

**Análise de contenções periféricas de grande altura:
o caso da Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa**

Rui Miguel Magalhães Castelhana

Dissertação para obtenção de grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador – Professor Doutor Alexandre Luz Pinto

Júri

Presidente – Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Orientador – Professor Doutor Alexandre Luz Pinto

Vogal – Professor Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

Março de 2016

À minha filha Lara.

Resumo

Com a realização deste texto pretendeu-se contribuir para o estudo e a análise do comportamento de estruturas de contenção periférica flexíveis em meio urbano. Focou-se a análise na modelação numérica através do método dos elementos finitos aplicando as relações constitutivas *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil* e *Hardening Soil Small Strains*. Pretendeu-se cimentar as bases teóricas e práticas do funcionamento destes sistemas quando sujeitos a ações estáticas e cíclicas.

Apresenta-se um estudo de caso sobre uma cortina de estacas construída no âmbito da primeira fase da empreitada de construção da Biblioteca e Arquivo Central de Lisboa em 2006. Este caso tem a particularidade da altura máxima da contenção ser de 40 metros, um valor elevado quando comparado com outras contenções existentes em Portugal e pelo facto da superestrutura definitiva não ter sido executada.

A validação do modelo numérico foi efectuada no *software* PLAXIS© 2D. Realizou-se uma análise de sensibilidade aos parâmetros geotécnicos do modelo *Hardening Soil Small Strains*, que serviu de base para a retro-análise. Quantificaram-se os riscos associados aos danos das estruturas edificadas na vizinhança através de metodologias empíricas.

Avaliou-se a performance e a verificação e segurança duma solução alternativa de travamento da contenção, em que se prescindiu de quase todos os elementos activos em detrimento de soluções passivas, nomeadamente colunas de jet-grouting e contrafortes. Utilizou-se como documentos base os eurocódigos e outras normas aplicáveis.

Avalia-se o comportamento da solução executada sujeita a sismos regulamentares do tipo 1 e do tipo 2.

Palavras-chave

Estruturas de contenção; cortina de estacas; relações constitutivas; modelação numérica; análise de sensibilidade; análise dinâmica.

Abstract

This dissertation was intended to contribute to the development on retaining walls analysis, mainly when implemented in urban environments. The focus was primarily on the use of numerical modelling with the finite elements method applied to Mohr-Coulomb, Hardening Soil and Hardening Soil Small Strains constitutive relationships. We intended to reinforce the theoretical and practical background of the subject considering static and cyclic loadings.

We present a case study, of a bored piles wall built on the scope of the contract for the “Biblioteca e Arquivo Central de Lisboa” in 2006. The fact that the maximum deep of the structure is 40 m, a value outstanding when comparing with other structures in Portugal, and that the superstructure wasn't built yet makes this an odd case, which deserves a deep analysis.

The validation of the numerical model was made with Plaxis 2D© software. A sensitive analysis and a back analysis of the geotechnical parameters was carried out. The neighbourhood structures were subject to a damage assessment using empirical methods.

We evaluated the performance and made the safety check of an alternative solution for the support system. The alternative solution uses passive solutions rather than active anchors, mainly jet-grouting columns and buttress. This approach was made using the Eurocodes and other normative documents.

The structure performance when subject to type 1 and type 2 Eurocode regulator's earthquakes was evaluated.

Keywords

Retaining walls; Bored pile walls; constitutive models; numerical modelling; sensitive analysis; dynamic analysis.

Agradecimentos

Ao Professor Alexandre Pinto pela oportunidade proporcionada e também pela orientação e disponibilidade demonstrada no decurso da execução desta dissertação.

Ao Engenheiro David Brito, da jetSJ, pela atenção prestada ao longo da execução das simulações dinâmicas.

Índice geral

1. INTRODUÇÃO	1
2. ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA	3
2.1. Aspectos mais relevantes na análise e modelação	4
2.2. Método dos elementos finitos	5
2.3. Comportamento dos solos sujeitos a carregamentos cíclicos	7
2.4. Relações constitutivas	9
2.4.1. Elementos estruturais	10
2.4.2. Elementos de ligação	10
2.4.3. Solos	11
2.4.3.1. Modelo Mohr-Coulomb	11
2.4.3.2. Modelo Hardening Soil	12
2.4.3.3. Modelo Hardening Soil – Small Strains	14
3. APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO	16
3.1. Condicionantes	16
3.2. Descrição da estrutura	17
3.3. Instrumentação e monitorização	18
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	21
4.1. Caracterização geotécnica e estrutural	21
4.2. Malha de elementos finitos	25
4.3. Comparação entre os modelos constitutivos	25
4.4. Retro-análise e análise de sensibilidade a parâmetros geotécnicos	29
4.4.1. Análise de sensibilidade a parâmetros geotécnicos	31
4.4.1.1. Parâmetros de rigidez	31
4.4.1.2. Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb	44
4.4.1.3. Outros parâmetros	50
4.4.1.4. Análise global	55
4.5. Resultados da simulação para situações estáticas	56
4.5.1. Deformações	56
4.5.2. Deslocamentos	58
4.5.3. Campos de tensões	61
4.5.4. Esforços nas estacas	62

4.5.5.	Esforços axiais nas ancoragens	63
4.6.	Análise da zona do corte AB5	65
4.6.1.	Análise das forças atuantes	66
4.6.2.	Avaliação de danos nas estruturas vizinhas	68
5.	SOLUÇÃO ALTERNATIVA	70
5.1.	Modelo numérico	70
5.2.	Verificação de segurança	71
5.2.1.	Estados limite de serviço	71
5.2.2.	Estados limite últimos	72
5.2.2.1.	Estados limite GEO	73
5.2.2.2.	Estados Limite STR da edificação vizinha	73
5.2.2.3.	Estados Limite STR	73
5.3.	Comparação com a solução executada	77
6.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO PERANTE ACÇÕES SÍSMICAS	80
6.1.	Caracterização geotécnica	80
6.2.	Acção sísmica	81
6.3.	Modelo de cálculo numérico	82
6.4.	Resultados	83
6.5.	Análise dos esforços	84
7.	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
8.	BIBLIOGRAFIA	90
	ANEXO A - CORRELAÇÕES PARA ESTIMAR OS PARÂMETROS DOS MODELOS	1
	ANEXO B - DANOS NAS ESTRUTURAS DAS ZONAS ENVOLVENTES A ESCAVAÇÕES	6
	ANEXO C - DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	9

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Contenções periféricas flexíveis: esq.) Autoportante; cent.) Mono-apoiada; dir.) Multi-apoiada	4
Figura 2.2 – Correção do estado plano de deformação	6
Figura 2.3 – Curvas de deformação distorcional – tensão de corte para: esq.) Muito pequenas deformações ($< 10^{-5}$); cent.) Pequenas deformações (10^{-5} a 10^{-3}); dir.) Médias e grandes deformações ($> 10^{-2}$) (Pinto, 2013)	9
Figura 2.4 – Esq.) Gamas de deformação de obras geotécnicas; dir.) modelos constitutivos recomendados	11
Figura 2.5 – Superfícies de cedência para solos granulares: Esq.)	13
Figura 2.6 - Curvas teóricas de modelos constitutivos: esq.) $\epsilon_1 - q$; dir.) $\epsilon_1 - G/G_0$	15
Figura 3.1 – Esq.) Vista aérea da contenção periférica e da sua vizinhança, retirado de Google Maps em 12/2015; dir.) Esquema em planta com a localização dos pontos A, B, C, D, E e F	16
Figura 3.2 – Esquemas longitudinais e em planta do alçado sudoeste	17
Figura 3.3– Alçado sudoeste: esq.) Corte esquemático; dir.) Imagem de Dezembro de 2015	18
Figura 3.4 – Resultados da monitorização dos inclinómetros 2 e 3 até 12/12/2014 (I2 - AB4, I3 -AB5)	19
Figura 3.5 - Localização dos alvos topográficos em análise	19
Figura 3.6 – Comparação dos dados obtidos nos alvos topográficos do topo do alçado sudoeste.	20
Figura 3.7 – Resultados da monitorização dos alvos topográficos em análise até 12/12/2014	20
Figura 4.1 – Malhas de elementos finitos utilizadas	25
Figura 4.2 – Comparação dos deslocamentos obtidos através de MC, HS e HSSS no final da escavação: esq.) Horizontais na parede; superior dir.) verticais à superfície do terreno no tardo; inferior dir.) verticais na base da escavação	27
Figura 4.3 – Envolventes de esforços obtidos utilizando os modelos MC, HS e HSSS	29
Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais da parede nos casos HSSS-NPE (base) e HSSS-NPE (otimizado)	30
Figura 4.5 – Resposta do sistema em função da totalidade dos módulos de deformabilidade: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	32
Figura 4.6 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade	32
Figura 4.7 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade de ZG1: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	33
Figura 4.8 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade de ZG1	33
Figura 4.9 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade de ZG2: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	34
Figura 4.10 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade de ZG2	35
Figura 4.11 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade de ZG3: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	36
Figura 4.12 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade de ZG3	36
Figura 4.13 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade E_{50} : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	37
Figura 4.14 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade E_{50}	38
Figura 4.15 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade E_{oed} : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	39
Figura 4.16 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade E_{oed}	39
Figura 4.17 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade E_{ur} : esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	40
Figura 4.18 – Resposta das envolventes de esforços em função dos módulos de deformabilidade E_{ur}	40
Figura 4.19 – Resposta do sistema em função dos módulos de deformabilidade G_0 : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	42
Figura 4.20 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função dos módulos de deformabilidade G_0	42
Figura 4.21 – Resposta do sistema em função do parâmetro m: esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	43
Figura 4.22 – Resposta das envolventes de força em função do parâmetro m	44
Figura 4.23 – Resposta do sistema em função do ângulo de atrito: esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	45
Figura 4.24 – Resposta das envolventes de força em função do ângulo de atrito	45
Figura 4.25 – Resposta do sistema em função da coesão aparente: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	46

Figura 4.26 – Resposta das envolventes de esforços em função da coesão aparente	47
Figura 4.27 – Resposta do sistema em função do ângulo de dilatância: (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	48
Figura 4.28 – Resposta das envolventes de esforços em função do ângulo de dilatância	48
Figura 4.29 – Resposta do sistema em função do coeficiente de Poisson: (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	49
Figura 4.30 – Resposta das envolventes de esforços em função do coeficiente de Poisson	49
Figura 4.31 – Resposta do sistema em função de $\nu_{0,7}$: (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	50
Figura 4.32 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função de $\nu_{0,7}$	51
Figura 4.33 – Resposta do sistema em função do parâmetro R_f : (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	52
Figura 4.34 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função do parâmetro R_f	52
Figura 4.35 – Resposta do sistema em função do parâmetro K_0 : (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	53
Figura 4.36 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação do parâmetro K_0	53
Figura 4.37 – Resposta do sistema em função do parâmetro R_{inter} : (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	54
Figura 4.38 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função do parâmetro R_{inter}	55
Figura 4.39 – Campos de deformações: superior à (esq.) Deformações volumétricas; superior à (dir.) Deformações em x; inferior à (esq.) Deformações em y; inferior à (dir.) Deformações distorcionais	57
Figura 4.40 – Evolução das deformações máximas em cada zona do sistema: superior (esq.) ZG1; superior (dir.) ZG2; inferior (esq.) ZG3; inferior (dir.) Estacas	57
Figura 4.41 – Campos de deslocamentos: superior à (esq.) Deslocamentos totais; superior à (dir.) Deslocamentos horizontais; inferior) Deslocamentos verticais	58
Figura 4.42 - Evolução dos deslocamentos horizontais da parede ao longo da escavação	59
Figura 4.43 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos da parede em mm	59
Figura 4.44 – Forma da deformada da parede nas várias fases; a (castanho) Após o tensionamento das ancoragens; a (preto) Após a escavação	59
Figura 4.45 - Evolução dos deslocamentos verticais na base da escavação: (esq.) Curvas de empolamento após cada nível escavado; dir.) Evolução do empolamento máximo	60
Figura 4.46 - Evolução dos deslocamentos verticais na superfície do tardo da escavação: (esq.) Curvas de deslocamento vertical após cada nível escavado; dir.) Evolução do empolamento e assentamento máximo	60
Figura 4.47 – (Esq. superior) Campos de tensões normais médias; (dir. superior) Campos de tensões de corte; inferior) Localização de pontos de endurecimento, rotura e tração	61
Figura 4.48 – Evolução das tensões máximas em cada zona do sistema: superior (esq.) ZG1; superior (dir.) ZG2; inferior (esq.) ZG3; inferior (dir.) Estacas	62
Figura 4.49 - Envolventes de esforços nas estacas após a escavação do 10º nível	63
Figura 4.50 – Evolução dos valores absolutos máximos de cada tipo de esforço nas estacas ao longo do processo de escavação: (esq.) Esforços normais e esforços de corte; dir.) Momento fletores	63
Figura 4.51 – Cargas axiais nas ancoragens após a escavação do 10º nível calculados e monitorizadas	64
Figura 4.52 – Resposta do sistema em função da variação de P_0 : (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.	64
Figura 4.53 – Resposta das envolventes de esforços em função de P_0	65
Figura 4.54 – Deslocamentos da parede no corte AB5: (esq.) dados de monitorização de I3 e AL12-16; cent.) comparação dos resultados da monitorização de I3 com a simulação numérica com os parâmetros da retro-análise de AB4; dir.) comparação dos resultados da monitorização de I3 com a simulação numérica com os parâmetros da retro-análise de AB5	66
Figura 4.55 – Deslocamentos horizontais da parede e da superfície de assentamento das zonas dos cortes	67
Figura 4.56 – Comparação das envolventes de esforços por estaca nas zonas AB4 e AB5	67
Figura 4.57 – (Esq.) pormenor da malha de elementos finitos; (dir.) deformada da estrutura vizinha ampliada 500x	69
Figura 5.1 – Representação esquemática da solução alternativa	70
Figura 5.2 - (Sup. esq.) Deflexão relativa máxima; (sup. dir.) Rotação relativa máxima; (inf. esq.) Evolução do assentamento máximo da estrutura vizinha; (inf. dir.) Evolução da deformação horizontal relativa da parede	72
Figura 5.3 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos no tardo junto do corte AB5 para a solução original e a alternativa na fase final	78

