longo tempo de ensaio. Ademais, por causa da perfuração e amostragem, todas as amostras dos ensaios de laboratório terão sido perturbadas até um determinado ponto. Essa perturbação da amostra poderá resultar em medições laboratoriais não representativas, por efeito da remoção de tensões totais e impedindo a chamada "amostragem perfeita", também por alterações na tensão efetiva (como resultado de deformações da amostragem) e desestruturação. Entretanto, de maneira positiva, os ensaios de laboratório comumente possuem condições controladas, e por consequência possuem a capacidade na obtenção de uma faixa maior de parâmetros do que em ensaios *in situ* (Clayton, 2011).

A seguir, são discutidos alguns dos aspectos de técnicas de ensaios laboratoriais e ensaios *in situ* para a medição da rigidez dos solos na gama das muito pequenas a pequenas deformações, por serem as faixas de deformação em foco nesta tese. São também apresentadas algumas correlações possíveis entre o módulo G_0 e ensaios CPT e SPT e a resistência ao corte em carregamentos não drenados, c_u . Depois, em 2.3, serão revistos alguns dos parâmetros que mais afetam a rigidez na gama das muito pequenas deformações, e, são apresentadas outras correlações para estimar o módulo G_0 em função do índice de vazios e , tensão efetiva média p' e grau de sobreconsolidação OCR .

2.2.1 Ensaios laboratoriais

2.2.1.1 *Bender elements*

Os *bender element* são transdutores piezo-cerâmica de baixa tensão. O elemento em si é uma fina placa piezo-cerâmica em contato com a amostra e são capazes de transmitir e receber sinais, assim realiza-se a medição da velocidade de propagação das ondas numa amostra, quando posicionados em ambos os lados. A velocidade de propagação das ondas é utilizada para calcular o módulo de distorção do solo. Contanto que a densidade ρ de uma amostra seja conhecida, a informação da velocidade da onda de corte é o suficiente para o cálculo do seu módulo de distorção inicial G_0 a partir da Equação 7 (Benz, 2007). A configuração mais comum é representada na Figura 14.

$$G_0 = \rho V_s^2$$

Eq. 7

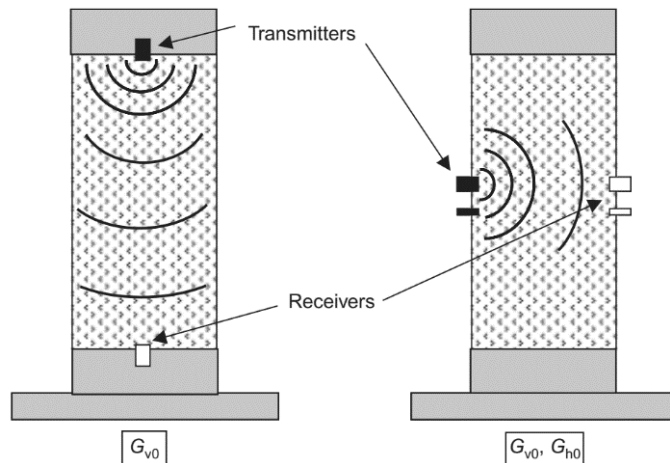


Figura 14 - Configurações dos *bender elements* dentro de um teste triaxial (Clayton, 2011)

2.2.1.2 Ensaio de coluna ressonante

Este ensaio é capaz de carregar amostras de solo não somente triaxialmente, mas torcionalmente. Os ensaios de coluna ressonante, são ensaios cíclicos, a amostra cilíndrica é confinada e é aplicada uma excitação harmónica, torcional ou longitudinal, em uma das suas extremidades, com determinada frequência e amplitude. Uma vez identificada a ressonância, associada a uma determinada frequência, esta pode estar relacionada à rigidez da coluna usando uma solução elástica teórica, que corresponde ao módulo de distorção na gama das muito pequenas deformações (Benz, 2007). De acordo com Santos (1999), este ensaio possui um carácter não destrutivo, uma vez que as extensões ou as distorções máximas atingidas são inferiores a 10^{-3} , e normalmente não ultrapassando 10^{-4} . Uma vez que, o ensaio não provoca perturbações no provete, é possível ensaiar o mesmo provete para várias tensões de confinamento. Na Figura 15 apresenta-se o aparelho de coluna ressonante de Stokoe.

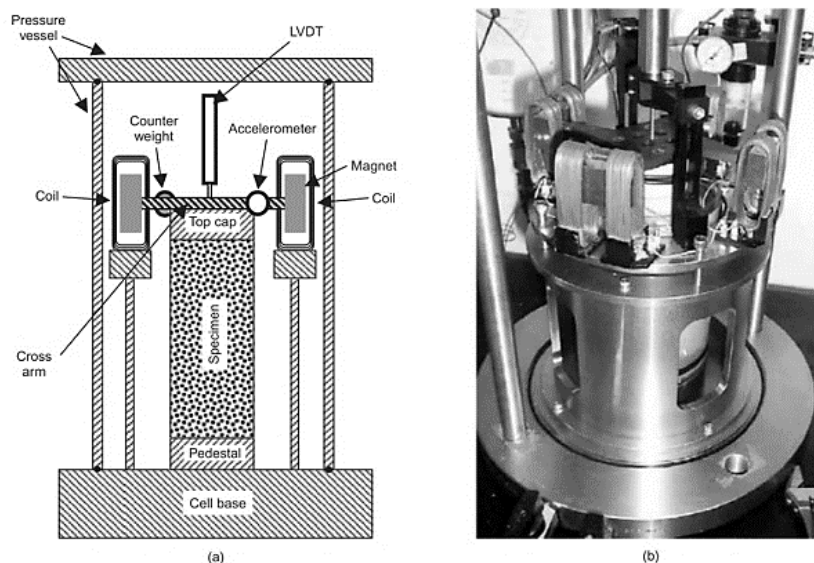


Figura 15 - Ensaio de coluna ressonante: (a) Desenho esquemático e (b) fotografia do aparelho de coluna ressonante de Stokoe (Clayton, 2011)

2.2.1.3 Ensaio de torção cíclica

Neste ensaio, o provete de solo é colocado sobre uma base fixa e é aplicado no seu topo um momento torsor cíclico a uma frequência relativamente baixa. O provete fica embebido numa câmara preenchida com água até ao nível do topo do provete, e são aplicadas as mesmas metodologias do ensaio triaxial clássico, quanto à saturação e à consolidação do provete. Em razão de a frequência de excitação do ensaio ser baixa, as forças de inércia envolvidas podem ser desprezadas, tornando mais simples a interpretação dos resultados (Santos, 1999). Ademais, este equipamento permite realizar ensaios cíclicos para excitações harmónicas, e é útil para complementar o ensaio de coluna ressonante no domínio das médias a grandes deformações (Gomes & Santos, 1997). A utilização conjugada do ensaio de coluna ressonante com o ensaio de torção cíclica permite caracterizar os solos numa faixa ampla de distorções entre 5×10^{-6} e 5×10^{-2} . Entretanto, Santos (1999), afirma que na prática, verifica-se que as leituras só apresentam alguma fiabilidade para valores da distorção superiores a 10^{-4} .

2.2.1.4 Ensaio triaxial de precisão

A melhoria na avaliação dos impactos da perturbação e potencial desestruturação no momento da perfuração, bem como melhoria na preparação de amostras e as etapas iniciais dos ensaios laboratoriais, além da evolução no uso de técnicas de perfuração de maior qualidade e amostradores aprimorados, resultaram no aumento significativo da capacidade de medições de rigidez do solo de alta qualidade por meio de ensaios triaxiais (Clayton, 2011). Estes são alguns dos avanços do ensaio triaxial de precisão sobre o ensaio triaxial clássico:

- a) Aprimoramento na medição da pressão intersticial;
- b) Aplicação de dispositivos para medições locais de deformação;
- c) Utilização de sensores eletrónicos e obtenção de dados baseados em computador, que permite o registo quase contínuo de força, pressão e deslocamento. Estas medições são particularmente importantes nas etapas iniciais da determinação da rigidez em pequenas deformações;
- d) Introdução de *bender elements* (BE), os quais viabilizaram a determinação independente do G_0 durante o ensaio de rigidez.

2.2.2 Ensaio geofísicos *in situ*

Existem vários métodos geofísicos que permitem identificar características do terreno, nomeadamente o perfil de velocidades e, portanto, variação dos módulos de rigidez em profundidade e localização de contrastes de rigidez significativos. Essa informação pode ser obtida recorrendo a ondas volumétricas, como as ondas P e S, ou ondas superficiais, como as ondas Rayleigh e as ondas Love. As ondas superficiais podem ser facilmente geradas por uma fonte à superfície (ativo), aquando a realização do ensaio. É ainda possível determinar estas propriedades recorrendo a vibrações ambiente (passivo).

As ondas superficiais geralmente propagam-se ao longo da superfície do solo, interretando materiais com diferentes densidades e/ou rigidez, (Clayton, 2011). As ondas Rayleigh resultam da interação entre as ondas de compressão e de corte na superfície do solo, estendendo-se para longe de uma fonte de energia superficial com um movimento elíptico no plano vertical. As ondas volumétricas, incluem ondas de corte (ondas S), que se propagam a uma velocidade V_s , e ondas de compressão (ondas P) que se propagam a uma velocidade V_p (Figura 16).

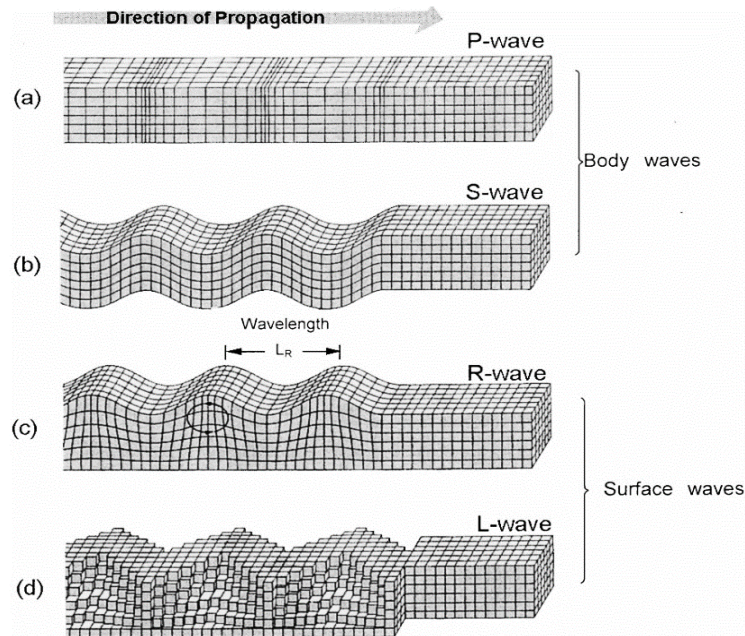


Figura 16 - Tipos de ondas sísmicas que se propagam no solo: (a) ondas de compressão; (b) ondas de corte; (c) ondas Rayleigh e, (d) Ondas de Love, adaptado de (Bolt, 1988)

O módulo de distorção G de um material está diretamente relacionado com a velocidade de uma onda de corte V_s (Equação 7).

As deformações que são geradas em razão da passagem de uma onda de corte induzida no ensaio serão muito pequenas, comumente menos de 0,001%, portanto o módulo de distorção calculado corresponderá ao módulo de distorção inicial, G_0 .

O método MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) é um método sísmico de superfície (geofísico) que permite estimar de forma indireta o perfil de velocidade de propagação de ondas de corte, V_s , através de registros de vibrações associadas a ondas Rayleigh (superficiais), efetuadas utilizando vários geofones

Nos ensaios *cross-hole* (ensaio sísmico entre furos de sondagem) e *down-hole* (ensaio sísmico com fonte à superfície) a velocidade V_s do terreno é determinada de forma direta, tendo em conta o tempo que a onda demora a percorrer uma determinada distância (entre fonte e receptor).

A Figura 17 ilustra os layouts e princípios de três técnicas de geofísica de campo; *cross-hole*, *down-hole* e MASW.

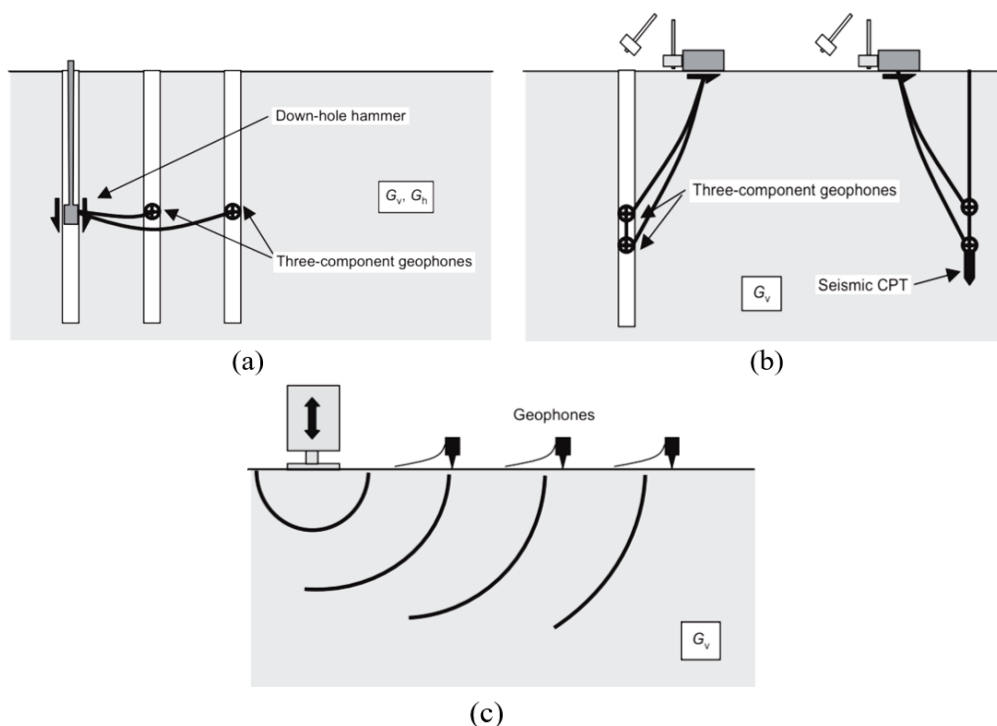


Figura 17 - Três técnicas de ensaios geofísicos in situ: (a) cross-hole; (b) down-hole; (c) ondas superficiais contínuas (Clayton, 2011)

2.2.2.1 Ensaio *cross-hole*

O princípio do ensaio *cross-hole* é apresentado na Figura 17(a). Ensaio sísmico *cross-hole* exigem um mínimo de dois furos na vertical, onde num dos furos, uma fonte de energia é disposta à cota da camada de solo a caraterizar. Seguidamente no furo vizinho, pelo menos um receptor é posicionado na mesma profundidade. Após a primeira chegada do sinal de origem à estação receptora, se torna possível o cálculo das velocidades de propagação de ondas V_s . Quando as leituras são feitas em diferentes profundidades (de origem e receptor), ensaios sísmicos clássicos de *cross-hole* podem fornecer velocidades de propagação para todas as camadas de solo. A partir dessas velocidades, a rigidez máxima do solo (G_0) através da Equação 7. O ensaio *cross-hole* é provavelmente o método *in situ* de pesquisa de rigidez de pequenas deformações mais confiável (Benz, 2007).

2.2.2.2 Ensaio *down-hole*

Na Figura 17(b) é representado o ensaio sísmico *down-hole*. Este tipo de ensaio geofísico necessita de apenas um furo, onde uma sequência de receptores é posicionada. A fonte de energia fica localizada à superfície. O ensaio *down-hole* pode ser considerado para uma análise integral sobre diferentes camadas do solo. Dessa forma, tendo registos a diferentes profundidades, a rigidez inicial de diferentes camadas do solo pode ser calculada. Em ambientes com elevado nível de ruído, os dados de uma série de golpes podem ser adicionados uns aos outros, para melhorar a relação sinal-ruído do sinal recebido. A chegada da energia sísmica é detectada em profundidade, seja por geofones colocados dentro do furo, ou por geofones acoplados ao cone do ensaio CPT (Clayton, 2011).

2.2.2.3 *Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)*

O Método das Ondas Superficiais, conhecido como MASW, é um método não intrusivo utilizado para a avaliação do perfil de velocidade de propagação de ondas corte no terreno. Neste ensaio a fonte e os receptores estão localizados à superfície, conforme apresentado na Figura 17(c).

Ao contrário da maioria das outras técnicas, as quais analisam os tempos de propagação das ondas P e S, o MASW estuda o caráter dispersivo das ondas superficiais de Rayleigh (diferentes frequências propagam-se a diferentes velocidades). Com relação ao comprimento das ondas de Rayleigh, as ondas de baixa frequência penetram no solo de forma mais profunda do que as ondas de Rayleigh de alta frequência. Em virtude de a velocidade de propagação das ondas aumentar com o aumento da pressão de confinamento, as ondas com maiores comprimentos (baixa frequência) propagam-se a velocidade superiores às de comprimento mais curto (alta frequência) (Benz, 2007).

Este ensaio é considerado uma solução atrativa para a determinação da rigidez do terreno (gama das muito pequenas deformações) e variação em profundidade dada a facilidade de realização das aquisições e tipo de equipamento utilizado, e à possibilidade de recorrer a técnicas automatizadas de processamento de dados e inversão. A profundidade até a qual pode ser estimado o perfil de V_s depende do tipo de terreno, da fonte, da disposição e tipo de sensores, entre outros. A solução obtida não é única (solução que resulta do processo de inversão) pelo que são identificados vários perfis de V_s compatíveis com os registos efetuados. A incerteza dos resultados é significativa reduzida perante a combinação de vários ensaios ou métodos, dado que permitem restringir o número de perfis V_s compatíveis (Gouveia, 2017).

2.2.3 Correlações entre o módulo G_0 e resultados de ensaios CPT, SPT e resistência ao corte não drenada (c_u)

Várias correlações têm ido propostas para determinação do módulo de distorção do solo, recorrendo a resultados de ensaios de campo tradicionais. De acordo com Benz (2007), relações entre o módulo G_0 e a resistência de ponta corrigida do ensaio CPT foram propostas para areias limpas de quartzo (Baldi et. al, 1989), argilas (Mayne e Rix, 1993), e vários outros tipos de solos (Lunne et. al, 1997).

Para argilas, Mayne e Rix (1993) propuseram a seguinte expressão:

$$G_0 [MPa] = 49,4 \frac{q_t^{0,695}}{e^{1,13}} \quad \text{Eq. 8}$$

onde q_t é a resistência de ponta corrigida em unidade MPa.

Por sua vez, o módulo de distorção G_0 pode ser correlacionado com a resistência ao corte não drenada, c_u , recorrendo à relação proposta por Larsson e Mulabdic (1991), desenvolvida para argilas escandinavas:

$$G_0 [MPa] = \left(\frac{A}{IP} + B \right) c_u \quad \text{Eq. 9}$$

onde IP é o índice de plasticidade, c_u resistência ao corte não drenada em kPa, e A , B parâmetros empíricos dos solos. Para argilas escandinavas estes autores encontraram um ajuste razoável para $A = 208$ e $B = 250$.

Ainda de acordo com Benz (2007), referente aos ensaios clássicos de penetração SPT, as correlações com o parâmetro G_0 geralmente apresentam a seguinte forma:

$$G_0 [MPa] = A((N_1)_{60})^B \quad \text{Eq. 10}$$

Este tipo de expressão foi proposta pela primeira vez por Ohsaki e Iwasaki (1973). Na equação, A e B são novamente parâmetros empíricos do solo e $(N_1)_{60}$ é o valor de N_{SPT} (número de pancadas necessárias para se atingir uma penetração de 30cm) corrigido tendo em conta o nível de tensões verticais, profundidade e energia aplicada. A relação normalmente é limitada a um valor máximo de $(N_1)_{60}$ de 30. Para solos coesivos, os autores Imai e Tonouchi (1982) encontraram um melhor ajuste considerando $A = 15,56$, e $B = 0,68$ (Benz, 2007).

No entanto, a utilização de correlações empíricas para a determinação de G_0 deve ser efetuada com reservas, uma vez que estas são desenvolvidas para um tipo de solo específico e que, de forma geral, os ensaios de campo tradicionais induzem uma perturbação significativa no terreno, afetando, portanto, a rigidez do solo.

2.3 Importância da rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações na Engenharia Civil

Como visto em 2.1, na gama das muito pequenas deformações, ou seja, para valores de deformação da ordem de 10^{-6} , o solo apresenta um comportamento praticamente elástico linear e o módulo de distorção correspondente é o inicial ou máximo, G_0 ou $G_{máx}$. Ademais, nesta gama das muito pequenas deformações a rigidez não é afetada pelo tipo de ação, quer seja monotónica ou cíclica, em razão de praticamente não se verificar a sua redução em ciclos repetidos de carga e descarga. Santos (1999), afirma que os conhecimentos a respeito da caracterização dos solos neste domínio apresentam grande potencial para aplicação na engenharia geotécnica, como por exemplo, na análise da interação solo-estrutura.

Correia (2004) afirmou que, a grande importância que a engenharia geotécnica atribuiu à caracterização dos solos no domínio das deformações antes de se atingir a resistência máxima, teve de entre as suas principais contribuições: a melhor capacidade para a previsão dos assentamentos do terreno sob a ação de cargas de serviço; e, evolução dos modelos simplificados de comportamento dos solos, para modelos mais realistas. Santos (1999) também concordou que os avanços nas técnicas de ensaios para caracterização das propriedades dos solos, possibilitaram a melhor compreensão da relação tensão-deformação dos solos, corroborando no estabelecimento de leis constitutivas que melhor reproduzam a realidade.

De acordo com Correia (2004), o investimento em meios experimentais, para obtenção de parâmetros de deformabilidade, adequados para faixas de deformação representativas do bom comportamento das obras, possibilita vantagens como: a economia no dimensionamento de estruturas, devido a uma aprimorada previsão de seus deslocamentos; garantir uma melhor funcionalidade das estruturas; e, evitar danos em estruturas vizinhas, por meio de uma melhor previsão das deformações do terreno durante escavações.

Como já apresentado, o comportamento não linear dos solos é definido pela dependência da rigidez pela amplitude de deformação. A caracterização da rigidez dos solos no domínio das muito pequenas e pequenas deformações, distorções da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} , possui elevada importância em termos de dimensionamento de estruturas, pelo facto de, em geral, as deformações induzidas no terreno permanecerem modestas (Santos, 1999). A importância da consideração deste comportamento não linear, aquando previsões de deformabilidade dos terrenos e deslocamentos das estruturas sobre cargas de serviço, foi demonstrada para uma quantidade significativa de casos de estudo (Correia, 2004). Em termos práticos pode-se considerar que, para cargas de serviço, as deformações no terreno encontram-se entre 10^{-2} a 10^{-3} no caso de fundações (Biarez, et al., 1999), entre 10^{-2} a 10^{-4} para túneis (Hafez, 1997; Sousa et. al, 2001) e 10^{-3} a 10^{-5} para solos sob os pavimentos e vias férreas (Antunes e Correia, 1997; Correia e Biarez, 1999).

Um caso de estudo de engenharia geotécnica, exemplo que demonstra a relevância da relação tensão-deformação dos solos na gama das muito pequenas deformações, é referente à investigação do assentamento das fundações da ponte Akashi Strait (Takeuchi et al., 1997). Através da introdução de instrumentação especial no maciço de fundação de dois pilares (Pier 2P e 3P), realizou-se a medição das deformações verticais até a profundidade de 120m abaixo do nível da fundação, aproximadamente 1,5 vezes a sua largura (80m) (Figura 18(a)). Ao final da investigação, em termos médios, as deformações provocas foram relativamente modestas considerando as tensões de serviço da estrutura, $\sigma = 530kPa$ (2P) e $\sigma = 480kPa$ (3P) (Figura 18(b)). As previsões dos assentamentos realizadas considerando módulos de distorção obtidos por meio de ensaios sísmicos (G_0) foram adequadas (Takeuchi et al., 1997).

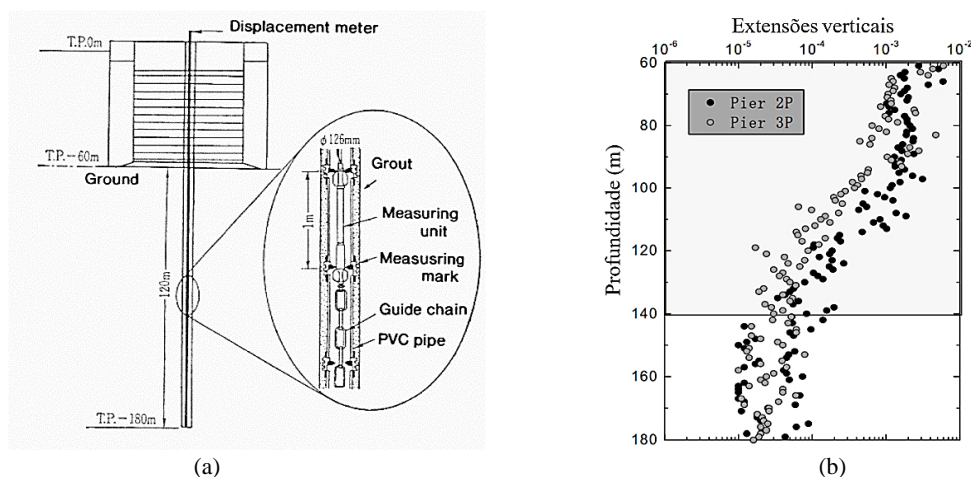


Figura 18 - (a) Instrumentação de medição das extensões verticais segundo o eixo da fundação, (b) extensões verticais medidas (Takeuchi, Tanaka, Yamamoto, & Inoue, 1997)

A caracterização da rigidez dos solos é essencial para a realização de análises geotécnicas, e necessária para a realização de modelos numéricos para a previsão do comportamento, por exemplo utilizando métodos de elementos finitos (MEF) (Simpson et al., 1979). Como já visto, o conhecimento do módulo de distorção G_0 é um importante parâmetro para uma previsão mais realista do comportamento do terreno e estrutura geotécnica.

Kung et al. (2009) investigaram a significância do comportamento não linear na gama das pequenas deformações em escavações profundas. Para isso, compararam os deslocamentos registados em obra de uma parede moldada e o assentamento do terreno. O estudo mediu deformações *in situ* e as previsões por meio de modelos de elementos finitos que permitiram considerar a variação da rigidez com o nível de deformação e identificar G_0 na gama das muito pequenas deformações. Os resultados indicaram que a análise com o modelo de pequenas deformações produziu um perfil de assentamento realista, compatível com o observado em obra.

Entretanto, ainda que as discussões acima demonstrem a importância da rigidez na gama das pequenas deformações e da sua variação em função do nível de deformação, e apesar do aprimoramento das capacidades preditivas de modelos baseados no MEF, de acordo com Benz (2007), esta rigidez ainda não foi amplamente implementada na prática da engenharia. Considerando a análise numérica, a razão disso pode ser a falta de modelos constitutivos capazes, porém mais simples de usar (aspectos mais específicos relacionados aos modelos constitutivos são apresentados no capítulo 4 – Modelação numérica). Além do facto de, na prática corrente as propriedades do terreno serem estimadas por meio de ensaios de campo tradicionais, como por exemplo, os ensaios SPT, os quais induzem perturbação significativa no terreno durante a sua execução, permitindo estimar as propriedades dos solos utilizando correlações empíricas. Contudo, como mencionado em 2.2.3, o emprego de correlações empíricas para a determinação da rigidez, deve ser efetuado com reservas, já que são desenvolvidas para um tipo de solo específico, e afetando portanto, a rigidez do solo, o que pode conduzir a projetos bastante conservativos.

A consideração do módulo G_0 e adequada representação da variação da rigidez em função do nível de deformação, possibilita a previsão mais realista das deformações do terreno associadas às cargas de serviço, assim como o seu comportamento para níveis de carregamento mais elevados, dessa forma evitando a adoção de soluções desnecessariamente onerosas (Gomes, 2014).

3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO FLEXÍVEIS

3.1 Considerações gerais

As estruturas de contenção rígidas, como por exemplo, os muros de gravidade, destinam-se ao suporte de impulsos gerados pelo solo e devem ser estáveis não devendo deslizar ou derrubar. Estas estruturas de suporte são consideradas rígidas, em razão de reagirem como corpo rígido, em que sua deformabilidade não é significativa e sem consequências relevantes em seu comportamento. O mesmo não acontece no caso das estruturas designadas como estruturas de contenção flexíveis, como as que são apresentadas na Figura 19 (Guerra, 2008).



Figura 19 - Contenção periférica de cortina de estacas secantes, em Argélia (Teixeira Duarte, 2023)

De acordo com Guerra (2008), as escavações de face vertical com contenção flexível geralmente são executadas em meios urbanos fortemente ocupados, onde não é viável a aplicação de outras soluções que impliquem a execução de taludes inclinados. Como se pode ver em Fernandes et al. (2021), a necessidade da maior ocupação dos subsolos em meios urbanos, resultou no desenvolvimento de soluções construtivas usadas no suporte de grandes escavações, as quais através das décadas tornaram-se mais complexas, possibilitando a execução de escavações em situações geotécnicas difíceis e com a segurança necessária.

Para a determinação do tipo de contenção periférica mais adequada e para que as escavações sejam executadas com segurança, devem-se realizar determinados trabalhos e estudos preliminares, dentre os mais importantes: a prospecção geológico-geotécnica; o levantamento dos métodos construtivos existentes e suas restrições técnicas; as condições do terreno, a posição do nível freático, a verificação do tipo e níveis de fundações dos edifícios vizinhos; e o estudo da envolvente da obra, incluindo a afetação de trânsito e serviços existentes durante a execução da obra (Brito et al., 2021).

De acordo com os mesmos autores, o reconhecimento geotécnico será capaz de compreender diversos elementos informativos do terreno, tal como: características topográficas gerais do local; listagem das estruturas vizinhas (características construtivas e anotações de eventuais danos às mesmas); nível freático do solo. Outra procedência de informações para se dar início aos trabalhos é a documentação oficial do espaço em que a obra será implantada, como por exemplo, cartas (topográficas, geológicas, sísmicas, de solos, etc.). A prospecção geológico-geotécnica tem por objetivo perceber o tipo, a

constituição, a caracterização mecânica e outras propriedades do solo que abrange o local de interesse. Assim como visto em 2.2, alguns dos ensaios de campo utilizados para a realização deste estudo e classificação dos solos são: o SPT (*Standart Penetration Test*), o CPT (*Cone Penetration Test*), o pressiômetro de Ménard (PMT), pressiômetro auto-perfurador (SBPT) e o dilatômetro de Marchetti (DMT).

A execução de contenções periférica em meio urbano apresenta o maior número de condicionamentos relativos a envolvente da obra, tais como: o acesso à obra, a existência de edificações próximas ao local, e o espaço disponível para estaleiro da obra. A existência de edifícios ou outros tipos de construções na periferia do espaço da obra condicionam a escolha da solução de contenção e dos equipamentos a utilizar para a sua execução, quer por seu peso ou pelos ruídos e vibrações que produzem.

Sendo assim, torna-se fundamentalmente importante a utilização de metodologias que permitam, em uma primeira observação, identificar o tipo de contenção mais aconselhável, algumas das diferentes maneiras de seleção são em função: da economia (menor custo para um nível de qualidade alvo); da rapidez (tão grande quanto possível para custos e qualidade aceitáveis); do tipo de terreno e de condições de percolação/posição do nível freático (a partir desta condição apenas alguns métodos são exequíveis); entre outros (Brito et al., 2021).

3.2 Tipos de estruturas

No que concerne ao processo construtivo, materiais empregues, campo de aplicação e equipamentos utilizados, as estruturas de contenção flexíveis podem ser de variados tipos, tal como: paredes moldadas, paredes tipo Berlim, cortina de estacas-prancha, cortina de estacas moldadas, entre outros. (Guerra, 2008).

Quanto aos materiais utilizados em sua execução, as alternativas geralmente são em betão armado (paredes moldadas e cortinas de estacas moldadas); estruturas metálicas (como cortinas de estacas-prancha); e até mesmo metodologias relacionadas ao melhoramento do solo, com o recurso à calda de cimento para a execução de painéis de *Cutter Soil Mixing* ou colunas de *Jet Grouting* (Gomes, 2014).

Relativamente à forma como é garantida a estabilidade, podem ser:

- Simplesmente encastradas, ou auto-portantes (Figura 20(a));
- Mono-apoiadas – mono-ancoradas ou mono-escoradas (Figura 20(b));
- Multi-apoiadas – multi-ancoradas ou multi-escoradas (Figura 20(c)).

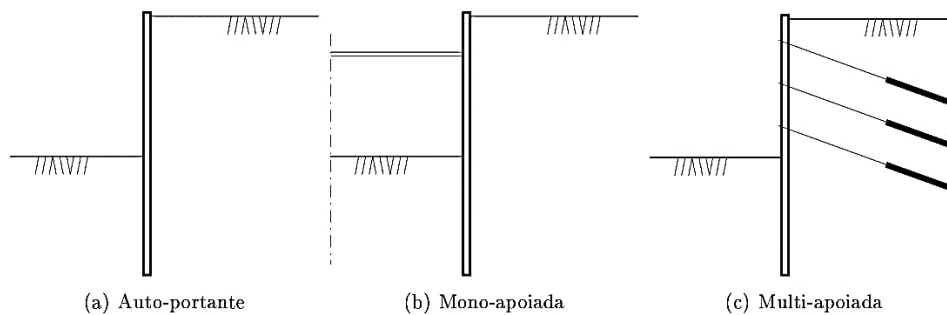


Figura 20 - Tipos de estruturas de suporte flexíveis (Guerra, 2008)

O elemento posicionado à face da escavação é comumente denominado “cortina” ou “parede”. Os elementos lineares que lhe dão apoio identificam-se por escoras, quando no interior do corte, e ancoragens, quando são instalados no interior do maciço às costas da cortina (Fernandes, 1990).

Geralmente, com a construção de contenções periféricas, fica pressuposto que, em conjunto deste tipo de construções, são executados elementos auxiliares que lhe fornecem apoio e absorvem os impulsos exercidos pelos maciços (Aguiar & Martins, 2005), nomeadamente:

- Escoramentos - geralmente estruturas de carácter provisório, os quais são removidos quando a estrutura escorada possui capacidade para se auto-suportar. Constituídos por elementos de madeira, metálicos ou de betão. Normalmente é a solução mais económica em comparação à solução das ancoragens, dependendo da geometria e dimensões da zona a escavar. Preferencialmente é utilizado para apoiar estruturas em cantos ou em paredes opostas próximas;
- Ancoragens - estruturas de carácter provisório ou definitivo, quando projetadas para uma vida útil superior a dois anos. Solução definida como ideal em muitos casos, devido ao impacto positivo, tanto nos avanços dos trabalhos quanto na qualidade da construção. De maneira simplificada, o seu processo construtivo consiste na execução de um furo no terreno, posicionando em seguida o cabo de ancoragem e criação do bolbo de selagem, depois realiza-se a injeção da calda de cimento para a selagem dos cabos da ancoragem, por fim, faz-se o tensionamento dos cabos, recorrendo à macacos hidráulicos. Um dos aspetos importantes que se deve ter em conta no dimensionamento das ancoragens é o comprimento do bolbo de selagem que depende das características do terreno e carga aplicada;
- Bandas de laje - utilizadas geralmente quando não é possível o emprego das ancoragens, em razão de condicionamentos externos, e, em situações onde o uso de escoras não é a melhor opção. Para apoio à contenção, são realizadas bandas de laje no perímetro da obra, posicionadas nas cotas pré-designadas no projeto para as lajes dos pisos enterrados.

Brito (2002) listou algumas das vantagens e desvantagens da solução de escoramentos sobre as ancoragens. Com relação às vantagens, não é necessária a ocupação do terreno na vizinhança, além de consistir em um procedimento simples e rápido para pequenas escavações, e, é consideravelmente mais barato na maioria das situações. Referente às desvantagens, condiciona substancialmente o acesso e a construção no local. No tocante às bandas de laje, conforme Aldeias (2011), a grande vantagem é a não

ocupação de terrenos vizinhos, no entanto, a desvantagem é com relação ao maior tempo de execução e condicionamento dos trabalhos de escavação.