Figura 5.4 – Esq.) Curvas de deformação vertical nas cotas +44,00 e +65,00; cent.) Valores de ($u_{v,max}/H$; $u_{h,max}/H$) para vários exemplos; dir.) Pormenor das colunas de jet-grouting na fase final (deformada ampliada 100x)	78
Figura 5.5 – Envoltórios de esforços no corte AB5 para a solução original e a alternativa	79
Figura 6.1 – Curvas de variação da rigidez distorcional e do amortecimento com a variação distorcional estimadas através da metodologia de Darendeli (2001): esq.) G/G_0 vs. γ ; dir.) ξ vs. γ	80
Figura 6.2 – Espectros de resposta alvo para sismos do tipo 1 e 2	81
Figura 6.3 – Acelerogramas artificiais sujeitos a análise: esq.) Sismo do tipo 1; dir.) Sismo do tipo 2	82
Figura 6.4 – Concordância dos espectros de resposta com os espectros de referência do EC8-1 (2010)	82
Figura 6.5 – Malhas de elementos finitos para análise sísmica	82
Figura 6.6 – Acelerações em cada ZG: esq.) sismo tipo 1; dir.) sismo tipo 2	83
Figura 6.7 – Deslocamentos horizontais associados à solução executada: esq.) sismo tipo 1; dir.) sismo tipo 2	83
Figura 6.8 – Espectros de deslocamentos associados aos acelerogramas originais	83
Figura 6.9 – Deslocamentos relativos entre a base da ficha e o topo das estacas	84
Figura 6.10 – Envoltórios de esforços para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2	84
Figura 6.11 – Esq) esforços máximos das ancoragens para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2; dir) valores de $P_{estático}/P_{sismo}$	85

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Aspectos a considerar na modelação de solos sob carregamentos cíclicos	9
Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens das abordagens de modelação das paredes	10
Tabela 2.3 – Valores de referência para R_{inter}	11
Tabela 3.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados no projeto de execução	17
Tabela 3.2 – Características das ancoragens definitivas no alçado sudoeste	18
Tabela 3.3 – Deslocamentos máximos medidos no alçado sudoeste	19
Tabela 4.1 – Fases de cálculo definidas na simulação por elementos finitos	21
Tabela 4.2 – Valores de ν , Ψ e R_{inter} adotados na modelação	21
Tabela 4.3 – Parâmetros geotécnicos para o modelo Mohr-Coulomb	21
Tabela 4.4 – Análise da estimativa dos valores de N_{SPT}	22
Tabela 4.5 – Definição dos parâmetros de rigidez	22
Tabela 4.6 – Definição dos restantes parâmetros	23
Tabela 4.7 – Parâmetros geotécnicos utilizados nos solos	24
Tabela 4.8 – Parâmetros para a modelação das paredes da estrutura de contenção	24
Tabela 4.9 – Parâmetros utilizados para a simulação da cortina de estacas como elemento bidimensional	24
Tabela 4.10 – Parâmetros para a modelação das armaduras e bolbos de selagem das ancoragens	25
Tabela 4.11 – Comparação de deslocamentos horizontais na parede	26
Tabela 4.12 – Comparação de empolamentos na base da escavação c	27
Tabela 4.13 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície	27
Tabela 4.14 – Esforços máximos obtidos utilizando os modelos MC, HS e HSSS	28
Tabela 4.15 – Carga nas ancoragens obtidas utilizando os modelos MC, HS e HSSS	29
Tabela 4.16 – Parâmetros geotécnicos alterados	30
Tabela 4.17 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da totalidade dos módulos de deformabilidade	31
Tabela 4.18 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG1	33
Tabela 4.19 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG2	34
Tabela 4.20 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG3	35
Tabela 4.21 – Comparação da influência da variação da rigidez global com a de cada zona geotécnica	36
Tabela 4.22 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{50}	37
Tabela 4.23 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{oed}	38
Tabela 4.24 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{ur}	40
Tabela 4.25 – Valores máximos e médios dos campos de deformações para a análise de sensibilidade de E_{ur}	41
Tabela 4.26 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade G_0	41
Tabela 4.27 – Influência do módulo de deformabilidade na resposta do sistema (fundo a preto: avaliações mais sensíveis e na tendência da avaliação global, fundo a azul: avaliações mais sensíveis e contra a tendência da avaliação global).	43

Tabela 4.28 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro m	43
Tabela 4.29 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do ângulo de atrito	45
Tabela 4.30 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da coesão aparente	46
Tabela 4.31 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do ângulo de dilatação	47
Tabela 4.32 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do coeficiente de Poisson	49
Tabela 4.33 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da deformação distorcional a 70% de G_0	50
Tabela 4.34 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro R_f	51
Tabela 4.35 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro K_0	53
Tabela 4.36 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro R_{inter}	54
Tabela 4.37 - Comparação da influência dos parâmetros do modelo HSSS na resposta do sistema. Com fundo a preto destacamos as avaliações mais sensíveis com coeficiente de correlação negativo, com fundo a azul destacamos as avaliações mais sensíveis com coeficiente de correlação positivo. $\Delta = \Delta V / \Delta \lambda$	55
Tabela 4.38 – Deformações máximas em cada zona geotécnica (%)	57
Tabela 4.39 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos da parede em mm (iA refere-se ao tensionamento do nível e ancoragens i, iE refere-se à escavação do nível i, (-) refere-se a deslocamentos no sentido do tardo e (+) refere-se a deslocamentos no sentido da escavação)	59
Tabela 4.40 – Evolução dos deslocamentos verticais máximos na base da escavação mm (iA refere-se ao tensionamento do nível e ancoragens i, iE refere-se à escavação do nível i)	60
Tabela 4.41 – Evolução dos deslocamentos verticais máximos à superfície do tardo parede em mm (iA refere-se ao tensionamento do nível i, iE refere-se à escavação do nível i, (-) refere-se a assentamentos e (+) refere-se a empolamentos)	60
Tabela 4.42 – Tensões máximas em cada zona	61
Tabela 4.43 – Valores limite das envolventes de esforços das estacas	63
Tabela 4.44 – Evolução dos esforços máximos em valor absoluto na parede (iA refere-se ao tensionamento do nível i, iE refere-se à escavação do nível i)	63
Tabela 4.45 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do espaçamento entre ancoragens	64
Tabela 4.46 – Forças em valor absoluto máximo nas estacas na zona AB4 e AB5 (V_i é o valor da força na zona i)	67
Tabela 4.47 – Comparação das cargas axiais das ancoragens nas zonas dos cortes AB4 e AB5 ($\Delta P = P_f - P_i$)	68
Tabela 4.48 – Deslocamentos do topo das fundações em relação às suas coordenadas iniciais em mm	68
Tabela 4.49 - Parâmetros para a análise de danos nas estruturas vizinhas resultantes das simulações	68
Tabela 4.50 - Parâmetros utilizados para a análise de danos nas estruturas vizinhas	68
Tabela 5.1 - Parâmetros para a modelação com elementos BEPD	71
Tabela 5.2 - Parâmetros utilizados para a modelação com elemento plate ou fixed-end anchor com o modelo EL	71
Tabela 5.3 - Parâmetros para a modelação das armaduras e bolbos de selagem da solução alternativa	71
Tabela 5.4 – Verificação de segurança da capacidade resistente do terreno ao carregamento das estacas	73
Tabela 5.5 – Valores de cálculo dos efeitos das acções nas estacas e contrafortes para situações ULS	74
Tabela 5.6 – Verificação de segurança ao momento fletor da parede de estacas e dos contrafortes	74
Tabela 5.7 – Verificação de segurança ao esforço transversal da parede de estacas e dos contrafortes	74
Tabela 5.8 – Verificação de segurança ao esforço normal da parede de estacas e dos contrafortes	75
Tabela 5.9 – Cargas axiais nas ancoragens obtidos nas simulações ULS	75
Tabela 5.10 – Valores dos efeitos das acções para dimensionar e verificar a segurança das vigas de distribuição	75
Tabela 5.11 - Verificação de segurança ao momento fletor e ao esforço transversal da viga em betão armado	75
Tabela 5.12 - Verificação de segurança ao momento fletor e ao esforço transversal das vigas metálicas	76
Tabela 5.13 – Cargas axiais nas escoras obtidos nas simulações ULS	76
Tabela 5.14 - Verificação de segurança à encurvatura das escoras metálicas	76
Tabela 5.15– Esforços máximos na microestaca obtidos nas simulações ULS	76
Tabela 5.16 - Verificação de segurança à tracção das microestacas	77
Tabela 5.17 - Verificação de segurança à tracção das armaduras das ancoragens	77
Tabela 5.18 - Verificação de segurança à tracção dos bolbos de selagem das ancoragens	77
Tabela 5.19 – Comparação dos valores dos esforços máximos em valor absoluto	79
Tabela 6.1 – Dados utilizados no método de Darendeli (2001) e resultados intermédios	80
Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de Rayleigh dos materiais	80
Tabela 6.3 - Parâmetros dos espectros de resposta regulamentares	81
Tabela 6.4 – Características das acções sísmicas	82
Tabela 6.5 – Esforços máximos para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2	85
Tabela 6.6 - Esforços axiais máximos das ancoragens para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2	86

Simbologia

Alfabeto latino

A - Área

a - dimensão

A_d - Acção acidental

A_{Ed} - Acção sísmica

a_g - Aceleração à superfície

A_v - Área resistente ao esforço transverso

b - Largura do elemento estrutural

c - coesão aparente

DR - Razão de deflexão

E - Módulo de Young

e - Índice de vazios

E_{50} - Módulo de deformabilidade secante

E_{oed} - Módulo de deformabilidade edométrico

E_s - Módulo de deformabilidade de confinamento

E_{ur} - Módulo de deformabilidade em ciclos de descarga e recarga

F - Frequência

F_c - Carga axial numa estaca ou num grupo de estacas

f_c - Tensão de rotura do betão à compressão

f_{ct} - Tensão de rotura do betão à tracção

f_y - tensão de cedência do aço

$f_{y,red}$ - tensão de cedência reduzida do aço

F_d - Valor de cálculo das acções

F_k - Valores característicos das acções

F_{rep} - Valor representativo numa acção

f_y - Tensão de cedência do aço

f_{yw} - Tensão de cedência do aço das armadura de esforço transverso

G - Módulo de distorção

G - Acções permanentes

G_0 - Módulo de distorção inicial

H - Altura

I - Momento de inércia

i - Raio de giração

K - Módulo de deformabilidade volumétrica

k - Permeabilidade do solo

k - Parâmetro para determinação do comprimento de encurvatura de micro-estacas

k_f - Coeficiente aplicável a estacas moldadas

L - Comprimento

L_{cr} - Comprimento de encurvatura

m - Potência para a dependência tensional da rigidez

m - Parâmetro que relaciona o coeficiente de impulso com o coeficiente de impulso em repouso

$M_{c,R}$ - Valor do momento flector resistente

M_E - Valor do momento flector atuante

$M_{pl,R}$ - Valor do momento flector resistente plástico

$(N_1)_{60}$ - Número de pancada corrigidas no ensaio SPT

$N_{b,R}$ - Valor da resistência à encurvatura dum elemento comprimido

N_c - Factor de capacidade de carga

N_{cr} - Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvatura elástica relevante

$N_{c,R}$ - Valor do esforço resistente de compressão

N_E - Valor do esforço normal atuante

$N_{pl,R}$ - Valor do esforço normal resistente plástico

N_q - Factor de capacidade de carga

N_{SPT} - Número de pancada no ensaio SPT

$N_{t,R}$ - Valor do esforço resistente de tracção

N_v - Factor de capacidade de carga

OCR - Razão de sobreconsolidação

P - Pré-esforço

P_0 - Tração de blocagem da ancoragem

P_a - Pressão atmosférica

POP - Parâmetro de definição do estado inicial

p^{ref} - Pressão de referência

PSR - Razão de estado plano de deformação

P_t - Capacidade de tensão da armadura

Q - Acções variáveis

q - Coeficiente de comportamento

r - Raio de curvatura

RD - Densidade relativa

R_f - Parâmetro do modelo Hardening Soil

R_{inter} - Coeficiente de redução da interface

s - Espaçamento entre estribos

S - Coeficiente do solo

T - Período

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

u - Deslocamentos

$V_{C,R}$ - Valor do esforço transversal resistente

V_{dst} - Valor das ações verticais destabilizantes

V_E - Valor do esforço transversal atuante

$V_{pl,R}$ - Valor do esforço transversal plástico resistente

$V_{Rd,c}$ - Valor do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal

$V_{Rd,max}$ - Valor do esforço transversal resistente máximo limitado pelo esmagamento das escoras