Convém destacar que, sensatamente, é possível a utilização de uma solução de contenção que conjuga mais de um tipo de estrutura auxiliar. Como por exemplo, a utilização de escoramentos para apoio nos cantos e o uso de ancoragens ao meio dos painéis, assim como representado na Figura 21.

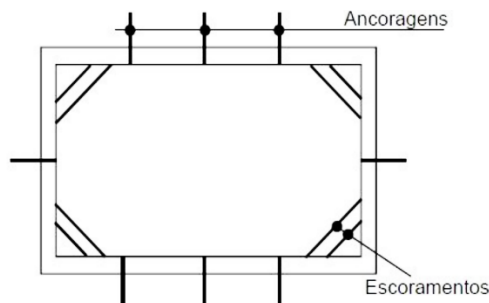


Figura 21 - Planta de ancoragens e escoramentos no suporte de uma parede tipo Berlim (Couto, 2014)

Agora, importa destacar o processo construtivo com relação à execução das seguintes soluções de contenção flexíveis, cortina de estacas moldadas e das paredes tipo Berlim definitivas, as quais foram utilizadas como solução para o caso de estudo, como se verá no Capítulo 6.

3.2.1 Cortina de estacas moldadas

A solução consiste na execução de estacas em betão armado diretamente no interior do solo, antes da realização da escavação. As estacas moldadas no terreno poderão estar mais ou menos afastadas entre si (cortina de estacas espaçadas; cortina de estacas tangentes), e, capazes de se intersectar (cortina de estacas secantes) (Brito et al., 2021). Ademais, podem também, apresentar alterações com relação a sua profundidade ao longo do comprimento da contenção (Meireles e Martins, 2006).

Neste tipo de contenção, além dos elementos principais, que são as estacas, tem-se a viga de coroamento, as vigas de solidarização intermédias/distribuição e, quando necessário, os elementos auxiliares (escoramentos, ancoragens e/ou bandas de laje). A viga de coroamento em sua essência, tem a função de distribuição dos esforços ao longo das estacas, fornecendo uma maior rigidez no topo da estrutura. As vigas de solidarização intermédias possuem a mesma função que a de coroamento, no entanto, o seu posicionamento é a um nível interior na face da escavação, ao longo do fuste das estacas. A escavação pode ser realizada faseadamente, ao passo da execução da viga de coroamento, vigas intermédias e elementos auxiliares (Brito, 2002).

De forma sucinta, o faseamento construtivo de uma cortina de estacas consiste em (Brito et al., 2021):

1. Execução dos muros guia;
2. Rebaixamento do nível freático (eventualmente);
3. Execução das estacas em betão armado;
4. Início da escavação;
5. Execução da viga de coroamento;

6. Execução dos elementos auxiliares;
7. Sequência de escavação, execução de vigas intermédias e posicionamento dos elementos auxiliares até à cota de fundo.



Figura 22 - Contenção periférica de cortina de estacas moldadas com ancoragens, em Barcelona (ZeroInfinito, 2010)

3.2.2 Paredes tipo Berlim definitivas

Neste tipo de estrutura de contenção flexível realiza-se previamente a instalação de perfis metálicos, I ou H, em furos executados na zona periférica da área a escavar. Seguidamente a escavação é encaminhada por níveis e acompanhada da execução alternada dos painéis em betão armado, primários e secundários, estes últimos são executados depois dos primários (Guerra et al., 2003). A Figura 23 representa a descrição geral do faseamento construtivo deste tipo de contenção e a Figura 24 de forma detalhada as fases V e VI.

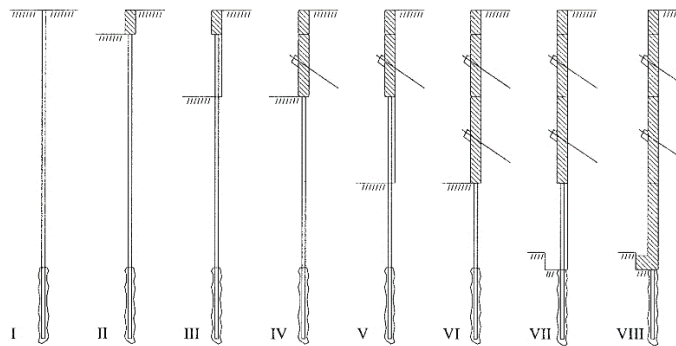


Figura 23 - Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas (Guerra et al., 2003)

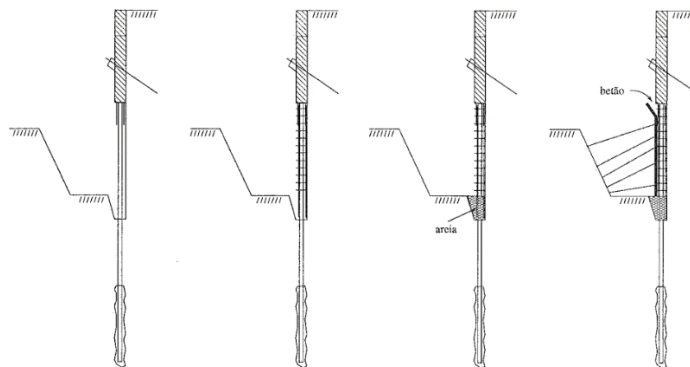


Figura 24 - Descrição detalhada fases V e VI do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas (Fernandes et al., 2021)

Processo construtivo (geral):

1. Furação, instalação dos perfis e selagem;
2. Execução da viga de coroamento;
3. Escavação do 1º nível, por painéis alternados (painéis primários);
4. Execução, dos painéis primários, instalação das ancoragens e aplicação do pré-esforço;
5. Escavação dos painéis secundários, execução dos painéis e eventuais ancoragens;
6. Escavação do 2º nível, por painéis alternados;
7. Execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens, de acordo com o indicado em IV e V;
8. Repetição do processo anterior até ser atingido a cota de fundação;
9. Execução, das sapatas de fundação de modo alternado.



Figura 25 - Banquetas entre painéis primários (Brito, 2001)



Figura 26 - Contenção periférica tipo Berlim definitivo em Lisboa (Santos, 2011)

3.3 Dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis

3.3.1 Introdução

São diversos os casos onde estruturas interagem com maciços terrosos por meio de uma interface estrutural vertical. Em consequência dessa interação, forças denominadas como impulsos são aplicadas pelo solo à estrutura (Fernandes, 2020).

As estruturas de suporte flexíveis são aquelas que, diferentemente das rígidas, experimentam em serviço deformações por flexão capazes de condicionar a grandeza e a distribuição dos impulsos do terreno que atuam sobre as mesmas. Dessa forma, a deformabilidade da estrutura modifica o diagrama de impulsos, o que faz variar novamente as deformações estruturais. Estes casos são denominados como problemas de interação solo-estrutura (Guerra, 2008).

Geralmente, em situações de interação solo-estrutura, não é possível calcular a real força aplicada somente recorrendo a equações de equilíbrio estático, em razão da sua dependência das relações tensão-deformação-resistência do solo e da própria estrutura. Em termos estruturais, integram um sistema indeterminado ou hiperestático (Peck, 1972). Atualmente estes sistemas podem ser analisados por intermédio de métodos de análise numérica, utilizando o método dos elementos finitos (MEF), os quais também fornecem informações referentes ao estado de deformações no maciço envolvente, o que será visto mais pormenorizadamente no Capítulo 4.

Importa destacar que, a distribuição dos impulsos promovidos pelo maciço à estrutura, os quais provocam deformações, está relacionada com o efeito de arco em solos, apresentado por Terzaghi (1943). Este autor defende que, no instante em que uma parte da estrutura que suporta uma massa de solo se distancia desta, mantendo-se a restante parte na posição inicial, o solo próximo à primeira tende a acompanhá-la. Nesta situação, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura que se afastou e aumentam nas parcelas que se mantiveram imóveis (ou que se deslocaram menos, ou até que se deslocaram contra o solo).

De acordo com Fernandes (1990), a grandeza e a distribuição dos impulsos por efeito de arco não são somente dependentes das deformações por flexão sofridas pela cortina; mas também, das condições de apoio, particularmente da posição e rigidez dos elementos de apoio, assim como dos eventuais pré-esforço aplicado nestes elementos e, do processo construtivo da estrutura de contenção. Depende ainda, do estado inicial de tensão do solo. O estado de tensão de repouso determina as alterações do estado de tensão associado à escavação, assim como os impulsos sobre a estrutura de suporte.

No que concerne às estruturas de contenção flexíveis, o peso da parede de contenção não possui efeito de suporte significativo. A espessura da parede é a ideal para um desempenho estrutural adequado sob esforços de flexão e transverso, provocados pelos impulsos e pelas estruturas de apoio (Fernandes, 2020). Em qualquer uma das situações, uma cortina flexível é comumente uma estrutura esbelta e, por essa razão, funcionando acima de tudo à flexão (Guerra, 2008).

Em suma, as verificações de segurança fundamentais nas estruturas de suporte flexíveis são referentes: à rotura global, a movimentos excessivos, à rotação e/ou translação da estrutura e à perda de equilíbrio vertical (Guerra, 2008).

3.3.2 Métodos para cálculo de impulsos

No caso das estruturas de suporte rígidas, os movimentos mais importantes a que estão sujeitas são movimentos de corpo rígido e os impulsos de terras que nelas se desenvolvem podem ser determinados por diversas teorias de cálculos de impulsos. Em outras palavras, os impulsos são calculados independentemente da estrutura de suporte. Entretanto, no que se refere às estruturas de suporte flexíveis, estas são tratadas de forma diferenciada, em razão dos diagramas de impulsos a que estão sujeitas (devido à flexibilidade da cortina) não serem, em alguns casos, provenientes de teorias clássicas de cálculo de impulsos (Guerra, 2008). Como referido, estes casos são geralmente tratados por métodos de análise numérica, usando o método dos elementos finitos (MEF).

Em situações em que o dimensionamento pode ser tratado de forma adequada através de teorias clássicas para cálculo dos impulsos, realiza-se a análise das forças máxima e mínimas de interação solo-estrutura, aqui denominadas impulso ativo e impulso passivo, respetivamente. Pode-se realizar o estudo destas forças pela aplicação de soluções cientificamente fundadas, como na teoria de Coulomb e na teoria de Rankine (Fernandes, 2020).

A análise das tensões horizontais é o principal interesse de estudo em estruturas de contenção. O coeficiente de impulso, K , fornece uma proporcionalidade entre a tensão horizontal efetiva, σ'_h , e a tensão vertical efetiva, σ'_v . As tensões horizontais, tipicamente aumentam com a profundidade, assim como as tensões verticais (Verruijt, 2017).

De acordo com Verruijt (2017), no que se refere ao impulso ativo, pode-se esperar que o menor valor da tensão horizontal ocorra no caso de um muro de suporte que está a afastar-se do solo. Com relação ao impulso passivo, é o caso em que a tensão horizontal do solo tem o seu maior valor, como por exemplo, uma parede vertical que está a ser empurrada na direção horizontal contra o solo. Por fim, se os deslocamentos horizontais da parede forem praticamente nulos, a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical é indicada como estado de tensão de repouso, ou seja, coeficiente de impulso repouso. Na Figura 27 é apresentada a variação do coeficiente K com o deslocamento, e identificados os estados ativo (K_a), passivo (K_p) e de repouso (K_0).

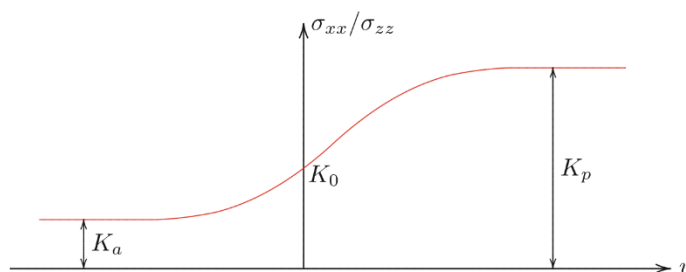


Figura 27 - Tensão horizontal em função do deslocamento (Verruijt, 2017)

Sumariamente para a compreensão do problema de impulsos de terras em estruturas rígidas apresentam-se os seguintes factos (Guerra, 2008):

1. Existe um valor mínimo de carga que deve estar aplicado ao terreno para que este seja estável, conseqüentemente se valores menores a este forem aplicados, ocorrerá o colapso (K_a);
2. Existe um valor máximo de carga que pode ser aplicado ao terreno para que este permaneça estável, conseqüentemente se valores superiores a este forem aplicados ocorrerá o colapso (K_p).

Agora, no que se refere às estruturas de contenção flexíveis, estas experimentam em serviço deformações por flexão que condicionam a magnitude e a distribuição dos impulsos. Dependendo da profundidade de escavação projetada, a escavação poderá ocorrer sem a utilização de elementos auxiliares de apoio para a estabilidade, solução conhecida como simplesmente encastrada, ou pode ser seguida de um ou mais níveis de estruturas de apoio (escoras, ancoragens e/ou bandas de laje) (Fernandes, 2020).

A seguir, destacam-se alguns aspetos com relação ao dimensionamento de três diferentes tipos de estruturas de contenção flexíveis (a última, mais pormenorizadamente, em razão da solução do caso de estudo): simplesmente encastradas, mono-apoiadas e multi-apoiadas.

3.3.2.1 Simplesmente encastradas

Neste caso, comumente a estrutura de contenção é instalado no terreno antes da escavação e apresenta uma altura de encastramento significativa. Os impulsos são mobilizados ao longo do encastramento, sendo o seu comprimento definido de forma a suportar o impulso do terreno adjacente à escavação. Os métodos comuns de projeto são os de equilíbrio limite, o quais envolvem a consideração de impulsos ativos e passivos. O dimensionamento fundamenta-se principalmente no cálculo da altura da parede encastrada e distribuição do momento fletor (Fernandes, 2020).

3.3.2.2 Mono-apoiadas

Nesta situação, em que as paredes que possuem um apoio simples, a altura do encastramento é menor do que nas paredes simplesmente encastradas (em condições semelhantes). Geralmente, o dimensionamento é realizado por intermédio de dois tipos de métodos, métodos de apoio simples (que considera a existência, no pé da cortina, de um apoio simples ou móvel) e métodos de apoio fixo (que considera a existência, no pé da cortina, de um apoio fixo). Assim como para o cálculo das simplesmente encastradas, considera-se a mobilização de impulsos ativos e passivos. A equação de equilíbrio de forças horizontais possibilita a determinação da força no elemento de apoio. Baseado no diagrama de momentos fletores realiza-se o dimensionamento da cortina (Guerra, 2008).

3.3.2.3 Multi-apoiadas

De acordo com Guerra (2008), nos casos em que, se considera uma rotação em torno da base ou uma translação da estrutura de suporte, se desenvolvem impulsos que podem ser tratados pelas teorias de Rankine e Coulomb. Entretanto, as soluções apoiadas não causam um movimento deste tipo, sendo assim, estas teorias, à partida, não serão válidas.

Uma cortina apoiada primordialmente funciona através da rigidez dos apoios, os quais restringem os deslocamentos. Neste sentido, admite-se que os deslocamentos serão relativamente pequenos no topo da cortina, e crescendo em profundidade. O prosseguimento da escavação abaixo do primeiro nível de apoios provocará um movimento de rotação em torno do topo. Após o posicionamento do segundo nível, a fase seguinte da escavação resultará em novos deslocamentos abaixo deste nível. Resumidamente, o movimento da cortina pode ser descrito como uma rotação em torno do topo, dirigida para a escavação (esquema ilustrado na Figura 28). Entretanto, a deformada real dependerá de diversos fatores, como por exemplo, altura enterrada da cortina, condições de apoio, da rigidez da cortina. Por consequência, a magnitude dos impulsos e a forma do diagrama de impulsos podem sofrer alterações relevantes (Guerra, 2008).

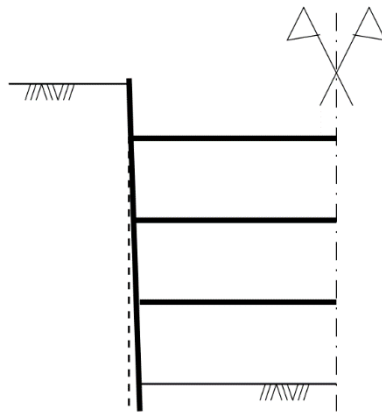


Figura 28 - Movimento de cortina escorada: hipótese de rotação em torno do topo (Guerra, 2008)

Neste contexto, observou-se que, sobretudo a partir de alguns trabalhos de Terzaghi, não seria possível o desenvolvimento de uma teoria para o cálculo de impulsos em estruturas de contenção flexíveis, em razão de dependerem de fatores como os listados no parágrafo anterior, tratando-se de um problema de interação solo estrutura. Neste sentido, o impulso no contato entre o solo e a estrutura não pode ser explicado por nenhuma teoria de impulsos, e sim como o resultado do processo de interação (Guerra, 2008).

Um amplo conjunto de medições de esforços em escoras para suporte de cortina foi realizado por Terzaghi e Peck (1967), a partir deste, deduzidos os correspondentes diagramas de pressões na cortina. Os resultados das análises indicaram que a forma dos diagramas de pressões aparentes e a sua grandeza variam muito substancialmente, ainda que na mesma escavação, o que se atribui a fatores relacionados ao processo construtivo. Terzaghi e Peck resumiram e estudaram os resultados das observações disponíveis e propuseram os diagramas envolventes que se apresentam na Figura 29. Atualmente estes diagramas são muitas vezes utilizados para o pré-dimensionamento das cargas em elementos auxiliares de apoio, em estruturas de suporte flexíveis multi-apoiadas.

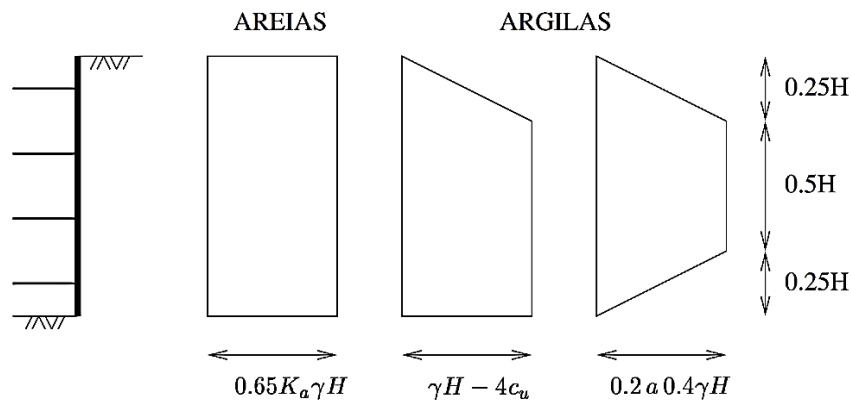


Figura 29 - Diagramas de Terzaghi e Peck, 1967 (Guerra, 2008)

Para a análise destas estruturas é necessário o recurso ao método dos elementos finitos ou outros métodos que permitam a consideração do comportamento tensão-deformação do maciço, e a evolução dos esforços instalados na estrutura de suporte, ao longo do processo construtivo (Guerra, 2008).

3.3.3 O Eurocódigo 7

Neste ponto, apresentam-se algumas referências do Eurocódigo 7, relativamente às estruturas de contenção flexíveis.

Primeiramente, no que se refere à definição das estruturas de contenção flexíveis (cortinas) o Eurocódigo 7, enfaticamente, destaca o funcionamento à flexão deste tipo de estrutura, juntamente com a baixa contribuição do peso próprio da estrutura no desempenho de sua função de suporte (EN 1997-1, 2010): (9.1.2.2) do EC7, 2010.

Assim como visto, nas estruturas de contenção flexíveis simplesmente encastradas e nas mono-apoiadas é essencial a função da altura enterrada da cortina na sua segurança. Destaca-se que, em alguns casos, de acordo com Guerra (2008), de estruturas multi-apoiadas, sua altura enterrada também tem uma função fundamental. Neste contexto, o Eurocódigo 7 recomenda que a segurança seja aferida considerando a ocorrência de erros geométricos na avaliação desta altura (9.3.2.2, EN 1997-1, 2010).

No tocante às considerações de projeto e de construção, de forma geral o Eurocódigo 7 indica em 9.4 que, deve ser demonstrado que o equilíbrio vertical da estrutura é garantido para as distribuições de pressões e ações sobre a estrutura. Além de, tanto quanto possível, o dimensionamento estrutural deverá ser realizado de maneira que a aproximação de um estado limite último se manifeste por sinais visíveis. Também considera que, para diversos tipos de estruturas de suporte deverá admitir-se que se atingiu um estado limite crítico caso a estrutura tenha se deslocado suficientemente para causar danos a outras estruturas ou redes de serviços vizinhas. Ainda que, o colapso da própria estrutura possa não ser iminente, os danos causados poderão exceder de forma considerável um estado limite de utilização na estrutura suportada.

Com relação à determinação das pressões de terras, o Eurocódigo 7 orienta em 9.5 que, devem ser tidos em conta o tipo e amplitude admissíveis dos movimentos e deformações que poderão ter lugar no estado limite de consideração.

Por fim, pertinente ao caso de estudo, focaliza-se também na seção 9.8 do Eurocódigo 7, referente ao dimensionamento em relação aos estados limites de utilização. Nesta consta que, na determinação de valores de cálculo dos impulsos de terra deverão ser tidos em consideração o estado de tensão inicial, a rigidez e a resistência do terreno e a rigidez dos elementos estruturais. Ademais, deverá também ser considerada a deformação admissível da estrutura no seu estado limite de utilização, assunto que será abordado mais pormenorizadamente a seguir, em 3.3.4. Conforme visto, de acordo com o Eurocódigo 7, o limite para uma determinada deformação equivale ao valor para o qual poderá ocorrer na estrutura suportada um estado limite de utilização, como por exemplo, fissurações intoleráveis.

Além de que, ainda na seção 9.8 do documento, dispõe que se deve sempre realizar uma estimativa minuciosa das distorções e dos deslocamentos das estruturas de suporte, juntamente com suas consequências nas estruturas e redes de serviços suportadas (a justificção do projeto poderá dar-se ao passo de que os deslocamentos estimados não ultrapassem os valores limites). Em suma, na realização de cálculos de deslocamentos, também devem ser tidos em consideração a rigidez do terreno e do sistema de suporte, assim como o faseamento construtivo.

3.3.4 Deslocamentos admissíveis

A realização de escavações para execução de estruturas de contenção flexíveis, inevitavelmente, produz deslocamentos estruturais e nos maciços terrosos envolventes. No entanto, na execução deste tipo de estrutura é fundamental o controle dos deslocamentos resultantes dos impulsos dos solos suportados. Dependendo do grau de deslocamentos, podem ser postos em risco a segurança no local da obra e de estruturas vizinhas (Kempfert e Gebreselassie, 2006).

De acordo com Puller (1996), já nesta década, em razão da elevada ocupação de subsolos profundos em centros urbanos, elevou-se a importância com relação às condições de projeto quanto à verificação de deslocamentos horizontais e verticais aceitáveis do solo, no contorno e abaixo da escavação. Por esta razão, como já mencionado, durante a fase de projeto são realizados modelos para previsão dos deslocamentos, geralmente recorrendo ao método dos elementos finitos (MEF) e comparados com estudos realizados em obras semelhantes. Ainda de acordo com o autor, métodos numéricos possibilitam uma análise da interação solo-estrutura, além de os deslocamentos serem as principais incógnitas resolvidas pelos métodos (assunto que será visto mais especificamente em 4.1).

Puller (1996) listou alguns dos principais fatores que influenciam a grandeza das deformações nesta fase da obra, são estes: os efeitos da alteração do estado de tensões do solo (horizontais, que podem resultar em deslocamentos horizontais da cortina e, verticais, que podem resultar em empolamentos e assentamentos); as dimensões da escavação; as propriedades do solo; as tensões horizontais iniciais no solo; as condições do nível freático; a rigidez da parede de contenção; a posição e a rigidez dos elementos estruturais de apoio; e o faseamento construtivo. Ademais, consoante a Kempfert e Gebreselassie (2006), enfatiza-se que, com relação ao processo construtivo, quando se realiza a execução da contenção em sua totalidade antes do início da escavação esta, geralmente, sofre deformações menores quando

comparadas a casos em que se executa a estrutura de suporte à medida em que se avança com a escavação.

Com o auxílio da Figura 30, pode-se verificar a dependência do deslocamento horizontal e padrão de assentamento em função do sistema de apoio da estrutura de suporte. Nos casos de estruturas simplesmente encastradas, é possível a verificação da oportunidade para o surgimento de deslocamentos horizontais e verticais à superfície e na direção da escavação. Entretanto, com o emprego de um apoio próximo à superfície, estes deslocamentos são restringidos, acarretando deslocamentos máximos da cortina a meio vão (Kempfert & Gebreselassie, 2006).

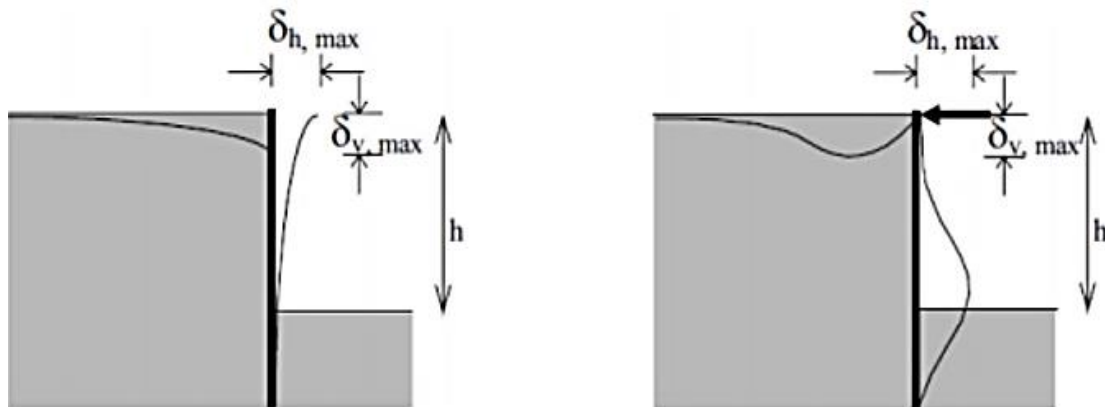


Figura 30 - Diferenças no deslocamento horizontal e padrão de assentamento de uma estrutura de contenção flexível simplesmente encastrada (esquerda) e mono-apoiada (direita) (Kempfert & Gebreselassie, 2006)

Peck (1969), por meio do tratamento dos resultados de análises de numerosas obras, que faziam o uso de estruturas de suporte flexíveis investigou a possibilidade de se estimar os assentamentos à superfície do terreno, junto a escavações. O autor desenvolveu componentes de assentamentos do solo u_v , normalizados pela profundidade de escavação H , contra a distância da escavação (Figura 31). As condições do solo foram reconhecidas como o fator de principal influência mediante a definição de três zonas. Observa-se que, os assentamentos apresentados variam entre $u_v/H < 1,0\%$ para a Zona I (areias e argilas médias a rijas) e $> 2,0\%$ para a Zona III (argilas muito moles até uma profundidade significativa). Ademais, em solos moles a muito moles a extensão lateral dos assentamentos pode alcançar aproximadamente $4H$, enquanto, nas areias e argilas a extensão dos assentamentos é restringida a $2H$. Por fim, como critério de classificação dos solos moles foi estabelecido o número de estabilidade N_b . A abordagem do autor foi confirmada por Lambe (1970), Lambe et. al (1970), O'Rourke (1976) e O'Rourke (1981).

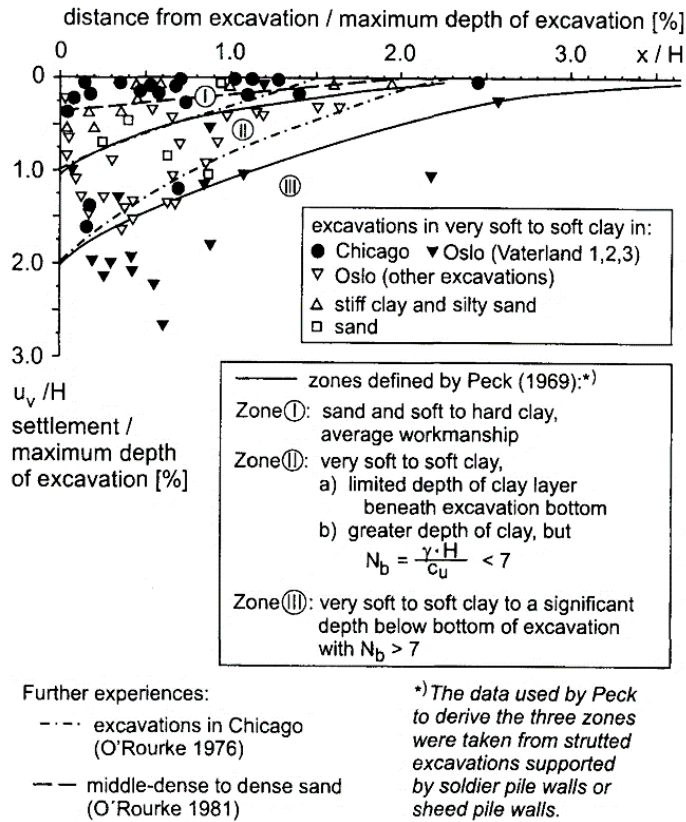


Figura 31 - Resumo dos assentamentos aferidos junto a estruturas de escavações profundas (segundo Peck (1969), complementado) (Moormann, 2004)

Goldberg et al. (1976) estudaram 63 casos em diferentes tipos de solos, provando a influência, das condições dos solos juntamente com o tipo de sistema de suporte adotado, sobre os deslocamentos verificados. Os resultados indicaram que, em areias e cascalhos, como também em argilas rijas, os deslocamentos horizontais máximos da estrutura de contenção chegam a $u_h^{max}/H \leq 0,35\%$ e os máximos assentamentos a $u_v^{max}/H \leq 0,5\%$, metade do valor indicado por Peck (1969) para a Zona I. Além disso, a investigação demonstra que os assentamentos máximos u_v^{max} às costas da escavação são 0,5 a 1,5 vezes o máximo deslocamento horizontal da parede u_h^{max} . Em argilas moles o fator u_v^{max}/u_h^{max} também poderá ser encontrado acima de 2,0 (Figura 32) (Moormann, 2004).

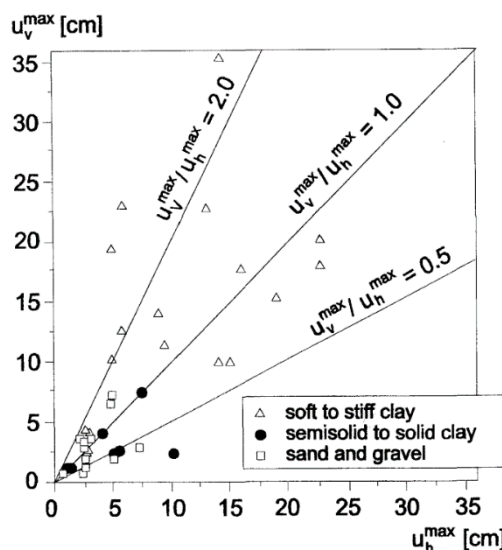


Figura 32 - Comparação dos assentamentos verticais máximos (u_v^{max}) atrás de uma parede de contenção, com os deslocamentos máximos horizontais (u_h^{max}) (Goldberg, Jaworski, & Gordon, 1976)

O banco de dados de Goldberg et al. (1976) foi ampliado em Clough e O'Rourke (1990). Os autores separaram os casos estudados em duas categorias (em razão do foco do caso de estudo, nesta tese somente é abordada a Categoria I). Para argilas rijas, solos residuais e areia (Categoria I) os deslocamentos horizontais máximos das cortinas u_h^{max} foram independentes do tipo de estrutura de suporte, com média de $0,2\%H$, enquanto os assentamentos máximos u_v^{max} foram em média $0,15\%H$ (Figura 33), os quais foram ainda menores do que os recomendados por Goldberg et al. (1976).

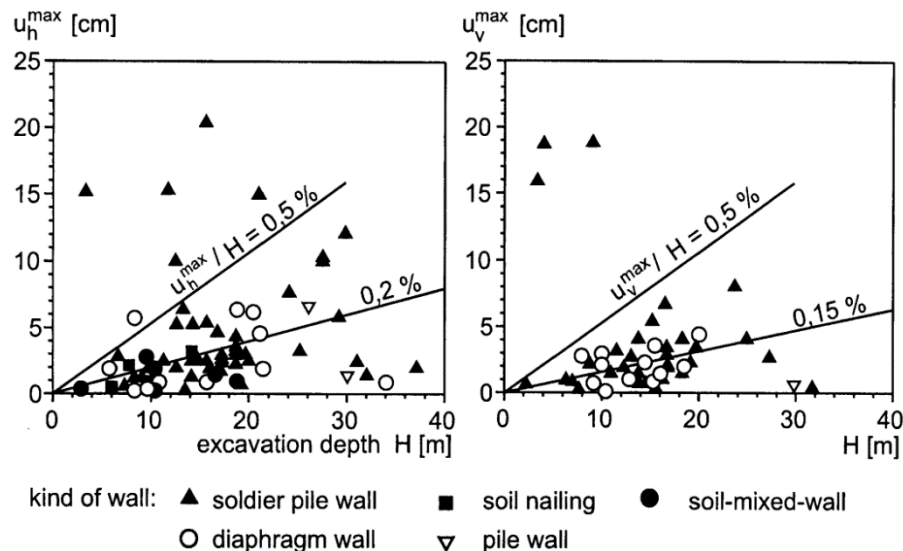


Figura 33 - Influência da profundidade da escavação (H) no deslocamento máximo horizontal da parede (u_h^{max}) e no deslocamento vertical máximo atrás da parede, em argilas rijas e areias (Clough & O'Rourke, 1990)

Long (2001), estudou 296 casos de Peck (1969) e validou os resultados obtidos por Clough & O'Rourke (1990) para solos rijos, com $u_h^{max}/H = 0,05$ a $0,25\%$ e $u_v^{max}/H = 0,0$ a $0,20\%$.

Como último caso, cita-se o trabalho de Moormann (2004), o qual a partir de um extenso banco de dados, com mais de 530 casos de estudo, realizou uma análise empírica do comportamento dos sistemas de suporte de escavações, juntamente com os principais fatores que afetam o comportamento de escavações profundas em solos moles ($c_u = 75 \text{ kN/m}^2$). O autor concluiu que os deslocamentos máximos da parede u_h^{max} , geralmente, permanecem entre $0,5\%H$ e $1,0\%H$ e, em média $0,87\%H$; e medidos a uma profundidade $z = 0,5H$ para $1,0H$ abaixo da superfície do solo. Com relação aos assentamentos máximos u_v^{max} , concluiu que, comumente encontram-se na máxima de $0,1\%H$ a $10\%H$, em média $1,1\%H$; e a uma distância $x \leq 0,5H$ detrás do muro de contenção, porém existem casos com x até $2,0H$. Além de, o resultado da razão u_v^{max}/u_h^{max} variar principalmente entre 0,5 e 1,0, entretanto sem tendências claras. Em suma, afirmou que as condições do terreno e a profundidade H da escavação são os parâmetros de principal influência.

Para conclusão deste capítulo é importante mencionar que, a verificação dos deslocamentos em escavações profundas é realizada por meio de um plano de monitorização, com definição do tipo e da localização dos instrumentos, das grandezas a monitorizar e da periodicidade das leituras (Brito et al., 2021). A instrumentação da obra é realizada antes mesmo do início das escavações. Como por

exemplo, com a utilização de inclinômetros, que são alguns dos instrumentos que frequentemente instalados para realização desta verificação (este assunto será abordado no Capítulo 5) (Ergun, 2008).

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 Introdução

Métodos numéricos que utilizam elementos finitos, possibilitam a análise da interação solo-estrutura e fornecem soluções de deformações. Permitem ter em conta as condições locais, permitindo simular a situação existente e considerar particularidades de cada obra e, incorporar, por exemplo, a simulação das várias fases inerentes ao processo construtivo. Pode ainda ser possível incorporar aspetos relacionados ao tempo, como a dissipação da pressão intersticial. De modo geral, os deslocamentos são as principais incógnitas resolvidas pelos métodos, portanto, a previsão de deslocamentos horizontais e assentamentos verticais é obtida convenientemente por meio desta solução (Puller, 1996).