$V_{Rd,s}$ - Valor do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na cedência

v_s - Velocidade das ondas de corte do solo

$v_{s,30}$ - Velocidade média das ondas de corte

W - Energia elástica

W - Trabalho

w_L - Limite de liquidez

W_{pl} - Módulo plástico

z - Braço do binário das forças interiores

Alfabeto grego

α - Coeficiente de dilatação térmica

α - Coeficiente de Rayleigh

α - Deformação angular

α - Coeficiente de correção do diâmetro do bolbo de selagem

α^* - Rigidez axial

β - Coeficiente de Rayleigh

β - Coeficiente do limite inferior do espectro de cálculo horizontal

β_{ij} - Rotação relativa ou distorção angular

γ - Peso volúmico

γ - Deformação distorcional

$\gamma_{0,7}$ - Deformação distorcional a 70 % de G_0

γ_i - Coeficiente parcial

Δ - Deflexão relativa

Δd - Reentrada de cunhas

δS_v - Assentamento relativo

δt - Tempo crítico

ε - Deformações

η - Coeficiente de viscosidade

θ - Rotação

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

λ_1 - Parâmetro para a verificação da encurvadura

μ - Momento reduzido

ν - Coeficiente de Poisson

ν_R - Esforço normal reduzido

ξ - Coeficiente de amortecimento

ρ - Parâmetro de redução do momento flector resistência com a presença de esforço transversal

ρ - Coeficiente de correlação linear

ρ^* - Rigidez de flexão

σ - Tensões

τ - Tensão deviatória

ϕ_i - Parâmetros de Darendeli

ϕ - Ângulo de atrito

ϕ - Parâmetro para a verificação da encurvadura

χ - Coeficiente de redução para a encurvadura

ψ - Ângulo de dilatação

ψ - Coeficiente de combinação

ω - Frequência angular

ω - Inclinação

ω_R - Armadura reduzida

Λ - Grau de utilização

λ - Parâmetro de variação

$\bar{\lambda}$ - Esbelteza normalizada

Abreviaturas

MC - Mohr-Coulomb

HS - Hardening Soil

HSSS - Hardening Soil Small Strains

FEM - Método dos elementos finitos

SLS - Estados limite de serviço

ULS - Estados limite últimos

EL - Elástico linear

1. Introdução

A necessidade de otimizar o espaço útil no centro das grandes cidades implica, cada vez mais, o recurso a soluções de estruturas profundas para a execução de pisos enterrados. Estas obras são frequentemente realizadas com o recurso a escavações de face vertical, suportadas por estruturas de contenção flexíveis com uma espessura normalmente não muito elevada. Esta configuração geométrica permite um maior aproveitamento do espaço útil, como a correspondente otimização financeira do projeto. Nalgumas situações é necessário escolher processos que permitam a impermeabilização do interior da escavação, por exemplo quando executa-se a obra em locais com níveis freáticos elevados.

As conecções periféricas flexíveis têm uma deformabilidade suficiente elevada para que as pressões do terreno se alterem devido à deformabilidade da parede, modificando os esforços na parede. A estabilidade e a manutenção das deformações num nível desejado podem ser asseguradas por apoios, normalmente ancoragens, escoras ou lajes de travamento que podem ser pré-esforçadas.

A escolha do tipo de parede de contenção depende de vários fatores, nomeadamente a necessidade de impermeabilização, as características do terreno, as limitações construtivas e análise da envolvente, as solicitações da estrutura, a disponibilidade financeira e o tempo de execução.

A análise e a compreensão do comportamento destes sistemas é fundamental para que as intervenções possam ser efetuadas sem colocar em risco as pessoas e bens materiais, nas fases de construção e após a conclusão da obra. A garantia de segurança deverá incluir a escavação, e também todas as pessoas, estruturas e bens materiais na vizinhança. Para além das questões da segurança, a otimização de soluções tecnológicas, do dimensionamento e dos processos construtivos das estruturas de contenção periféricas são assuntos muito relevantes para a otimização financeira de todo um projecto de engenharia civil.

Refira-se que aspectos relacionados com o plano de instrumentação e medição, o licenciamento, a quantificação financeira ou outros aspectos logísticos, apesar de extremamente importantes, saem fora do âmbito deste texto e não foram abordados.

Optou-se por focar a análise nas relações constitutivas aplicáveis primordialmente a solos com alguma rigidez e com comportamento independente das taxas de deformação ou de taxas de aplicação de cargas. Vão-se abordar os modelos de Mohr-Coulomb, Hardening-Soil ou Hardening-Soil Small-Strains. Deste modo não se aborda a análise de estruturas de contenção periférica executadas em meios rochosos, em solos argilosos normalmente consolidados e em solos com comportamento marcadamente viscoso.

Os objectivos principais deste texto são os seguintes:

- Analisar o comportamento e a desempenho de estruturas de contenção flexível e a sua influência nas edificações na envolvente da escavação;
- Analisar os aspectos teóricos e práticos da modelação numérica através do método dos elementos finitos;
- Avaliar metodologias relacionadas com a caracterização geotécnica que permitam analisar os modelos numéricos e o modo em como esta caracterização pode influenciar o sistema em análise;
- Estudar a resposta e o comportamento duma estrutura executada em meio urbano e duma solução alternativa;
- Analisar a metodologia de verificação de segurança e dimensionamento através do eurocódigo 7 e outras normas aplicáveis.

Para atingir os objectivos expostos efetuou-se uma revisão bibliográfica e analisou-se um estudo de caso.

Este documento está dividido em 7 capítulos e 5 anexos.

No capítulo 2 apresentamos os conceitos básicos sobre as estruturas de contenção periférica e os métodos de cálculo que permitem modelar os sistemas através do método dos elementos finitos. Apresentamos os aspectos teóricos das relações constitutivas utilizadas e descrevemos o comportamento dos solos quanto sujeito a carregamentos estáticos e a carregamentos cíclicos.

No capítulo 3 descreve-se o estudo de caso. Apresentamos os condicionamentos do sistema, a caracterização geotécnica original, os elementos estruturais executados e os dados referentes à monitorização da estrutura e envolvente.

No capítulo 4 mostramos as metodologias utilizadas para a quantificação da caracterização geotécnica, os resultados da validação do modelo numérico de elementos finitos, da análise de sensibilidade aos parâmetros geotécnicos e da retro-análise correspondente. Faz-se uma análise global ao comportamento e à performance da escavação e da estrutura ao longo do processo de execução e na fase final. Analisa-se ainda a perturbação transmitida às estruturas vizinhas considerando ações estáticas.

No capítulo 5 dimensionámos e verificámos a segurança numa solução alternativa, para situações de projecto de estados limite de serviço e estados limite últimos, através dos eurocódigos. Os documentos base foram a parte 1 do eurocódigo 7, a parte 1 do eurocódigo 2 e as partes 1 e 5 do eurocódigo 3. Comparou-se a performance das duas soluções considerando acções estáticas

No capítulo 6 utilizaram-se as partes 1 e 5 do eurocódigo 8 para analisar o sistema sujeito a sismos regulamentares do tipo 1 e do tipo 2.

No capítulo 6 apresentamos as conclusões e as considerações finais do trabalho.

Finalmente apresentamos a bibliografia e os anexos.

No anexo A apresentamos algumas fórmulas empíricas utilizadas para estimar os parâmetros geotécnicos associados aos modelos constitutivos *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil* e *Hardening Soil Small Strains*

No anexo B expomos os métodos normalmente utilizados para estimar a influência da escavação em estruturas edificadas na envolvente.

No anexo C descrevemos apresentamos os métodos de dimensionamento e verificação de segurança de estruturas de contenção periféricas flexíveis segundo os eurocódigos. Abordamos as metodologias de análise para os estados limite últimos e estados limite de serviço.

2. Análise de estruturas de contenção periférica

Uma escavação vai alterar os campos de tensões e de deformações dos solos adjacentes. Por um lado, diminui as tensões verticais no terreno com cota inferior à escavação, por outro lado, retira o suporte lateral dos terrenos vizinhos. A performance numa escavação é avaliada em termos da sua estabilidade estrutural e também das deformações na estrutura, nos solos e nas edificações adjacentes.

As estruturas de contenção periférica são os elementos que permitem garantir a performance numa escavação através da estabilização e da limitação de deformações para níveis aceitáveis. Considera-se que uma escavação é estruturalmente estável quando não existem colapsos dos taludes. Considera-se que as deformações estão em níveis aceitáveis quando não afetam a estrutura nem as edificações na vizinhança.

Estas estruturas têm uma parede de retenção e um suporte da parede. Uma vez que este texto está focado na análise de soluções para meio urbano, onde as limitações de espaço são significativas, vamos-nos cingir a contenções com espessura razoavelmente reduzida e que não exijam intervenções significativas em terrenos vizinhos.

A análise da estabilidade poderá ser efetuada, num primeiro momento, através de modelos simples, enquanto a análise das deformações, implica um maior esforço de cálculo, devido a fenómenos de interação entre o solo e a estrutura, aspecto muito relevante em estruturas de contenção flexíveis. Normalmente só é possível obterem-se avaliações das deformações, com algum rigor, através de métodos numéricos como é o caso do método dos elementos finitos (FEM) que será introduzido no desenvolvimento deste texto.

O processo de dimensionamento numa escavação em ambiente urbano envolve as seguintes etapas (Baudin, 2003): Estabelecer os limites de deformação aceitáveis para as estruturas adjacentes e refleti-las nos critérios de dimensionamento; Analisar os resultados dos ensaios “*in situ*” e laboratoriais para a seleção de parâmetros de dimensionamento de acordo com os modelos de cálculo e tipo de estrutura de contenção; Selecionar modelos para dimensionar e comparar os resultados com os valores definidos nos critérios de dimensionamento.

A estabilidade do terreno adjacente a uma escavação é garantida pela estrutura de contenção e neste sentido é fundamental perceber o seu funcionamento estrutural. As estruturas dividem-se em dois grandes grupos em função do seu modo de funcionamento, as contenções rígidas quando a rigidez da estrutura é muito elevada e flexíveis quando a rigidez é mais reduzida e denominam-se por paredes ou cortinas

Devido à elevada massa, as estruturas de contenção rígidas caracterizam-se por valores reduzidos de deformabilidade. Assume-se que não ocorrem deformações do muro nem deslizamentos do terreno suportado. Assim, a interface do solo com a estrutura é fixa e permite a transmissão da totalidade dos impulsos do terreno para a contenção. Em termos de comportamento não existe uma verdadeira interação solo-estrutura. Esta característica, do ponto de vista da análise estrutural, tem grandes implicações, pois o cálculo pode ser efetuado através de modelos simples, normalmente utilizando modelos elásticos perfeitamente plásticos (Hettler *et al*, 2012).

As estruturas de contenção flexível têm uma rigidez de flexão reduzida, o que implica que existam deformações na contenção, originando deformações adicionais nos solos no tardo da parede. Esta característica implica que os campos de tensões e de deformações da parede e do solo sejam dependentes uns dos outros, neste caso estamos na presença numa interação do solo com a estrutura. A análise estrutural tem de ter em conta esta interação o que dificulta o cálculo estrutural. Neste texto vai se analisar apenas este tipo de contenções.

As estruturas de contenção flexíveis podem funcionar, no que concerne à capacidade de suportar os impulsos horizontais, dos modos esquematizados na Figura 2.1. As paredes autoportantes utilizam a ficha para mobilizar a resistência necessária. Nestes casos a capacidade de resistência aos impulsos horizontais depende fundamentalmente da rigidez de flexão da parede e do comprimento da ficha. Este tipo de contenção é pouco utilizado em escavações profundadas, pois exigiria uma rigidez de flexão da contenção extremamente elevada. Assinala-se, no entanto, que se o terreno envolvente for muito competente os impulsos horizontais são reduzidos, o que poderá tornar viável este tipo de solução para escavações profundas.

As paredes mono-apoiadas incluem um apoio para resistir aos impulsos horizontais. O apoio pode ser uma escora ou uma banda de laje, que funcionam à compressão, quando se encontram no interior da escavação. Também pode ser uma ancoragem ou uma pregagem, que funcionam à tração, quando são colocadas dentro do maciço. Comparando com uma parede autoportante com rigidez idêntica, este tipo de contenção resiste a impulsos mais elevados. Globalmente estas estruturas são hiperestáticas o que traz vantagens ao nível da redistribuição de esforços.

As paredes multi-apoiadas têm diversos níveis de apoios, logo permitiram suportar impulsos de intensidade superior e o grau de hiperestaticidade é aumentado. Nos casos de contenções sem ficha enterrada no solo os travamentos equilibram particamente todos os impulsos horizontais do terreno, logo torna-se quase obrigatório a utilização de travamentos em vários níveis quando a ficha da parede não está enterrada.

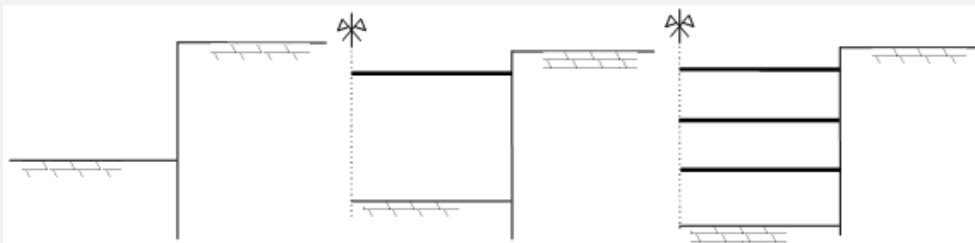


Figura 2.1 – Contenções periféricas flexíveis (Godinho, 2009): (esq.) Autoportante; (cent.) Mono-apoiada; (dir.) Multi-apoiada

2.1.Aspectos mais relevantes na análise e modelação

Antes de se iniciar o estudo sobre o método de análise estrutural, interessa focar alguns aspectos relevantes que vão influenciar a performance de quaisquer estruturas de contenção.

A interação do solo com a estrutura é função das características do solo, este aspecto reforça a necessidade duma correta e pormenorizada caracterização geotécnica dos terrenos afetados. Como veremos, a aplicação do método dos elementos finitos implica a consideração de um, ou de vários, modelos constitutivos, e estes necessitam de parâmetros que derivam das características do solo, sendo que estes podem ser obtidos através de ensaios “*in situ*”, de ensaios laboratoriais, de pesquisa bibliográfica ou da utilização de correlações empíricas. A estimativa numérica dos parâmetros pode ser otimizada através de retro análise dos resultados da resposta do solo, mas esta só pode ser efetuada após alguma perturbação induzida ao solo.

A utilização de técnicas de melhoria do solo pode desempenhar um papel muito relevante, principalmente em solos pouco competentes. Estas técnicas permitem melhorar as características mecânicas dos solos, nomeadamente a rigidez, a resistência e a estanquicidade. Normalmente também permitem um melhor conhecimento dos parâmetros para aplicar nos respetivos modelos constitutivos.

A rapidez da instalação do suporte minimiza os movimentos. A ocorrência de deformações por relaxação, consolidação ou por outros fenómenos dependentes do tempo variam muito em função das características do solo. Em alguns casos este aspecto pode ser particularmente relevante, como por exemplo para argilas normalmente consolidadas, onde o tempo entre a descompressão lateral do solo e finalização da execução do suporte é de extrema importância. A rapidez de instalação também é essencial devido aos riscos associados quando a escavação avança muito em profundidade antes da colocação do suporte, fenómeno que se denomina por *overexcavation*.

O fenómeno da consolidação é particularmente importante em argilas, uma vez que é possível que a escavação gere um excesso de alívio de pressão na base, e que esta cause a perda de resistência passiva do solo e a deformação da parede ou do solo. As tensões laterais podem ser elevadas em solos sobre-consolidados, facto que pode sobrecarregar a estrutura. Existem dois tipos de anisotropia, uma associada ao histórico de cargas e descargas do maciço e denominada de anisotropia inerente, outra associada às solicitações das obras e denominada de anisotropia induzida. A anisotropia implica que as propriedades dos materiais também sejam anisotrópicas, as diferenças das resistências verticais e horizontais dos solos podem variar até 65% (Kempfert, 2006).

O pré-tensionamento com ancoragens, escoramentos, ou vigas que cintem a contenção são eficazes para minimizar os movimentos. Pois por um lado minimizam a folga geométrica em elementos de ligação, por outro lado, recarregam o solo atrás da parede aumentando a sua rigidez. No entanto, a instalação de ancoragens pode prejudicar a performance da escavação, devido à perturbação do solo adjacente nos processos de furação, para a instalação da armadura, ou na injeção de ligante se esta for efetuada com um excesso de pressão. Note-se que o excesso de pressão na injeção pode alterar os campos de tensões dos solos envolventes e deste modo alterar os campos de deformações e deslocamentos de zonas sensíveis do sistema.

As deformações dos solos envolventes podem dever-se a deslocamentos horizontais da parede, a assentamentos verticais no solo ou a empolamentos na base da escavação. Normalmente um tipo de deformação implica que existam também deformações dos restantes tipos, por exemplo a deformação horizontal da parede normalmente faz com que aumentem os assentamentos do terreno envolvente.

O tipo de parede influencia os assentamentos no tardo e estes têm implicações diretas nas estruturas adjacentes. Estes deslocamentos podem ser provocados por assentamentos devido à deflexão da cortina, devido à construção da parede, ou devido à instalação de ancoragens. O travamento da contenção à superfície, ou perto desta, pode aumentar os assentamentos numa estrutura vizinha, pois altera a forma da superfície de assentamento. É importante realçar também que existem sempre assentamentos dos solos, independentemente da capacidade de travamento da estrutura. A rigidez da estrutura tem pouca influência na deformação dos solos abaixo da contenção o que implica necessariamente deslocamentos.

Devido a fenómenos de consolidação a drenagem de escavações pode causar assentamentos. Este fenómeno pode afetar uma área em planta muito superior à área da própria escavação. Também é possível que se percam finos no processo, nomeadamente em areias finas ou siltes, aumentando o índice de vazios desses solos, o que pode originar fenómenos como a erosão interna ou o *piping*. Deve-se dar uma atenção especial às estruturas de contenção em solos expansivos não saturados que sofram mudanças de volume importantes com a variação do volume de água. O cálculo dos impulsos tem de ter em conta a sucção ou tensão adicional motivados pela dilatação ou contração.

As estruturas de contenção possuem uma grande variação dos seus momentos de inércia e também da sua permeabilidade. Além do tipo de contenção, uma característica muito importante é o espaçamento entre elementos estruturais, pois a proximidade entre estes minimiza os movimentos. No entanto realça-se que a importância da rigidez depende muito do estado inicial do solo. Quanto maior o valor do coeficiente de impulso em repouso, maior a importância da rigidez da estrutura. Para valores pequenos do coeficiente de impulso o aumento da rigidez da estrutura tem pouca influência nos momentos e cargas atuantes na parede uma vez que o carregamento da estrutura é menor.

A sequência construtiva é extremamente relevante. O comportamento dos solos é fundamentalmente plástico e depende dos ciclos de tensões no solo, logo se considerarmos duas trajetórias diferentes mas com o mesmo estado inicial e final, as deformações associadas podem ser muito diferentes. É importante ter em conta que pequenos detalhes construtivos podem ser importantes na performance do sistema, como no caso da colocação de pranchas de madeira em paredes do tipo Berlim.

A construção das paredes antes da realização da escavação é uma técnica muito utilizada. Apesar de se utilizar esta técnica quando se pretende minimizar os deslocamentos na fase de escavação, a fase de execução das paredes pode causar deslocamentos significativos. Uma das causas é a alteração de pressão intersticial que, se for significativa, pode introduzir características anisotrópicas aos solos, este aspecto é mais significativo para argilas moles e médias (Finno et al., 1991 citado em Bentler (1998)). Os assentamentos ocorridos aquando da escavação podem ser da ordem de grandeza dos obtidos com a instalação numa contenção de paredes moldadas (Scweiger et al., 1994, citado em Bentler, 1998). Triantafyllidis (2015) refere que em obras geotécnicas existe o risco da ocorrência de eventos com deformações inaceitáveis junto de estruturas motivados pela instalação do suporte (paredes moldadas, cortinas de estacas, entre outros) e não tanto devido à escavação ou a uma insuficiente rigidez do sistema.

Uma técnica construtiva denominada de “*top-down*” é caracterizada pela construção dos pisos enterrados a partir da superfície. Os pisos subterrâneos suportam as paredes já executadas e é possível que, em caso de dificuldade de presa, ocorra encolhimento do betão aquando da transmissão de cargas para a parede. Este factor poderá provocar movimentos na contenção com as respetivas deformações do solo. No processo de execução também é importante avaliar com cuidado os movimentos causados por operações auxiliares, como por exemplo a movimentações de veículos pesados. A qualidade de mão-de-obra também é um fator importante para minimizar as deformações.

As mudanças de temperatura têm de ser consideradas quando estamos em presença de escavações com escoramentos metálicos sujeitos a campos de tensões elevados. Segundo a parte 1-1 do eurocódigo 3 (EC3-1-1, 2010) o coeficiente de dilatação térmica do aço é de $1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ valor elevado quando comparado com outros materiais estruturais. Isto implica que numa variação de temperatura significativa a estrutura tem de alterar significativamente os campos de tensões para acomodar a tentativa de dilatação. Esta propriedade do aço permite, quando pretendido, aplicar pré-esforço às escoras através da utilização de efeitos térmicos.

2.2. Método dos elementos finitos

A análise de estruturas obriga à consideração de relações constitutivas dos elementos através de modelos mais ou menos complexos. Existem relações empíricas que permitem estimar o comportamento da parede mas que na prática não são utilizados quando se deseja um rigor significativo na análise de deformações. Surge como solução para este problema o cálculo numérico das relações constitutivas. No âmbito da análise estrutural geotécnica é usual

utilizar-se o método das diferenças finitas ou o método dos elementos finitos (FEM). Neste texto vamos nos focar exclusivamente no FEM.

A aplicabilidade deste método para análise estrutural de escavações obriga à definição da geometria do sistema, nomeadamente a estratigrafia e o nível freático, a definir as cargas e deslocamentos impostos, a definir as condições respeitantes às fronteiras do sistema e ainda a definir o processo construtivo através de etapas. É necessário utilizar as leis constitutivas que se considerem aplicáveis. Devido à complexidade inerente, não se efectuou a modelação a três dimensões, mas sim a duas dimensões considerando-se um estado plano de deformação.

Os efeitos 3D mais significativos ocorrem perto dos cantos da escavação, em ancoragens, escoramentos ou outras singularidades. Nos cantos devido à restrição de movimentos a utilização dum estado plano de deformação é uma abordagem conservativa. No entanto, caso se considere uma escavação quadrada em planta em que todos os elementos da análise por elementos finitos estão corretos, exceto a assunção do estado plano de deformações, uma retro-análise para calibrar o modelo a duas dimensões, daria uma rigidez de solo superior à realidade (Bentler, 1998).

A modelação do sistema através do *software* PLAXIS© 2D permite a consideração de dois modos de simetria, uma em relação a um eixo ortogonal (*Axisymmetry Model*) e o estado plano de deformação (*Plane Strain Model*). Na simetria em relação a um eixo supõe-se que o plano de trabalho em (x,y) roda em torno do eixo y para simular a escavação, e é útil para modelar escavações circulares. O estado plano de deformação supõe que as deformações acontecem apenas no plano de trabalho (x,y), e é útil para escavações com desenvolvimento em largura elevados.

As zonas afastadas dos cantos têm, à partida, um bom potencial de modelação com este pressuposto. No entanto, dever-se analisar casuisticamente cada caso para avaliar a validade desta simplificação. Como indicador podemos referir Varzi e Troughton (1992) citado em Kempfert (2006) que referem que para paredes com desenvolvimento superiores a 60 metros pode-se considerar, sem erros significativos, um estado plano de deformação. Existem vários estudos publicados que permitem estimar uma razão entre as deformações considerando efeitos 3D e o estado plano de deformação, como por exemplo Ou et al. (1996) citado em Ou (2006). Este método utiliza uma razão entre o comprimento e a largura (B/L) duma escavação retangular em planta, definindo um parâmetro denominado de razão de estado plano de deformação (PSR) com o seguinte significado físico:

$$PSR = u_{hm,d} / u_{hm,ps} \quad (2.1)$$

Em que $u_{hm,d}$ é o valor máximo do deslocamento a uma distância d do canto, $u_{hm,ps}$ é o deslocamento máximo considerando um estado plano de deformação. O valor de PSR pode ser obtido através do gráfico da Figura 2.2.

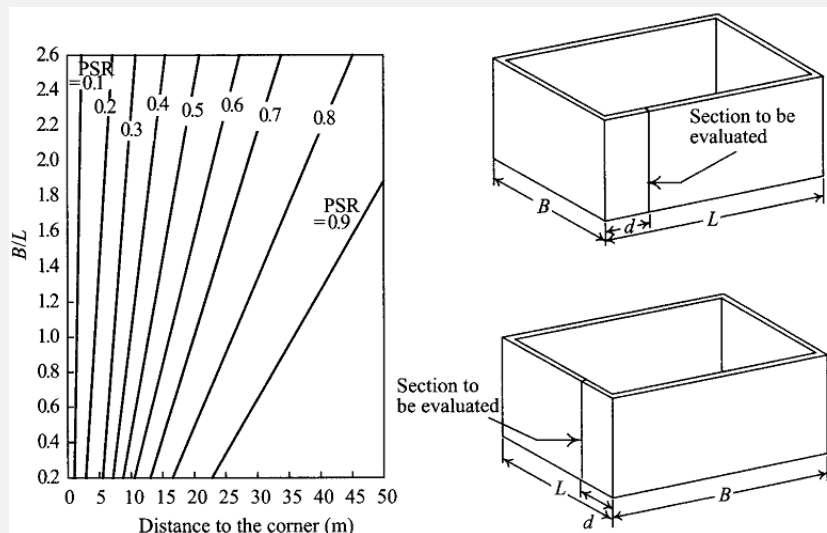


Figura 2.2 – Correção do estado plano de deformação (Ou, 2006)

Na modelação de sistemas não lineares através do método dos elementos finitos a correta definição das condições iniciais é de extrema importância para a qualidade dos resultados. Existem dois métodos para definir as condições iniciais, a definição manual e o método de geração gravítica. Na definição manual introduzem-se os valores das tensões verticais e horizontais manualmente.