Potts e Zdravkovic (1999), também consideram que o método dos elementos finitos, quando bem utilizado, é capaz de produzir resultados realistas que são valiosos para problemas práticos de engenharia. No entanto, os autores acreditam que para realização de análises geotécnicas adequadas utilizando esta ferramenta, são necessários alguns conhecimentos específicos, entre eles, uma boa compreensão da mecânica dos solos e da teoria dos elementos finitos; apreciação aprofundada das limitações dos vários modelos constitutivos atualmente disponíveis e; conhecimento do funcionamento do *software* que está a ser utilizado. No que concerne aos modelos constitutivos, o assunto será abordado com mais pormenores a seguir, em 4.1.1.

Sumariamente, de acordo com Fernandes (1983), o método dos elementos finitos quando aplicado ao problema em questão, possibilita:

- a) A consideração das condições do terreno, como a sua estratigrafia e a posição do nível freático, tal como a geometria da escavação;
- b) A simulação das fases construtivas, portanto, a análise não só da situação final, mas de todas as fases intermédias;
- c) A consideração da rigidez e condições de apoio da estrutura e do pré-esforço, rigidez, inclinação e comprimento das ancoragens;
- d) A incorporação no cálculo de diferentes equações constitutivas para caracterizar o comportamento mecânico dos vários materiais envolvidos no problema;
- e) A determinação das pressões de terra e esforços instalados na cortina e nas ancoragens ao longo da construção, juntamente com os deslocamentos da superfície do terreno;
- f) O estudo de diferentes hipóteses de solução para um determinado caso, articulando, características da estrutura de suporte, variadas sucessões das fases construtivas e vários comportamentos dos materiais envolvidos, desta maneira, podendo guiar-se para soluções mais otimizadas, e conseqüentemente mais económicas.

Por último, salienta-se que, o método dos elementos finitos, quando utilizado para estudo de problemas geotécnicos, deve ser aferido com o real comportamento das obras. Desta maneira, verificando a adequação da simulação das diferentes fases construtivas e solicitações, juntamente com a ponderação

dos modelos e parâmetros usados para a caracterização do comportamento mecânico dos materiais presentes (Fernandes, 1983).

4.1.1 Modelos constitutivos

Em síntese, o comportamento mecânico de solos poderá ser modelado em vários graus de precisão. A Lei de Hooke, da elasticidade linear, por exemplo, pode ser considerada como a relação tensão-deformação mais simples disponível. Entretanto, a utilização de apenas dois parâmetros de entrada, nomeadamente o módulo de deformabilidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν , é geralmente insuficiente para representar o comportamento do solo. Porém, o modelo elástico linear perfeitamente plástico, Mohr-Coulomb, pode ser considerado para uma primeira aproximação para previsão deste comportamento (PLAXIS, 2011). No entanto, destaca-se que, de acordo com Schweiger (2002), ao empregar o modelo Mohr-Coulomb (ou qualquer outro que incorpore uma componente elástica linear), ainda que possam ser obtidos deslocamentos laterais da parede razoáveis, os assentamentos calculados são frequentemente incorretos e o empolamento do fundo da escavação é sobrestimado de forma significativa.

O programa de elementos finitos PLAXIS foi o *software* utilizado para a previsão do comportamento da estrutura de contenção analisada no caso de estudo. Por esta razão, a seguir, destacam-se alguns dos aspetos relacionados com os modelos constitutivos empregues neste trabalho, sendo eles *Hardening Soil* (HS) e *Hardening Soil Small-Strain Stiffness* (HSsmall), tal como definidos no *software* PLAXIS. Inicialmente é apresentado o modelo Mohr-Coulomb (MC), em razão do seu aproveitamento para a compreensão dos modelos HS e HSsmall, e necessidade de se recorrer a estes modelos mais avançados.

4.1.1.1 Modelo Mohr-Coulomb (MC)

O modelo Mohr-Coulomb (MC) é um modelo elástico linear perfeitamente plástico. O princípio básico da elastoplasticidade é que as deformações e as taxas de deformação são decompostas em uma parte elástica e uma parte plástica (Figura 34). Para utilização deste modelo constitutivo são necessários cinco parâmetros básicos, nomeadamente, o módulo de elasticidade ou módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) para a elasticidade do solo; o ângulo de atrito interno (φ) e coesão (c) para a plasticidade do solo e o ângulo de dilatância (ψ).

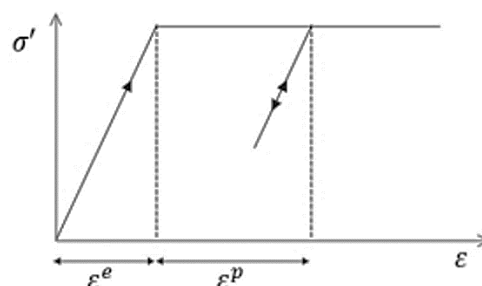


Figura 34 - Ideia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (PLAXIS, 2011)

Normalmente, os estados de tensão efetiva são muito bem descritos utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb (Figura 35) (PLAXIS, 2011).

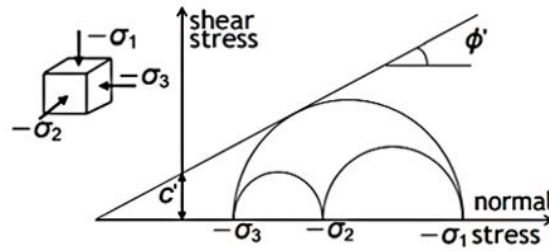


Figura 35 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2011)

Os parâmetros de entrada necessários para utilização do modelo constitutivo Mohr-Coulomb podem ser obtidos a partir de ensaios relativamente básicos, em amostras de solo. Esses parâmetros e respectivas unidades são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros de entrada modelo Mohr-Coulomb (PLAXIS, 2011)

c'	Coesão efetiva	[kN/m ²]
φ'	Ângulo de atrito efetivo	[°]
Ψ	Ângulo de dilatância	[°]
E'	Módulo de deformabilidade	[kN/m ²]
ν	Coefficiente de Poisson	[-]

O programa PLAXIS permite considerar uma rigidez crescente linearmente em profundidade através do parâmetro E_{inc} que corresponde ao acréscimo de rigidez por metro de profundidade (dado em kN/m²/m). Este acréscimo é considerado a partir de um nível de referência, y_{ref} , ou seja, para níveis acima ou iguais a y_{ref} (mais próximo à superfície), a rigidez corresponde ao valor adotado para E'_{ref} e para níveis abaixo desse valor são considerados valores de rigidez superiores. Contudo, apesar de poder ser considerada uma rigidez crescente em profundidade, o modelo não abrange a dependência da tensão, nem considera o aumento da resistência ao corte com a consolidação

4.1.1.2 Modelo *Hardening Soil* (HS)

O modelo *Hardening Soil* (HS) é considerado um modelo avançado para a simulação do comportamento do solo. Contrariamente ao modelo elástico perfeitamente plástico, o modelo *Hardening Soil* apresenta uma superfície de escoamento que não é fixa no espaço de tensão principal, podendo expandir em razão da deformação plástica, correspondendo a um modelo elastoplástico com endurecimento.

O modelo abrange dois tipos principais de endurecimento, o endurecimento por corte e o endurecimento por compressão. Assim como no modelo Mohr-Coulomb, os estados limites de tensão são expressos por intermédio do ângulo de atrito φ , coesão c e ângulo de dilatância, ψ ; entretanto, no que concerne ao modelo HS, a variação de rigidez do solo é caracterizada com maior precisão. Este modelo considera três parâmetros distintos de rigidez de entrada: a rigidez de carregamento triaxial (para 50% de resistência), E_{50} ; a rigidez de descarregamento triaxial, E_{ur} ; e módulo edométrico, E_{oed} . Segundo PLAXIS (2011), a seguinte relação é sugerida: $E_{ur} \approx 3E_{50}$ e $E_{oed} \approx E_{50}$, por serem identificados como valores médios para variados tipos de solo. Porém em solos muito macios ou muito rígidos poderá ser recomendada outra relação E_{oed}/E_{50} . Os valores são inseridos pelo utilizador.

O modelo *Hardening Soil* considera a variação da rigidez com a profundidade, ou seja, o aumento da rigidez com a tensão de confinamento. Para isto, todos os valores do módulo de deformabilidade estão associados a uma tensão de referência, p^{ref} , definida por defeito 100 kPa, e podendo ser ajustada pelo utilizador (PLAXIS, 2011).

No que concerne às principais limitações do modelo, de acordo com o manual do *software*, ainda que este seja considerado um modelo avançado, existem algumas características do comportamento real dos solos que o modelo não inclui. Por exemplo, é um modelo de endurecimento que não considera o amolecimento. Ademais, o modelo não diferencia a maior rigidez em pequenas deformações e rigidez reduzida em grandes deformações, portanto os parâmetros de rigidez deverão ser determinados consoante aos níveis de deformação esperados.

Resumidamente algumas das características básicas do modelo são:

- Rigidez dependente da tensão de acordo com uma lei de potência (parâmetro de entrada m);
- Deformação plástica devido a carregamento desviatório (parâmetro de entrada E_{50}^{ref});
- Deformação plástica devido à compressão (parâmetro de entrada E_{oed}^{ref});
- Des-/recarregamento Elástico (parâmetros de entrada E_{ur}^{ref} e ν_{ur});
- Rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (parâmetros de entrada c , ϕ e ψ).

Assim como mencionado, alguns parâmetros de entrada do modelo plástico com endurecimento HS coincidem com os do modelo Mohr-Coulomb. Os parâmetros de entrada fundamentais para utilização do modelo HS, juntamente com suas unidades padrão, são listados a seguir (Tabela 2).

Tabela 2 - Parâmetros de entrada modelo *Hardening Soil* (PLAXIS, 2011)

c'	Coesão efetiva	[kN/m ²]
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo	[°]
Ψ	Ângulo de dilatância	[°]
E_{50}^{ref}	Rigidez secante em teste triaxial drenado padrão (a 50% de resistência)	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carregamento edométrico	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Rigidez des-/recarregamento (predefinição $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento	[-]
m	Potência para dependência da rigidez com o nível de tensão	[-]

No que concerne aos diferentes parâmetros de deformabilidade, estes referem-se à diferentes condições de carregamento e níveis de deformação. Durante um ensaio triaxial de amostras de solos, a inclinação inicial da curva tensão-deformação (módulo tangente) é comumente apresentada como E_0 e o módulo secante a 50% de resistência é designado como E_{50} (ver Figura 36). Para materiais com uma grande faixa elástica linear é aceitável utilizar E_0 , entretanto para o carregamento dos solos comumente utiliza-se E_{50} . Para solos, o módulo de descarregamento, E_{ur} , e o primeiro módulo de carregamento, E_{50} , aumentam com a tensão de confinamento. Desse modo, camadas profundas do solo apresentam maior rigidez do que as camadas superficiais.

Em consideração ao módulo do edométrico, E_{oed} , este, em concordância com a Lei de Hooke, pode ser relacionado com o módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson:

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad \text{Eq. 11}$$

Com efeito, uma das vantagens do modelo *Hardening Soil* sobre o modelo Mohr-Coulomb é o controle da dependência do nível de tensão. Durante a utilização do modelo Mohr-Coulomb, o utilizador tem de definir um valor fixo do E , porém sabe-se que para solos reais essa rigidez depende do nível de tensão (Schanz et al., 1999). Logo, é fundamental estimar os níveis de tensão previstos e adoptar valor de rigidez compatível. Contudo, o mesmo não acontece com o modelo HS, uma vez que utiliza um módulo de rigidez E_{50}^{ref} definido para uma tensão efetiva principal mínima de $-\sigma'_3 = p^{ref}$, ou seja, a rigidez secante a 50% da tensão deviatória máxima, para tensão de confinamento igual à pressão referência p^{ref} (ver Figura 37).

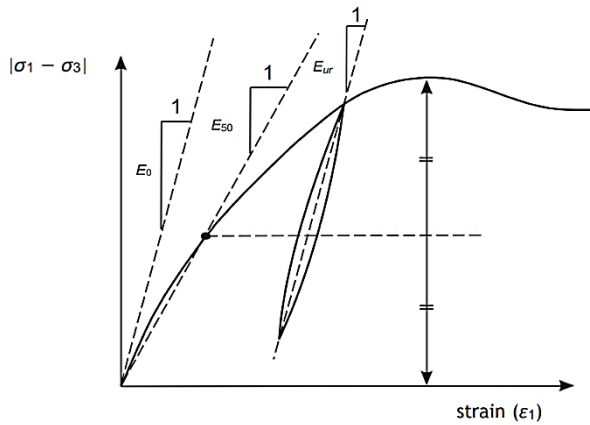


Figura 36 - Definição de E_0 , E_{50} e E_{ur} para os resultados dos ensaios triaxiais drenados (PLAXIS, 2011)

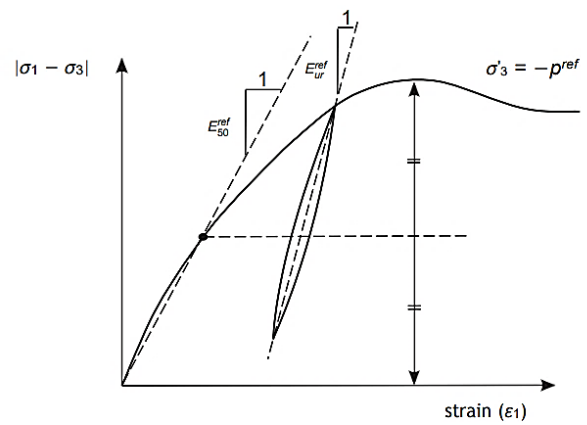


Figura 37 - Definição de E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} para resultados de testes triaxiais drenados (PLAXIS, 2011)

4.1.1.3 Modelo *Hardening Soil Small-Strain* (HSsmall)

O modelo *Hardening Soil Small-Strain* é uma extensão do modelo *Hardening Soil*, o qual considera uma rigidez inicial (máxima) na gama das muito pequenas deformações e redução em função do nível de deformação.

Este comportamento é tido em conta no HSsmall, inserindo os seguintes parâmetros de entrada, G_0^{ref} e $\gamma_{0,7}$, correspondendo respetivamente, ao módulo de distorção inicial e ao nível de deformação a partir do qual o módulo de distorção secante apresenta uma redução em cerca de 70% do módulo de distorção inicial. Como consequência, o modelo *Hardening Soil Small-Strain* (HSsmall) permite essa consideração e oferece deslocamentos mais realistas do que no modelo original HS. Contudo, assim como o modelo HS, o modelo HSsmall não considera o amolecimento (PLAXIS, 2011).

O modelo HSsmall utiliza os mesmos parâmetros de entrada do modelo HS, e dois parâmetros adicionais, necessários para representar a variação da rigidez com a deformação, os quais são, G_0 e $\gamma_{0,7}$ (Tabela 3). O restante dos parâmetros de entrada, seguem os mesmos do modelo *Hardening Soil*.

Tabela 3 - Parâmetros de entrada modelo *Hardening Soil Small-Strain Stiffness* (PLAXIS, 2011)

c'	Coesão efetiva	[kN/m ²]
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo	[°]
Ψ	Ângulo de dilatância	[°]
E_{50}^{ref}	Rigidez secante em teste triaxial drenado padrão	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carregamento edométrico	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Rigidez des-/recarregamento em teste triaxial drenado	[kN/m ²]
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento	[-]
m	Potência para dependência tensional da rigidez	[-]
G_0^{ref}	Módulo de distorção inicial ($\epsilon < 10^{-6}$)	[kN/m ²]
$\gamma_{0,7}$	Nível de deformação por corte em que $G_s = 0,722G_0$	[-]

O parâmetro G_0^{ref} define o módulo de distorção em deformações muito pequenas, com por exemplo, $\epsilon < 10^{-6}$, para uma tensão principal menor de referência de $-\sigma'_3 = p^{ref}$. O coeficiente de Poisson é adotado como uma constante, portanto o G_0^{ref} pode ser calculado a partir do módulo de deformabilidade em deformações muito pequenas, como apresentado na seguinte equação (PLAXIS, 2011):

$$G_0^{ref} = E_0^{ref} / (2(1 + \nu_{ur})) \quad \text{Eq. 12}$$

O nível de deformação por corte, $\gamma_{0,7}$, é a deformação por corte na qual o módulo de distorção secante, G_s^{ref} , é reduzido para $0,722G_0^{ref}$.

4.1.2 Modelação de ensaios triaxiais

No *software* PLAXIS é possível simular rapidamente ensaios laboratoriais (*SoilTest*), como por exemplo o ensaio triaxial, sem a necessidade da criação de um modelo de elementos finitos completo. Essa simulação pode ser efetuada considerando diferentes modelos constitutivos e facilmente variando os parâmetros de entrada, permitindo uma melhor compreensão do modelo e efeito de cada parâmetro. Para além disso, esses resultados podem ser comparados com resultados reais de ensaios laboratoriais, permitindo a otimização dos parâmetros do modelo, de modo que se tenha o melhor ajuste entre os resultados do modelo e os resultados reais (Sloot, 2018).

Realizou-se a simulação de vários ensaios triaxiais, em condições drenadas e não drenadas, recorrendo ao *software* PLAXIS. Para efeitos de análise, foram comparados os resultados obtidos considerando os três modelos constitutivos comentados anteriormente: Mohr-Coulomb (MC), *Hardening Soil* (HS) e *Hardening Soil Small-Strain* (HSsmall).

Os valores considerados para os parâmetros de resistência, na realização desses ensaios, correspondem aos valores adotados no projeto da estrutura de contenção do caso de estudo, para a Zona Geotécnica 2, designada por Argilas e Calcários dos Prazeres descomprimidos, como será visto em 5.3.

Os ensaios foram realizados para condições de carregamento drenado e não drenado. No PLAXIS é possível modelar a resistência de materiais não drenados utilizando parâmetros de tensão efetiva (*Drainage type: Undrained A*), desta forma a resistência não drenada é um resultado do modelo e não um parâmetro de entrada para o *software*. Essa opção está disponível para todos os modelos constitutivos do *software* (PLAXIS, 2011), e foi a definição empregue para a realização dos ensaios não drenados.

Vale lembrar que, na prática, para a definição do tipo carregamento deve-se levar em conta a permeabilidade do solo estudado, a velocidade do carregamento e condições de drenagem. O carregamento drenado é característico de um carregamento lento o suficiente para que não sejam gerados excessos de pressão intersticial, sendo assim, a resposta é dada em tensões efetivas. Por outro lado, o carregamento não drenado é realizado rápido o suficiente para que não haja tempo para que o acréscimo de pressão intersticial se dissipe, portanto, a resposta é dada em tensões totais.

Em suma, foi simulado o aumento da tensão axial após a aplicação de tensão isotrópica de confinamento de valor igual a 100kPa. Os parâmetros utilizados para os ensaios estão presentes na Tabela 4. e os resultados dos ensaios são apresentados e comentados a seguir.

Tabela 4 - Parâmetros utilizados para realização de ensaios triaxiais no *software* PLAXIS, modelos Mohr-Coulomb (MC), *Hardenig Soil* (HS) e *Hardening Soil Small-Strain* (HSsmall)

	Parâmetro	Unidades	Argilas dos Prazeres (M _{Pr})	MC	HS	HSsmall
Parâmetros de Resistência	c'	kN/m ²	75	X	X	X
	ϕ'	°	35	X	X	X
	ψ	°	0	X	X	X
Parâmetros de Rigidez	E	kN/m ²	110 000	X		
	E_{50}^{ref}	kN/m ²	110 000		X	X
	E_{oed}^{ref}	kN/m ²	110 000		X	X
	E_{ur}^{ref}	kN/m ²	330 000		X	X
	ν	-	0,3	X		
	ν_{ur}	-	0,3		X	X
	m	-	0,5		X	X
	G_0^{ref}	kN/m ²	183 673			X
	$\gamma_{0,7}$	-	2×10^{-3}			X

O módulo de distorção G_0^{ref} foi determinado com base no valor da velocidade de propagação de ondas de corte, V_s , obtido através de ensaios sísmicos realizados no local de estudo, sobre os materiais em questão (ver 6.3.2). No que se refere ao parâmetro $\gamma_{0,7}$, que é o nível de deformação onde o módulo de rigidez apresenta redução em cerca de 70% de seu valor inicial, este foi definido tendo em conta os resultados laboratoriais obtidos para o caso de estudo (realizados para a execução do projeto) (Tabela 6) e o trabalho dos autores Vucetic e Dobry (1991) para argilas (Figura 5).

Relativamente ao parâmetro E_{50}^{ref} , procurou-se considerar um valor que fosse compatível com o valor de G_0^{ref} adotado. Note-se que no modelo MC foi considerado valor de módulo de deformabilidade (E) igual ao valor adotado para E_{50}^{ref} no HS e Hsmall, por simplificação.

4.1.2.1 Ensaios em condições drenadas

Nas figuras seguintes são apresentados os resultados correspondentes à curva de tensão deviatórica-deformação axial (Figura 38), deformação volumétrica-deformação axial (Figura 39) obtida nos ensaios triaxiais simulados em condições de carregamento drenado, juntamente com a curva de redução da rigidez, em função da amplitude da deformação (Figura 40 e 41).

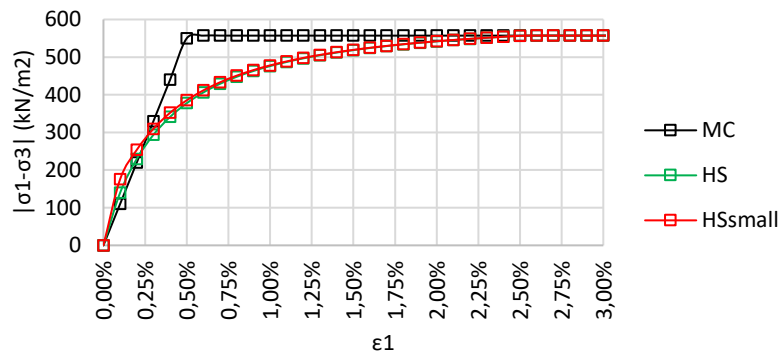


Figura 38 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)

Da análise dos resultados apresentados na Figura 38, observa-se que, nas deformações mais baixas o modelo HSsmall é o que apresenta a maior rigidez. No que se refere aos modelos HS e HSsmall, como esperado, as maiores diferenças entre si são visíveis na gama de pequenas deformações, sendo essa diferença irrelevante à medida que a deformação aumenta. Nos três modelos constitutivos os resultados apresentados são iguais para deformações acima da ordem de 2,50%.

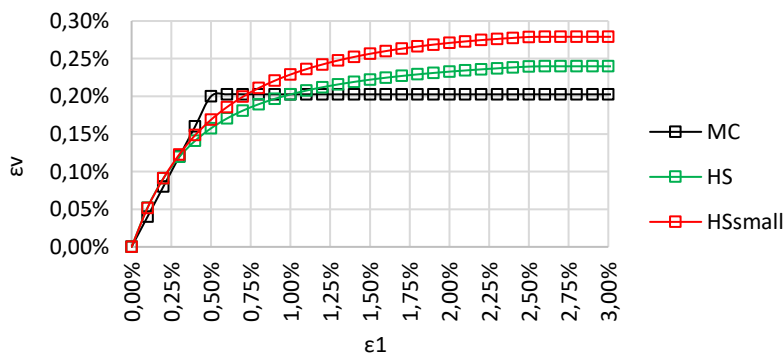


Figura 39 - Comportamento ϵ_v - ϵ_1 ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)

No que concerne às deformações volumétricas (Figura 39), verifica-se que na fase inicial, o modelo MC apresenta menor deformação volumétrica que o HS e HSsmall, para o mesmo nível de deformação axial, sendo os resultados obtidos nestes dois últimos muito semelhantes. Depois, o modelo MC apresenta as maiores deformações volumétricas até seguir com um comportamento constante a partir de 0,50% (ϵ_1), tendência que não se verifica com o modelo HS e HSsmall.

Para $\epsilon_1 > 0,75\%$ o modelo HSsmall apresentou maiores deformações volumétricas, apresentando ao final do carregamento deformações aproximadamente 0,05% maiores que as observadas no modelo HS e 0,08% maiores que a do modelo MC. Possivelmente porque, como se verá na Figura 41, o modelo HSsmall é o que apresenta uma curva de redução de E/E_0 com a amplitude da deformação mais acentuada que a dos outros dois modelos.

No que se refere à redução do módulo E com a amplitude da deformação ϵ_1 , por meio da Figura 40 é possível verificar a influência da consideração do módulo G_0 (modelo HSsmall) na curva de redução da rigidez com o nível de deformação. Mais uma vez, nos modelos HS e HSsmall, as diferenças são essencialmente até 0,30% de deformação, sendo que os resultados são praticamente os mesmos para níveis de deformações mais elevados.

Na Figura 41 é apresentada a razão E/E_0 com a amplitude da deformação. Com o auxílio da Figura é possível verificar que a gama de deformações na qual não ocorre redução de rigidez é maior no modelo MC (até cerca de 0,40%) que nos modelos HS e HSsmall. Estes dois último apresentam redução de rigidez a partir de níveis de deformações muito baixos. Lembra-se que os solos tendem a apresentar comportamento verdadeiramente elástico na gama de deformações muito pequenas. A curva de redução de E/E_0 fornecida pelo modelo HSsmall apresentou inicialmente redução mais acentuada que a do modelo HS.

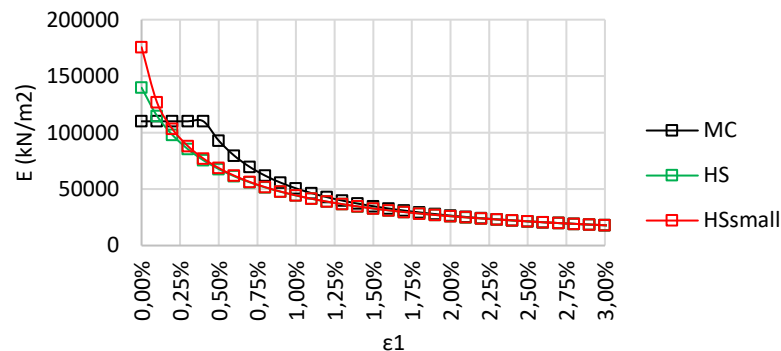


Figura 40 - Curva de redução da rigidez em função da amplitude da deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)

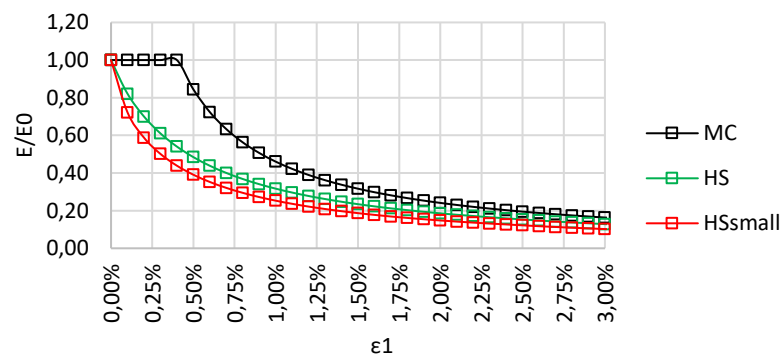


Figura 41 - Curva de E/E_0 em função da amplitude da deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall)

Por fim, destaca-se que, em razão de o modelo HS e o modelo HSsmall utilizarem o mesmo parâmetro E_{50} como *input*, ou seja, uma rigidez de carregamento triaxial para 50% de resistência, associada a uma tensão de referência, $p^{ref} = 100$ kPa, a comparação entre os dois modelos pode ser realizada de forma direta. Entretanto, o mesmo não acontece para o modelo MC, uma vez que, os valores de E considerados

no início do carregamento não são os mesmos, motivo das diferenças encontradas. No primeiro passo de carga o ensaio com MC e HS não têm a mesma rigidez, visto que, foi considerado o valor de $E = E_{50}$ no MC e HS, respetivamente.

4.1.2.2 Análise de sensibilidade (Modelo *Hardening Soil Small-Strain*)

Para uma melhor compreensão do impacto dos valores adotados para os parâmetros associados ao modelo HSsmall, nos resultados obtidos, realizou-se uma análise de sensibilidade aos dois parâmetros exclusivos deste modelo, G_0 e $\gamma_{0,7}$. Também foi realizada a verificação da influência do parâmetro p^{ref} . A simulação foi realizada para condições drenadas.

1) Módulo de distorção inicial G_0

Para analisar isoladamente o impacto que o valor adotado para G_0 (Tabela 4) tinha nos resultados, compararam-se os resultados obtidos anteriormente, com os obtidos considerando o dobro de rigidez ($G_0 \times 2$) e redução para o mínimo permitido pelo *software* ($G_0 \times 0,691$) para este solo, de forma a ser compatível com os restantes parâmetros. Nas Figura 42 e 43 é visível a importância deste parâmetro, sendo que um valor mais elevado da rigidez inicial conduz a menores deformações axiais e volumétricas, como expectável.

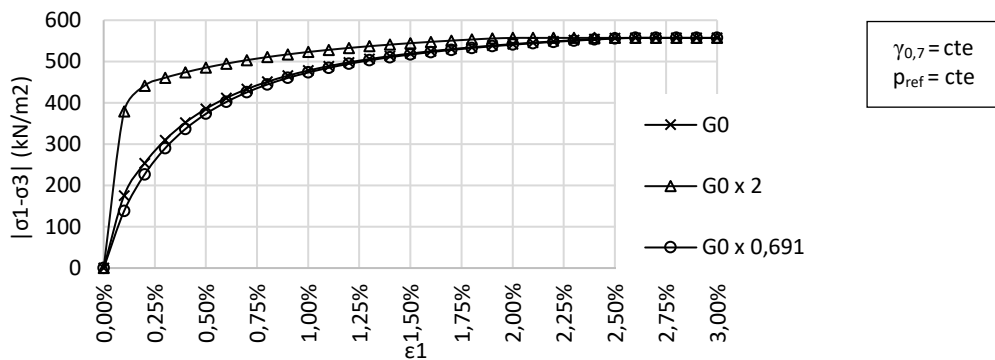


Figura 42 - Evolução da tensão deviatórica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro G_0 (HSsmall)

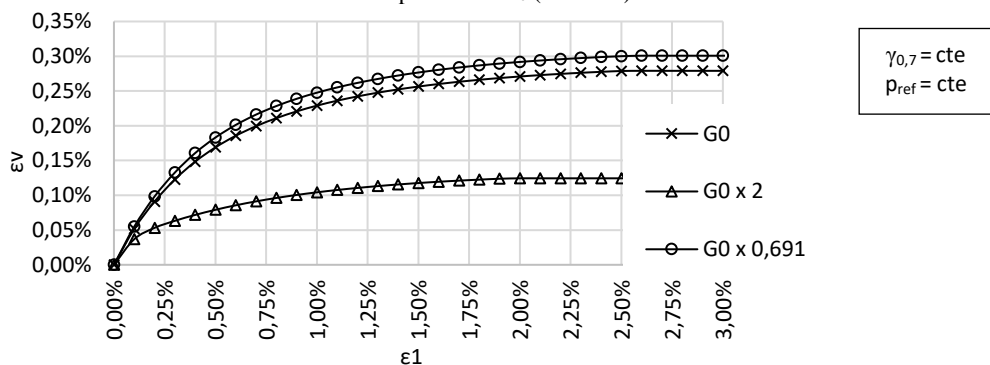


Figura 43 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro G_0 (HSsmall)

2) Distorção limite de referência $\gamma_{0,7}$

No que concerne ao parâmetro $\gamma_{0,7}$, ou seja, nível de deformação para o qual o módulo de distorção apresenta uma redução de cerca de 70% relativamente ao módulo de distorção inicial. Ademais, é o limite comum entre as pequenas deformações e início das médias e grandes deformações (Figura 4). Para valores de deformações superiores ao $\gamma_{0,7}$, iniciam-se mudanças significativas na estrutura do solo.

Assim sendo, para análise da sensibilidade foram utilizados três valores diferentes de $\gamma_{0,7}$: 2×10^{-4} , 2×10^{-3} (correspondente ao definido na Tabela 11) e 2×10^{-2} . Os resultados presentes nas Figuras 44 e 45 indicam, como esperado, que valores superiores resultam numa maior conservação da rigidez inicial. Esta tendência que é claramente visível para um valor de $\gamma_{0,7}$ igual a 2×10^{-2} , apresentando na fase inicial uma degradação da rigidez significativa para níveis de deformação mais elevados e menores deformações volumétricas.

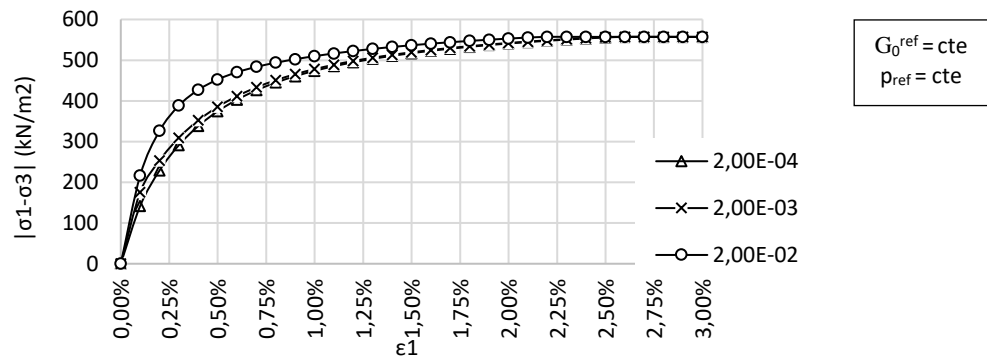


Figura 44 - Evolução da tensão deviatórica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro $\gamma_{0,7}$ (HSsmall)

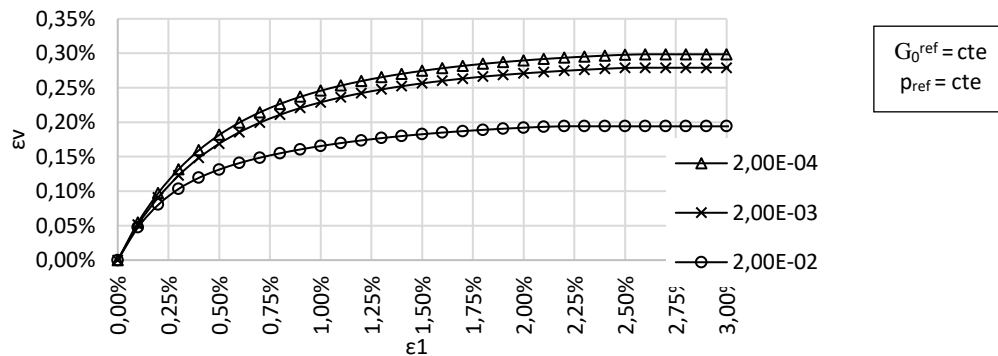


Figura 45 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro $\gamma_{0,7}$ (HSsmall)

3) Tensão de referência p^{ref}

Conforme visto em 4.1.1, os modelos constitutivos HS e HSsmall caracterizam com maior precisão a rigidez dos solos uma vez que utilizam três diferentes parâmetros de rigidez de entrada: a rigidez de carregamento triaxial para 50% de resistência, E_{50} ; a rigidez de descarregamento triaxial, E_{ur} ; e módulo edométrico, E_{oed} . Estes modelos constitutivos consideram a dependência dos módulos de deformabilidade com o estado de tensão, considerando, portanto, o aumento da rigidez com a pressão. Para este efeito, cada valor do módulo de deformabilidade está associado a uma tensão de referência (p^{ref}), definida por defeito 100 kPa e podendo ser ajustada pelo utilizador.

Portanto, a fim de verificar a sensibilidade do modelo HSsmall ao parâmetro p^{ref} , realizou-se a simulação para os seguintes valores de tensão de referência: 100kPa, 200 kPa e 50kPa, considerando em todos os casos, os mesmos valores de rigidez. Os resultados são apresentados nas Figuras 46 e 47. Assim como esperado verificou-se uma maior rigidez e, portanto, menores deformações, quando considerada menor tensão de referência.

Ademais, assim como visto em 2.3.1, outro parâmetro associado à tensão de confinamento é o m . Sendo assim, também foi verificada a influência de sua variação (entre 0 e 1) no modelo HSsmall. Contudo, não são apresentados os resultados obtidos, uma vez que as variações não tiveram efeitos significativos.