No método de geração gravítica o estado inicial é calculado numa fase de modelação prévia assumindo que todas as fronteiras da escavação têm os deslocamentos laterais impedidos. Com os valores de rigidez e do coeficiente de Poisson calculam-se as condições iniciais através de modelos constitutivos elásticos.

Na modelação duma escavação não nos devemos cingir à análise da fase final. Independentemente do método construtivo, existem várias etapas intermédias em que o sistema pode necessitar de maior resistência para evitar o colapso ou deformações excessivas. As diversas solicitações e fases construtivas em obras de contenção periférica quando modeladas pelo método dos elementos finitos obrigam à consideração de um ou vários dos seguintes procedimentos (Fernandes, 1983): a aplicação de forças nos pontos nodais da malha na qual a estrutura foi discretizada, a modificação da geometria do problema, isto é, da malha representativa da estrutura ou a alteração nas propriedades de um ou de mais elementos. Uma solicitação vai implicar a aplicação de forças nos pontos nodais, o caso de sobrecargas na superfície será o exemplo mais simples e intuitivo.

As solicitações que definem as etapas de modelação são, entre outras, as sobrecargas aplicadas à superfície, a implantação das estruturas de contenção, a escavação, as alterações das posições do nível freático ou as variações de temperatura no escoramento metálico.

2.3. Comportamento dos solos sujeitos a carregamentos cíclicos

As ações sísmicas podem ser caracterizadas por um conjunto elevado de ciclos aleatórios de carga e de descarga. Normalmente as deformações horizontais numa camada de solo competente sujeita a um sismo moderado são suficiente para que o solo exiba comportamento não linear (PIANC/MarCom/Working Group 34, 2001). Assim sendo, na análise dinâmica de solos é necessário considerar a diminuição de rigidez distorcional que ocorre com o aumento das deformações dum modo não linear criando deformações plásticas. Também é necessário avaliar os efeitos do amortecimento das ações através da dissipação de energia que ocorre com a diminuição da amplitude da onda devido à transformação da energia elástica em calor ou outras formas energéticas. Duma forma geral pode-se referir que o amortecimento do sistema aumenta com o aumento das deformações.

O módulo de distorção, G , relaciona as tensões de corte com as deformações distorcionais da seguinte forma:

$$G = \tau/\gamma \quad (2.2)$$

O valor máximo de G é atingido na gama de deformações muito pequenas, denominando-se de módulo de distorção inicial ou máximo, G_0 . O módulo de distorção diminui com o aumento das deformações e a quantificação desta relação é de extrema importância para modelar o comportamento de solos na gama das muito pequenas deformações. No estudo de caso utilizou-se a metodologia de Darendeli (2001), descrita no anexo A. O valor de G_0 pode ser obtido através da velocidade das ondas de corte do solo, v_s , da seguinte forma:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \quad (2.3)$$

Para analisar o amortecimento dos solos interessa referir que este fenómeno tem os seguintes contributos:

- Amortecimento por radiação ou geométrico, é causado pela propagação das ondas vibratórias no meio e depende das características geométricas das camadas de solo atravessadas pelas vibrações;
- Amortecimento material que é função das características do solo e pode ser descrito matematicamente através da consideração, conjunta ou separada, de:
 - Amortecimento viscoso quando se considera que o comportamento do solo tem um contributo viscoelástico que é função da frequência do carregamento;
 - Amortecimento histerético que não é função da frequência do carregamento e ocorre quando o solo é sujeito a carregamentos cíclicos e a disposição relativa dos grãos é modificada, atingindo-se o comportamento não linear e ciclos de histerese com maior amplitude.

Se se considerar o amortecimento devido a histerese, o coeficiente de amortecimento local só depende das características materiais do solo e é dado pela relação entre a energia perdida num ciclo, ΔW , com o máximo de energia elástica armazenada no solo, W , da seguinte forma:

$$\xi = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (2.4)$$

Em que o máximo da energia elástica acumulada é dada por:

$$W = (1/2) \cdot \tau \cdot \gamma \quad (2.5)$$

Na gama de muito pequenas deformações o comportamento do solo é elástico e a consideração exclusiva de amortecimento por histerese implicaria a não ocorrência de amortecimento. No comportamento real dos solos os dados experimentais mostram que mesmo para deformações muito reduzidas existe algum amortecimento, este aspecto pode ser considerado através do amortecimento viscoso. Um dos modelos de comportamento viscoso é baseado no num sólido de Kelvin-Voigt, em que a resistência ao corte é a soma dum parte elástica proporcional às deformações com uma parcela viscosa proporcional à taxa de deformação, $\dot{\gamma}$. A relação constitutiva quando o sólido é sujeito a tensão de corte é a seguinte:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (2.6)$$

Em que η é o coeficiente de viscosidade do sólido. Se se considerar que a variação das deformações distorcionais segue uma lei harmónica do género $\gamma = \gamma_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$, temos que a energia elástica dissipada num ciclo é dada por:

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \cdot \frac{\partial \gamma}{\partial t} \cdot dt = \pi \cdot \eta \cdot \omega \cdot \gamma_0^2 \quad (2.7)$$

Em que ω é a frequência de vibração angular. O coeficiente de amortecimento é então dado por:

$$\xi = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{\pi \cdot \eta \cdot \omega \cdot \gamma_0^2}{1/2 \cdot G \cdot \gamma_0^2} = \frac{\eta \cdot \omega}{2 \cdot G} \quad (2.8)$$

O que demonstra que o amortecimento viscoso aumenta com a frequência do carregamento, o que parece entrar em contradição com o comportamento real dos solos, onde se observa que o amortecimento dá-se devido ao movimento de grãos do solo entre si. Na prática considera-se que o coeficiente de viscosidade do solo é inversamente proporcional ao amortecimento, resolvendo a equação (2.8) em ordem a η o que implicitamente elimina a dependência da frequência. Assinala-se que não existe consenso sobre qual a melhor abordagem para considerar o amortecimento material dos solos quando sujeitos a ações cíclicas e cada modelo constitutivo considera um dos dois tipos de amortecimento do material, ou mesmo os dois em simultâneo (Pinto, 2013).

Na modelação numérica através do *software* PLAXIS©, é possível considerar o amortecimento viscoso em modelos sem viscosidade através do amortecimento de Rayleigh. A matriz de amortecimento $[C]$ é dada por a soma dum contribuição da matriz de massas com outra contribuição da matriz de rigidez, da seguinte forma:

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (2.9)$$

Em que α e β são os coeficientes de Rayleigh. Com esta metodologia é possível simular o amortecimento que ocorre na gama de muito pequenas deformações. Um valor elevado de α implica um amortecimento significativo para frequências reduzidas e um valor elevado de β implica um amortecimento significativo para frequências elevada. A relação entre os coeficientes de Rayleigh e o coeficiente de amortecimento é dado pela equação (2.10):

$$\xi = \frac{\alpha + \beta \cdot \omega^2}{2 \cdot \omega} \quad (2.10)$$

Na gama de muito pequenas deformações, normalmente menores que 10^{-5} , assume-se que o comportamento é elástico e linear com amortecimento nulo ou quase nulo. Na prática o módulo de distorção inicial do solo diminui mesmo nesta gama de deformações, no entanto, geralmente não se considera este efeito. Define-se um valor limiar da deformação linear, γ_1 . Para deformações inferiores assume-se que o coeficiente de amortecimento é igual ao valor mínimo para deformações neste limiar, ξ_0 . Nesta gama de deformações os ciclos $\tau - \gamma$ são aproximadamente elípticos e podem ser modelados com relações constitutivas lineares.

Para solos granulares normalmente os efeitos dissipativos são muito reduzidos o que torna a relação $\tau - \gamma$ praticamente linear, o que permite a utilização de relações constitutivas elásticas lineares, conforme se pode verificar na imagem da esquerda da Figura 2.3. Solos de granulometria reduzida podem exibir um comportamento dependente da taxa de carregamento, sendo usual o aumento de G_0 e ξ_0 com o aumento da velocidade de aplicação de carga, se necessário estes solos devem ser analisados com modelos viscoelásticos.

Na gama das pequenas deformações, entre 10^{-5} a 10^{-3} , ultrapassa-se o limiar γ_1 e o comportamento começa a ser não linear com uma diminuição significativa do módulo de distorção e um aumento do coeficiente de amortecimento. Nesta gama de deformações o comportamento do solo é praticamente independente do histórico de carregamento, repetindo-se as elipses $\tau - \gamma$ para os mesmos carregamentos, conforme se pode verificar na imagem central da Figura 2.3. O comportamento cíclico é estável, não se produzem deformações volumétricas em condições drenadas nem aumentos da pressão intersticial em carregamentos não drenados.

O comportamento na gama de pequenas deformações pode ser modelado por relações constitutivas elastoplásticas não lineares com endurecimento, normalmente aplicada a análises dinâmicas no domínio do tempo. Também é possível a utilização de modelos lineares equivalentes, nomeadamente quando se utilizam análises no domínio da frequência através de funções de transferência.

A gama das deformações médias e elevadas, valores maiores que 10^{-3} , começa quando estas ultrapassam o limiar volumétrico, γ_v , e iniciam-se as deformações irreversíveis. Nestas condições as deformações distorcionais aumentam para ciclos de carga iguais e as tensões diminuem quando as deformações são constantes. O ciclo histerético não é estável e as deformações variam em função do número de ciclos de carregamento, conforme se pode verificar na imagem da direita da Figura 2.3.

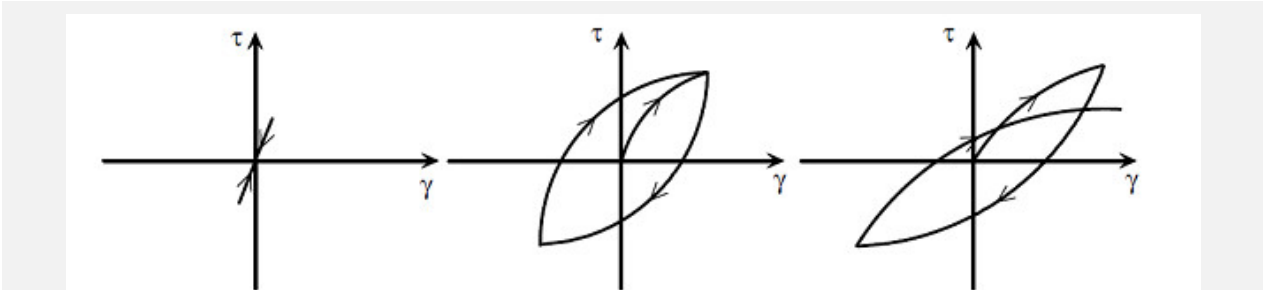


Figura 2.3 – Curvas deformação distorcional – tensão de corte para: esq.) Muito pequenas deformações ($< 10^{-5}$); cent.) Pequenas deformações (10^{-5} a 10^{-3}); dir.) Médias e grandes deformações ($> 10^{-2}$) (Pinto, 2013)

Nesta gama ocorrem grandes deformações ao nível do arranjo interno das partículas do solo e poderão ocorrer fenómenos de dilatância do material. A modelação do comportamento tem de ser efetuada através de análise incremental com métodos não lineares. Em função dos níveis de deformação do solo devemos considerar os aspectos apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Aspectos a considerar na modelação de solos sob carregamentos cíclicos, adaptado de PIANC (2001)

Parâmetros do solo		Gama de deformações distorcionais					
		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	0,01	0,1
Rigidez	G_0 G	■	■	■	■	■	■
Amortecimento	ξ_0 ξ	■	■	■	■	■	■
Aumento da pressão intersticial	Δu				■	■	■
Deformações irreversíveis	ε_v^p ε_s^p				■	■	■
Degradação cíclica	δ_G δ_ξ				■	■	■
Modelo constitutivo		Linear viscoelástico			Linear equivalente viscoelástico Elastoplástico		Não linear
Método de análise		Linear Tensões totais			Linear equivalente Tensões totais		Incremental Tensões efetivas

2.4. Relações constitutivas

Um material tem o comportamento elástico quando após um ciclo completo de carga e descarga o trabalho realizado é nulo, o que implica que a deformação final também é nula, formaliza-se o conceito do seguinte modo:

$$W = \oint \sigma \cdot \varepsilon = 0 \quad (2.11)$$

Em que W é o trabalho realizado no ciclo. A relação tensão-deformação de materiais elásticos é da forma apresentada na equação (2.12) em que D é um tensor constante de 4ª ordem.