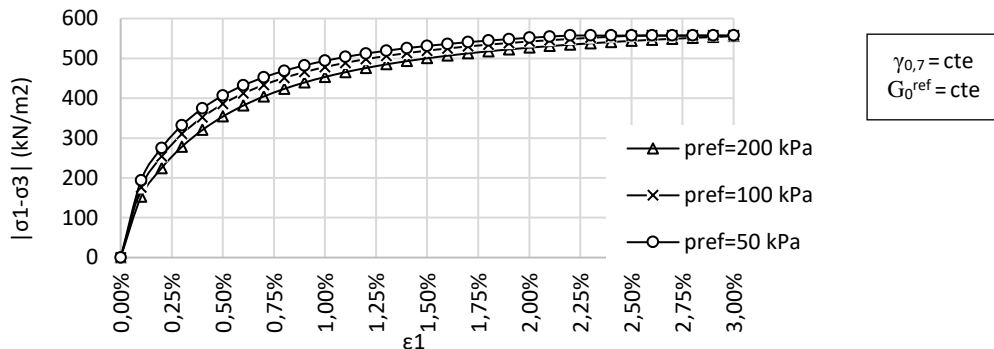


Figura 46 - Evolução da tensão deviatória com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro p^{ref} (HSsmall)

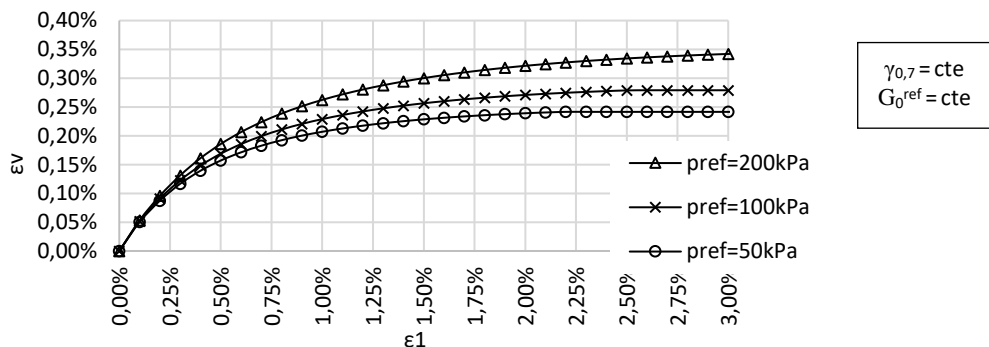


Figura 47 - Evolução da deformação volumétrica com a deformação axial obtida em ensaios triaxiais, em condições drenadas para diferentes valores do parâmetro p^{ref} (HSsmall)

4.1.2.3 Ensaios em condições não drenadas

Na Figura 48 são apresentados os resultados da variação da tensão deviatória com a deformação, obtidos em condições não drenadas. Na Figura 48 para facilitar a comparação com os resultados anteriores, juntamente são apresentados os resultados das modelações em condições drenadas (CD – condições drenadas e CU- condições não drenadas).

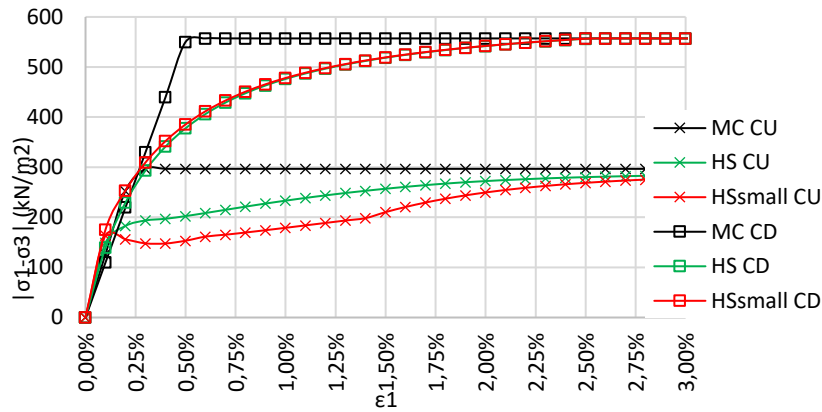


Figura 48 - Comportamento tensão-deformação em ensaio triaxial drenado e não drenado (MC, HS e HSsmall)

Da análise dos resultados obtidos nas simulações, verifica-se novamente que o modelo HSsmall, quando comparado aos modelos HS e MC, apresenta uma maior rigidez do que estes, no início das deformações. No entanto, como esperado, em condições não drenadas existe uma considerável diferença entre os resultados das curvas tensão-deformação e, a máxima tensão deviatória suportada pelo material. Sendo a resistência para o comportamento não drenado aproximadamente a metade da que se refere ao comportamento drenado. Ademais, observa-se que, mesmo em condições não drenadas, nos três modelos constitutivos os resultados apresentados são aproximados, para deformações acima de 3,00%. Acrescenta-se que, em condições não drenadas, entre 0,10% (ϵ_1) e 2,50% as curvas tensão-deformação apresentadas pelos modelos HS e HSsmall são significativamente diferentes, sendo que o modelo HSsmall apresenta menor tensão deviatória para a mesma deformação. Também, por meio da Figura 49, nota-se que o modelo HSsmall é o que apresenta maior excesso de pressão intersticial, durante o início do carregamento, o que pode justificar a menor tensão máxima deviatória, quando comparado aos modelos HS e MC.

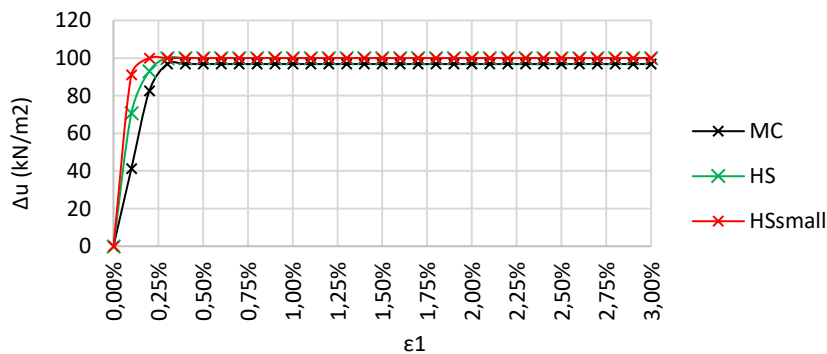


Figura 49 - Aumento de pressão intersticial em função da deformação em carregamentos não drenados (MC, HS e HSsmall)

Na Figura 50, é apresentada a trajetória de tensões para ambos carregamentos, drenados e não drenados. Por meio da qual é possível verificar menor resistência ao corte para carregamentos não drenados, apresentando trajetória não linear. Para carregamentos drenados a trajetória de tensões é linear e semelhante nos três modelos.

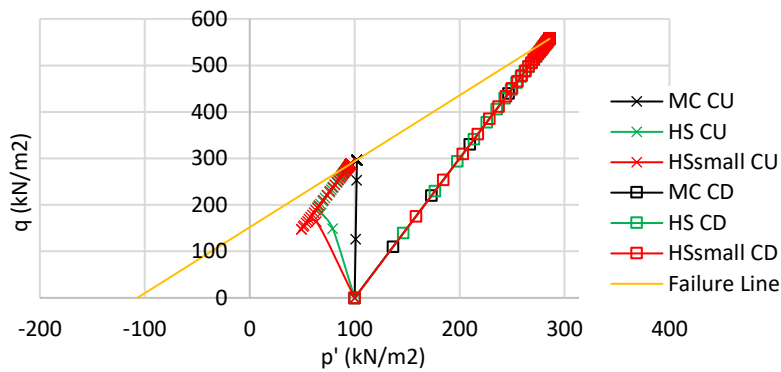


Figura 50 - Trajetória de tensões ensaio triaxial drenado e não drenado (MC, HS e HSsmall)

De acordo com o manual do *software* (PLAXIS, 2011), a consideração de um valor positivo de dilatância para carregamentos em condições drenadas implica que o solo continue a dilatar enquanto ocorrer deformações por corte. Em condições não drenadas, uma vez que, nestas condições são restringidas as variações de volume, a consideração de uma dilatância positiva conduz a um valor de resistência infinita.

A fim de verificar este comportamento, realizaram-se os ensaios triaxiais (MC, HS e HSsmall) para ambas condições de carregamento, considerando dilatância igual a 20° . No caso dos ensaios em condições não drenadas, confirmou-se a tendência à resistência infinita (Figura 51).

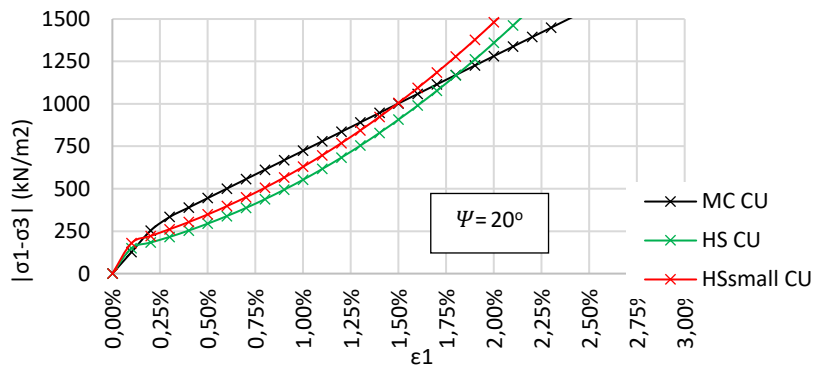


Figura 51 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial não drenado (MC, HS e HSsmall) com dilatância igual a 20°

No que se refere ao carregamento drenado (Figura 52), os resultados obtidos para o modelo MC (com $\psi = 0$ e 20°) foram coincidentes e, semelhantes para os modelos HS e HSsmall. Entretanto, para os modelos HS e HSsmall, a maior dilatância resultou numa ligeira maior rigidez, entre os níveis de deformação 0,70% e 2,25% (HS) e, 0,25% e 2,25% (HSsmall).

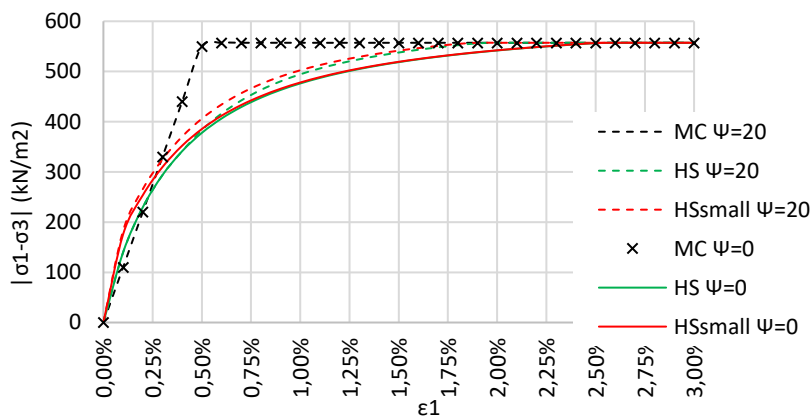


Figura 52 - Comportamento tensão-deformação ensaio triaxial drenado (MC, HS e HSsmall) com dilatância igual a 0° e 20°

Por fim, após análise destes resultados, entende-se mais claramente a razão pela qual o programa tende a sobrestimar as deformações (para níveis de deformação modestos) quando não tida em conta a rigidez na gama das muito pequenas deformações (rigidez inicial) e respetiva curva de degradação com o nível de deformação. (ver 4.1). Uma vez que, os níveis de deformação junto a estruturas de contenção em terrenos competentes são frequentemente baixos (ver Capítulo 2), é conveniente a utilização do modelo HS e idealmente o modelo HSsmall, o que será verificado durante a modelação do caso de estudo, apresentado no Capítulo 6.

5. CASO DE ESTUDO

5.1 Introdução

O caso de estudo, situa-se na Av. Fontes Pereira de Melo 41, 1050-250 Lisboa. O empreendimento atualmente já está concluído e é denominado Edifício Torre da Cidade. Sendo constituído por 17 pisos elevados, destinados a escritórios e comércio, e 6 pisos enterrados, para uso de estacionamento. Sublinha-se que, anteriormente à intervenção, a área era composta por quatro prédios urbanos e área de estacionamento. Os quatro edifícios foram integralmente demolidos, em razão de não apresentarem elementos de interesse urbanístico, arquitetónico ou cultural, tanto individualmente, como para conjunto em que se integram (Barbas Lopes Arquitectos , 2014). Na Figura 53 está representada de forma esquemática a localização da área em estudo e envolvente, correspondente a uma zona de grande ocupação de edifícios de caracterização mista (comércio, habitação, serviços, hospitalar e cultura), avenidas com constante tráfego de automóveis e próximo ao túnel do metropolitano de Lisboa.



Figura 53 - Vista aérea do local caso de estudo (Google Maps, 2023)

5.2 Condições de vizinhança

No que concerne aos principais condicionantes, destaca-se a proximidade a estruturas enterradas, nomeadamente um parque de estacionamento com três pisos subterrâneos e túnel do Metro de Lisboa, e proximidade a um edifício antigo em alvenaria de pedra. Na Figura 53 é indicada a localização dos principais edifícios condicionantes. Para se ter em conta a situação das estruturas presentes na vizinhança e garantir a monitorização dos imóveis no decorrer dos trabalhos, realizaram-se vistorias técnicas ao estado de conservação das mesmas. Durante as vistorias foram levantadas e analisadas patologias visíveis nos locais, pormenorizadamente descritas no Relatório de Inspeção (Geocontrole, 2014).

Referente ao parque enterrado, o elemento composto por 3 níveis subterrâneos, foi construído há aproximadamente 25 anos. A estrutura é constituída por lajes aligeiradas apoiadas em parede de contenção e um pórtico de pilares. Após a vistoria, verificou-se um estado visível generalizado de

fissuração/fendilhação, como também danos por infiltração nas paredes de contenção (Geocontrole, 2014).

Quanto ao Metro de Lisboa, analisou-se somente o trecho mais próximo ao local de intervenção. O túnel com aproximadamente 55 anos, compreende o trecho que separa as estações de Saldanha e Picoas, da linha amarela da rede. Depois da análise, foram identificados níveis de fissuração/fendilhação significativos, indicando a necessidade da manutenção da infraestrutura do mesmo (Geocontrole, 2014).

Acerca da Casa-Museu Dr. Anastácio Gonçalves, edifício composto por cave, rés-do-chão e primeiro andar, e um edifício anexo, do início do século XX, sendo uma construção de alvenaria de pedra, com paramentos interiores em tabique e grandes vãos envidraçados. Ao longo dos anos o edifício passou por intervenções. Em seguida à vistoria, o edifício apresentou uma condição generalizada de fissuração/fendilhação, em razão do desgaste dos materiais, além do estado de fissuração/fendilhação, danos por infiltração também foram identificados (Geocontrole, 2014).

Por fim, a respeito do edifício Pinheiro Chagas nº 1, da década de 40, constituído por cave, rés-do-chão e 7 pisos superiores. Nesta construção, foi observado danos visíveis resultantes de infiltrações, escorrência interna, e conseqüente destacamento pontual de tinta (Geocontrole, 2014).

5.3 Caracterização geológico-geotécnica

A fim de caracterizar adequadamente o terreno no local e propriedades para a definição da solução de contenção e fundações, realizou-se o estudo geológico-geotécnico. Por meio da Carta Geológica de Lisboa (Figura 54), verificou-se que o ambiente geológico dominante no subsolo do local de intervenção é caracterizado pela ocorrência de substrato de aspeto sedimentar datado do Miocénico, representando a unidade lito-estratigráfica denominada Argilas dos Prazeres (M_{Pr}), sobre o qual foram identificados materiais recentes, denominados como Depósito de Aterros (A_t) (Geocontrole, 2014). As diferentes unidades litoestratigráficas ocorrentes no perímetro em estudo, estão descritas na Tabela 5. Ademais, foi realizada uma campanha de prospeção geotécnica envolvendo a realização de 5 sondagens (S1 a S5) e um poço de inspeção a fundações (PF1), e adicionalmente foram recolhidas amostras remexidas, para assim, por meio de ensaios laboratoriais, avaliar as propriedades físicas dos materiais (Geocontrole, 2014).

Tabela 5 - Coluna lito-estratigráfica local (Geocontrole, 2014)

ESTRATIGRAFIA	SÍMBOLO	FORMAÇÃO	LITOLOGIA
Moderno	A_t	Depósito de aterros	Argilas arenosas e areias siltsosas grosseiras, com fragmentos líticos e restos de cerâmica
Miocénico	M_{Pr}	Argilas dos Prazeres	Argilas sedosas por vezes com nódulos carbonatados
			Siltes arenosos com nódulos calco-margosos e coníferos – cascão conífero
			Argilas carbonosas, cinzento escuras
			Siltes e argilas margosas levemente micáceas



Figura 54 - Pormenor do enquadramento geológico da área em estudo (adaptado da Carta Geológica de Lisboa – Folha 34-D; escala 1:50.000)

5.3.1 Sondagens

Foram realizados, com carácter sistemático espaçados cerca de 1,5m, ensaios normalizados de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*), de acordo com as recomendações da norma EN ISO 22476- 3:2005, nos furos de sondagem apresentados na Figura 55. Este ensaio permite obter uma medida de resistência do solo à penetração do amostrador, através do valor de N_{SPT} (nº de pancadas necessárias para penetrar um determinado comprimento).

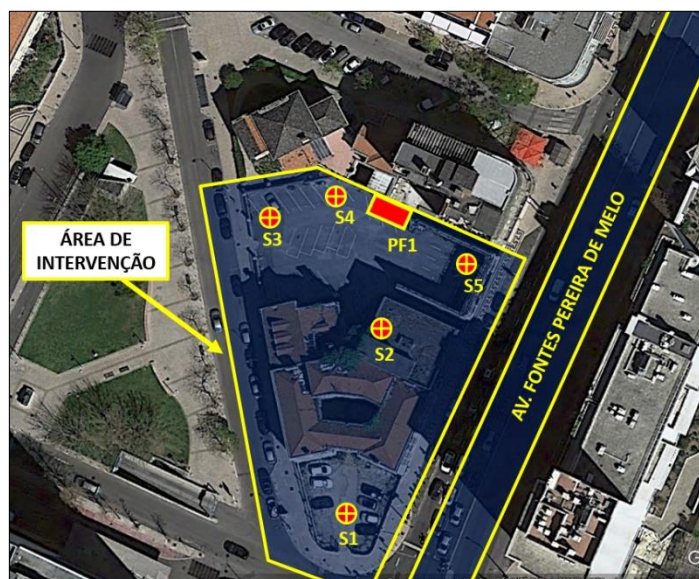


Figura 55 - Localização das sondagens geotécnicas e do poço de inspeção de fundações, adaptado de (Geocontrolo, 2014)

Considerando os resultados tidos nas sondagens concluiu-se que, a formação geológica denominada como Depósito de Aterros (A_t) possui uma espessura que varia entre 2m (S1) a 5m (S5), e os ensaios SPT compreenderam os seguintes valores, $4 < N_{SPT} < 19$, no entanto foi sugerido que os valores mais elevados deveriam ser assumidos com reservas, em razão da possibilidade de estarem relacionados à existência de fração pedregosa.

No tocante à formação de Argilas dos Prazeres (M_{Pr}), esta é representada por uma sequência de horizontes coesivos. Concluiu-se que os níveis menos profundos, formados por argilas sedosas cinzento-esverdeadas, entende-se até aproximadamente 6 a 9m de profundidade e, os materiais apresentaram valores de N_{SPT} compreendidos entre 13 e 45 pancadas, característico do comportamento geotécnico de solos coesivos duros a rijos. Quanto aos níveis inferiores do Miócenico, estão presentes argilas siltosas e margosas muito duras e rijas, $26 < N_{SPT} < 60$, com intercalações de argilas-carbonosas, com espessuras que não ultrapassam 1,5m, e que apresentam um bom comportamento geotécnico caracterizado por registos N_{SPT} compreendidos entre 35 e 60, definido como material rijo (Geocontrole, 2014).

Os valores de N_{SPT} extrapolados para uma profundidade de 30cm evidenciados nas cinco sondagens, são indicados na Figura 56, para demonstrar os contrastes apresentados na resistência e na rigidez.

Ainda durante os ensaios (Geocontrole, 2014), identificou-se pouca produtividade hidrogeológica, tendo sido identificada água somente na sondagem S1 aos 22,3m de profundidade. A fim de caracterizar a hidrogeologia do local, foi instalado um piezômetro no furo da sondagem S1.

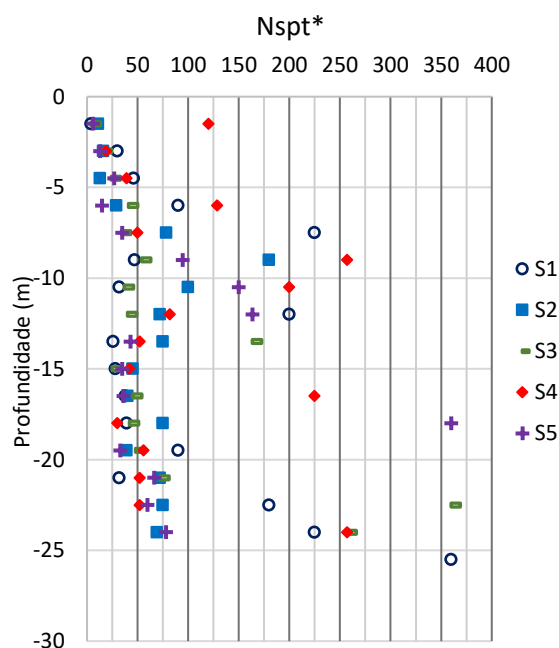


Figura 56 - Resultados dos ensaios SPT realizados nas 5 sondagens (valores de N_{SPT} extrapolados para uma profundidade de 30cm)

5.3.2 Ensaios laboratoriais

Foram recolhidas amostras remexidas para a realização dos seguintes ensaios laboratoriais:

- Determinação do teor em água (NP-84);
- Análise granulométrica por peneiração (LNEC E239);
- Determinação dos limites de consistência de Atterberg (LL e LP) (NP-143);
- Características químicas dos solos (Sulfatos e ph – LNEC E 202-1967) e da água para classificação segundo LNEC E464.

A Tabela 6 fornece os resultados obtidos após a realização desses ensaios.

Tabela 6 - Resultados dos ensaios laboratoriais (Geocontrole, 2014)

Sondagem (N ^o)	Amostra (N ^o)	Prof. (m)	Descrição	L i t. - E s t. r.	Classif.	w _n	p	LL	VA	Granulometria			
					Unificada ASTM (D2487-00)	Sr	P _d	IP	(g/100g Nota 3 sem)	<2.0	<0.075	dim. maior part.	
					GTR	EA	(g/cm ³)	LR	MO (%)	<0.42	<0.002	Max.	
Redolúria (E 240)	(%)	Dens. Part. G	(%)	Ph	mm	mm	Min. (mm)						
S1	59419	3.00	Argila silto-arenosa, com seixo disperso, castanho amarelado.		(CL)g	18.1		30			91	80	
		5.00			A-6(9)			13					
S1	59420	6.00	Argila, silto-arenosa, com seixo disperso, cinzento esbranquiçado.		s(CL)	15.0		28			94	67	
		8.00			A-6(7)			11					
S2	59421	4.00	Argila siltosa, levemente arenosa, cinzento.		(CL)	4.4		43			99	95	
		7.00			A-7-6(14)			23					
S2	59422	10.50	Argila siltosa, levemente arenosa, acinzentado.		(CL)	3.0		33			100	95	
		13.00			A-6(10)			16					
S3	59423	2.50	Argila, silto-arenosa, com seixo disperso, castanho amarelado.		(CL)g	1.5		27			94	78	
		5.00			A-4(8)			8					
S3	59424	7.00	Argila, silto-arenosa, cinzento esverdeado.		(CL)	5.7		39			100	89	
		10.00			A-6(12)			20					
S4	59425	4.00	Argila siltosa, levemente arenosa, cinzento esverdeado.		(CL)	21.4		45			99	94	
		5.00			A-7-6(15)			25					
S4	59426	13.00	Argila siltosa, levemente arenosa, cinzento azulado.		(CL)	20.0		47			98	95	
		15.50			A-7-6(15)			25					
S5	59427	10.50	Argila silto-arenosa, com seixo disperso, cinzento esverdeado.		s(CL)	1.9		26			86	58	
		12.50			A-4(5)			10					
S5	59428	21.00	Argila siltosa, levemente arenosa, cinzento.		(CL)	11.0		46			100	95	
		22.50			A-7-6(14)			21					

Dentre os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais destaca-se que, os solos apresentaram uma componente predominantemente argilosa, e pertencentes em sua maioria ao grupo CL (classificação unificada dos solos - ASTM). No que se refere ao limite de liquidez w_L , os valores médios verificados correspondem a 36%. Ademais, a percentagem média de finos passados no peneiro n° 200 foi de 85%. Além disso, a média de IP obtida foi de 17%, valor característico para solos de plasticidade média.

5.3.3 Ensaios sísmicos

Numa fase posterior à campanha de prospecção anteriormente apresentada, no âmbito de trabalhos de investigação, foram realizados vários registos de vibração à superfície para caracterização das propriedades dinâmicas do terreno. Isto inclui ensaios MASW (aquisição linear, fonte ativa), ensaios ReMi (aquisição linear, fonte passiva) e registos de vibrações ambiente com três componentes.

Os ensaios MASW e ReMi foram executados utilizando uma linha de aquisição de 24 geofones espaçados de 1,5 metros, conforme representados na Figura 57. Os registos efetuados com estação única (*single station measurement*) permitiram a identificação da frequência fundamental do terreno e definição da curva de elipticidade das ondas Rayleigh (Gouveia, 2017).

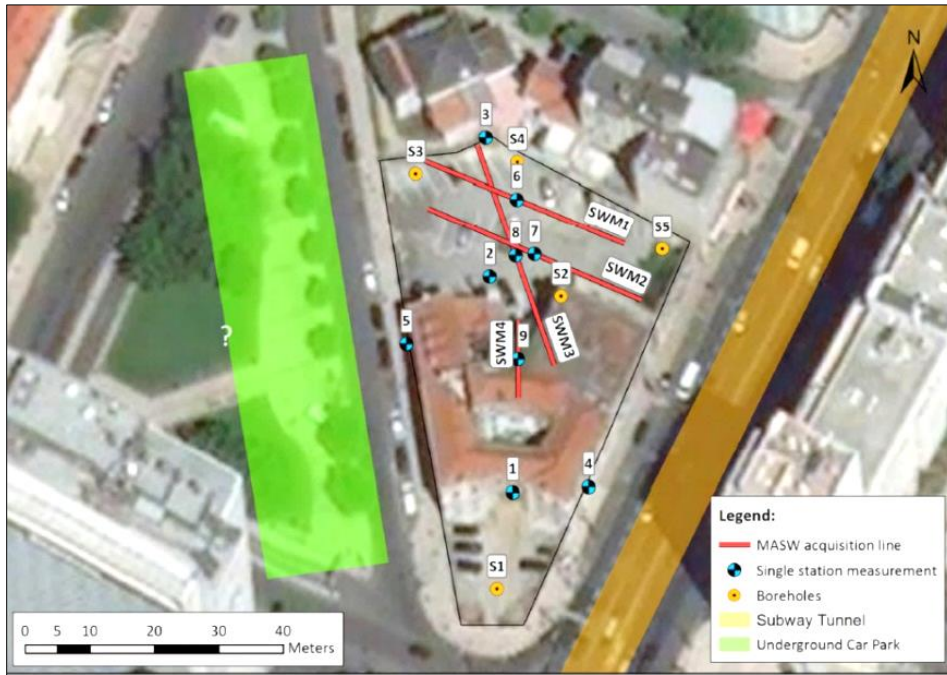


Figura 57 - Localização da prospecção corrente e ensaios sísmicos realizados (Gouveia, 2017)

Foram feitos registos em três campanhas, em diferentes profundidades. A primeira antes do início dos trabalhos de escavação, a segunda campanha foi realizada por volta de 3 m de profundidade e encerrando-se com uma campanha aos 12 m de profundidade.

Com base nos registos efetuados foram determinados perfis V_s , que pode se utilizado para determinar G_0 . A combinação dos dados permitiu reduzir a incerteza inerente ao processo de inversão, necessário para identificar os perfis de V_s compatíveis com os registos efetuados. Os perfis das V_s obtidos após os registos superficiais são apresentados na Figura 58(a).

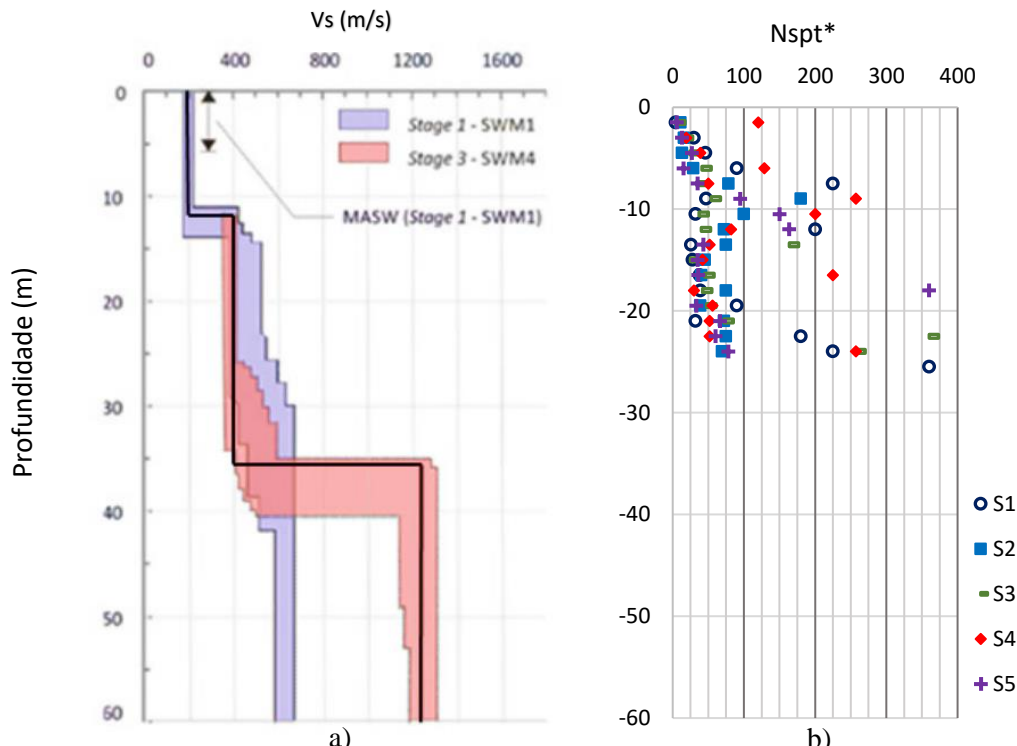


Figura 58 - a) Resultados da 1ª e 3ª campanha de ensaios sísmicos (Gouveia, 2017) e b) valores de N_{sPT} interpolados para uma profundidade de 30cm (S1 a S5)

Na Figura 58 a) são apresentados perfis de V_s obtidos com duas linhas de aquisição: SWM1 (a azul) e SWM4 (a vermelho). Com a linha SWM1, foram realizados registos à superfície, antes de executada a escavação. Com a linha SWM4, foram realizados registos efetuados à superfície do terreno, mas quando a escavação já tinha sido efetuada até 12m de profundidade. Dado que nestes ensaios, a incerteza dos resultados aumenta com a profundidade (relativamente à linha de aquisição), consideraram-se para efeitos de análise, os resultados obtidos com a linha SWM1, para as camadas mais próximas à superfície. A informação associada às camadas mais profundas foi identificada com base nos resultados obtidos com a linha SWM4.

Assim sendo, foi identificada uma primeira até cerca de 10-14m de profundidade, com valores de V_s entre 180 e 210m/s. A maiores profundidades, foi identificado um aumento dos valores de V_s podendo variar entre 350-410m/s, aproximadamente, até cerca de 25m de profundidade (profundidade máxima caracterizada pelos ensaios de campo). Os ensaios sísmicos identificaram ainda um aumento gradual de V_s até aos 35m, aproximadamente, e um contraste de rigidez significativo, entre os 35 e os 40m de profundidade. De acordo com os resultados obtidos no ensaio sísmico, a V_s para profundidades superiores a 40m poderá atingir 1100m/s.

Relembra-se que a gama de valores de V_s indicados anteriormente e respetiva variação em profundidade foram definidas tendo em conta que a solução não é única, pelo que o ensaio permite identificar gama de valores de V_s possíveis. Adicionalmente, foi tido em conta que a incerteza dos resultados dos ensaios sísmicos de superfície, aumenta com a profundidade.

Por meio da Figura 58 a) e b) é possível realizar algumas comparações entre os resultados da campanha de prospecção sísmica e os ensaios SPT. Note-se que o ensaio SPT dá-nos indicações de resistência à penetração do amostrador ao longo de cada furo (pontual), enquanto o ensaio sísmico dá-nos indicação de perfil V_s que deverá ser representativo do terreno ao longo da linha de aquisição (cerca de 35m), pelo que é compreensível que os contrastes de V_s não coincidem exatamente com os contrastes de valores N_{spt} . A presença de camadas finas de maior resistência, identificadas nos furos, podem não ser identificadas no perfil de V_s obtido no ensaio sísmico. Neste caso em ambos, por volta dos 10m ocorre um aumento da resistência e um aumento da rigidez a partir dos 25m de profundidade.

5.3.4 Zonamento geotécnico

A análise dos resultados da campanha de prospecção desenvolvida, permitiu caracterizar o terreno, e definir zonas geotécnicas e respetivas propriedades, informação necessária para a definição da solução de contenção, análise da definição das condições de estabilidade, escavabilidade e fundação da estrutura a construir.

Durante o estudo evidenciou-se a presença do substrato miocénico, representado pelas Argilas dos Prazeres (M_{Pr}), constituídas por argilas siltosas e margosas com boas a razoáveis características

geotécnicas traduzidas por valores de N_{SPT} compreendidos entre 13 e 60 pancadas. À superfície, foram encontrados aterros superficiais, com espessuras situadas entre 2,0m e 5,0m.

Na Tabela 7 são apresentados os respectivos parâmetros geotécnicos indicados no relatório da campanha de prospeção (Geocontrole, 2014).

Tabela 7 - Parâmetros Geotécnicos (Geocontrole, 2014)

	Tipo de Terreno	N_{SPT}	Peso Volúmico γ_t [kN/m ³]	Ângulo de Atrito ϕ [°]	Coesão Efetiva c' [kPa]	Módulo de Deformabilidade E [MPa]
A_t	Argilas arenosas	4-19	19	25	-	5
M_{PR}	Argila silto-margosa / Argilas carbonosas	13-24	19	26-28	5	10-20
		25-37	20	30-32	10	20-30
		41-60	20	32-34	20	35-50
	Siltes margosos e cascão	>60	20	38	20	60

Tendo em conta os materiais identificados e respetivas propriedades, foram definidas 3 zonas geotécnicas para o desenvolvimento da solução de contenção. Estas correspondem a: ZG3 – “Aterros”, camada mais superficial (espessura variável entre os 2 e os 5 m); ZG2 – “Argilas e Calcários dos Prazeres descomprimidos”, camada esta que se estende até 18 a 20 m de profundidade; ZG1 – “Argilas e Calcários dos Prazeres compactos”, camada de maior resistência, localizada a maiores profundidades (JetSJ, 2014). Os valores adotados no Projeto de Escavação e Contenção Periférica zona geotécnica são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores característicos adotados no Projeto de Escavação e Contenção Periférica (JetSJ, 2014)

Horizonte Geotécnico	Formação	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [KPa]	E [MPa]
ZG3	Aterros	17	28	5	10
ZG2	Argilas e Calcários dos Prazeres descomprimidos	24	30	40	15
ZG1	Argilas e Calcários dos Prazeres compactos	24	35	75	60

Acerca dos valores adotados em projeto, de forma geral foram aproximadamente o sugerido por meio da campanha de prospeção, com exceção à coesão. Em projeto a coesão considerada é significativamente superior à sugerida, provavelmente para facilitar a convergência do modelo numérico.

5.4 Soluções adotadas

Em razão dos vários condicionantes observados, nomeadamente no que concerne às estruturas vizinhas, foi necessária a adoção de essencialmente três tipos diferentes de soluções de contenção periférica (Figuras 60 e 61).

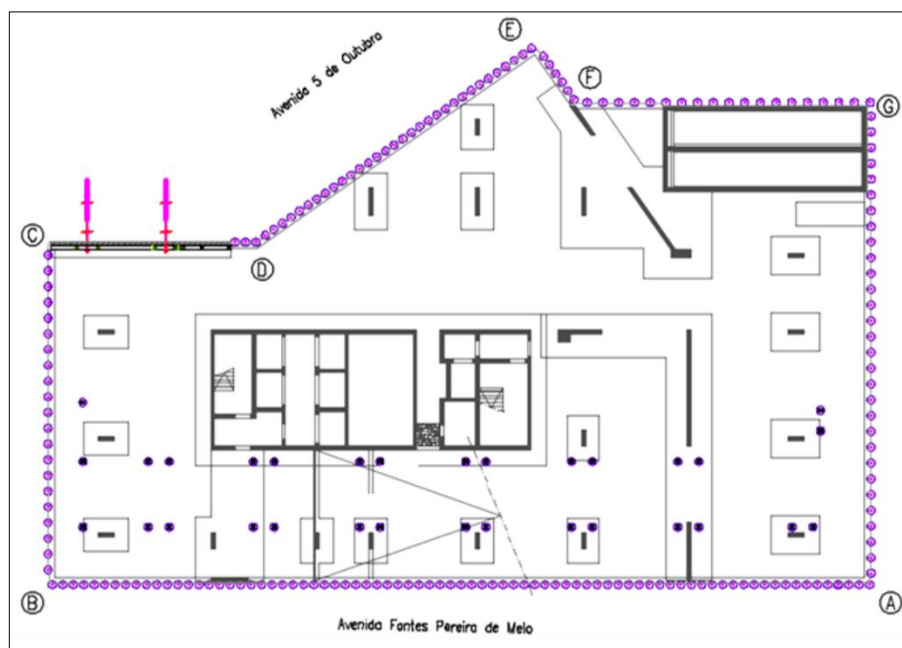
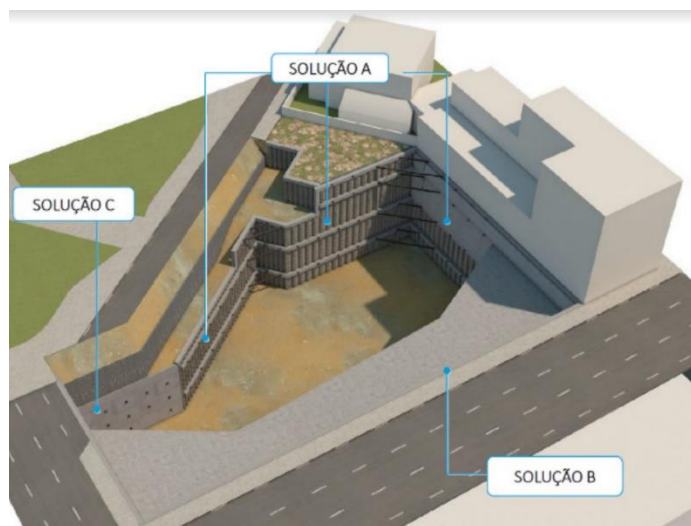


Figura 59 - Planta (nível -6), adaptado de (Pinto & Pita, 2014)

Visto que, o tipo de terreno é essencialmente argiloso e que, o nível freático foi detectado apenas na sondagem S1 à profundidade de 22,3m, optou-se por uma solução de cortinas de estacas moldadas em betão armado, $\phi 600\text{mm}$ e com afastamento de 1,20m (Solução A) com exceção do alçado AB, o qual o afastamento é de 0,80m (Solução B). Referente ao comprimento das estacas, os valores estão compreendidos entre 25 a 28m, de maneira a assegurar um encastramento de pelo menos 7m ou 10m (alçado AB). Ademais, o solo exposto devido ao afastamento entre as estacas teve como proteção, durante a fase de escavação, um revestimento de betão projetado com 8cm de espessura mínima e reforçado com fibras metálicas. A fim de garantir o equilíbrio horizontal da contenção, foram utilizados níveis de ancoragens, escoras e bandas de laje. Por fim, a melhor distribuição dos esforços na cortina foi proporcionada por meio da execução de vigas de distribuição e vigas de coroamento ligadas aos escoramentos e ancoragens (Pinto & Pita, 2014).

Acerca do alçado CD, de acordo com Pinto e Pita (2014), não era adequada a execução da cortina de estacas moldadas, porque a escavação estendia-se até o limite do parque subterrâneo e a vibração criada por este método provavelmente resultaria em instabilidade na infraestrutura referida. Desta forma, a solução empregue consistiu na utilização de painéis de Berlim definitivo (Solução C), em betão armado e com espessura mínima de 30cm. Para a estabilidade da parede ser garantida foram utilizadas escoras metálicas e ancoragens provisórias. Importa referenciar que as ancoragens provisórias foram executadas somente a partir do piso -3.

Na Figura 60, é apresentado o esquema identificativo das soluções adotadas. A seguir, é comentada de maneira mais pormenorizada o Solução B, empregue no alçado AB, juntamente com faseamento construtivo, uma vez que foi a solução modelada no âmbito desta dissertação.



Solução A: Cortina de estacas moldadas ancoradas.

Solução B: Cortina de estacas moldadas apoiadas em bandas de laje.

Solução C: Muro tipo Berlim definitivo.

Figura 60 - Esquema identificativo das soluções adotadas (JetSJ, 2014)

5.4.1 Solução B (alçado AB)

De acordo com o apresentado na Memória Descritiva e Justificativa da Escavação e Contenção Periférica do caso (Pinto & Pita, 2014), em razão da localização do alçado AB, a fim de minimizar interferências com o túnel do Metro de Lisboa, foi sugerido, a utilização de bandas de laje. O túnel do metropolitano situa-se a uma distância inferior a 25m, e em razão de sua relevância ao meio urbano deveria manter a sua funcionalidade durante todo o período de execução da obra. Portanto, no alçado AB, o sistema de travamento utilizado é composto por bandas de laje, as quais permanecem na estrutura definitiva. De maneira a conciliar a contenção com o projeto de arquitetura, as bandas possuem a mesma inclinação das rampas de acesso aos pisos enterrados.

Considerando o túnel do Metro de Lisboa, a execução dos travamentos foi realizada ao nível do piso -1 com ligação ao piso -2 e do piso -3 com ligação ao piso -4. Sem negligenciar a segurança da obra definiu-se a geometria das bandas de laje de maneira que houvesse menor interferência possível com a execução dos pilares e outros elementos estruturais. A largura da banda de laje varia entre 16m junto aos apoios laterais, e 9,75m nos 44m centrais, com uma espessura constante de 0,30m. No decorrer da escavação as bandas de apoiam-se em perfis metálicos HEB260, que funcionam como pilares provisórios. Os perfis são fundados em estacas moldadas com diâmetros de 0,60m e uma profundidade de 5m abaixo do último nível de escavação, sua localização pode ser verificada na Figura 59 (círculos a roxo no interior da escavação) (Pinto & Pita, 2014). Na Figura 61 é apresenta a descrição da Solução B e C, e identificação do zoneamento geotécnicos e estruturas na vizinhança.

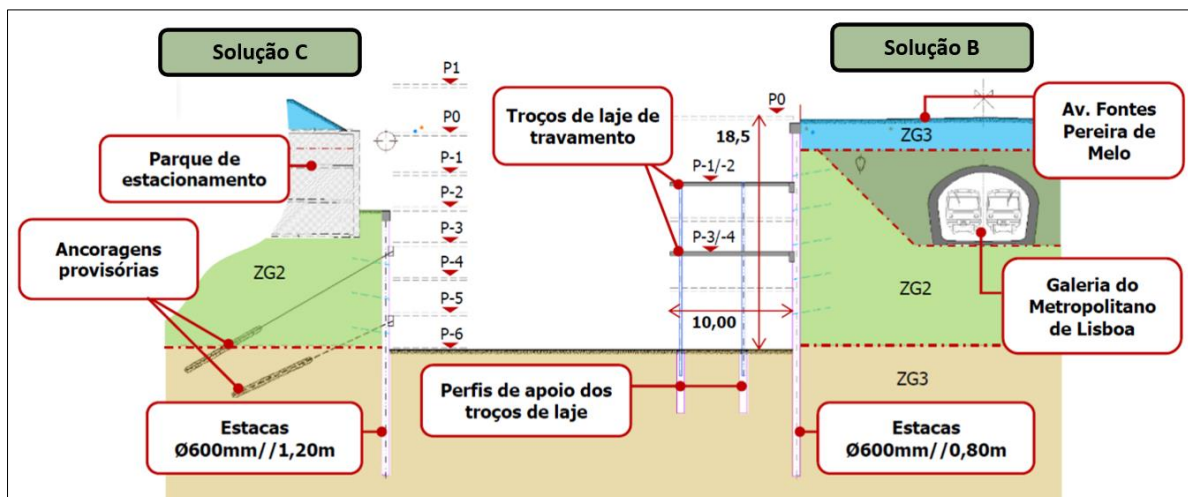


Figura 61 - Descrição da Solução C (esquerda) e da Solução B (direita), adaptado de (Pita, Pinto, Veloso, & Lopes, 2014)

5.4.2 Faseamento construtivo (Solução B)

O seguinte faseamento construtivo foi proposto para a execução da Solução B, alçado AB (Pinto & Pita, 2014):

- I. Execução das estacas com a profundidade necessária. Englobando as atividades de furação, limpeza do fundo do furo, colocação da armadura e betonagem. Onde designado, posicionamento de calhas inclinométricas (assunto que será visto em 5.5);
- II. Limpeza da cabeça das estacas;
- III. Escavação e execução da viga de coroamento, deixando armadura de espera para as bandas de laje;
- IV. Instalação e zeragem dos dispositivos de instrumentação estabelecidos no plano de instrumentação e observação;
- V. Execução de furações com 600mm de diâmetro necessárias para selar os perfis HEB260 que servem de apoio aos troços de laje;
- VI. Introdução dos perfis metálicos nas furações e selagem num comprimento total de 2.0m, ao nível do último piso de escavação;
- VII. Execução do travamento da contenção correspondente à banda de laje do piso -1, piso -2 e respetiva rampa de ligação, betonados contra o terreno;
- VIII. Escavação do segundo nível da cortina, por patamares de altura não superior a 3,0m, até ao nível do piso -3;
- IX. Execução do travamento da contenção correspondente a troço de laje do piso -3, piso -4 e respetiva rampa de ligação, betonados contra o terreno,
- X. Escavação sucessiva até à cota final de escavação, acompanhando o faseamento da escavação implementado nos restantes alçados com ancoragens.

5.5 Plano de instrumentação e observação

Para a monitorização da estrutura de contenção periférica e estruturas adjacentes foram implementados planos de instrumentação. Os critérios de alarme e alerta indicados no plano de instrumentação permitem, caso estes valores sejam atingidos, avaliar e possivelmente implementar medidas de reforço.

Neste caso foram posicionados 11 alvos topográficos distribuídos pelas fachadas da casa Museu e do edifício Rua chagas pinheiro. No túnel do Metro de Lisboa foram instaladas 18 estações topográficas. Dentro do local de escavação foram posicionados 32 alvos topográficos, e um total de 6 inclinómetros. Os alvos foram utilizados a fim de aferir os deslocamentos pontuais da cortina aquando da escavação. No tocante aos inclinómetros, estes são um complemento aos alvos topográficos, medindo os deslocamentos horizontais em profundidade e possibilitando a verificação da evolução dos movimentos da cortina (Pinto & Pita, 2014). Na Figura 62 apresenta-se a localização dos 6 inclinómetros, assim como as direções das medições, para interior da escavação (A) e em paralelo à escavação (B). Na Figura 63 está representada a localização dos instrumentos de monitorização do alçado AB (2 inclinómetros e 16 alvos topográficos).

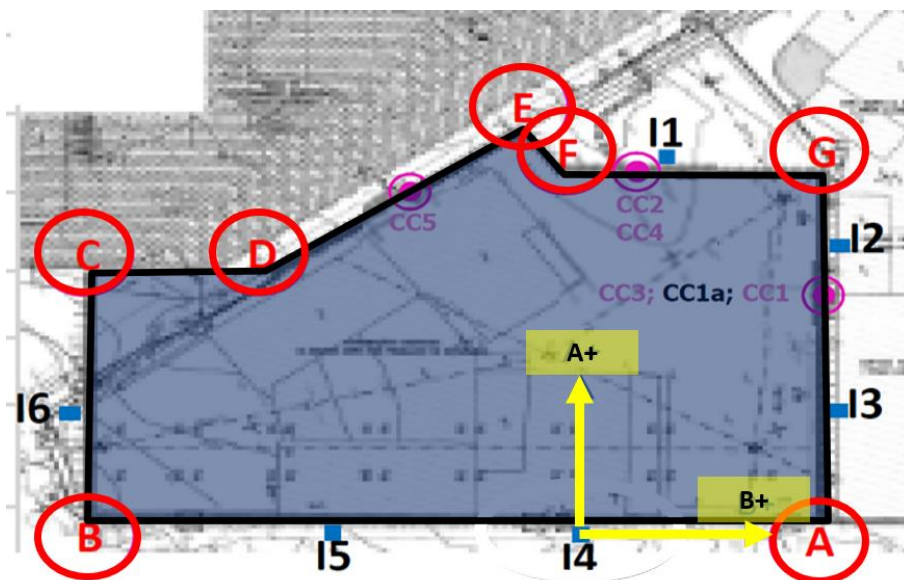


Figura 62 - Planta de localização dos inclinómetros (I1 a I6), adaptado de (Geocontrole, 2017)

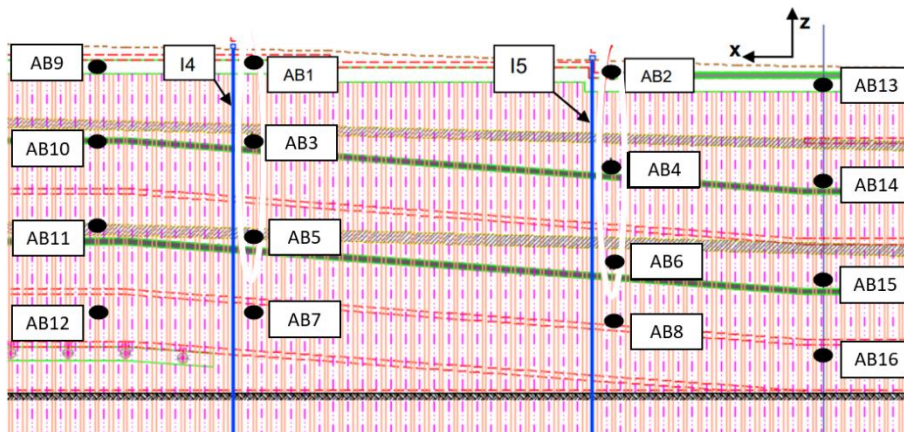


Figura 63 - Localização dos inclinómetros e alvos topográficos no alçado AB, adaptado de (Pinto & Pita, 2014)

Conforme afirmado por Pinto e Pita (2014), considerando as características da obra e dos instrumentos instalados, à partida, a frequência das leituras deveria ser superior a uma vez por semana, durante toda a fase de escavação, e até a construção das lajes dos pisos localizados acima da viga de coroamento, e à remoção das escoras e desativação das ancoragens. Ademais, os critérios de alerta e alarme foram estimados considerando a solução de contenção a se executar, as estruturas vizinhas, e a geologia do local. A definição destes parâmetros é apresentada na Tabela 9.

Tabela 9 - Critérios de alerta e alarme (Pinto & Pita, 2014)

ESTRUTURA	CRITÉRIO DE ALERTA		CRITÉRIO DE ALARME	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
Contenção Periférica	20mm por 10m de desnível	15mm por 10m de desnível	30mm por 10m de desnível	22,5mm por 10m de desnível
Túnel do Metro de Lisboa	7mm	7mm	10mm	10mm
Estruturas Vizinhas	20mm	15mm	40mm	30mm

5.5.1 Monitorização (alçado AB)

No alçado em foco neste estudo, os inclinómetros foram posicionados no interior das próprias estacas. Importa destacar que o inclinómetro I4, nas semanas iniciais de monitoramento apresentou valores de deslocamentos elevados no primeiro metro de escavação, que de acordo com Pinto e Pita (2014), que não corresponderam à realidade. O motivo desta discrepância, quando comparada com os valores aferidos pelos alvos topográficos foi associado ao facto de durante a execução da estaca, o tubo que protege o inclinómetro ter sido danificado durante betonagem desta. Abaixo do primeiro metro de leitura os valores medidos eram compatíveis com os medidos nos alvos. No entanto, importa destacar que o alçado que apresentou os maiores deslocamentos foi o AB.

No que se refere ao inclinómetro I4, na direção perpendicular ao sentido da parede foram identificados maiores deslocamentos nos primeiros metros da escavação em razão dos anteriores descolamentos quando a escavação se encontrava ao nível -1 (4,65m), antes da execução da primeira banda de laje (até final de fevereiro de 2016). Este mesmo inclinómetro chegou a apresentar deslocamentos máximos na ordem dos 30mm na direção A (interior da escavação), e 13mm na direção B (sentido alçado BC). Estes valores são superiores aos critérios de alerta e alarme estabelecidos. Estes deslocamentos foram preocupantes, resultando na paragem da obra junto a este alçado (Fernandes, 2016).

Os valores observados no inclinómetro I5 foram inferiores aos registados no I4, estando estes em concordância com o registado nos alvos topográficos mais próximos (especialmente, AB2). Na direção A, para o interior da escavação, os valores máximos apresentados foram da ordem de 20mm, e na direção B, no sentido do alçado BC, valores próximos de 10mm. Os deslocamentos máximos apresentados, em ambas as direções, assim como no I4, foram nos primeiros metros da escavação, antes da cota da primeira banda de laje. Nas Figuras 65 e 66 estão presentes as leituras observadas nos inclinómetros I4 e I5, nas direções A e B, durante a fase de monitorização. Também são indicadas as posições das bandas de laje (BL1 e BL2), sendo que no I4 as bandas de laje 1 e 2 encontram-se respetivamente a 4,90m e

10,90m de profundidade e, no inclinómetro I5 encontram-se a 6,75m e 12,35m (coincidentes com as rampas dos pisos de estacionamento).

Relativamente aos deslocamentos verticais aferidos pelos alvos topográficos posicionados no alçado AB, os respectivos valores são apresentados na Figura 64. Importa destacar que as leituras foram realizadas em um período entre 10 de dezembro de 2015 e 08 de março de 2017. Sendo que em janeiro de 2017, a escavação já tinha sido concluída. Observa-se que os alvos que apresentaram os maiores deslocamentos foram AB1, AB2, AB9 e AB13, em razão da sua localização ao topo da cortina, junto à viga de coroamento. Entretanto, os deslocamentos medidos foram inferiores aos definidos no critério de alerta e alarme. O aumento mais significativo dos deslocamentos ocorreu até aproximadamente o mês de setembro de 2016, quando a primeira banda de laje foi concluída, no entanto, após este período a tendência foi a estabilização na maioria dos alvos. Os alvos AB3 e AB4, posicionados muito aproximada à rampa da banda de laje entre os pisos -1 e piso -2, apresentaram, no final, leituras menos regulares, possivelmente devido a deslocamentos que ocorreram em razão da execução de trabalhos nessa zona.

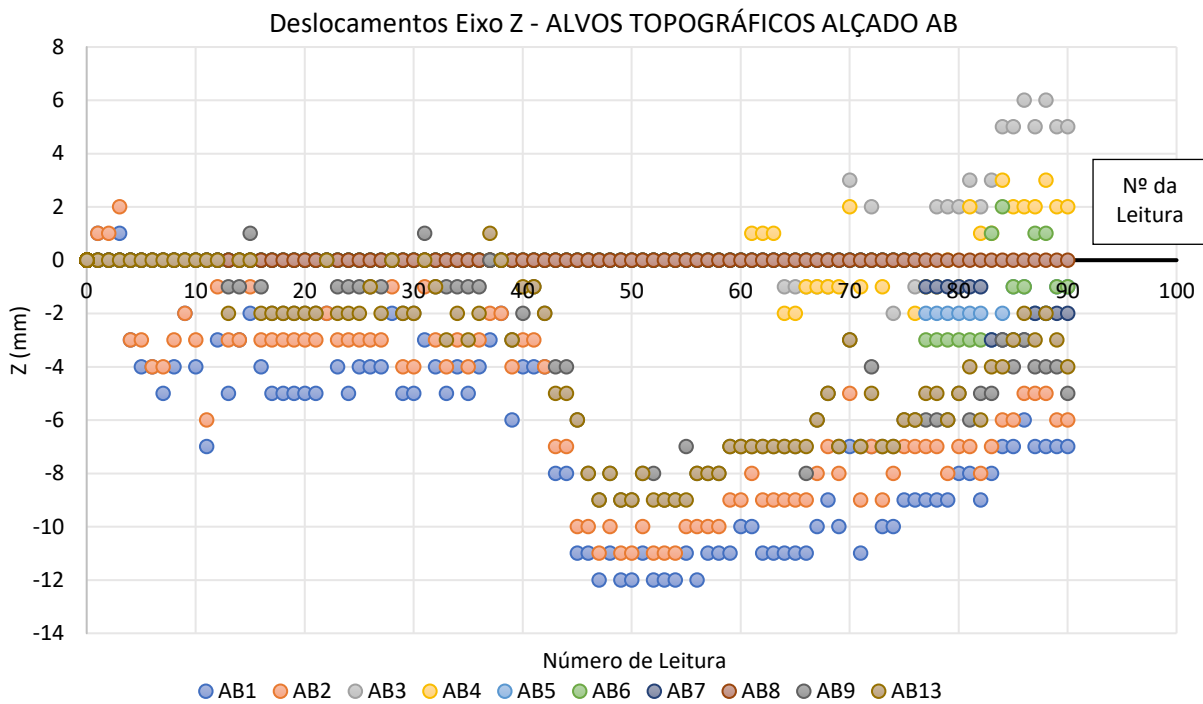


Figura 64 - Leituras alvos topográficos alçado AB, adaptado de (Geocontrole, 2017)

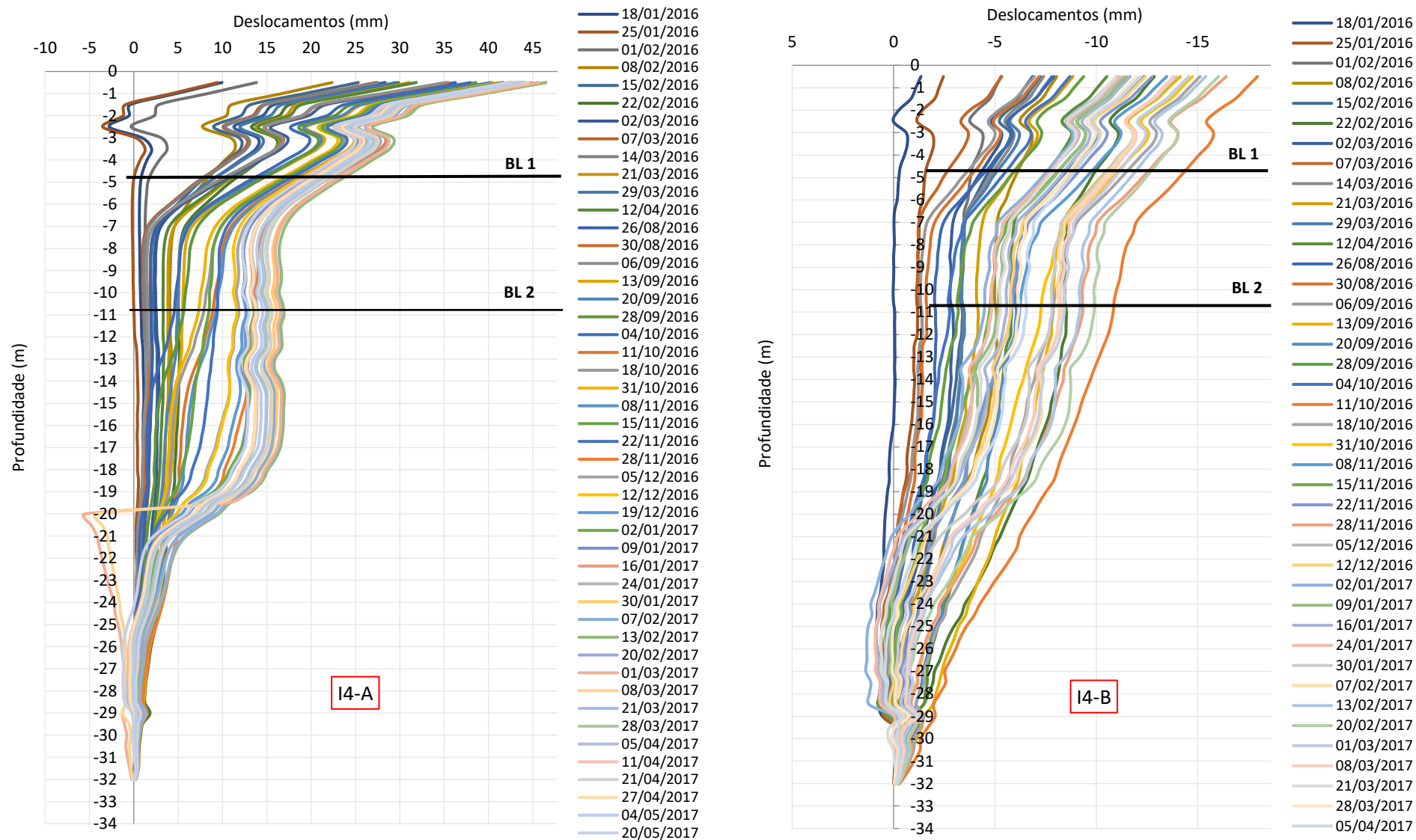


Figura 65 - Deslocamentos acumulados identificados com o inclinômetro I4. À esquerda: na direção perpendicular à cortina (A). À direita: na direção paralela à cortina (B) (adaptado de (Geocontrole, 2017))

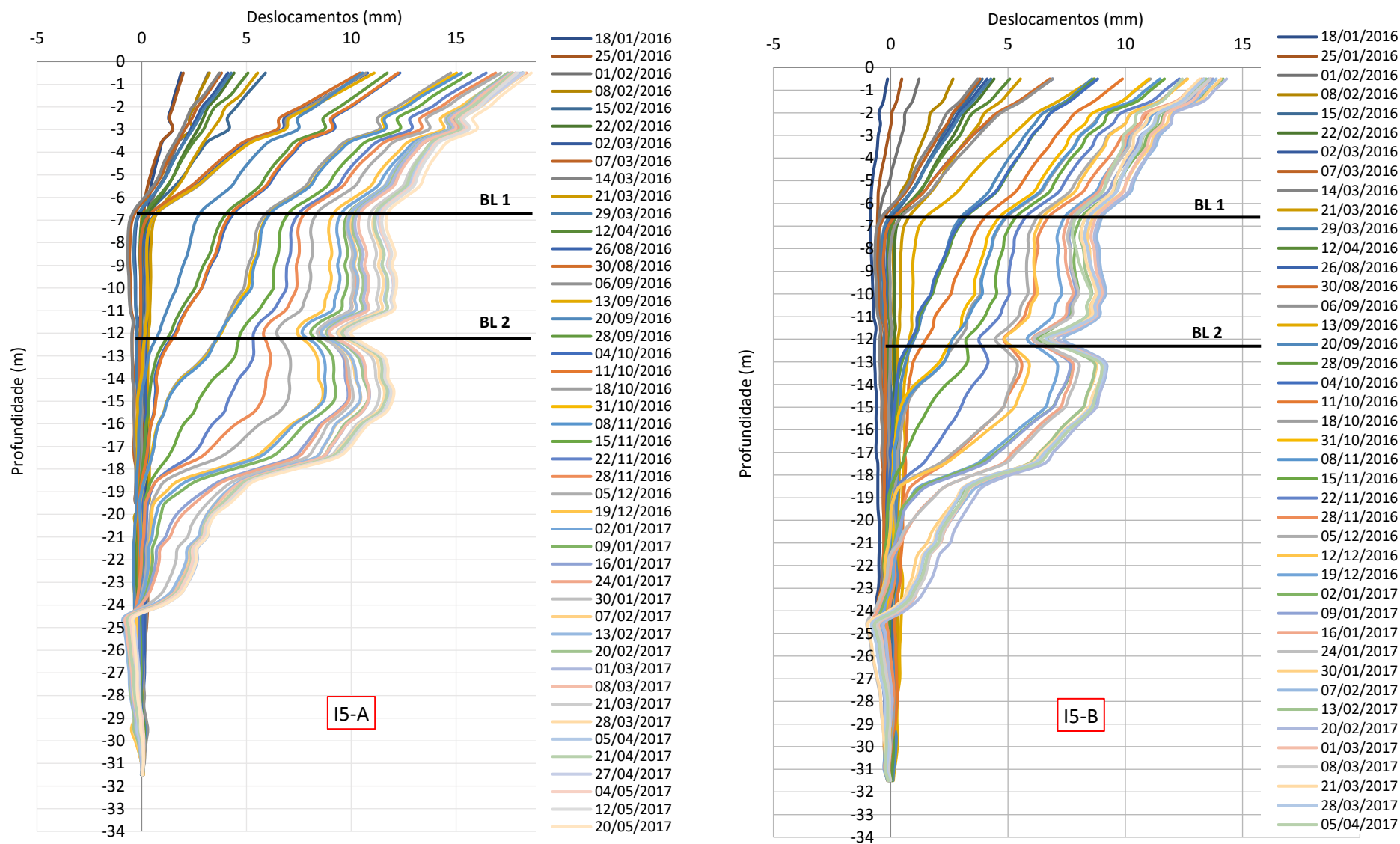


Figura 66 - Deslocamentos acumulados identificados com o inclinômetro I5. À esquerda: na direção perpendicular à cortina (A). À direita: na direção paralela à cortina (B) (adaptado de (Geocontrole, 2017))

Por meio das Figuras 65 e 66, verifica-se que, os dois inclinômetros exibiram deslocamentos mais significativos até aproximadamente a cota do piso -1, entretanto após a conclusão da banda de laje de acesso entre o piso -1 (4,65m) e o piso -2 ($\approx 7,00$ m), passaram a apresentar uma tendência estabilizadora, ainda que deslocamentos ocorressem em razão da escavação. Por fim, claramente se vê os efeitos da conclusão da segunda banda de laje entre os pisos -3 e -4, entre os 10m e 12m, seguidos por reduções significativas de deslocamentos até a cota de fundo da escavação (18,50m). O comportamento apresentado foi conforme ao esperado para uma estrutura de contenção flexível multi-apoiada, conforme visto no Capítulo 3.

6. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CASO DE ESTUDO

6.1 Considerações gerais

Neste trabalho recorreu-se ao programa de cálculo automático PLAXIS 2D para modelar a solução B definida para o alçado AB do caso em estudo (Figura 61), que corresponde à estrutura de contenção com estacas moldadas e bandas de laje.

Foram feitos dois modelos que visam representar a mesma estrutura de contenção, com mesma configuração, mas considerando diferentes modelos constitutivos. No primeiro modelo, os parâmetros do terreno são semelhantes aos definidos no projeto de execução, correspondentes aos recolhidos na campanha de prospeção geológico-geotécnica realizada, e é empregue o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS). O segundo modelo utiliza o modelo constitutivo *Hardening Soil Small-Strain Stiffness* (HSsmall). Como visto em 4.1.1.3, o modelo HSsmall é uma extensão do modelo HS, sendo neste caso considerados os parâmetros obtidos através de ensaios sísmicos, para definição do valor da rigidez na gama das muito pequenas deformações (G_0).

Os modelos foram realizados, a fim de, posteriormente comparar os resultados obtidos nos modelos HS e HSsmall, com as leituras reais tidas em obra, por meio dos instrumentos de monitorização presentes no alçado AB, especificamente os inclinómetros I4 e I5. E desta forma, verificar qual o modelo que apresenta resultados mais próximos ao real, e concluir se nesta situação seria mais adequada a utilização de um modelo constitutivo como o HSsmall, que considera o comportamento dos solos mesmo na gama das muito pequenas deformações.

Importa referir que, devido à identificação de um solo com componente predominantemente argilosa e nível freático que intercepta a cortina, na zona encastrada (ver 5.3), a simulação foi realizada em condições não drenadas. No PLAXIS é possível modelar comportamento em condições não drenadas utilizando parâmetros de tensão efetiva através da opção *Undrained A*. Desta forma a resistência não drenada é um resultado do modelo e não um parâmetro de entrada para o *software*. Essa opção está disponível para todos os modelos constitutivos do *software* (PLAXIS, 2011), e foi a definição empregue em ambos os modelos.

6.2 Geometria do modelo

No que se refere ao modelo de cálculo, o corte que se pretende representar apresenta altura de escavação de cerca de 18m. A contenção periférica é constituída por cortina de estacas moldadas espaçadas a 0,80m, estendidas até cerca de mais 10m após o fundo da escavação, semelhante ao apresentado na Figura 61, e apoiadas por dois níveis de bandas de laje. As bandas de laje estão à profundidade acerca de 7 e 12m. Em razão do considerável desenvolvimento longitudinal, optou-se por realizar um modelo 2D, em um estado plano de deformação e parâmetros mecânicos da parede de suporte definidos por metro linear. Levando em consideração as cargas associadas ao tráfego na Av. Fontes Pereira de Melo, foi admitida uma sobrecarga de 2kN/m/m ($\Psi \times SC_k = 0,2 \times 10\text{kN/m/m}$), desde 5m da cortina de

estacas até ao limite direito do modelo (carga uniformemente distribuída). Referente ao nível freático, considerou-se que estava a 22,3m, ou seja, abaixo do nível da escavação, no entanto intersectando a altura enterrada da cortina. Por fim, para a modelação do túnel do metro de Lisboa, a geometria considerada foi de aproximadamente 9m de largura e 7m de altura (a distância entre o limite exterior esquerdo do túnel até a cortina) é de 10m. A profundidade do túnel é de 4m, conforme representado Figura 67.

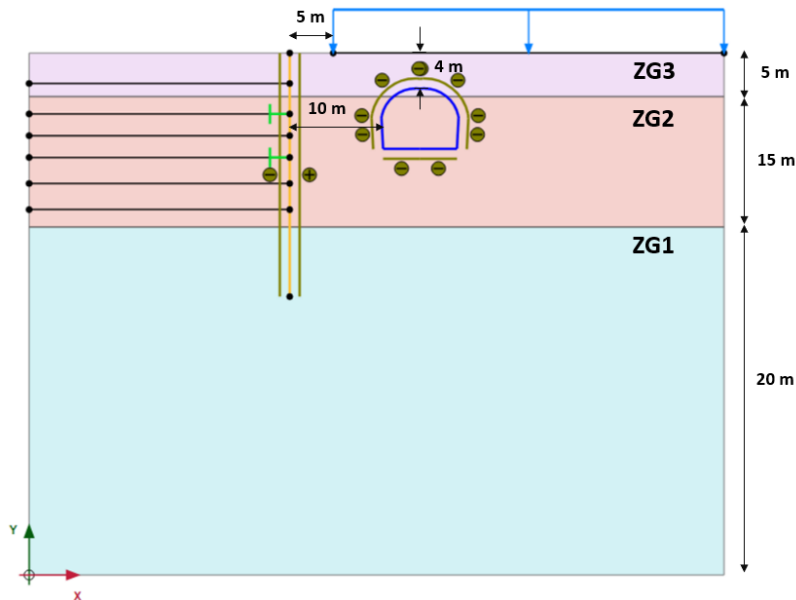


Figura 67 - Geometria representativa do modelo

Após a definição da geometria do modelo e parametrização, foi definida a malha de elementos finitos. O domínio foi dividido em elementos triangulares com 15 nós. De acordo com (PLAXIS, 2004), a vantagem do elemento com 15 nós, está na precisão do cálculo de tensões e cargas de rotura. A distribuição dos nós sobre o elemento é indicada na Figura 68. A fim de uma maior precisão dos resultados, optou-se pelo refinamento da malha de forma que não fosse um condicionante para os resultados, apresentando elementos de menor dimensão junto à zona de interesse (próximo às estruturas) e elementos de maior dimensão junto às fronteiras.