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (2.12)$$

As deformações ou mais genericamente, os incrementos de deformação, dos materiais com comportamento elastoplástico podem ser divididos numa componente elástica e numa componente plástica, da seguinte forma:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p; \quad \Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^e + \Delta\varepsilon^p \quad (2.13)$$

Em que ε^e são as deformações elásticas e ε^p as deformações plásticas. O comportamento plástico dá-se quando se atinge a cedência do material. A função de cedência depende do estado de tensão e dos parâmetros do solo, $\{k\}$, que controlam o comportamento no endurecimento e no amolecimento. Estes parâmetros, por norma, variam com o aumento da deformação plástica. A direção das deformações plásticas é dada por uma função potencial da forma:

$$g(\{\sigma\}; \{m\}) = 0 \quad (2.14)$$

Em que $\{m\}$ é um vetor que reúne os parâmetros necessário para definir a equação. As deformações plásticas são dadas por uma lei de fluxo da seguinte forma:

$$\Delta\varepsilon_i^p = \Lambda \cdot \frac{\partial g(\{\sigma\}; \{m\})}{\partial \sigma_i} \quad (2.15)$$

Em que Λ é um escalar que controla a magnitude das deformações plásticas e é função do modo de endurecimento ou amolecimento do solo.

2.4.1. Elementos estruturais

Existem duas abordagens para modelar as paredes da contenção no *software* PLAXIS© 2D:

- Considerar um elemento *Plate* sem espessura e com as características mecânicas adequadas. Pode ser modelado através de modelos elásticos ou elastoplásticos. Uma vez que vai ocupar o espaço do solo, considera-se que o peso do elemento é a diferença entre o peso deste e o do solo retirado;
- Considerar que os elementos estruturais são elementos bidimensionais de estado plano de deformação (BEPD) com a espessura e as suas características mecânicas adequadas. Podem ser modelados através de qualquer modelo constitutivo disponível, nomeadamente com o elástico linear isotrópico ou o Mohr-Coulomb.

Everaars *et al.* (2013) avaliam as vantagens e desvantagens destas duas abordagens, as conclusões estão resumidas na Tabela 2.2. No estudo de caso vamos utilizar as duas abordagens descritas.

Tabela 2.2 - Vantagens e desvantagens das abordagens de modelação das paredes, adaptado de Everaars *et al.* (2013)

	Elemento <i>Plate</i>	Elementos BEPD
Vanta- gens	<ul style="list-style-type: none"> • Permitirem uma leitura direta dos momentos, das forças de corte e das forças normais, assim como, das deformações nos elementos; • As ligações estruturais são fáceis de definir; • Indicado para analisar os esforços na parede. 	<ul style="list-style-type: none"> • Melhor visualização do comportamento; • Cálculos mais precisos das deformações e tensões nos solos; • Procedimento de cálculo mais estável; • Um comportamento mais realista do elemento
Desvan- tagens	<ul style="list-style-type: none"> • Possíveis problemas numéricos devido à malha de elementos finitos junto aos elementos e às ancoragens e também devido à distribuição de tensões irrealista abaixo do elemento. 	<ul style="list-style-type: none"> • Os momentos e forças não são facilmente retiradas do elemento com volume; • Ligações estruturais mais difíceis de modelar; • Precisam dum conjunto extra de parâmetros

2.4.2. Elementos de ligação

A modelação da interação solo-estrutura foi efetuada com elementos na interface com relações constitutivas apropriadas para relacionar as tensões de contacto com fenómenos de deslizamento ou compressão. Estes elementos permitem considerar a fricção, o escorregamento e o afastamento entre a parede e o maciço de terras.

Os elementos de ligação podem, ou não, ter uma espessura nula e têm uma rigidez normal muito elevada em contraponto com a reduzida rigidez distorcional. Isto permite simular o escorregamento e deformações do solo junto à parede da estrutura. Neste trabalho vão-se utilizar apenas elementos de ligação com espessura nula.

O *software* PLAXIS© apenas permite a utilização do modelo Mohr-Coulomb (MC) para representar os elementos de ligação com espessura nula, independentemente do modelo constitutivo do solo. Considera-se então que a cedência cumpre o critério de Mohr-Coulomb e que os parâmetros para os elementos de ligação são dados em função dos valores do solo adjacente do seguinte modo, em que o índice “*inter*” refere-se aos elementos de ligação: ψ' , c' e v são iguais aos parâmetros idênticos do solo adjacente; $c'_{inter} = R_{inter} \cdot c'_{solo}$ e $tg(\phi'_{inter}) = R_{inter} \cdot tg(\phi'_{solo})$.

O parâmetro R_{inter} é escolhido em função do tipo de interface e na prática é o único valor que é necessário quantificar, pois em função deste parâmetro e do solo, temos completamente definido o modelo MC associado ao elemento de ligação. Como referência apresentam-se alguns valores típicos de R_{inter} na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores de referência para R_{inter} (Waterman, 2006).

Tipo de interação na interface	R_{inter}
Areia/aço	≈ 0,6 - 0,7
Argila/aço	≈ 0,5
Areia/Betão	≈ 0,8 - 1,0
Argila/Betão	≈ 0,7 - 1,0
Solo/Geogrid	≈ 1,0
Solo/Geotextile	≈ 0,5 - 0,9

Para evitar problemas de oscilação brusca dos campos de tensões nos cantos das estruturas prolongam-se os elementos de ligação para dentro do maciço de terras o que obriga a uma cuidada análise aos resultados obtidos para avaliar as implicações da diminuição da capacidade resistente do solo nestes locais.

2.4.3. Solos

O comportamento dos solos perante as solicitações motivadas por escavações é marcadamente plástico, assim sendo os modelos puramente elásticos não são adequados para modelar o comportamento. Tendo em conta que o estudo de caso é constituído por terrenos com areias, argilas e aterros heterógenos, não vamos apresentar os modelos mais indicados para a modelação de rochas (Jointed Rock model e Hoek-Brown model) ou de solos muito moles sujeitos a consolidação (Soft Soil Creep model, Soft Soil model e NGI-ADP model).

Duma forma genérica podemos dizer que o funcionamento das estruturas de contenção periférica incide na gama de pequenas deformações (Figura 2.4). Na imagem da direita da mesma figura podemos verificar quais as relações constitutivas mais indicadas quando o objetivo principal é a análise das deformações.

Apesar dos modelos com endurecimento do solo serem mais realistas que o modelo linear elástico perfeitamente plástico, estes necessitam dum conjunto adicional de parâmetros. Esta exigência, por vezes, não é conseguida com o rigor pretendido, nomeadamente quando a investigação geotécnica não foi suficientemente detalhada para quantificar com rigor os parâmetros adicionais. Assim sendo, considerou-se como útil também utilizar também o modelo MC o que permitirá abordar com maior detalhe a comparação da adaptabilidade destes modelos.

Optou-se por utilizar os modelos Mohr-Coulomb (MC), Hardening soil (HS) e Hardening soil small strains (HSSS), que serão apresentados em detalhe nas páginas seguintes.

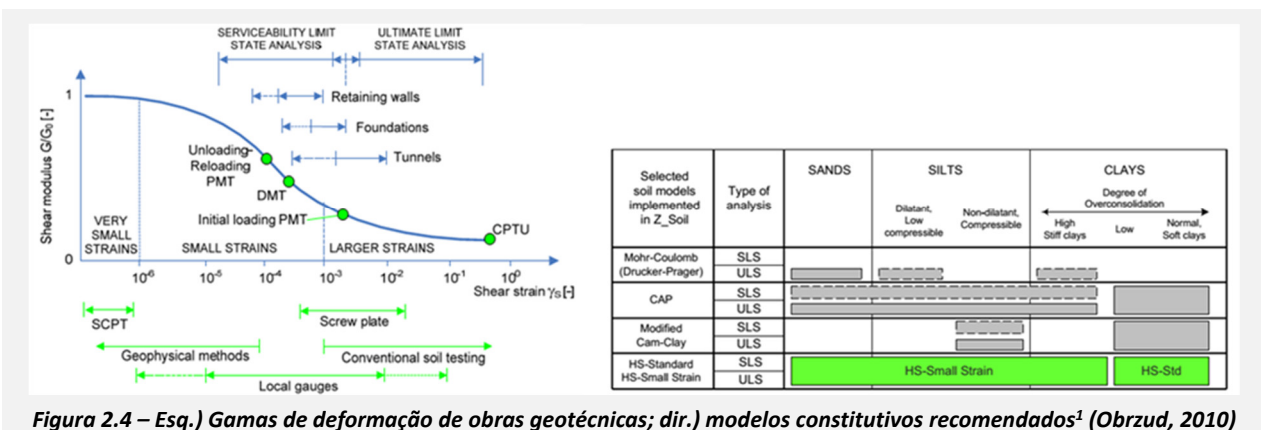


Figura 2.4 – Esq.) Gamas de deformação de obras geotécnicas; dir.) modelos constitutivos recomendados¹ (Obrzud, 2010)

2.4.3.1. Modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico, em que a componente elástica é baseada no comportamento isotrópico segundo a lei de Hooke. A cedência cumpre o critério de rotura de Mohr-Coulomb apresentado na equação (2.16).

No modelo MC os parâmetros $\{m\}$, são constantes para qualquer estado de deformação, e a cedência dá-se em linhas tangentes aos círculos de Mohr das tensões, do seguinte modo:

¹ Linhas a tracejado: podem ser utilizados mas não são recomendados; linha sólida: podem ser utilizados; enchimento a verde: recomendados

$$\tau_f = c' + \sigma'_{n,f} \cdot tg(\phi') \quad (2.16)$$

Em que τ_f é a tensão de corte na rotura e $\sigma'_{n,f}$ é a tensão normal efetiva na rotura, c' é a coesão aparente efetiva do solo e ϕ' é o ângulo efetivo de atrito interno. A função de cedência da equação considerando as tensões principais definidas em $(x_1; x_3)$ é a seguinte:

$$F(\{\sigma\}, \{k\}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2 \cdot c' \cdot \cos(\phi') - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}(\phi') = 0 \quad (2.17)$$

Existem mais 5 funções de cedência considerando tensões principais definidas em $(x_2; x_3)$, $(x_1; x_2)$, $(x_3; x_1)$, $(x_3; x_2)$, $(x_2; x_1)$ com forma idêntica à equação (2.17). A função potencial plástico da equação (2.14), considerando as tensões principais definidas em $(x_1; x_3)$ é dada por:

$$G(\{\sigma\}, \{k\}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}(\psi') = 0 \quad (2.18)$$

Em que ψ' é o ângulo de dilatância. À semelhança da função de cedência, existem outras 5 funções potenciais plástico, considerando as mesmas tensões principais referidas para as funções de cedência. São necessários cinco parâmetros: G ou E e ν conforme apresentados no modelo elástico linear e isotrópico e os valores de ψ' , c' e ϕ' associados ao comportamento do modelo MC.

É possível utilizar este modelo para análises dinâmicas tendo em atenção que as velocidades de onda vão ser calculadas através dos parâmetros de rigidez introduzidos e que não está prevista o amortecimento por histerese.

Para se efetuar uma modelação com o rigor pretendido é fundamental uma boa estimativa dos parâmetros dos modelos. Este desafio é um dos mais difíceis de alcançar, uma vez que a heterogeneidade e a incerteza da composição do solo criam uma margem de erro significativa. Neste sentido, é interessante desenvolver um pouco a análise aos parâmetros, para que na fase de modelação se consiga uma análise mais crítica aos resultados. Esta avaliação foi efetuada para os parâmetros dos três modelos constitutivos analisados. No anexo A estão expostas correlações que permitem estimar o valor destes parâmetros.

2.4.3.2. Modelo Hardening Soil

Este é um modelo elastoplástico cuja superfície de cedência não está fixa no espaço das tensões principais expandindo-se com o aumento destas. Deste modo dá-se o endurecimento do solo com as deformações plásticas irreversíveis associadas. Ao contrário dos modelos perfeitamente plásticos, este permite considerar a degradação de rigidez dos solos com o aumento da deformação.

É um método que usualmente permite uma modelação razoável do comportamento de solos sujeitos a ciclos de carga e descarga. A relação entre a deformação axial e a tensão de corte, num ensaio triaxial drenado, pode ser aproximada por uma hipérbole, como por exemplo o modelo hiperbólico de Duncan e Chang (PLAXIS, 2015b). O modelo Hardening-Soil (HS) conseguem melhorar os resultados quando comparados com o modelo hiperbólico, introduzindo características de plasticidade. Destacamos os seguintes aspectos de grande importância do modelo;

- Utiliza a teoria da plasticidade modelando as deformações irreversíveis que ocorrem após o solo atingir o critério de cedência, motivado pelo endurecimento por corte pelo endurecimento devido à compressão isotrópica. Deste modo têm-se uma região elástica fechada;
- Considera a densificação, ou seja a diminuição do volume de vazios devido às deformações plásticas;
- Considera o histórico de estados tensão do terreno;
- Utiliza valores diferentes da deformabilidade para trajetórias de tensões de primeira carga e de carga-descarga (por intermédio do parâmetro E_{ur});
- Considera a variação da rigidez do solo com o aumento da profundidade da escavação ou das tensões de confinamento (através do parâmetro m);
- Inclui a dilatância do solo;
- Utiliza a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, considerando os valores de c (ou c'), ϕ (ou ϕ').