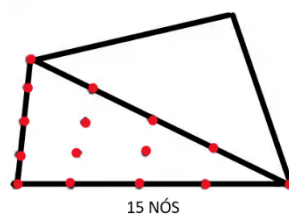


Figura 68 - Nós em elementos finitos triangulares, adaptado de (PLAXIS, 2004)

Conforme recomendações de (PLAXIS, 2004), para a modelação deve-se estabelecer distâncias horizontais entre os limites laterais e a cortina, e distâncias verticais entre o fundo da escavação e o limite inferior do modelo, maiores ou iguais à altura da cortina. Neste sentido definiu-se uma malha de 80m de largura e 60m de altura, permitindo o afastamento horizontal entre a cortina e os limites laterais da malha, juntamente com o distanciamento vertical entre o fundo da escavação e o limite inferior do modelo. O espaço entre o limite esquerdo da janela e a cortina de estacas é de 30m, e a distância da

cortina até o limite direito é de 50m. Relativamente às condições de fronteira, manteve-se as predefinições do *software*, o qual determina que nas laterais apenas são permitidos deslocamentos verticais, e base, como apoio fixo restringindo deslocamentos horizontais e verticais. A geometria do modelo e malha de elementos finitos é apresentada na Figura 69.

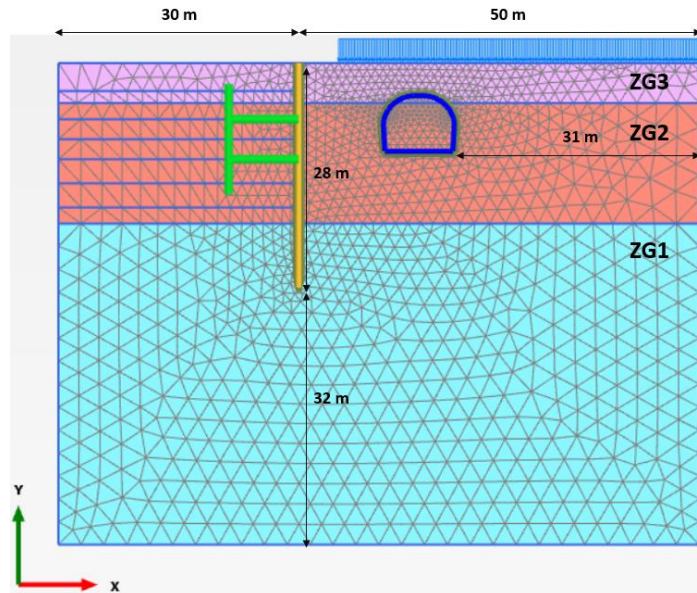


Figura 69 - Geometria e malha de elementos finitos adotada

6.3 Parâmetros do terreno

Em 5.3.4, são apresentados os resultados da campanha de prospeção geotécnica e zoneamento geotécnico. Os horizontes geotécnicos ZG3, ZG2 e ZG1, respectivamente, apresentaram resultados de N_{spt} compreendidos entre 4-19, 13-60 e >60. Na Tabela 8 estão presentes os valores adotados no projeto de escavação e contenção periférica.

Ademais, em 4.1.2, são apresentados resultados de ensaios triaxiais, realizados por meio do *software* PLAXIS, para o ZG2, Argilas e Calcários dos Prazeres descomprimidos. Os ensaios foram realizados para condições de carregamento drenado e não drenado, e para três diferentes modelos constitutivos (MC, HS e HSsmall).

Outro aspecto a se considerar, conforme apresentado em 2.3, no que se refere às análises geotécnicas por meio do método dos elementos finitos baseados na gama de pequenas deformações, estudos anteriores, como por exemplo Kung et al. (2009), tiveram resultados os quais indicaram que a análise com o modelo de pequenas deformações resulta em um perfil de assentamento realista quando comparado com o observado em obra. Portanto, espera-se observar deslocamentos mais próximos aos aferidos em obra através do modelo HSsmall, o qual considera a rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações, e verificar maiores deslocamentos durante a implementação do modelo HS.

6.3.1 Modelo 1 *Hardening Soil model*

No primeiro modelo o comportamento do solo foi caracterizado através do modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS). Este é um modelo elástico perfeitamente plástico que considera o endurecimento do solo, e utiliza três módulos de deformabilidade para determinação do comportamento do solo (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref}).

No modelo foi considerado o zoneamento geotécnico anteriormente exibido na Tabela 8. A Tabela 10 apresenta os parâmetros utilizados para a modelação do solo. Os valores dos pesos volúmicos (γ) e os parâmetros de resistência (φ' e c') são idênticos aos apresentados em projeto, e dilatância (Ψ) nula.

Conforme referenciado em 4.1.1.2, os diferentes parâmetros de deformabilidade referem-se à diferentes condições de carregamento e níveis de deformação. Para determinação dos outros módulos de deformabilidade foram tidas em conta as correlações indicadas em PLAXIS (2011), ou seja: $E \approx E_{50}^{ref}$; $E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ e $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$.

No que se refere ao parâmetro m , expoente que representa a influência da tensão de confinamento sobre o módulo de rigidez, adotou-se $m = 0,5$, conforme o sugerido inicialmente pelos autores Hardin e Richart (1963) para solos coesivos. Adicionalmente, para efeitos de análise de influência deste parâmetro, adotou-se um valor igual a 1,0 e compararam-se os resultados obtidos.

Por fim, conforme apresentado em 3.3.2, caso os deslocamentos horizontais em uma parede forem praticamente zero, a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical é denominada coeficiente de impulso em repouso K_0 , parâmetro que é tido em consideração pelo *software* para definição do estado inicial do solo. Note-se que no modelo foi considerado faseamento construtivo pelo que a fase inicial corresponde à situação antes da execução da escavação. De acordo com Verruijt (2017), na falta de maiores informações, o valor deste coeficiente pode ser estimado por $(1 - \sin\varphi')$, sugestão que foi considerada na modelação.

Tabela 10 - Parâmetros utilizados no 1º modelo (*Hardening Soil model*)

	Parâmetro	Unidades	ZG3	ZG2	ZG1
Índices Físicos	γ_{unsat}	kN/m ³	17	24	24
	γ_{sat}	kN/m ³	17	24	24
Parâmetros de Resistência	c'	kN/m ²	5	40	75
	φ'	°	28	30	35
	Ψ	°	0	0	0
Parâmetros de Rigidez	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	15 000	60 000
	E_{oed}^{ref}	kN/m ²	10 000	15 000	60 000
	E_{ur}^{ref}	kN/m ²	30 000	45 000	180 000
	m	-	0,5	0,5	0,5
Estado Inicial	K_0	-	0,53	0,50	0,43

6.3.2 Modelo 2 *Hardening Soil model with Small-Strain Stiffness*

No segundo modelo foi feita a simulação com o modelo constitutivo HSsmall, considerando a mesma geometria e configuração que o modelo anterior. Este modelo, tal como o HS, permite ter em conta a redução da rigidez com a amplitude da deformação, e a definição de diferentes módulos de deformabilidade, contudo permite adicionalmente considerar o módulo de distorção na gama das muito pequenas deformações, G_0 e $\gamma_{0,7}$.

Neste cenário, a realização de ensaios sísmicos de ondas superficiais (Figura 58(a)) na área em estudo, possibilitou a identificação da V_s , destacando-se três distintas zonas geotécnicas (ver 5.3.3). Com base nos valores de V_s considerados, foram estimados os valores de G_0 (Eq. 7) para ZG3, ZG2 e ZG1.

Considerando os valores do módulo de deformabilidade adotados em projeto (identificados na Tabela 8) e admitindo que estes correspondem ao valor de E_{50} , foram estimados valores de E_0 compatíveis (para cada camada), recorrendo à ferramenta *SoilTest* do PLAXIS. Os respetivos valores do módulo de distorção G_0 foram estimados com base na Eq.14, assumindo para o coeficiente de Poisson um valor de 0.3. Os valores do módulo de distorção obtidos são apresentados na Tabela 11, identificados como " $G_{0,c.proj.}$ ".

$$E_0 = 2(1 + \nu)G_0 \quad \text{Eq. 14}$$

Como se pode observar na referida Tabela 11, e como esperado, os valores correspondentes ao G_0 estimados com base em V_s (ensaios sísmicos), quando comparados ao $G_{0,c.proj.}$, são muito superiores.

Dado que os parâmetros de rigidez, adotados no modelo anterior são relativamente baixos, tendo em conta o valor de G_0 obtido nos ensaios, optou-se por adotar valores de E_{50}^{ref} superiores, compatíveis com o G_0^{ref} adotado. Por este motivo, novamente, com o recurso *SoilTest* estimou-se valores de E_{50}^{ref} compatíveis com o E_0 obtido a partir de G_0^{ref} para cada zoneamento geotécnico (Tabela 11).

Conforme visto em 2, além da tensão de confinamento, outro parâmetro que influencia a curva de redução da rigidez é o IP , por meio do qual é possível identificar valores para o parâmetro $\gamma_{0,7}$. Tendo em conta os resultados laboratoriais obtidos para o caso de estudo (Tabela 6) e o trabalho de Vucetic e Dobry (1991) para argilas (Figura 5), adotou-se $\gamma_{0,7} = 2 \times 10^{-3}$. Uma vez que, não foi identificada variação significativa de IP nas várias camadas, considerou-se o valor de IP médio, igual a 17 para todas as camadas. As curvas de redução G/G_0 com a amplitude da deformação, em escala logarítmica, extraída do *software* PLAXIS para os três zoneamentos geotécnicos é exibida na Figura 70.

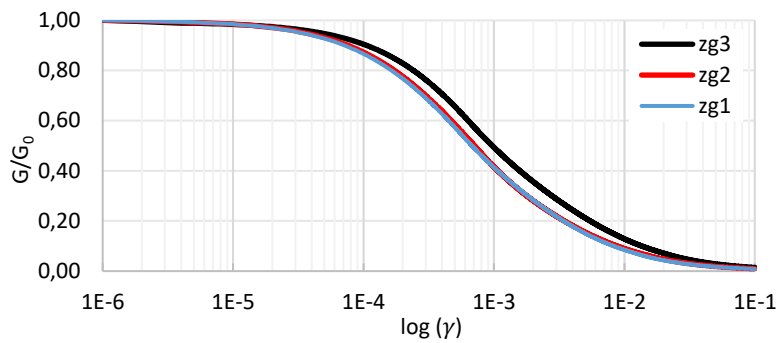


Figura 70 - Curvas de degradação do módulo de rigidez com a distorção para cada zoneamento geotécnico

Os parâmetros utilizados no 2º modelo são apresentados na Tabela 11. Destaca-se que os parâmetros utilizados no 2º modelo, referentes à resistência e ao estado inicial do solo foram idênticos ao do 1º modelo. Contudo, os valores de rigidez considerados neste último modelo não diferentes dos do primeiro, pelos motivos anteriormente expostos.

Tabela 11 - Parâmetros utilizados no 2º modelo (*Hardening Soil model with Small-Strain Stiffness*)

	Parâmetro	Unidades	ZG3	ZG2	ZG1
Índices Físicos	γ_{unsat}	kN/m ³	17	20	22
	γ_{sat}	kN/m ³	17	20	22
Parâmetros de Resistência	c'	kN/m ²	5	40	75
	ϕ'	°	28	30	35
	ψ	°	0	0	0
Parâmetros de Rigidez	E_{50}^{ref}	kN/m ²	45 000	110 000	240 000
	E_{oed}^{ref}	kN/m ²	45 000	110 000	240 000
	E_{ur}^{ref}	kN/m ²	135 000	330 000	720 000
	m	-	0,5	0,5	0,5
Estado Inicial	K_0	-	0,53	0,50	0,43
Rigidez Inicial	ρ	ton/m ³	1,73	2,04	2,24
	V_s	m/s ²	200	300	400
	G_0^{ref}	kN/m ²	69 388	183 673	359 184
	$\gamma_{0,7}$	-	2×10^{-3}	2×10^{-3}	2×10^{-3}
	$G_{0,c.proj.}$	kN/m ²	6 708	9 827	33 462
	$G_0^{ref} / G_{0,c.proj.}$	-	10,34	18,70	10,73

6.4 Propriedades da estrutura de contenção

6.4.1 Cortina de estacas moldadas

A caracterização da parede de contenção é fundamentalmente a caracterização de um elemento linear por metro de largura. Nesta fase, essencialmente deve-se considerar a altura da cortina, o diâmetro da estaca e o espaço entre elas. O betão aplicado para execução da cortina de estacas é o C30/37.

No *software* PLAXIS, a cortina de estacas moldadas foi simulada com elemento *Plate*, com parâmetros presentes na Tabela 12. Este elemento foi empregue para modelação de elementos estruturais esbeltos no solo, caracterizados por uma rigidez axial (*EA*) e uma rigidez à flexão significativa (*EI*).

Acerca dos valores finais de EA e EI e peso da parede, estes são calculados tendo em conta o espaçamento entre as estacas, visto que o *software* solicita valores por metro de desenvolvimento da estrutura de suporte.

Ademais, para a simulação da interação solo-estrutura fez-se o uso de elementos de interface, separando o elemento estrutural do solo e, permitindo o deslocamento entre ambos.

Tabela 12 - Parâmetros utilizados na modelação da cortina de estacas

	Parâmetros		Unidades	Valores
Betão C30/37	Módulo de Elasticidade	E	kN/m^2	33×10^6
	Peso Volúmico	γ	kN/m^3	25
Cortina de Estacas -Alçado AB	Diâmetro	d	m	0,60
	Afastamento	a	m	0,80
	Área Estaca	A	m^2	0,28
	Peso	w	kN/m/m	8,75
Características Mecânicas	Rigidez Axial	EA	kN/m	$11,55 \times 10^6$
	Rigidez à Flexão	EI	kNm^2/m	$2,62 \times 10^5$

6.4.2 Bandas de laje

Neste modelo 2D, o efeito das bandas de laje é considerado através de um apoio com determinada rigidez axial (*fixed-end anchors*). Note-se que na realidade, a banda de laje quando solicitada apresentará deslocamento variável ao longo do seu comprimento, geralmente maior na zona central. Isto seria bem representado se utilizado um modelo 3D. Portanto, representar o efeito da banda de laje, no modelo 2D, considerando apenas um valor de EA , é uma aproximação.

As bandas de laje estudadas foram executadas em betão armado C30/37, com 30cm de espessura, e largura variável ao longo de seu comprimento. Enquanto nos extremos, as bandas possuem 16m, na zona central tem aproximadamente 9,75m. Sendo assim, para avaliação de sua rigidez axial, a flecha foi calculada apenas considerando que a banda apresenta a largura de 9,75m e comprimento de 44m, assumindo modelo simplificado de viga bi-encastada, sendo que os deslocamentos são maiores ao meio do vão. O cálculo da flecha foi realizado com recurso à equação apresentada abaixo:

$$f = \frac{pL^4}{384EI} \quad \text{Eq. 15}$$

A rigidez axial da banda de laje (EA), considerada no modelo 2D PLAXIS, correspondeu ao inverso da flecha obtida no modelo simplificado da viga bi-encastada e carga uniforme e unitária, de acordo com o anteriormente exposto (Tabela 13).

Tabela 13 - Parâmetros para obtenção da rigidez da banda de laje

Comprimento [m]	Largura [m]	Espessura [m]	I [m ⁴]	E [kN/m ²]	f [m]	EA [kN/m]
44	9,75	0,3	23,17	33×10^6	$1,28 \times 10^{-5}$	$7,83 \times 10^4$

Os parâmetros adotados para os elementos *fixed-end anchors*, que representou as bandas de laje são apresentados na Tabela 14. A modelação é realizada por metro linear, logo o $L_{spacing}$ é igual a 1m, assim como EA , que é assumido constante e por metro linear. Assumiu-se que o comportamento estabelecido para a banda é o Elástico Linear.

Tabela 14 - Parâmetros para modelação da banda de laje

Parâmetros	Valores
$L_{spacing}$	1 m
$A = h * 1m$	0,3
EA [kN/m]	$7,83 \times 10^4$
Comportamento	Elástico Linear

O programa permite conhecer o valor da força de travamento imposta em cada banda de laje, F , juntamente com o deslocamento da parede a essa cota. O valor F é empregue para o cálculo das armaduras da banda de laje, para o controlo da fendilhação e deformações.

6.4.3 Túnel do metro de Lisboa

Para caracterização do túnel do Metro de Lisboa, assim como para a cortina de estacas, utiliza-se o elemento *Plate* no *software*. O túnel foi executado com betão C25/30, e apresenta uma espessura não uniforme (ver Figura 71). Para sua modelação, assumiu-se uma espessura constante de 0,7m. Os parâmetros utilizados para a modelação são apresentados na Tabela 15.

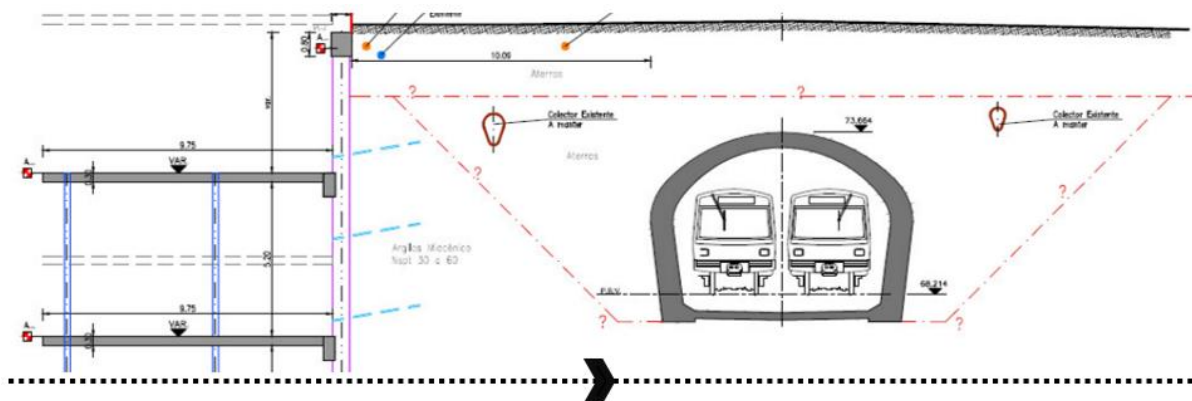


Figura 71 - Corte tipo 1 escala 1:100, adaptado de (JetSJ, 2014)

Tabela 15 - Parâmetros para modelação do Túnel do Metro de Lisboa

	Parâmetros		Unidade	Valores
Betão C25/30	Módulo de Elasticidade	E	kN/m ²	31×10^6
	Peso Volúmico	γ	kN/m ³	25
Túnel ML	Espessura	e	m	0,7
	Peso	w	kN/m/m	17,5
Características Mecânicas	Rigidez Axial	EA	kN/m	$2,17 \times 10^7$
	Rigidez à Flexão	EI	kNm ² /m	$8,86 \times 10^5$

6.5 Simulação do faseamento construtivo

Conforme visto em 4.1, o método dos elementos finitos, permite a análise da interação solo-estrutura, e fornece estimativas de deformações. A ferramenta também possibilita a simulação das fases construtivas, permitindo simular a redistribuição dos esforços na cortina ao longo da escavação. E desta forma, viabiliza também o estudo de diferentes soluções, combinando, características da estrutura, diferente faseamento construtivo, e diferentes propriedades dos materiais envolvidos.

No que concerne à Solução B, adotada para o alçado AB, o faseamento construtivo proposto para sua execução foi apresentado em 5.4.2. Para a modelação assumiu-se o faseamento construtivo semelhante ao proposto, considerando, conforme o possível, uma escavação por patamares de altura não superior a 3,0m. O faseamento construtivo adotado é descrito na Tabela 16. Na Figura 72 é apresentado o modelo na última fase (9). Adicionalmente, para efeitos de análise, foi simulado o mesmo modelo, excluindo as fases 2, 5 e 8. Neste caso, não foram identificadas diferenças relevantes, relativamente ao modelo com as 9 fases.

Tabela 16 - Faseamento construtivo utilizado na modelação da escavação e contenção periférica

0	Ativação das sobrecargas e ativação do túnel (desativação do solo interno e ativação revestimento do túnel)
1	Ativação da cortina de estacas
2	Escavação até a cota -3,5m
3	Escavação até a cota da primeira banda de laje, -7m
4	Ativação da primeira banda de laje
5	Escavação até a cota -9,5m
6	Escavação até a cota da segunda banda de laje, -12m
7	Ativação da segunda banda de laje
8	Escavação até a cota -15m
9	Escavação até a cota final, -18m

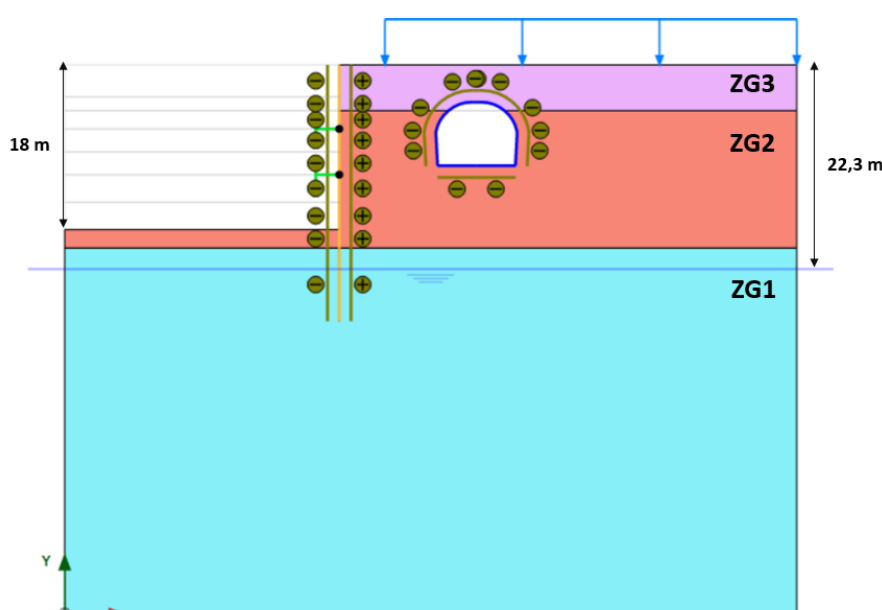


Figura 72 - Representação esquemática da última fase da modelação da escavação e contenção periférica

6.6 Resultados

A seguir, são apresentados e comentados alguns dos resultados, nomeadamente, os pontos de plastificação, os esforços e os deslocamentos, tendo em consideração o fim da escavação. Posteriormente são comparados os deslocamentos previstos nos modelos HS e HSsmall nas várias fases com os valores reais observados em obra.

6.6.1 Pontos de plastificação e tensões

Na Figura 73, são apresentados os pontos de plastificação (*plastic points*) obtidos nos dois modelos. Na referida figura são identificados quatro tipos de pontos: *Failure Point* (vermelho), *Cap Point* (azul), *Hardening Point* (verde) e *Cap-Hardening Point* (marrom). O *Failure Point* representa os pontos que atingiram a rotura, o *Cap Point* corresponde aos pontos que sofreram endurecimento por tensões normais, o *Hardening Point*, aos que o endurecimento sofrido foi por corte e, *Cap-Hardening Point*, aos pontos que sofreram endurecimento por ambas as razões. As zonas sem pontos indicam a existência de, ainda, alguma reserva até à plastificação, presentes no campo da resposta elástica.

Observa-se que (Figura 73), os pontos de plastificação apresentados em ambos modelos possuem uma distribuição relativamente similar, sendo as maiores dissemelhanças vistas abaixo e ao lado direito do túnel e, também, próximos à altura encastrada da cortina. Verifica-se que nos resultados obtidos pelo modelo HSsmall, especificamente abaixo do túnel, a predominância de pontos de endurecimento por ambas tensões, normais e de corte, correspondentes aos “*Cap-Hardening Point*”. No entanto, referente ao modelo HS, este quando comparado ao modelo HSsmall, apresenta para a mesma região uma maior quantidade de pontos de plastificação devido ao endurecimento por corte (*Hardening Point*). Contrariamente, na área próxima à altura encastrada da cortina, o modelo HSsmall foi o que apresentou mais pontos de endurecimento por corte.

Por meio da Figura 74, verifica-se que as tensões de corte efetivas tidas no modelo HS e no modelo HSsmall apresentam uma disposição de valores máximos e mínimos semelhantes. O que justifica a distribuição similar dos pontos de plastificação. Quer no modelo HS quer no modelo HSsmall, as maiores tensões verificadas foram na altura encastrada da cortina, próximos à cota 23m. De forma que, os valores vistos no modelo HS foram aproximadamente 18% maiores aos do modelo HSsmall.

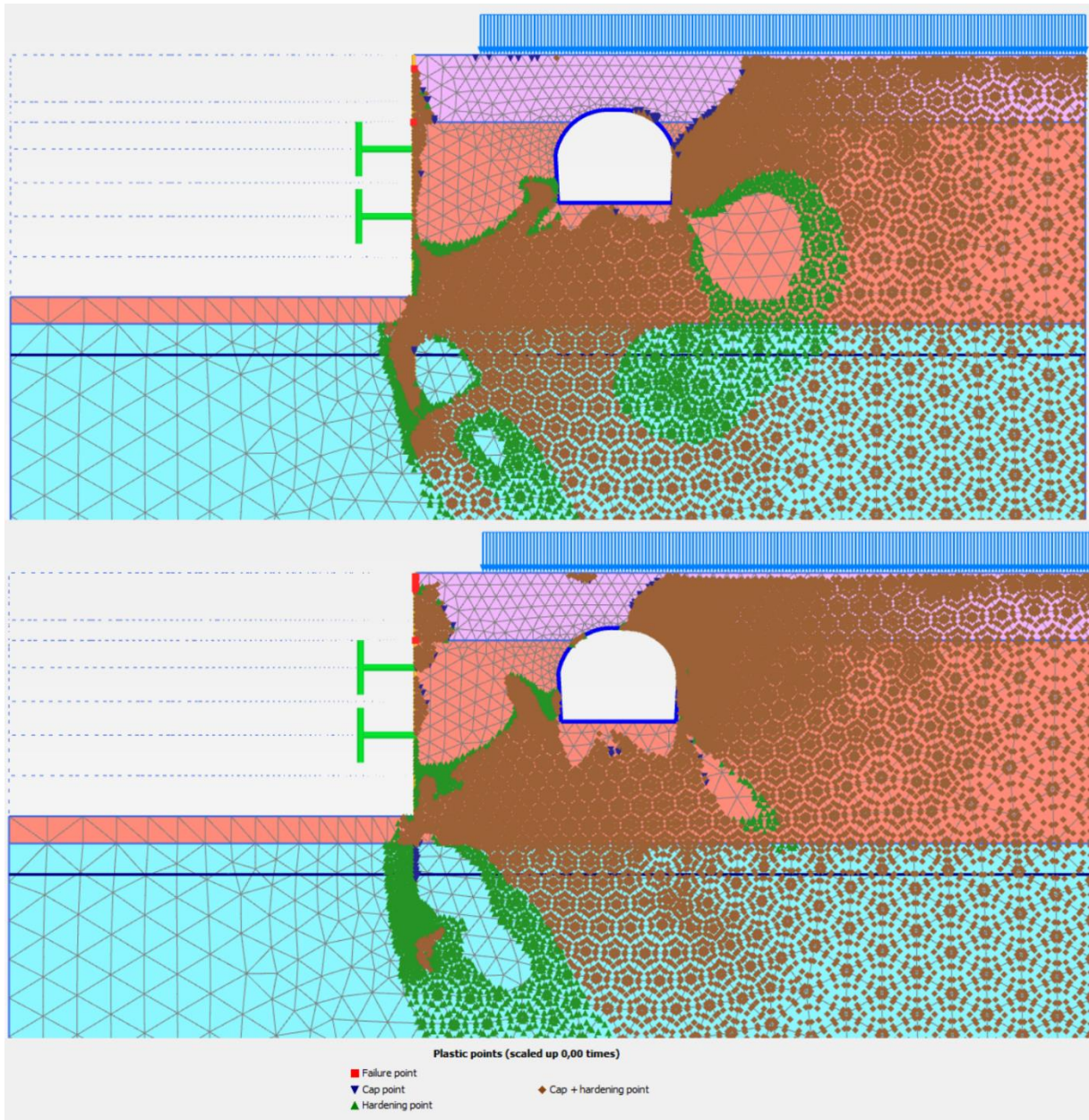


Figura 73 - Pontos de plastificação fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall

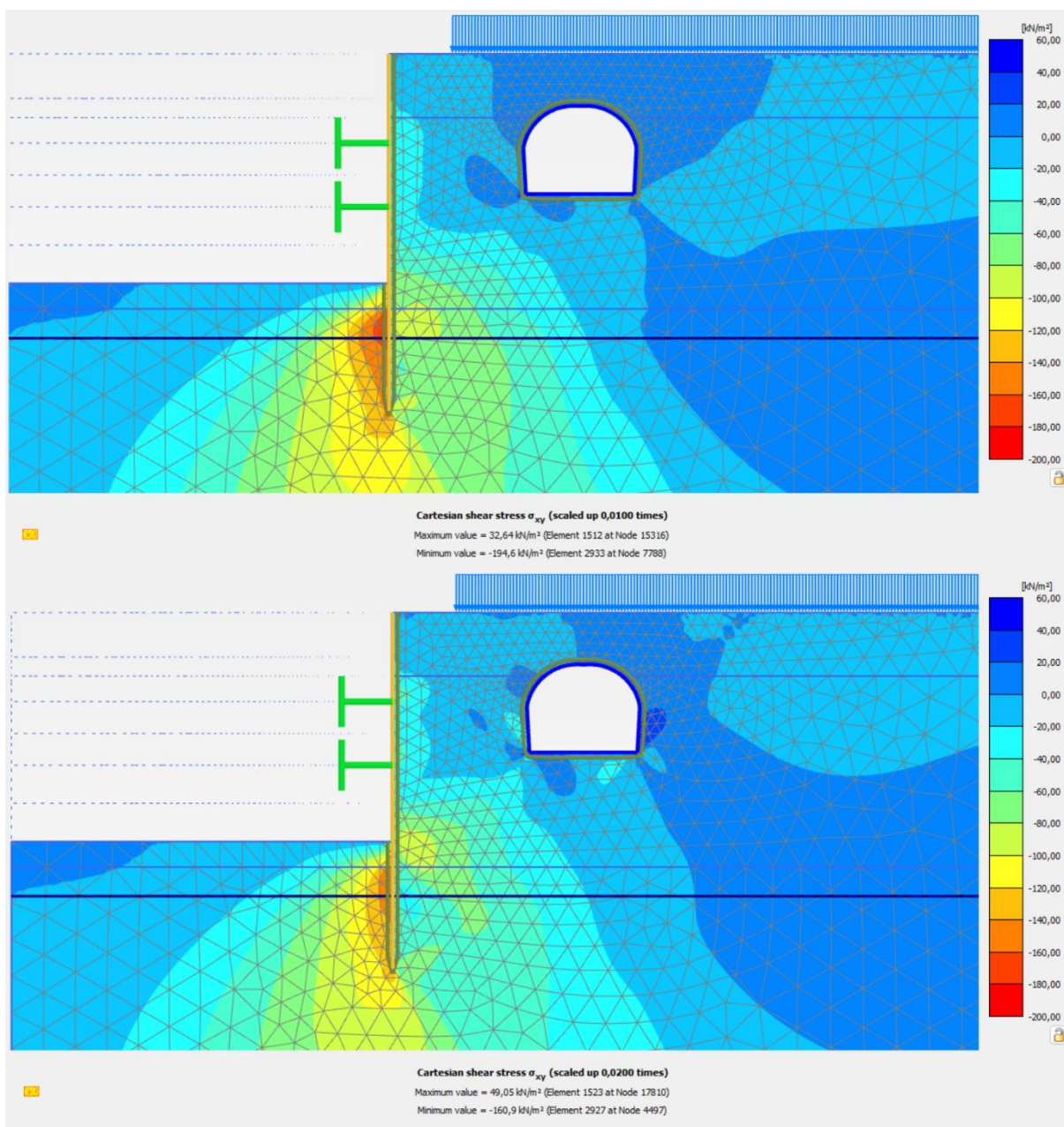


Figura 74 - Tensões por corte fase final modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall

No que se refere às distorções verificadas nos modelos, estas são apresentadas na Figura 75. Nota-se que nos dois modelos as maiores distorções são encontradas ao topo da cortina, ao início da altura encastrada da cortina e nos cantos inferiores direito e esquerdo do túnel do metro. No entanto, concernente as grandezas de valores apresentados, estes são diferentes. Sendo que para o modelo HS, as máximas distorções verificadas são 80% maiores que as distorções do modelo HSsmall.

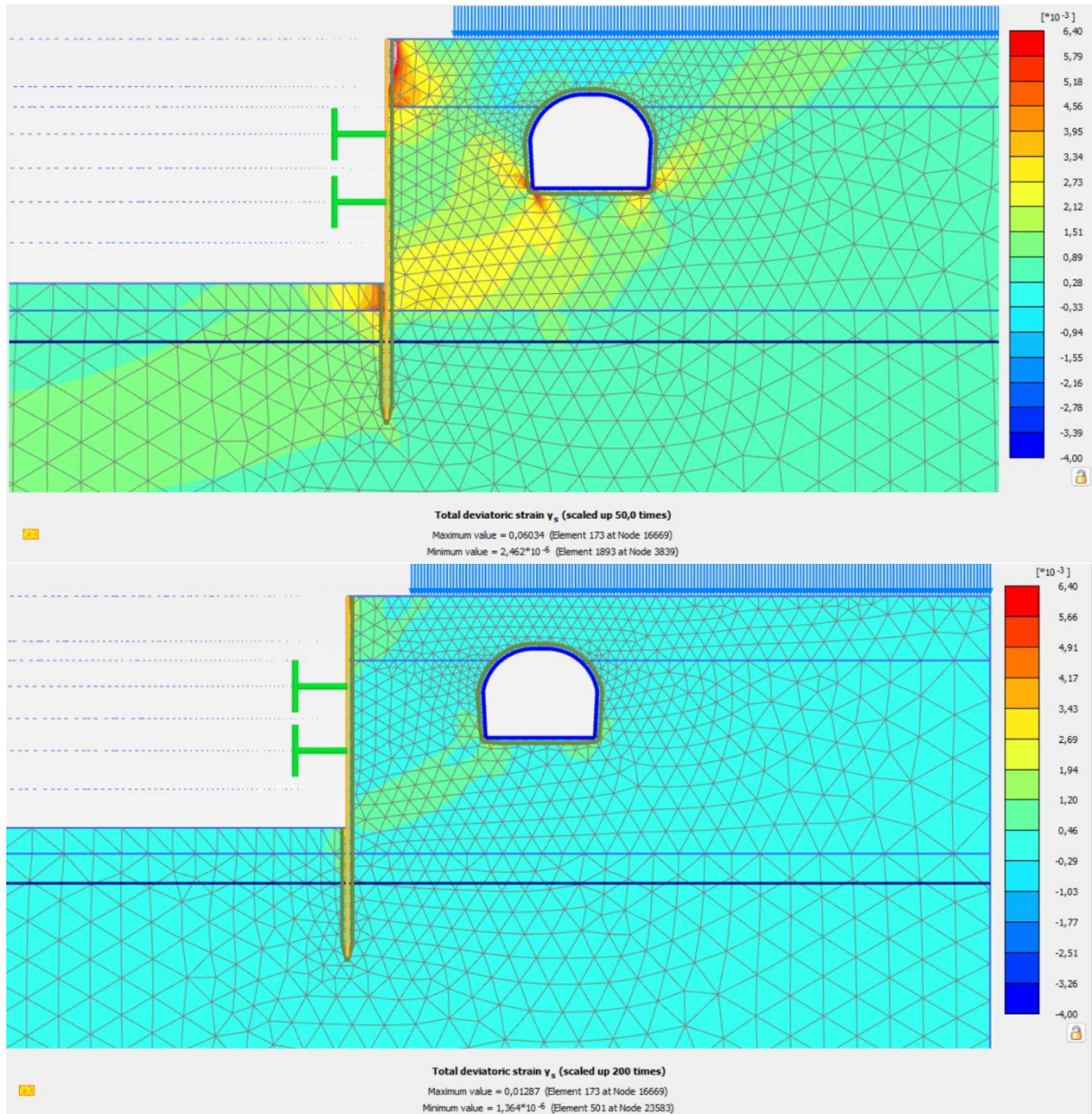


Figura 75 - Distorções fase final modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall

Na Figura 76 são novamente apresentados os resultados obtidos na fase final, do modelo HS, indicando o estado de tensão de z pontos específicos e proximidade à superfície de rotura (pontos localizados ao início da altura encastrada da cortina e ao lado inferior direito do túnel, regiões em que foram vistas as maiores diferenças com relação aos pontos de plastificação). O mesmo foi feito para o modelo HSsmall, sendo esses apresentados na Figura 77.