Apesar das vantagens do modelo HS este tem um conjunto de limitações, pois não é capaz de simular o amolecimento do solo que pode ocorrer com a dilatação ou associado a mecanismos de destruição da estrutura sólida, que por vezes é observável em solo sensíveis, não consegue prever possíveis efeitos de liquefação e também não tem em conta efeitos viscosos do solo.

Quando sujeitos a um carregamento primário os solos apresentam uma diminuição da rigidez e simultaneamente deformações plásticas irreversíveis. No caso específico dum ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial (ϵ_1) e a tensão deviatória (q), pode ser descrita pela equação:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para: } q < q_f \quad (2.19)$$

Em que q_a , representa a assíntota da hipérbole e q_f é o valor máximo da tensão deviatória obtida no ensaio. O valor de q_f pode ser obtido a partir da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb e é igual a:

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \quad (2.20)$$

Quando a tensão deviatória atinge o valor de q_f , o critério de rotura é satisfeito e o escoamento plástico ocorre. O quociente entre a tensão deviatória máxima, e a assíntota da hipérbole, determina o parâmetro R_f , que pode ser considerado igual a 0,9 quando não é possível a sua determinação.

$$q_a = q_f / R_f \quad (2.21)$$

As relação das tensões com as deformações para um carregamento primário não são lineares, logo a utilização de E_0 é pouco prática para modelar o comportamento. Utiliza-se como parâmetro para modelar a rigidez dum carregamento primário o módulo de deformabilidade secante (E_{50}). Esta rigidez corresponde ao declive da duma recta secante que passa no ponto em que a uma tensão deviatória correspondente a metade da tensão deviatória máxima. Para uma determinada pressão efetiva de confinamento, p^{ref} , E_{50} é dado por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma'_3 \cdot \text{sen}(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{ref} \cdot \text{sen}(\varphi')} \right)^m \quad (2.22)$$

E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante de referência para uma tensão de confinamento igual a p^{ref} e m é um parâmetro que estabelece a dependência entre a deformabilidade e as tensões. A função de cedência distorcional, f^s , é dada por (Schanz et al. (1999) citado em Pramthawee et al. (2011)):

$$f^s(\{\sigma\}; \{k\}) = f_1 - \gamma^p = \frac{q_a}{E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} - 2 \cdot \frac{q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (2.23)$$

Em que:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (2.24)$$

Em que γ^p é o parâmetro de endurecimento e ε_v^p é a deformação plástica volumétrica. Esta relação implica que as deformações volumétricas plásticas sejam aproximadamente iguais a zero, esta hipótese tende a ser verdadeira com o aumento da rigidez dos solos. O modelo HS supõem que a seguinte lei de fluxo é válida:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \text{sen}(\psi_m) \cdot \dot{\gamma}^p \quad (2.25)$$

Em que ψ_m é o ângulo de dilatância mobilizado. A função do potencial plástico, g_s , é dada por:

$$g_s = q - \frac{6 \cdot \text{sen}(\psi_m)}{3 - \text{sen}(\psi_m)} \cdot (p + c \cdot \cot \varphi(\psi_m)) = q - M^* \cdot (p + c \cdot \cot \varphi(\psi_m)) \quad (2.26)$$

A função de cedência plástica varia no espaço das tensões principais à medida que ocorre o endurecimento dos materiais. Após as deformações por corte atingirem valores muito elevadas os solos atingem um estado crítico onde não é possível continuar a dilatância. Este fenómeno pode ser considerado no modelo através da especificação do limite de dilatância e introduzindo os valores iniciais e máximos do índice de vazios.

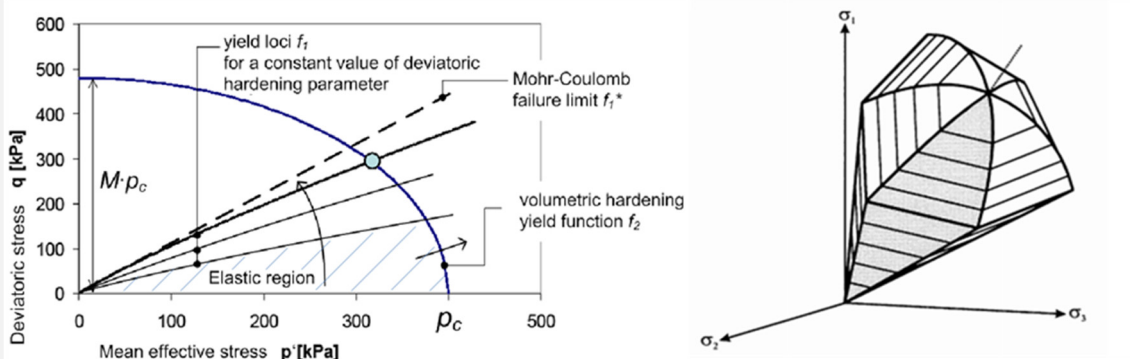


Figura 2.5 – Superfícies de cedência para solos granulares: Esq.) (Obrzud, 2011); dir.) (Schanz et al., 1999)

Para simular corretamente o comportamento típico de solos granulares e de solos argilosos sobre-consolidados é necessário “fechar” a região elástica para valores de tensão isotrópica elevada. Isto é conseguido através de outra superfície de cedência. Note-se que as deformações distorcionais não produzem variações de volume, logo caso se considerasse apenas deformações plásticas distorcionais, haveria uma discrepância entre a rigidez simulada e a rigidez real do solo.

Para considerar as deformações plásticas devido a efeitos isotrópicos, utiliza-se o módulo de deformabilidade edométrico, E_{eod} que depende do valor de referência e do parâmetro m da mesma forma que E_{50} . A função de cedência, f^c , é igual à função potencial, g^c , e são dadas por:

$$f^c = g^c = \frac{q^2}{M^2} \cdot (p + \cotg(\varphi'))^2 - (p_p + c \cdot \cotg(\varphi'))^2 \quad (2.27)$$

A lei de endurecimento é a seguinte (Pramthawee, 2011):

$$\varepsilon_v^c = \frac{H}{m+1} \cdot \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1} \quad (2.28)$$

Em que H e M são parâmetros calculados em função de E_{oed} e K_0^{nc} . Para solos granulares, no eixo em p tem comprimento igual a p_p , e no eixo q tem comprimento igual a $M \cdot p_p$, em que p_p é a tensão de pré-consolidação.

O modelo constitutivo utiliza uma rigidez distinta, consoante se trate de uma trajetória de primeira carga ou uma trajetória de carga ou descarga. A rigidez associada a ciclos de recarga e descarga é dada por E_{ur} que depende do valor de referência e do parâmetro m da mesma forma que E_{50} . Em que E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência em descarga ou recarga, determinado com base numa tensão efetiva de confinamento p^{ref} . Note-se que as trajetórias são puramente elásticas, logo as componentes das deformações podem ser calculadas através da Lei de Hooke:

$$G_{ur} = E_{ur} \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \quad (2.29)$$

É possível utilizar este modelo para análises dinâmicas tendo em atenção os aspectos referidos para o modelo MC.

Alguns dos parâmetros utilizados por este modelo são designados por parâmetros avançados já que, para a maioria das situações correntes, podem ser adotados os valores pré-definidos. No anexo A estão expostas as metodologias utilizadas para estimar o valor dos parâmetros deste modelo.

2.4.3.3. Modelo Hardening Soil – Small Strains

O modelo HS assume um comportamento elástico durante os ciclos de recarga e descarga independentemente das deformações, esta aproximação pode afastar-se da realidade pois a rigidez desce em relação à inicial com o aumento das deformações. Os solos mantêm a rigidez máxima numa gama reduzida de deformações e com o aumento destas a rigidez diminui voltando ao valor inicial após a descarga se se mantiver as deformações em gamas muito reduzidas.

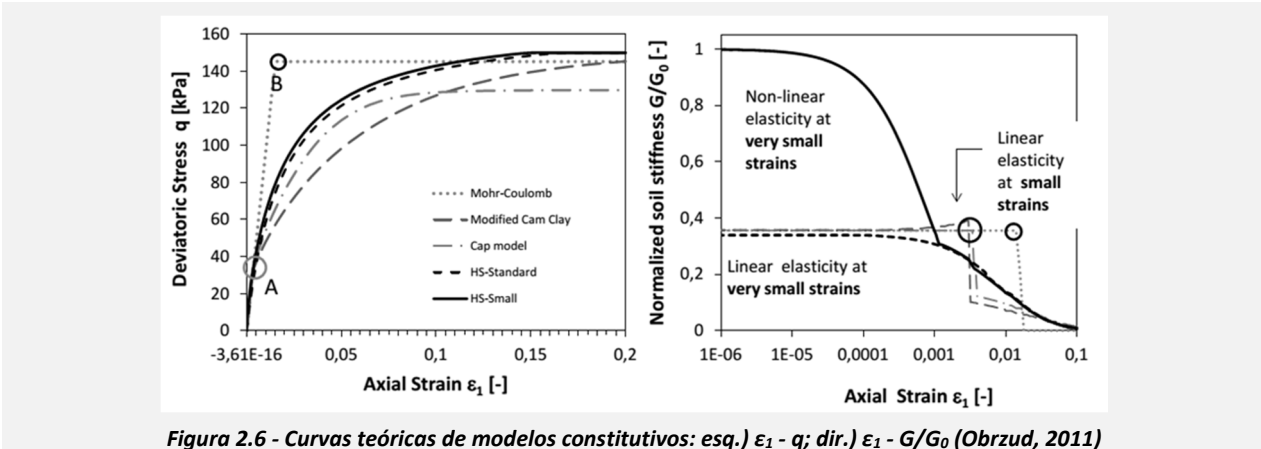
O modelo Hardening-Soil Small Strains (HSSS) considera a dependência da rigidez elástica com as deformações conjugando-a com uma atenuação das deformações plásticas nos carregamentos primários de forma a preservar a rigidez das muito pequenas deformações. Este modelo pode assumir o critério de rotura de Mohr-Coulomb ou o critério de Matsuoka e Nakai, no entanto, para a realização deste trabalho só estava disponível o módulo do PLAXIS© 2D com o critério de rotura de Mohr-Coulomb e por este motivo apenas se abordará esta opção.

Na Figura 2.6 podemos analisar a forma das curvas $(\varepsilon_1 - q)$ e $(\varepsilon_1 - G/G_0)$. A grande diferença entre os modelos HS e HSSS está focada nas muito pequenas deformações. A forma da curva apresentada na imagem da direita da Figura 2.6 mostra que a consideração duma rigidez para ciclos de carga e descarga constante com as deformações pode introduzir erros significativos na modelação do sistema.

O modelo HSSS considera a variação da rigidez devido à diminuição do módulo de distorção inicial que ocorre para deformações entre 0,0001 e 0,1 % e a relação de histerese entre as tensões e as deformações na gama das muito pequenas deformações. É necessário considerar dois parâmetros adicionais: G_0 - Módulo de distorção inicial (para valores de $\varepsilon < 10^{-6}$ no menor eixo principal de tensão $-\sigma'_3 = p^{ref}$) e $\gamma_{0,7}$ - Valor da deformação distorcional quando G_s é igual a 70 % de G_0 . O modelo não tem o coeficiente de amortecimento como parâmetro, na prática o amortecimento é dado pelos ciclos de histerese, podendo ser conjugado com o amortecimento de Rayleigh.

Apesar de este modelo ultrapassar algumas restrições do modelo HS mantém as limitações referentes à não consideração de amolecimento dos solos, dos efeitos de liquefação e dos efeitos viscosos do solo.

Este modelo utiliza muitas das características apresentadas na exposição do comportamento do solo sujeito a carregamentos cíclicos. Quando os efeitos viscosos não são muito significativos pode-se considerar que a rigidez para muito pequenas deformações é semelhante à rigidez para análise dinâmica.



A degradação do módulo distorcional segue uma lei hiperbólica e através de G_0 e de $\gamma_{0,7}$ consegue-se quantificar a diminuição de rigidez para qualquer nível de deformação. Sabendo os pontos $(G_0; 0)$ e $(G_{0,7}; \gamma_{0,7})$ o resto da curva de degradação da rigidez pode ser quantificada através do modelo proposto por Hardin e Drnevich (1972) citado em PLAXIS (2105b)

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + |\gamma/\gamma_r|} \quad (2.30)$$

Em que γ_r é deformação distorcional limiar, função da tensão de corte na rotura, τ_{max} , dada por:

$$\gamma_r = \tau_{max}/G_0 \quad (2.31)$$

Para minimizar os erros, considera-se como referência um valor de deformação distorcional inferior ao valor limiar. Segundo a sugestão de Santos e Correia (2001) o valor de referência da deformação distorcional correspondente a uma diminuição do módulo de distorção inicial para 70% do seu valor, $\gamma_{0,7}$.