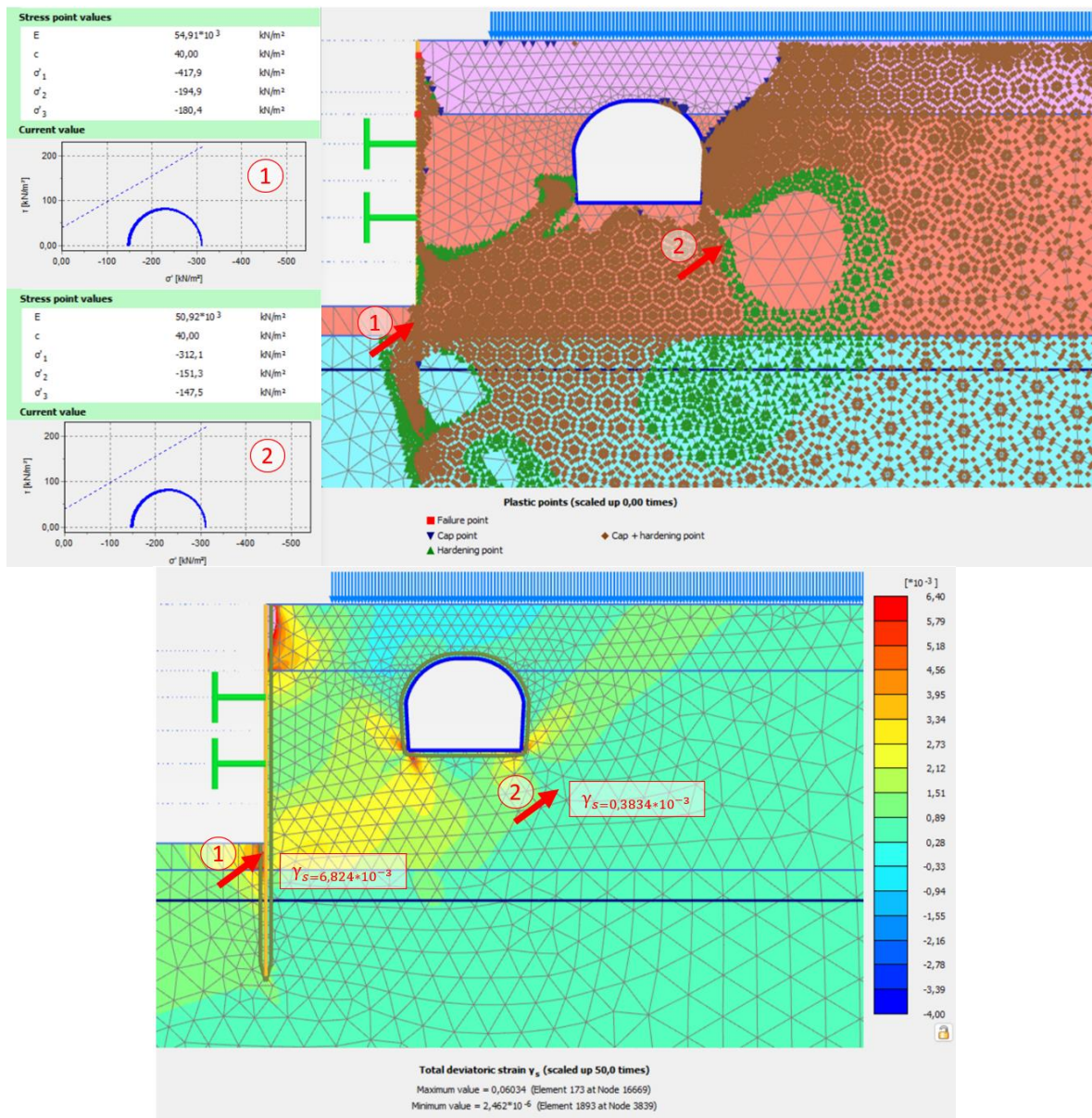


Figura 76 - Pontos de plastificação (acima) e distorções (abaixo) fase final modelação (modelo HS): valores correspondentes aos pontos 1 e 2 indicados pela seta vermelha

Verifica-se no ponto 1, um endurecimento provocado por tensões normais e tensões de corte, representado pelo *Cap-Hardening Point* e que, as deformações apresentadas correspondem à gama de médias e grandes deformações (Figura 2).

Referente ao ponto 2, verifica-se que, as distorções apresentadas estão dentro da gama de pequenas deformações. Ademais, o endurecimento foi provocado por tensões de corte, representado pelo *Hardening Point*.

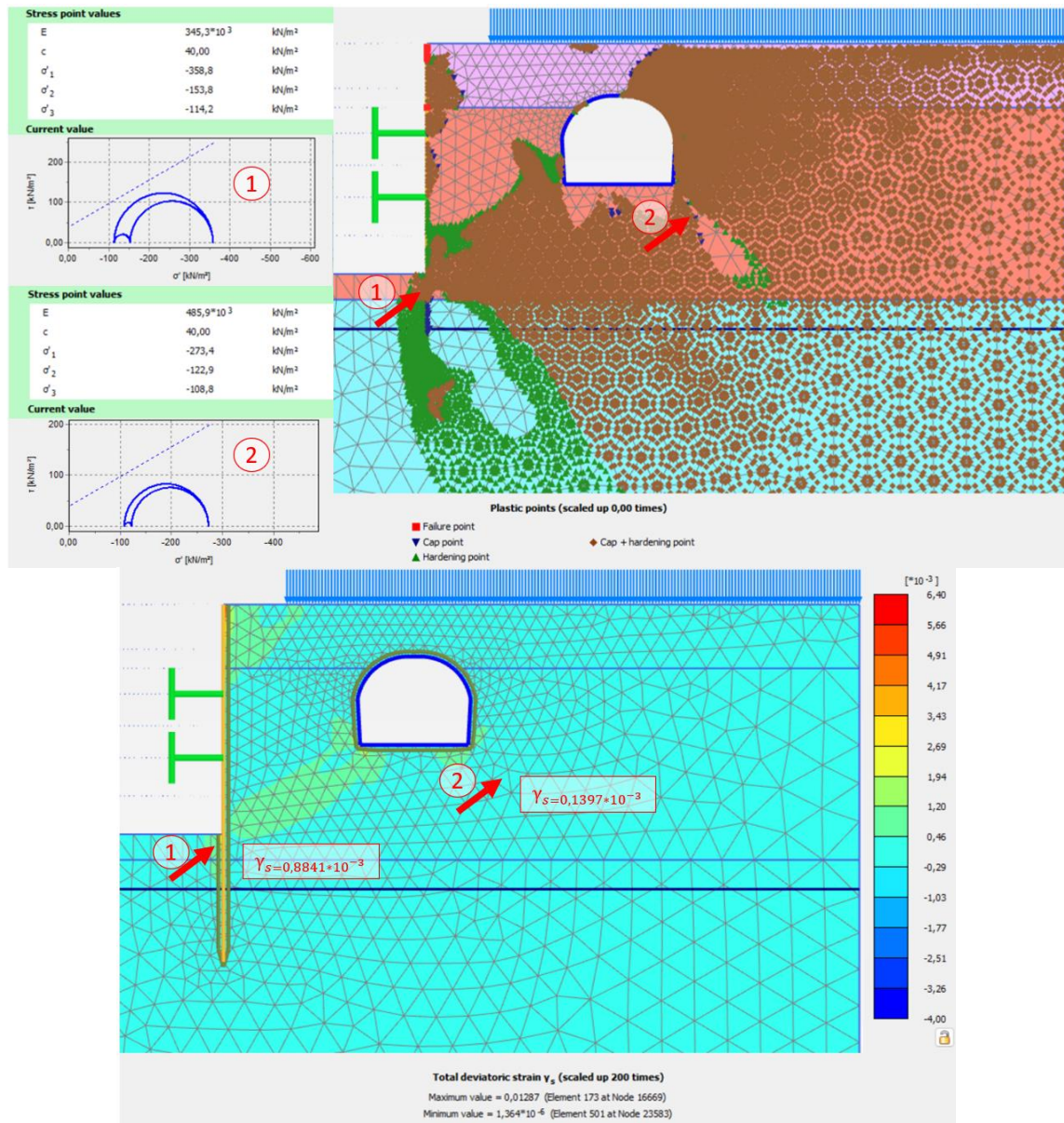


Figura 77 - Pontos de plastificação (acima) e distorções (abaixo) fase final modelação (modelo HSsmall); valores correspondentes aos pontos 1 e 2 indicados pela seta vermelha

No HSsmall na zona junto ao encastramento da cortina (ponto 1), é apresentada uma rigidez superior à verificada para o mesmo ponto no modelo HS e, valor de distorção muito inferior ao observado no modelo HS. As distorções correspondem à gama de pequenas deformações, diferente do modelo HS em que neste ponto já se encontrava na gama de média e grandes deformações. O endurecimento verificado foi por tensões normais e tensões de corte, representado pelo *Cap-Hardening Point*.

No que se refere ao ponto 2, novamente é observada uma rigidez muito superior à verificada para o mesmo ponto no modelo HS. Entretanto, os valores de correspondentes à distorção já são mais aproximados do que os verificados para o ponto 1. As distorções correspondem à gama de pequenas deformações, assim como verificado no modelo HS. Novamente, o endurecimento foi por tensões normais e tensões de corte, representado pelo *Cap-Hardening Point*.

Destaca-se que, especialmente com relação ao modelo HSsmall é possível estabelecer uma comparação com os resultados obtidos por meio da simulação de ensaios triaxiais (para ZG2) apresentados em

4.1.2.1. Confirma-se que os resultados verificados no modelo HSsmall para o caso de estudo, permanecem dentro da gama de pequenas deformações (Figura 38). De forma geral as deformações permaneceram modestas junto à cortina, confirmando a tendência exposta nos capítulos anteriores. No entanto, salienta-se que, os parâmetros de rigidez (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) considerados no modelo HS e HSsmall não são os mesmos, dessa forma as comparações realizadas não são diretas.

6.6.2 Estrutura de contenção - Esforços

Conforme visto em 3.3, a execução de elementos de apoio em estruturas de contenção flexíveis, influencia de maneira significativa no desenvolvimento dos esforços transversos e momentos fletores da contenção. Nas Figuras 78 e 79, são apresentados os esforços, para os modelos HS e HSsmall, correspondentes a última etapa da escavação, bem como as envolventes. As siglas BL 1 e BL 2, referem-se às bandas de laje 1 e 2.

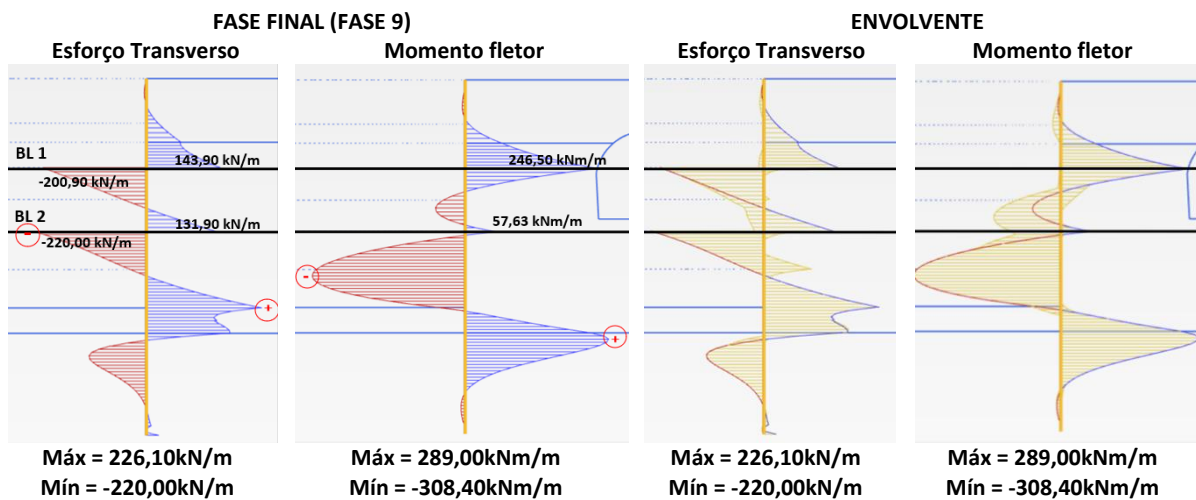


Figura 78 - Diagramas de esforço transverso e momento fletor e, envolvente dos esforços na parede de contenção modelo HS

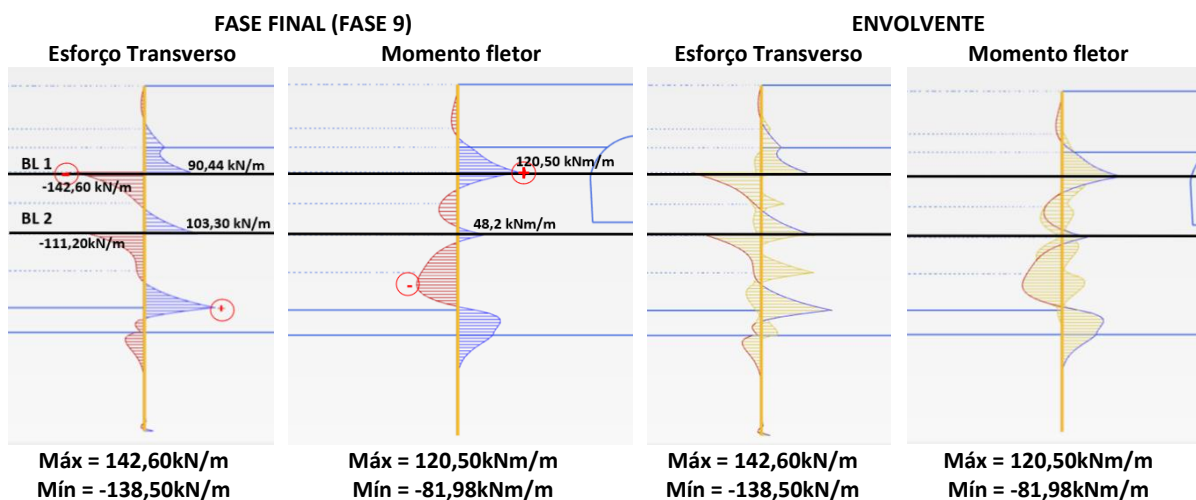


Figura 79 - Diagramas de esforço transverso e momento fletor e, envolvente dos esforços na parede de contenção modelo HSsmall

Verifica-se nas Figuras 78 e 79, que os digramas de esforço transverso e momento fletor apresentados pelos modelos possuem uma disposição semelhante. Porém, no modelo HS o valor mínimo do esforço transverso localiza-se na BL 2 e, no modelo HSsmall localiza-se na cota da BL 1. Outra diferença é com relação à localização dos momentos fletores máximos, já que no modelo HS está abaixo da cota de fundo da escavação e, no HSsmall localiza-se, novamente, à cota da BL1. Ademais, quer para o HS quer para o HSsmall, o máximo esforço transverso verificado foi à cota do fundo da escavação e, o mínimo valor para o momento fletor localiza-se entre à cota da BL2 e o fundo da escavação.

Observa-se também que, quando considerada a rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações (HSsmall), ocorrem significativas reduções dos valores máximos de esforço transverso e momento fletor. É importante relembrar também que os valores de E_{50}^{ref} adotados no modelo HSsmall são superiores aos adotados no HS, tendo em conta a compatibilidade com o valor de G_0^{ref} considerado.

Com base nas envolventes, o esforço transverso máximo e momento fletor máximo na cortina foi de, respetivamente: i) 226,10kN/m (à cota de fundo da escavação, 18m) e 308,40 kNm/m (à cota 15m) no modelo HS e, ii) 142,60 kN/m e 120,50kNm/m (ambos à cota da primeira banda de laje) no modelo HSsmall. Referente ao esforço transverso aferido, a redução no modelo HSsmall é cerca de 37%. No entanto, as maiores discrepâncias verificadas entre os modelos foram referentes aos momentos fletores entre os quais, as reduções foram em torno de 61%.

Por fim, concernente aos esforços instalados nas bandas de laje ao longo do faseamento construtivo, estes são apresentados na Figura 80. No que se refere à última fase de cálculo, os valores verificados no modelo HS foram, -348kN/m para BL 1 e -355kN/m para a BL2. Relativamente ao modelo HSsmall, para a mesma fase construtiva, os valores obtidos foram, -230kN/m para BL 1 e -218kN/m para a BL2. Nota-se que, os esforços tidos no modelo HS para a BL 1 e BL 2, são reduzidos, respetivamente, em aproximadamente 34% e 39% no modelo HSsmall.

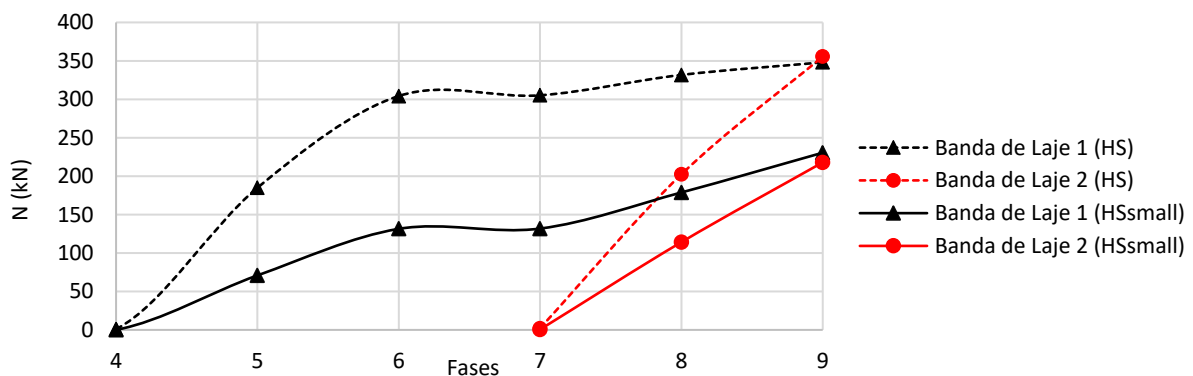


Figura 80 - Forças instaladas nas bandas de laje 1 e 2 ao longo do faseamento construtivo modelo HS e modelo HSsmall

6.6.3 Deslocamentos

Na Figura 81, é apresentada a deformada na fase final (ampliada 100x), quer para o modelo HS, quer para o modelo HSsmall. São claramente visíveis as diferenças entre os dois modelos e, perceptível a influência da consideração da rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações e valores de rigidez adotados. O modelo HSsmall apresentou menores deslocamentos totais (Figuras 82 e 83).

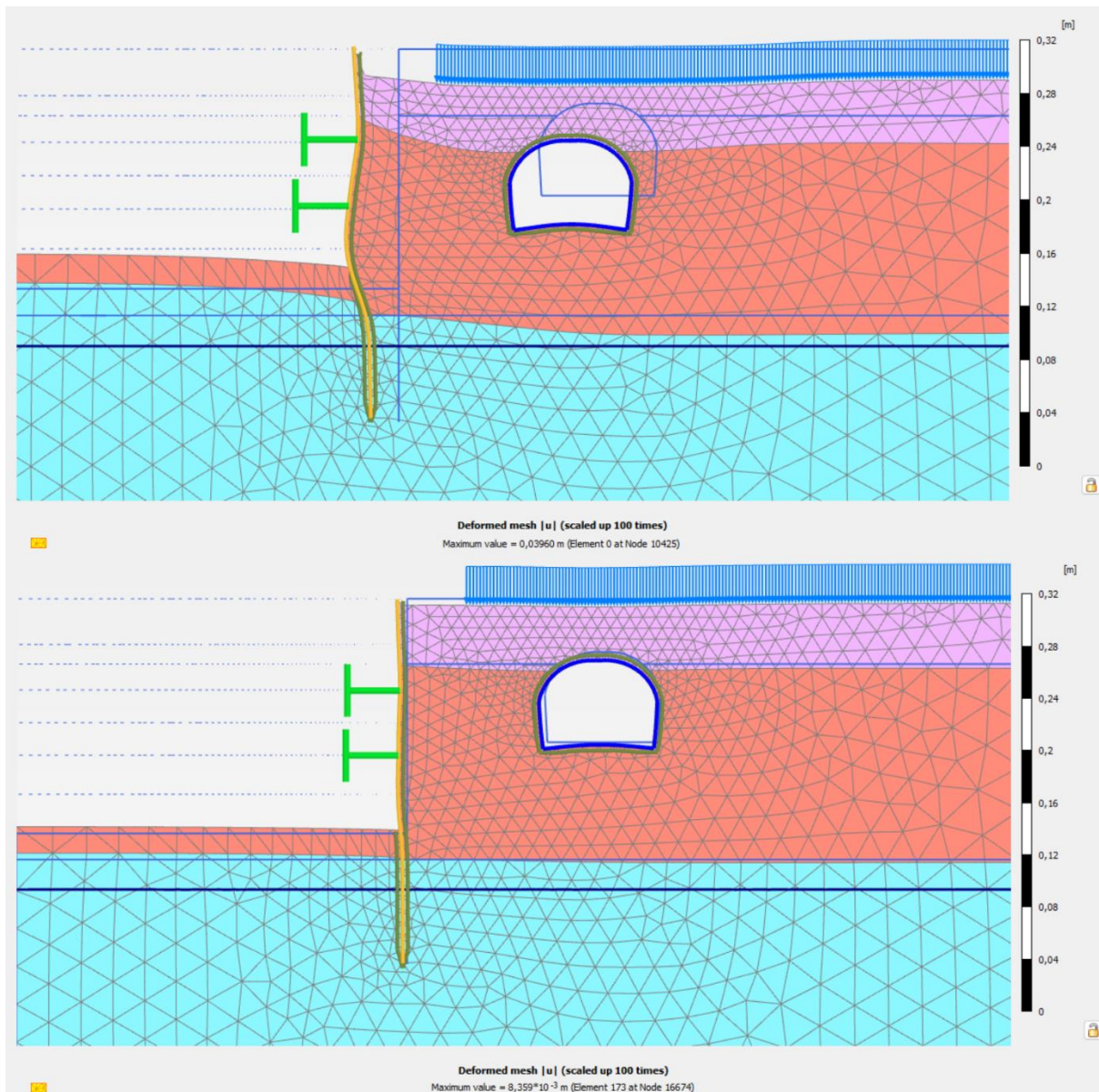


Figura 81 - Deformação total na fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall

No que se refere aos valores, as Figuras 81 e 82 confirmam a existência de significativas dissimilaridades entre os deslocamentos totais estimados por meio dos dois modelos. Sendo que os valores máximos se aproximam de 40mm no modelo HS e, 9mm para o HSsmall. Entretanto, em ambos modelos se observa que os maiores deslocamentos são ao topo da cortina, nos primeiros 3m e, aos 15m. Também, na base da escavação é identificado algum empolamento, em razão do alívio de tensões, resultante da escavação.

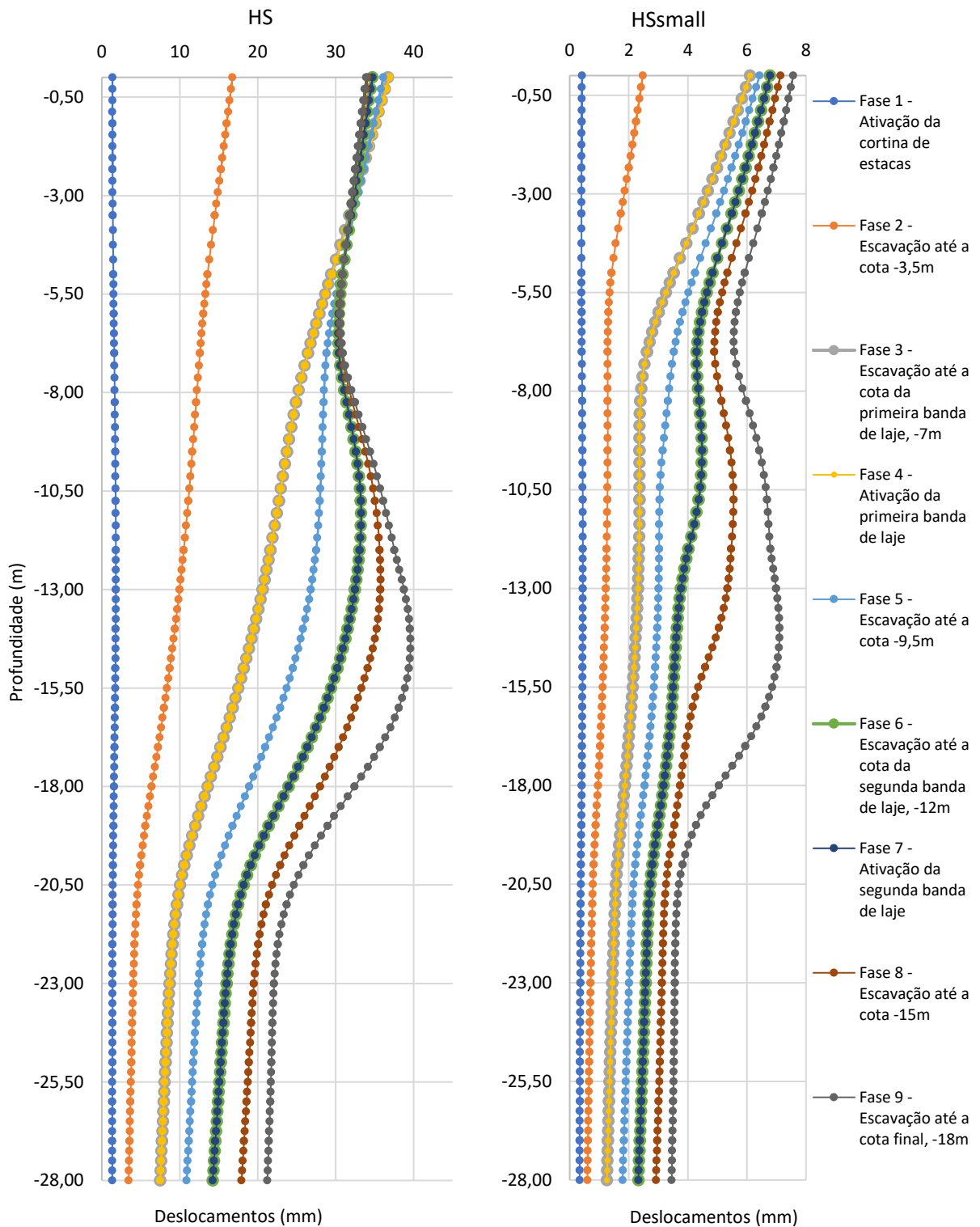


Figura 82 - Deslocamentos totais da cortina em direção ao interior da escavação: à esquerda HS, à direita HSsmall.

Na Tabela 17, são indicados os deslocamentos totais máximos verificados nos dois modelos em cada fase construtiva. Verifica-se que, as etapas mais críticas, em termos de variação dos deslocamentos, é o intervalo entre as fases 2 e 4, correspondentes à escavação até à cota da primeira banda de laje e ativação da mesma.

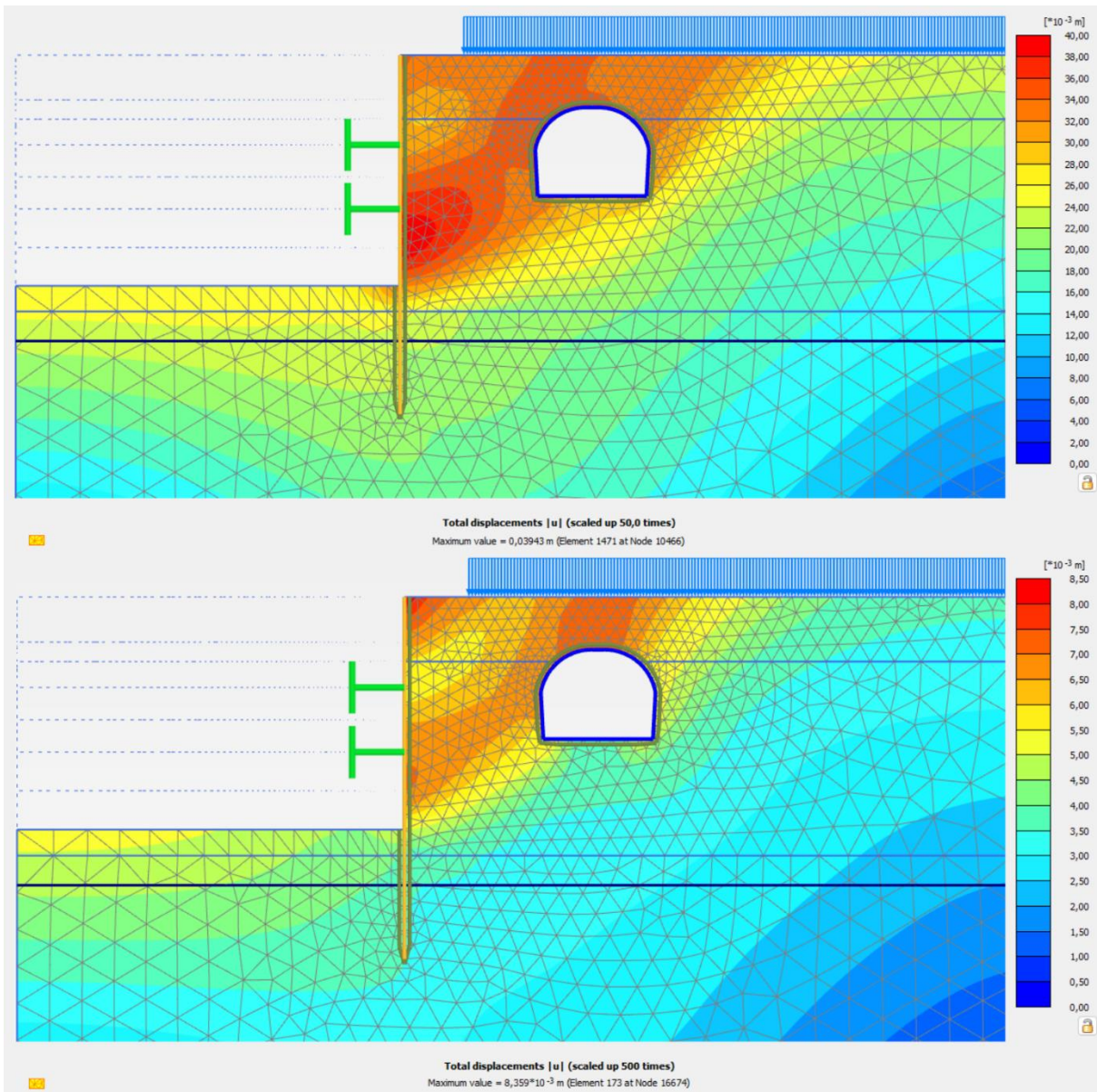


Figura 83 - Deslocamentos totais na fase final da modelação: acima modelo HS, abaixo modelo HSsmall

Tabela 17 - Deslocamentos totais máximos na cortina no decorrer do faseamento construtivo (valores em mm)

ETAPAS DE CONSTRUÇÃO		HS	HSsmall
1	Ativação da cortina de estacas	1,81	0,45
2	Escavação até a cota -3,5m	16,76	2,48
3	Escavação até a cota da primeira banda de laje, -7m	36,72	6,11
4	Ativação da primeira banda de laje	36,91	6,11
5	Escavação até a cota -9,5m	36,12	6,43
6	Escavação até a cota da segunda banda de laje, -12m	34,71	6,78
7	Ativação da segunda banda de laje	34,74	6,79
8	Escavação até a cota -15m	35,77	7,14
9	Escavação até a cota final, -18m	39,60	7,57

Assim como visto em 5.5, foram definidos critérios de alerta e alarme para o projeto, tendo em conta a contenção periférica a executar e as estruturas vizinhas, juntamente com a geologia do local de intervenção (Tabela 9). Por meio da Tabela 17, admite-se que, os deslocamentos apresentados ao longo da modelação da escavação estão dentro dos limites definidos pelos critérios de alerta e alarme, e dentro da faixa de deslocamentos admissíveis para estruturas de contenção (ver 3.3.4).

No que se refere ao modelo HS, a percentagem dos deslocamentos totais máximos verificados na cortina no final da escavação (u /profundidade da escavação) é de 0,22%, (ocorrendo entre a cota da segunda banda de laje, entre os 12 e os 15m). Entretanto, no modelo HSsmall a percentagem de deslocamentos totais máximos estimados foi de 0,04% (ocorrendo entre os 9 e 16m). Ademais, verifica-se que os valores de deslocamentos estimados em ambos modelos estão dentro do limite das pequenas deformações e, de acordo com as deformações comumente verificadas em estruturas de contenção (ver Figura 2).

Em suma, percebe-se que os resultados para os deslocamentos totais máximos estimados no modelo HS são aproximadamente 80% maiores aos obtidos no modelo HSsmall (valor igual ao verificado em 6.6.1, Figura 76). Nota-se que, percentagem semelhante foi verificada quando comparados valores dos momentos fletores mínimos na cortina em ambos modelos constitutivos (ver 6.6.2).

6.6.3.1 Comparação dos deslocamentos medidos em obra e deslocamentos obtidos nos modelos numéricos

No que se refere à solução B, adotada para o alçado AB, foram instalados dois inclinómetros, nomeadamente I4 e I5 (Figuras 62 e 63). Recorrendo às leituras obtidas nos inclinómetros referidos (Figuras 65 (I4-A) e 66 (I5-A)), foi realizada a comparação entre os resultados estimados nos modelos HS e HSsmall e, as leituras obtidas em obra. O objetivo foi avaliar qual modelo que conduz a deslocamentos da estrutura de contenção mais próximos à realidade. Os resultados são apresentados na Figura 84. Foram comparados os resultados para três diferentes fases construtivas, correspondentes à execução da primeira banda laje, à execução da segunda banda de laje e, o fim da escavação.

Recorda-se que, o alçado AB foi o que apresentou os maiores deslocamentos (ver 5.5.1). Ademais, nas semanas iniciais de motorização o inclinómetro I4 manifestou valores elevados de deslocamentos nos primeiros metros de escavação, os quais não corresponderam à realidade. Sendo que, em comparação com as leituras aferidas por meio dos alvos topográficos evidenciou-se a discrepância de valores. De forma que, chegou-se a conclusão de uma possível danificação da calha inclinométrica. Entretanto, em maiores profundidades, os valores lidos aproximaram-se à realidade. Adicionalmente, sabe-se que a obra esteve parada entre abril e agosto de 2016, fase em que a escavação tinha sido feita até aproximadamente 3,5m de profundidade. Isto poderá ter contribuído para a descompressão do terreno nos primeiros metros de profundidade.

Através da Figura 84, vê-se claramente que o modelo HSsmall apresenta um perfil de deslocamentos, para profundidades maiores que 7m mais semelhante ao medido, especialmente quando comparado ao inclinómetro I5. Entretanto, observa-se no modelo HSsmall uma subestimação de deslocamentos, na fase final e nas camadas superficiais, quando comparados aos aferidos por meio de ambos inclinómetros. Na fase de execução da primeira banda de laje (Figura 84 (à esquerda)), a subestimação dos deslocamentos é verificada até cerca de 4m para o inclinómetro I5 e, 7m para o inclinómetro I4. Concernente à fase de execução da segunda banda de laje (Figura 84 (ao meio)), os deslocamentos foram subestimados até aproximadamente 11 m, para o inclinómetro I5 e, até os 20m para o I4. Já na última fase de escavação (Figura 84 (à direita)), para o inclinómetro I5 a subestimação permaneceu até 12m e, 20m no inclinómetro I4. Possivelmente, a subestimação apresentada no HSsmall é fruto da necessidade de uma melhor parametrização dos zoneamentos geotécnicos ZG2 e ZG3, portanto, em 6.6.3.2 é realizada uma breve análise de sensibilidade do modelo HSsmall.

Conforme visto em 6.6.3, o deslocamento máximo estimado por meio do modelo HS, na última fase de cálculo, é cerca de 39,60mm à profundidade 14,50m e, no modelo HSsmall cerca de 7mm, quer no topo da cortina, quer à 14,50m de profundidade. Ou seja, os resultados para deslocamentos estimados no modelo HS foram aproximadamente 80% maiores aos exibidos no modelo HSsmall.

Ademais, no que se refere às comparações entre os deslocamentos totais máximos na cortina, correspondentes aos modelos HS e HSsmall e, inclinómetros I4 e I5, para as três diferentes fases construtivas comentadas no parágrafo anterior e, para quatro diferentes níveis de escavação (ao topo da cortina 0,5m, à cota da primeira banda de laje 7m, à cota da segunda banda de laje 12m e, a 14,50m de profundidade) estes são comentados a seguir à Figura 84.

Nota-se que, os valores de deslocamentos verificados para o I4, 0,5m de profundidade, são aparentemente excessivos e, como já mencionado, não corresponderam a realidade. Posto isto, os valores de deslocamentos medidos a esta cota para o inclinómetro I4, foram desconsiderados durante a comparação dos resultados dos modelos com as leituras reais em obra.

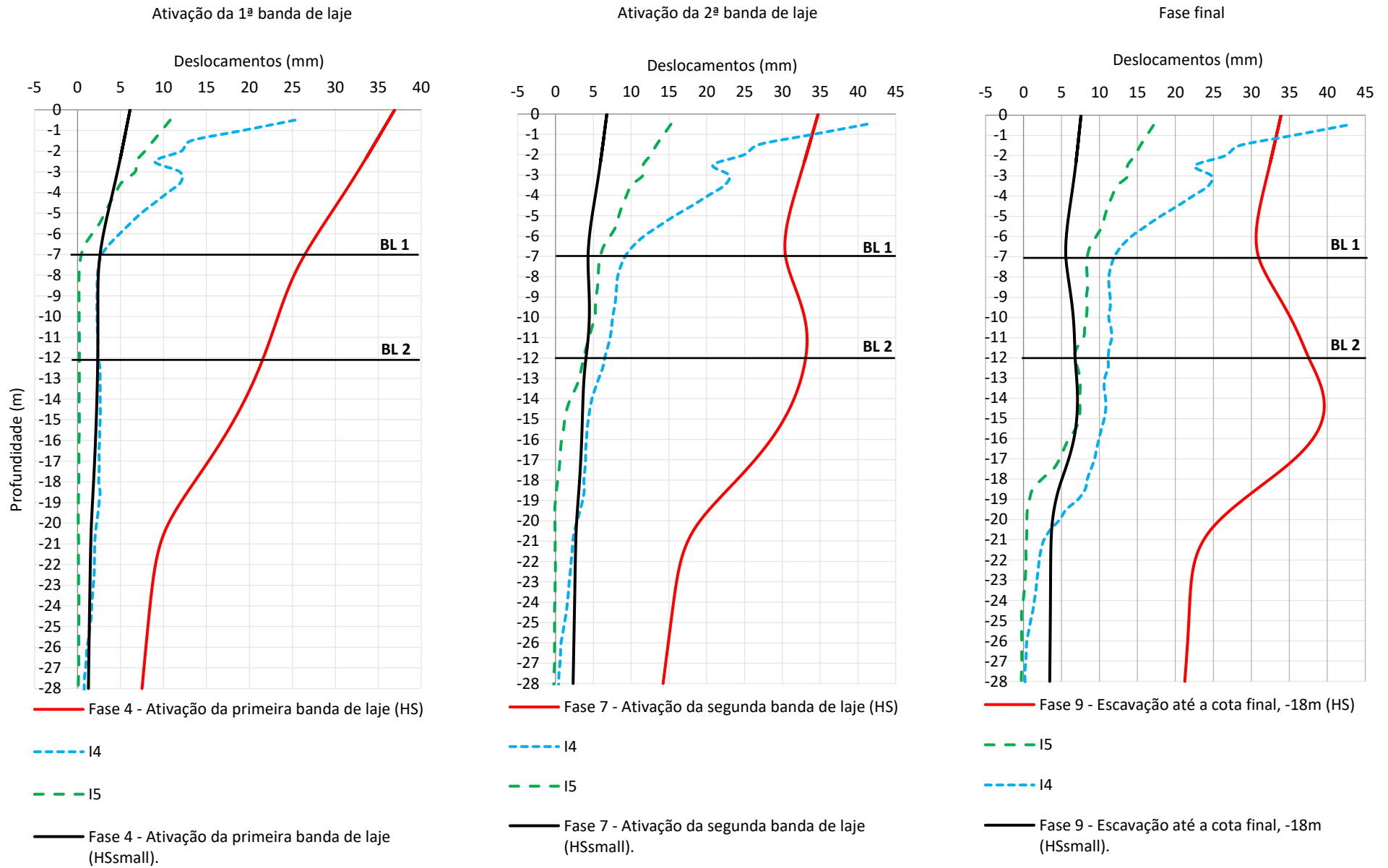


Figura 84 - Deslocamentos da cortina Fase 4 (esquerda), Fase 7 (ao meio) e Fase Final 9 (direita), correspondentes aos resultados dos modelos HS e HSsmall versus leituras inclinômetros I4 e I5

No que se refere à fase de execução da primeira banda de laje, esta foi a fase onde se verificaram as maiores dissemelhanças entre os resultados do modelo HS e leituras inclinométricas. Os deslocamentos estimados pelo modelo foram pelo menos 9x (cota 7m) superiores às leituras de I4 e, no mínimo 2x (cota 0,5m) maiores as do I5. Destaca-se que, para o I5, à cota 7m, a sobrestimação verificada foi em 60x. Entretanto, concernente ao modelo HSsmall, verificou-se uma significativa aproximação às leituras do I4, não sendo vistas diferenças para as cotas 7, 12 e 14,5m. Com relação ao I5, observa-se uma subestimação de aproximadamente 0,45x à cota 0,50m e, sobrestimação variante entre 7x (cota 7m) e 11x (cota 14,5m).

Quanto à fase de execução da segunda banda de laje, verificou-se uma maior aproximação entre o modelo HS e as leituras dos inclinómetros. Os resultados do modelo HS foram ao menos 3x (cota 7m) superiores aos do I4 e, 2x (cota 0,5m) maiores que os do I5. Sendo que, para o I5 a sobrestimação máxima verificada foi de 15x (cota 14,5m). No entanto, relativamente ao modelo HSsmall, houve o aumento entre as diferenças dos valores estimados no modelo e os do I4, ou seja, sendo a subestimação de pelo menos 0,20x (cota 14,5m) até 0,55x (cota 7m). Porém, verificou-se uma aproximação às leituras do I5, sendo a subestimação de ao menos 0,53x (cota 7m), a sobrestimação em cerca de 2x (cota 14,5m) e, nenhuma diferença para a cota 12m.

Por último, em relação a fase de conclusão da escavação, no modelo HS verificou-se de novo uma aproximação às leituras reais. Sendo a sobrestimação verificada para o I4 em pelo menos 3x (cota 7m), e para I5, 2x (cota 0,5m). Para o I5 a máxima sobrestimação verificada foi em 6x (cota 14,5m). Para o modelo HSsmall, observa-se uma subestimação de pelo menos 0,36x (cotas 12 e 14,5m), até em 0,50x (cota 7m). Concernente ao I5, novamente é observada uma aproximação dos valores estimados, sendo agora visto uma subestimação de ao menos 0,25x (cota 7m) e, nenhuma diferença para as cotas 12 e 14,5m.

Em suma, verificou-se que os resultados apresentados pelos modelos e sua comparação com o lido em obra são variáveis em altura. Em ambos modelos as maiores diferenças verificadas foram na fase inicial (execução da primeira banda de laje).

No modelo HS, atingiu-se uma sobrestimação máxima em 11x (cota 12m) para o inclinómetro I4 e, superiores à 60x (cota 7,5m) para o I5. A razão mais provável para isso, poderá estar associada ao facto de a rigidez adotada no modelo 1 (HS) é inferior à real, conduzindo à sobrestimação dos deslocamentos. No que se refere ao HSsmall, nesta fase não foram verificadas diferenças com relação ao I4, para as cotas 7, 12 e 14,5m e, para I5 as sobrestimações máximas foram de 11x (cota 14,50m) para I5. Lembra-se que a secção considerada no modelo numérico (incluindo localização das bandas de laje) é representativo da secção da cortina localizada mais próximo ao inclinómetro I5.

De maneira global, pode-se verificar que, nas três fases de escavação em destaque, os resultados provenientes do modelo HSsmall coincidem com os lidos em obra.

6.6.3.2 Análise de sensibilidade (Modelo *Hardening Soil Small-Strain*)

Tendo em conta que, a geometria do corte modelado assemelha-se mais à secção do inclinómetro I5, como o esperado, os resultados do modelo HSsmall aproximaram-se mais aos medidos no I5. Contudo o HSsmall subestimou os deslocamentos para profundidades inferiores a 7m. Dado isto foram analisadas possíveis causas para essas diferenças e alterados parâmetros do modelo HSsmall visando um melhor ajuste.

Visto que, a obra esteve parada durante 3 meses aproximadamente quando a escavação tinha sido feita até 3,5m de profundidade sem travamento (ver 5.5.1), é provável que o terreno tenha descomprimido e perdido rigidez. Caso tal tenha ocorrido, a rigidez medida nos ensaios sísmicos de superfície será superior à rigidez do terreno depois de ocorrer essa descompressão.

Tendo isto em conta, optou-se por reduzir a rigidez dos estratos mais superficiais para simular este cenário. Para isto, os valores dos módulos E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} e G_0 (Tabela 11), correspondentes aos zoneamentos geotécnicos ZG2 (parte superior) e ZG3, foram reduzidos até se obter melhor ajuste. Sendo que, para o ZG2 a redução foi realizada somente até -13m, próximo à cota da segunda banda de laje e, o restante da camada permaneceu igual ao modelo inicial. Neste caso, foi necessária uma redução de 50% de E_{50} para se obter ajuste aos deslocamentos medidos no I5 (Figura 85).

Adicionalmente, verificou-se que, a alteração do parâmetro m provocava diferenças significativas no comportamento da cortina principalmente nos primeiros metros de profundidade. Sendo que, a alteração do parâmetro $m = 0,5$ para $m = 1,0$ resultou em um comportamento mais semelhante ao lido nos inclinómetros (Figura 85). Conforme visto em 2.1.1, inicialmente era aceitável adotar o expoente $m = 0,5$ para solos coesivos e não coesivos, contudo, para solos coesivos, investigadores encontraram expoentes tão altos quanto $m = 1,0$. Também, de acordo com o manual do *software* PLAXIS (2011), no que se refere à solos macios, é mais realista utilizar $m = 1,0$.

É de se destacar que, quando combinada a redução dos módulos E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} e G_0 (Tabela 11), de ZG3 e nos primeiros 8m de ZG2, juntamente com a alteração de $m = 0,5$ para $m = 1,0$, teve-se uma aproximação realmente significativa ao medido em obra obtendo-se deslocamentos muito semelhantes aos medidos com I5 até aproximadamente 16m, na fase final.

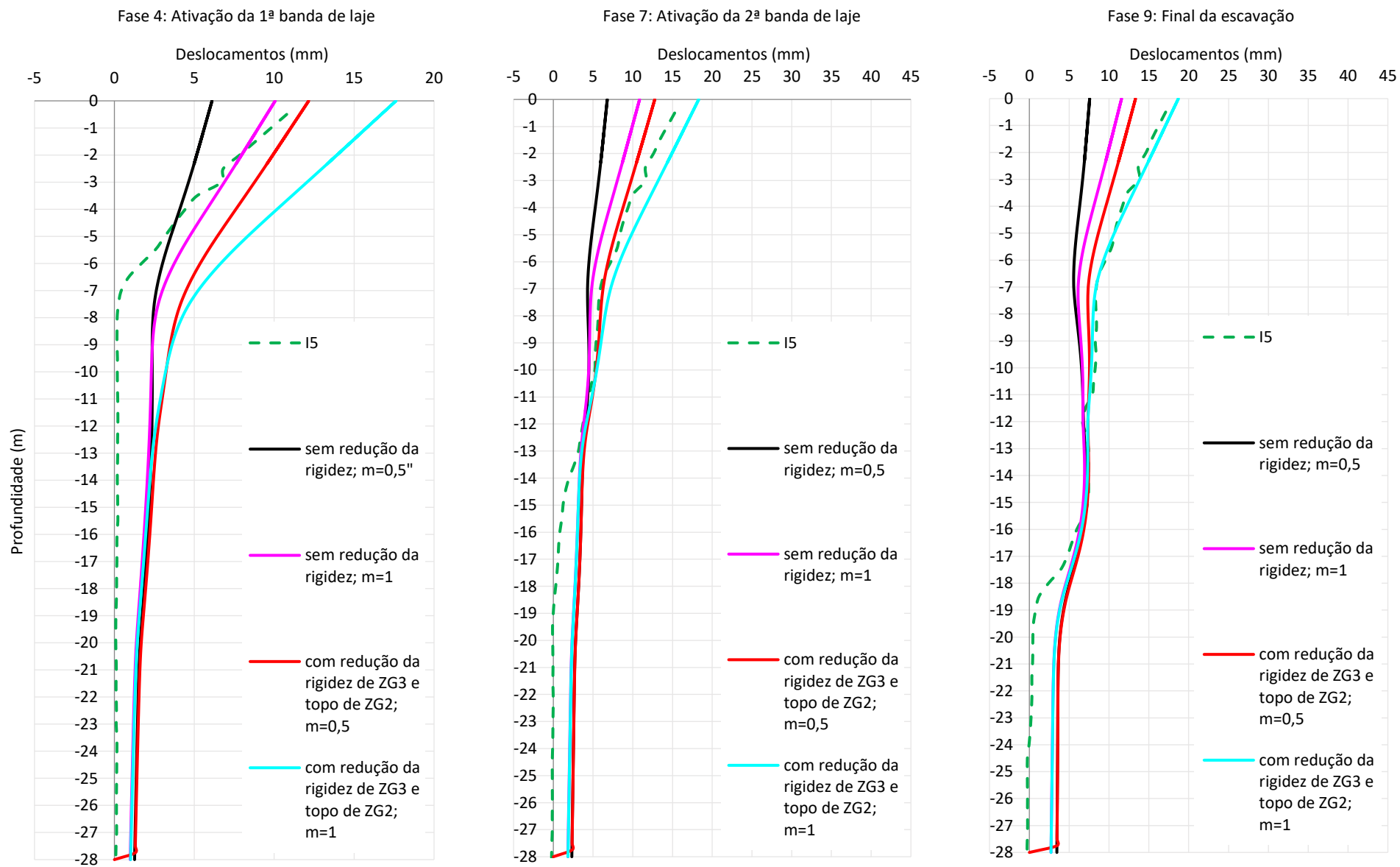


Figura 85 - Análise de sensibilidade HSsmall: deslocamentos da cortina Fase 4 (esquerda), Fase 7 (ao meio) e Fase Final 9 (direita), correspondentes aos resultados do modelo HSsmall versus leituras inclinómetro I5

Em suma, inicialmente quando considerados os valores de G_0 estimados por meio de ensaios geofísicos, o modelo HSsmall apresentou tendências semelhantes, mas ao topo da cortina subestimou os deslocamentos. Resultado este que, refletiu sobre as etapas construtivas seguintes.

A possível descompressão do terreno nas camadas mais superficiais, como resultado da suspensão temporária dos trabalhos, na fase em que tinha sido efetuada a escavação até a cota na qual seria instalada a banda de laje, poderá ter contribuído para a redução da rigidez do terreno.

Adicionalmente, o valor de V_s considerado para o cálculo de G_0 poderá ter sido ligeiramente superior ao real. Lembra-se que o ensaio sísmico fornece intervalos de valores de V_s possíveis, em profundidade. O valor adotado correspondeu ao valor médio, e não o valor mínimo dentro do intervalo de valores indicado, conduzindo a um valor de G_0 superior.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões

Esta dissertação contribuiu para melhor compreensão do comportamento do terreno ao longo do processo de escavação e execução de uma estrutura de contenção, em meio urbano, e impacto da adoção de diferentes modelos constitutivos. Adicionalmente, a compreensão da incerteza associada à estimação de parâmetros de deformabilidade, com base em ensaios de prospeção geotécnicos tradicionais executados em furos de sondagem, e ensaios sísmicos de superfície e, impacto da utilização desses parâmetros nos resultados obtidos nos modelos numéricos incluindo, deformações na estrutura de contenção durante o processo de escavação e deslocamentos do terreno.

Realizou-se a investigação no sentido de avaliar a relevância da caracterização da rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações, especialmente no contexto de estruturas de contenção flexíveis. Também foi verificada a influência da sua consideração em modelos numéricos. Para isto, fez-se o uso do modelo constitutivo *Hardening Soil Small-Strain* (HSsmall), que considera a rigidez inicial dos solos. Ademais, foram comparados os resultados apresentados pelo modelo *Hardening Soil Small-Strain*, com modelos constitutivos que não têm em consideração a rigidez dos solos na gama das muito pequenas deformações, nomeadamente o modelo Mohr-Coulomb (MC) e o modelo *Hardening Soil* (HS).

No que se refere ao caso de estudo, foi efetuada a análise de uma estrutura de contenção periférica flexível, executada para a implantação de um edifício em Lisboa. Neste estudo, foram analisados dois modelos: i) adotando os parâmetros de projeto e utilizando o modelo constitutivo HS e, ii) considerando valores de G_0 estimados com ensaios geofísicos e usando HSsmall. Os resultados correspondentes aos deslocamentos obtidos em ambos modelos foram comparados aos valores aferidos em obra. Destaca-se que, os parâmetros de rigidez (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) considerados no modelo HS e HSsmall não são os mesmos, portanto as comparações realizadas não são diretas.

Com relação aos resultados da análise, assim como esperado, verificou-se que os deslocamentos estimados por meio do modelo HSsmall, o qual considera a influência da rigidez inicial dos solos, foram significativamente menores que aos obtidos com o modelo constitutivo HS. Numa fase inicial, em que foram considerados os valores de G_0 estimados com ensaios geofísicos, o modelo HSsmall apresentou tendências semelhantes, mas ao topo da cortina nos primeiros 3,5m (fase 4) subestimou os deslocamentos. Resultado este que, refletiu sobre as etapas construtivas seguintes. Visto que, a obra esteve parada por cerca de 3 meses, aquando da escavação já havia sido realizada até 3,5m de profundidade sem travamento, possivelmente é o que poderá ter induzido a descompressão do terreno. Por esse motivo, numa segunda fase, foi reduzida a rigidez das camadas superficiais de forma a tentar reproduzir o que ocorreu em obra. Depois de efetuar essa redução, verificou-se que os resultados foram bons. Adicionalmente, sabe-se que os métodos sísmicos dão nos um intervalo de valores para V_s em profundidade (a solução não é única) pelo que o valor de V_s considerado para o cálculo de G_0 pode ter sido superior ao V_s real (não justifica tudo, mas tem influência).

Acrescenta-se que, foi visto que as envolventes de esforços obtidas pelos modelos HS e HSsmall foram significativamente diferentes, sendo os resultados do modelo HS pelo menos 2,4x maiores aos do modelo HSsmall, aspecto este importante já que o cálculo para as armaduras da estrutura é realizado por meio destes resultados.

No que se refere às aplicações práticas em projeto de estruturas de contenção na prática, entende-se que o comportamento mecânico de solos poderá ser modelado em vários graus de precisão. Entretanto, ao se adotar o módulo G_0 e adequada representação da variação da rigidez em função do nível de deformação, têm-se uma previsão mais realista das deformações do terreno, dessa forma evitando a adoção de soluções desnecessariamente onerosas. É importante referir que as diferenças entre os resultados dos modelos são significativas principalmente em virtude de os modelos estarem numa gama de deformações baixa, se a verificação fosse para níveis de deformações mais elevados, provavelmente a rigidez teria sido reduzida tendendo para o mesmo valor.

Note-se que, para a realização de análises geotécnicas adequadas utilizando o MEF é importante a apreciação das limitações entre os variados modelos constitutivos e conhecimento do funcionamento do *software* que está a ser utilizado. Também, o MEF deve ser aferido com o real comportamento das obras, além da realização de retroanálises baseadas nos resultados dos inclinômetros e outros elementos da monitorização e, dessa forma ajustar os parâmetros do modelo.

Por fim, para a monitorização da estrutura de contenção periférica e estruturas adjacentes é fundamental a implementação de planos de instrumentação. Compostos pela definição dos critérios de alerta e alarme, dessa forma, caso estes valores sejam atingidos, poderá ser realizada uma avaliação e possivelmente implementar medidas de reforço.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Visto que o tema desenvolvido nesta tese é vasto, são sugeridos a seguir alguns possíveis estudos futuros:

- Aplicar a mesma metodologia para modelação das outras soluções de contenção definidas em projeto (ver 5.4), utilizando os mesmos parâmetros de rigidez (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) no modelo HS e HSsmall, com a exceção de G_0 , a fim de se realizar uma comparação direta entre os modelos;
- Verificar, com o modelo HSsmall, quais os parâmetros necessários para um melhor ajuste à fase imediatamente antes da instalação da primeira banda de laje, de forma a perceber como simular o efeito da descompressão. Em simultâneo, garantir um bom ajuste à fase final;
- Executar a modelação da solução em programa 3D, em que seja possível a análise das deformações sofridas pelas bandas de laje ao longo de toda a sua extensão e, da progressividade das deformações da cortina longitudinalmente e transversalmente.

REFERÊNCIAS

- Aguiar, M. A., & Martins, J. G. (2005). Estruturas: Contenção Lateral de Solos. 1ª Edição, Serie Estruturas. Repositório monografia do Eng.º Marco António Amorim Aguiar. UFP, Porto.
- Aldeias, J. B. (2011). Soluções de escavação e contenção periférica intersectando o nível freático. *Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico (IST).
- Antunes, M. L., & Correia, A. G. (1997). Variação sazonal do módulo de deformabilidade in situ da fundação de pavimentos . 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2/3, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, pp: 765-774.
- Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Geotechnique*, 50, No. 5, 487-508.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & Presti, D. L. (1989). Modulus of sands from cpt's and dmt's. In Proc. 12th Int. Conf. SMFE, volume 1, pages 165–170.
- Barbas Lopes Architectos . (2014). Torre da Cidade, S.A. - Memória Descritiva e Justificativa da Intervenção Proposta. Lisboa.
- Barros, J. (1997). Módulo de distorção dinâmico de solos tropicais . Tese de Doutoramento, Escola Politécnica de São Paulo.
- Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Presti, D. C., & O'Neill, D. A. (1996). Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. *Géotechnique* 46(1):115-131.
- Benz, T. (2007). Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. *To obtain the title of Doctor of Engineering*. Alemanha: Universität Stuttgart.
- Biarez, J., & Hicher, P. (1994). Elementary Mechanics of Soil Behaviour. Balkema.
- Biarez, J., Bougriou, Z., Fayad, T., Hammoud, I., Liu, W., & Correia, A. G. (1999). Les modules de 10⁻⁵ à 10⁻¹ pour les sols remaniés et non remaniés, pour les fondations des voies ferrées et les routes. Proceedings of the 10th ECSMGE, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, AA Balkema. The Netherlands, vol. 3, pp. 1737-1742.
- Bolt, B. A. (1988). Earthquakes. New York: Freeman.
- Brito, J. (2001). Lisboa: Paredes tipo Munique. Tecnologia de Contenções e Fundações, Instituto Superior Técnico.
- Brito, J. (2002). Cortinas de Estacas Moldadas. IST .
- Brito, J. d., Silvestre, J. D., & Gomes, R. C. (2021). Tecnologia de Contenções e Fundações. LIDEL - Edições Técnicas, Lda.

- Burland, J. B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture. 'Small is beautiful'. The stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal* 26(4):499-516.
- Clayton, C. R. (2011). Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique*, 61, No. 1, 5–37 .
- Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, GSP 25, 439-470, Discussion: ASCE, GT April 1992: 662-664.
- Correia, A. G. (2004). Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. "Geotecnia". ISSN 0379-9522. 100 (Mar. 2004) 103-122.
- Correia, A., & Biarez, J. (1999). Stiffness properties of materials to use in pavement and rail track Design. Proceedings of the 12 th ECSMGE, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure (Barends et al., eds.), Balkema, Rotterdam, vol. 2, pp. 1245- 1250.
- Coulomb, C. R. (1773). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique rélatifs à l'architecture. . Mémoires de Mathématique et de Physique, présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers Savants et lus dans ses Assemblées, Paris, 7: 343–382.
- Couto, P. M. (2014). Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução. *Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- D W Hight; K G Higgins. (1995). *AN APPROACH TO THE PREDICTION OF GROUND MOVEMENTS IN ENGINEERING PRACTICE: BACKGROUND AND APPLICATION*. IS Hokkaido, '94, 2, p. 909-45.
- EC7. (2010). Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico. Parte 1: Regras Gerais. NP EN 1997-1.
- Ergun, M. (2008). Deep Excavations. Article Middle East Technical University.
- Fernandes, M. M. (Março de 1983). Lisboa, Portugal: Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras, Novos Métodos de Dimensionamento. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil - Estruturas - FEUP.
- Fernandes, M. M. (1990). Sebenta. Capítulo 3 Estruturas flexíveis. Pressões de terras e esforços associados.
- Fernandes, M. M. (2011). *Volume 1 - 2ª Edição*. Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1 - 2ª Edição. FEUP.
- Fernandes, M. M. (2020). Analysis and Design of geotechnical structures. Taylor & Francis Group.

- Fernandes, M. M., Cardoso, A. S., & Guerra, N. (2021). Grandes escavações em meio urbano. Uma perspectiva sobre as soluções construtivas e os sistemas estruturais para o seu suporte. N.º 152 (2021): Edição Especial Comemorativa dos 50 Anos da Revista Geotecnia.
- Fernandes, S. C. (2016). “Solução de contenção periférica em meio urbano recorrendo a bandas de laje. Lisboa: Tese de mestrado, IST.
- Fioravante, V. (2000). Anisotropy of small-strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. *Soils and Foundations*, 40(4):129–142.
- Gasparre, A. (2005). Advanced Laboratory Characterization of London Clay. . Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of London, London: PhD Thesis.
- Geocontrole, G. e. (2014). Edifício Torre da Cidade Av. Fontes Pereira de Melo/ Av. 5 de Outubro Lisboa - Relatório Geológico-Geotécnico.
- Geocontrole, G. e. (2014). Edifício Torre da Cidade Av. Fontes Pereira de Melo/ Av. 5 de Outubro Lisboa - Relatório de Inspeção.
- Geocontrole, G. e. (2017). Edifício Torre da Cidade Av. Fontes Pereira de Melo/ Av. 5 de Outubro Lisboa - Relatório de Monitorização FPM 41.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E., & Gordon, M. D. (1976). Lateral Support Systems and Underpinning. Report FHWA-RD-75-128, 1, Federal Highway Administration, Washington D.C. (PB257210).
- Gomes Correia, A., & Santos, J. (1997). Caracterização em laboratório de uma areia no domínio das pequenas e grandes deformações. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Instituto Superior Técnico. 1: 415-424, SPG, Lisboa.
- Gomes, R. (2014). Apontamentos da disciplina Engenharia Sísmica Geotécnica do Mestrado em Engenharia Civil. IST.
- Gouveia, F. (2017). Dynamic characterization of the soil in urban areas under confined conditions. *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico.
- Guerra, N. M. (2008). Análise de estruturas geotécnicas.
- Guerra, N. M., Fernandes, M. M., Cardoso, A. S., & Correia, A. G. (2003). Dimensionamento expedito dos perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. "Geotecnia". ISSN 0379-9522. 99, 81-103.
- Hafez, T. (1997). Propriétés géotechniques des terrains du tunnel sous la Manche: Interprétation des mesures de déformations du revêtement avec calculs comparatifs . Thèse de doctorat en Mécanique des sols Thèse de doctorat en Mécanique des sols à Châtenay-Malabry, Ecole Centrale de Paris.

REFERÊNCIAS

- Hardin, B., & Black, W. (1969). Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 95 (SM6):1531–1537.
- Hardin, B., & Richart, F. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 89(SM1):33–65.
- Hight, D. W., & Jardine, R. J. (1993). Small strain stiffness and strength characteristics of hard London Clay Tertiary clays. International symposium on hard soils-soft rocks (Anagnostopoulos et al. eds), Athens, Greece. Rotterdam: Balkema, 1, pp. 533-552.
- Imai, T., & Tonouchi, K. (1982). Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, pages 66–72, Amsterdam.
- Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils and Foundations, 33(1): 182-191.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., & Takagi, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. Soil and Foundations, 18(1):39-56.
- Jardine, R. J. (1992). SOME OBSERVATIONS ON THE KINEMATIC NATURE OF SOIL STIFFNESS. *SOILS AND FOUNDATIONS Vol. 32, No. 2, 111-124*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- JetSJ. (2014). *Projeto de execução do Edifício FPM41*. Lisboa.
- Kempfert, H.-G., & Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Berlin: Springer.
- Khoury, N. (1984). Dynamic Properties of Soils (M.S. dissertation). Department of Civil Engineering, Syracuse University.
- Kung, G., Ou, C., & Juang, C. (2009). Modeling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations. Computers and Geotechnics 36, 304-319.
- Lambe, T. W. (1970). Braced excavations. Proc. Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, 22-24 June 1970, Ithaca, NY, ASCE, 149-218.
- Lambe, T. W., Wolfskill, L., & Wong, I. H. (1970). Measured performance of braced excavations. J. Soil Mech. and Foundations Division, ASCE, 96 (SM 3), 817-836.
- Larsson, R., & Mulabdic, M. (1991). Piezocone tests in clay. Technical Report 42, Swedish Geotechnical Institute, Linköping .
- Long, M. M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. J. Geotech. and Geoenvironm. Eng., ASCE, 127 (3), 203-224. .

- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. E & FN Spon London.
- Mayne, P., & Rix, G. (1993). G_{máx}-q_c relationships for clays. *Geotechnical Testing Journal*, 16(1):54–60.
- Meireles, A. B., & Martins, J. G. (2006). *Fundações e Contenção Lateral de Solos. Execução de Cortinas de Estacas*. Série Estruturas, 1ª Edição.
- Moormann, C. (2004). ANALYSIS OF WALL AND GROUND MOVEMENTS DUE TO DEEP EXCAVATIONS IN SOFT SOIL BASED ON A NEW WORLDWIDE DATABASE. *SOILS AND FOUNDATIONS* Vol. 44, No. 1, 87-98.
- Ohsaki, Y., & Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. *Soils and Foundations*, 13(4):61–73.
- Ordem dos Engenheiros. (Janeiro de 2020). *Recomendações na Área da Geotecnia. Especialização em Geotecnia*, p. 92.
- O'Rourke, T. D. (1976). The ground movements related to braced excavations and their influence on adjacent buildings. US Department of Transport, 1976, DOT-TST76, T-23.
- O'Rourke, T. D. (1981). Ground movements caused by braced excavations. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 107 (9), 1159-1178.
- Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground (State of the Art Report), Proc. Vllth ICSMFE, Mexico, 7 (3), 225-290.
- Peck, R. B. (1969). *Soil-structure interaction. Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University Lafayette*. Indiana: ASCE.
- Peck, R. B. (1972). Soil-structure interaction. *Proceedings of the Conference on Performance of Earth and Earth Retaining Structures*, ASCE, vol. 2, pp. 145–154 and vol. 3, pp. 249–250.
- Pinto, A., & Pita, X. (2014). *Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva e Justificativa*. Lisboa: JET SJ.
- Pinto, A., & Pita, X. (2014). *Edifício 41 - Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva e Justificativa*. Lisboa: JET SJ.
- Pita, X., Pinto, A., Veloso, F., & Lopes, N. (2014). *Soluções de contenção periférica utilizadas no edifício FPM 41, em Lisboa*. Lisboa: JETsj Geotecnia, Rockbuilding, Mota Engil.
- PLAXIS. (2004). *PLAXIS Version 8 Tutorial Manual*.
- PLAXIS. (2011). *Material Models Manual. PLAXIS CONNECT Edition V20*.

- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. *Theory, Volume 1*. Thomas Telford.
- Presti, D. L., Pallara, O., Lancellotta, R., Armandi, M., & Maniscalco, R. (1993). Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains. *Geotechnical Testing Journal*, 16(4):409–424.
- Presti, D., & Jamiolkowski, M. (1998). Discussion: Estimate of elastic shear modulus in holocene soil deposits. *Soils and Foundations*, 38(263-265).
- Puller, M. (1996). Deep Excavations . *A Practical Manual* . Thomas Telford.
- Rankine, W. J. (1857). On the stability of loose earth. *Transactions Royal Society, London*, 147(1): 9–27.
- Santos, J. A. (1999). Portugal: Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. IST .
- Santos, J. A. (1999). Portugal: Rigidez dos Solos. Apontamentos Disciplina - Projeto Geotécnico I - Mestrado em Geotecnia.
- Santos, J. A., & Correia, A. G. (2000). SHEAR MODULUS OF SOILS UNDER CYCLIC LOADING AT SMALL AND MEDIUM STRAIN LEVEL.
- Santos, J. A., & Correia, A. G. (2001). Reference threshold shear strain of soil, its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil.: In: Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 1, A.A. Balkema, Istanbul, pp. 267–270.
- Santos, J. N. (2011). Análise do comportamento de paredes tipo Berlim definitivo. *Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Técnico .
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS*.
- Schweiger, H. F. (2002). BENCHMARKING IN GEOTECHNICS_1. Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Graz University of Technology, Austria.
- Seed, H., & Idriss., I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report 70-10, EERC, Berkeley, CA.
- Shibata, T., & Soelarno, D. (1975). Stress strain characteristics of sands under cyclic loading. *Proc. Jpn. Soc. Civil Eng.* 239, 57–65. .

- Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F., & Degoshi, T. (1995). Strain Rate Effects on Shear Modulus and Damping of Normally Consolidated Clay. Importance of measuring local strain in cyclic triaxial tests on granular materials . GTJ 18-3, PP. 365-375.
- Simpson, B., O'Riordan, N., & Croft, D. (1979). A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. . Géotechnique 29 (2), 149–175.
- Sloot, M. V. (2018). PLAXIS SoilTest. Calibration Software. SoilModels Hub for Geotechnical Professionals.
- Sousa, J. A., Marques, F., & Lemos, L. (2001). Túnel de término da estação Alameda II. Análise do comportamento. Revista Portuguesa de Geotecnia, SPG, Nº 93, 5-32.
- Sun, J., Golekorkhi, R., & Seed, H. (1988). Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils, Report, UCB/EERC-88/15. University of California, Berkeley, USA.
- Takeuchi, T., Tanaka, T., Yamamoto, S., & Inoue, A. (1997). Akashi-Kaikyo Bridge a case history, Tsuchi-to-kiso. Jour. of JGS 45-9.
- Tatsuoka, F., & Kohata, Y. (1995). Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture. IS Hokkaido '94, 2, pp. 947-1063.
- Tatsuoka, F., & Shibuya, S. (1992). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture. Institute of Industrial Science, University of Tokyo.
- Tatsuoka, F., Presti, D. L., & Kohata, Y. (1995). Deformation Characteristics of Soils and Soft Rocks under Monotonic and Cyclic Loads and Their Relationships. I. C. ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS. St Louis (Prakash eds.) 2, pp. 851-879.
- Teixeira Duarte. (16 de abril de 2023). *Edifício Sede do Gulf Bank Algeria – Contenção Periférica de Cortina de Estacas Secantes*. Obtido de Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.: <https://teixeiraduarteconstrucao.com/projetos/contencao-periferica-sede-gulf-bank/>
- Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik. Franz Deuticke.
- Terzaghi, K. (1943). New York: Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). New York: Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons.
- Verruijt, A. (2017). An Introduction to Soil Mechanics. Springer.
- Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering 120 (12), 2208–2228.

REFERÊNCIAS

- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 117 (1), 89–107.
- Yasuda, N., Ohta, N., & Nakamura, A. (1996). Dynamic deformation characteristics of undisturbed riverbed gravels. *Canadian Geotechnical Journal* 33(2):237-249.
- ZeroInfinito. (2010). *COLEGIO DAMAS NEGRAS INFANT JESUS. Travessera de Gracia Barcelona*.
Obtido de ZeroInfinito Construction Barcelona:
<http://www.zeroinfinitoconstruction.com/projects/colégio-damas-negras-infant-jesus/>