A relação tensão - deformação é então formulada por:

$$\tau = G_s \cdot \gamma = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + 3/7 \cdot |\gamma/\gamma_{0,7}|} \quad (2.32)$$

A equação (2.32) é válida desde as distorções nulas até ao início do endurecimento dando-se um “cut-off” na diminuição da rigidez que passa a ter um valor constante igual a G_{ur} .

O modelo HSSS simula o comportamento em histerese dos solos nos ciclos de recarga/descarga. Admite-se que o comportamento em histerese segue as seguintes regras de Masing:

- O módulo distorcional na descarga é igual ao valor inicial do módulo tangente da curva inicial de carga;
- A forma das curvas de descarga e recarga é igual ao valor inicial da curva de carga inicial, com excepção da escala que é aumentada por um factor igual a 2.

Apesar de este modelo não ter sido idealizado para a utilização em análises dinâmicas é possível a descrição dos fenómenos dinâmicos com algum rigor. As equações anteriores são válidas enquanto os solos mostrarem um comportamento elástico e o módulo de rigidez diminua de acordo com o modelo. No anexo A são apresentadas as correlações utilizadas para estimar o valor dos parâmetros adicionais.

3. Apresentação e descrição do estudo de caso

O caso de estudo incide na análise do comportamento da contenção periférica contruída no âmbito da primeira fase de execução da Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa. A contenção tem um desnível máximo de 40 metros, acrescidos de uma ficha mínima de 4 m e máxima de 6 m. Localiza-se no Vale de Santo António, em Lisboa, junto à Avenida Mouzinho de Albuquerque, entre a Rua Álvares Fagundes, a Rua Barão Monte Pedral e o Caminho Quinta do Peixinhos. O local tem uma topografia agressiva e com características urbanas.

A obra foi executada em 2006, no entanto, até à data de edição deste texto não se iniciou a construção da superestrutura, que consistiria num edifício de 17 pisos. A planta de escavação é aproximadamente rectangular com área de 100mx40m. Também fazia parte do projecto a implementação de outra entrada no piso 0, à cota +43,74, no lado nordeste. Considerou-se uma categoria geotécnica 3 uma vez que a estrutura é de grande dimensão e pouco comum.

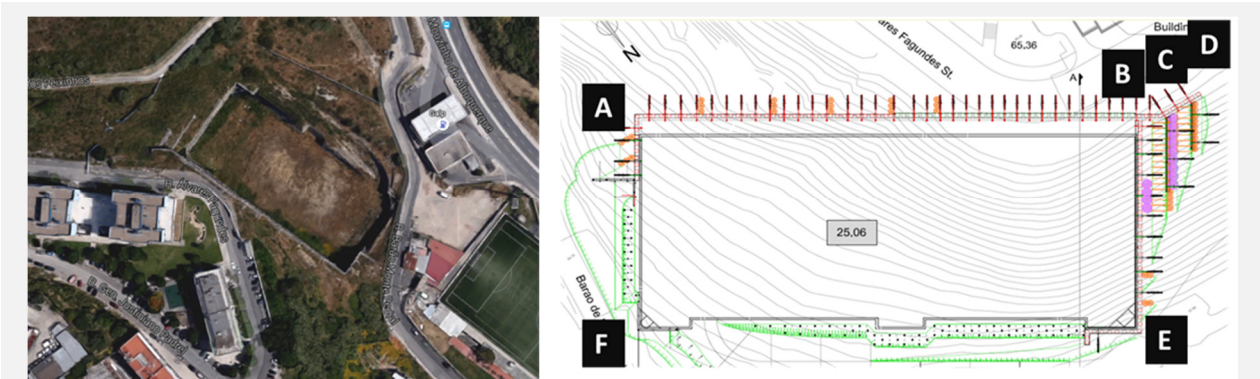


Figura 3.1 – (Esq.) Vista aérea da contenção periférica e da sua vizinhança, retirado de Google Maps em 12/2015; (dir.) Esquema em planta com a localização dos pontos A, B, C, D, E e F (Pinto et al., 2006)

3.1. Condicionantes

O local encontra-se numa zona urbanizada da Cidade de Lisboa e confronta geograficamente: a norte, nordeste e noroeste com terrenos pouco urbanizados; A sudoeste com edifícios de betão armado com 8 pisos acima da cota do terreno a 20 metros e com estruturas viárias a 8 metros. Este é o local com maior profundidade de escavação; A sul com edifícios de betão armado com 6 pisos acima da cota do terreno a uma distância de 65 metros; A sudeste com edifícios de pequena altura a uma distância mínima de 12 metros e com rede viária a cerca de 2 metros da escavação, nesta zona a profundidade da escavação é muito reduzida; A este com um posto de abastecimento de combustível a 20 metros e com rede viária a cerca de 10 metros, nesta zona a profundidade da escavação é muito reduzida.

A informação geotécnica foi retirada de Pinto et al. (2006) que por sua vez basearam-se em duas campanhas de prospeção. Realizaram-se 17 sondagens geotécnicas à rotação, 6 pela empresa “Sopecate – Sociedade de Pesquisas, Captações de Água e Transportes, S.A.” em Julho de 2004, e 11 sondagens pela empresa “Tecnasol FGE – Fundações e Geotecnia S.A.” em Outubro de 2005. Estas incluíram ensaios de penetração dinâmica, a instalação de calhas inclinométricas, a instalação de piezómetros e ainda a realização de 5 furos para ensaios pressiométricos. A partir das amostras não remexidas foram realizados ensaios laboratoriais triaxiais consolidados não drenados e uniaxiais de compressão. Considerou-se três zonas geotécnicas (Pinto et al. 2006)

Zona geotécnica ZG3 que corresponde à zona mais superficial do terreno, é constituída por aterros muito heterogéneos com espessuras variáveis entre 1,5m e 19,6 m. Zona geotécnica ZG2 está subjacente à zona geotécnica ZG3, é constituída por areias siltsosas e/ou argilosas com “lumachelas” e argilas siltsosas e/ou arenosas, com valores de N_{SPT} entre 15 e 60 pancadas, atingindo a profundidade máxima de 19,5 m. Os valores de N_{SPT} de 60 registados nesta zona devem-se à existência de intercalações de lumachelas e/ou calcarenitos. Zona geotécnica ZG1 que corresponde à zona com maior profundidade, é constituída por areias, por vezes argilosas e/ou siltsosas, e com concentrações fósfilíferas (lumachelas), argilas silto-arenosas e siltes arenosos, e ainda por calcarenitos e calcários margosos. Esta zona apresenta valores de N_{SPT} superiores a 60 pancadas.

Não foi detetado o nível freático e a presença de água na obra deveu-se apenas a fenómenos de pluviosidade e não afetou o comportamento da parede. O projeto considerou uma relação constitutiva do tipo Mohr-Coulomb para as três zonas com os seguintes parâmetros:

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos utilizados no projeto de execução (Pinto et al, 2006)

ZG	N_{SPT}	φ' (°)	c' (kPa)	γ (kN·m ⁻³)	E'_{s0} (MPa)
ZG1	≥ 60	45	80	21	140
ZG2	$15 - \leq 60$	36	20	19	40
ZG3	9 – 30	25	0	17	7

Para a realização deste trabalho estavam disponíveis os resultados de 6 ensaios SPT. Foi dada especial atenção aos ensaios realizados em locais próximos dos locais sujeitos a validação do modelo numérico (S8, S9 e SC4).

ZG3: em SC4 temos um estrato argilo-arenoso e um aterro argilo-siltoso com fragmentos de natureza variada. Na zona S8 temos um aterro areno-argiloso com fragmentos de natureza variada. Na zona S9 temos aterros de natureza variada envoltos por matriz erodível, aterros argilosos-arenosos com fragmentos de natureza variada. Verifica-se uma grande heterogeneidade desta zona, note-se que esta camada de aterros foi criada recentemente (1993) uma vez que este local era uma zona de aterro.

ZG2 em SC4 temos uma camada de areia de grão médio, siltosa com passagens centimétricas muito argilosas. Em S8 temos uma camada de silte e areia de grão fino e siltosa. Em S9 temos uma camada de silte arenoso-argiloso.. A rigidez desta camada foi estimada através de três ensaios pressiométricos com um valor médio da rigidez de 38 MPa. Como as amostras estavam remexidas considerou-se um valor superior (Pinto et al., 2006).

ZG1: em SC4 temos areias de grão médio a fino e siltosas com passagens pontuais de areias de grão grosso e de cascóes calcários com aglomerações de fósseis, uma camada de calcarenitos parcialmente desagregado, uma camada de silte argilo-arenosa miocénica e areia de grão médio. Em S8 temos uma camada de areia de grão médio com concentrações fosseis, uma camada de calcarenitos, uma camada de silte arenoso e areia de grão fino a médio e argilosa. Em S9 temos calcarenitos, uma camada de silte areno-argiloso, uma camada de areia de grão médio a fino ligeiramente siltoso, camadas de areia de grão ligeiramente argilosas ou siltosas e siltes arenoso. A rigidez foi estimada com três ensaios pressiométricos com um valor médio da rigidez de 185 MPa. Como esta zona também contem calcarenitos, considerou-se um valor inferior como representativo da zona geotécnica (Pinto et al., 2006).

3.2. Descrição da estrutura

Decrevemos o alçado sudoeste pois é o mais condicionante devido à elevada altura e à proximidade de edifícios.

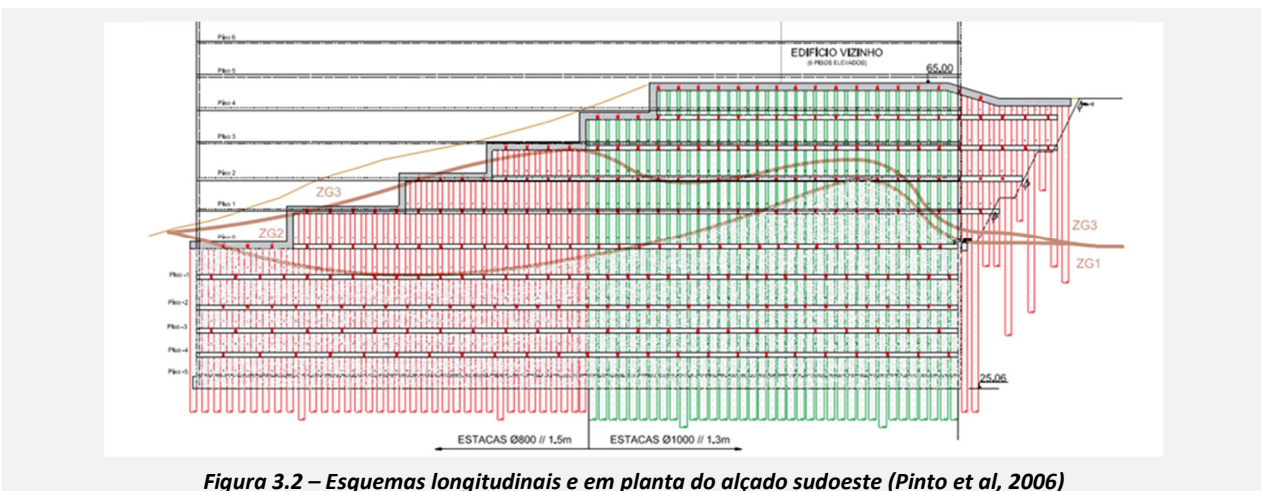


Figura 3.2 – Esquemas longitudinais e em planta do alçado sudoeste (Pinto et al, 2006)

O alçado sudoeste (ABCD) consiste numa cortina de estacas de betão armado moldadas com altura variável e duas secções tipo. A primeira em locais cuja altura da contenção é superior a 36 m é constituída pelas estacas representadas a verde na Figura 3.2. As estacas têm um diâmetro de 1,0 m e estão afastadas 1,30 m. A espessura de ZG3 varia de 5 m na extremidade sul até 20 m no extremo norte, a camada ZG2 tem uma espessura variável entre 2 m na zona norte e 15 m no extremo sul. A cota superior tem o valor de +65,00 existindo uma zona com cerca de 9 m de largura no extremo sul à cota de +61,20. Na secção tipo 2, a vermelho, as estacas têm 0,8 m de diâmetro e estão afastadas 1,50 m. Nesta secção encontrarmos uma subsecção na zona sul, com cota superior variável de modo discreto em níveis com valores de +44,24, +48,94, +53,20 e +57,20. A outra subsecção localiza-se na zona norte (BCD) e permite suster os terrenos que ficariam descomprimidos pela execução em talude da zona inclinada do alçado noroeste. A altura máxima do terreno é de 19 m, diminuindo no desenvolvimento para noroeste.

De forma a incrementar a capacidade de redistribuição de esforços, as estacas foram travadas numa viga de coroa e vigas de distribuição em betão armado, com um espaçamento vertical entre 3,8 e 4,5 m. Sobre as vigas estão colocados 10 níveis de ancoragens seladas em ZG1 num comprimento mínimo de 10 m, que podem ser observadas no corte esquemático da Figura 3.3. Na Tabela 3.2 apresentamos as características das ancoragens. Para evitar a erosão do terreno entre as estacas executaram-se colunas de jet grouting nas cotas de ZG3 e de ZG2. Para as cotas inferiores utilizou-se um revestimento em betão projetado armado com malhasol e drenagem.

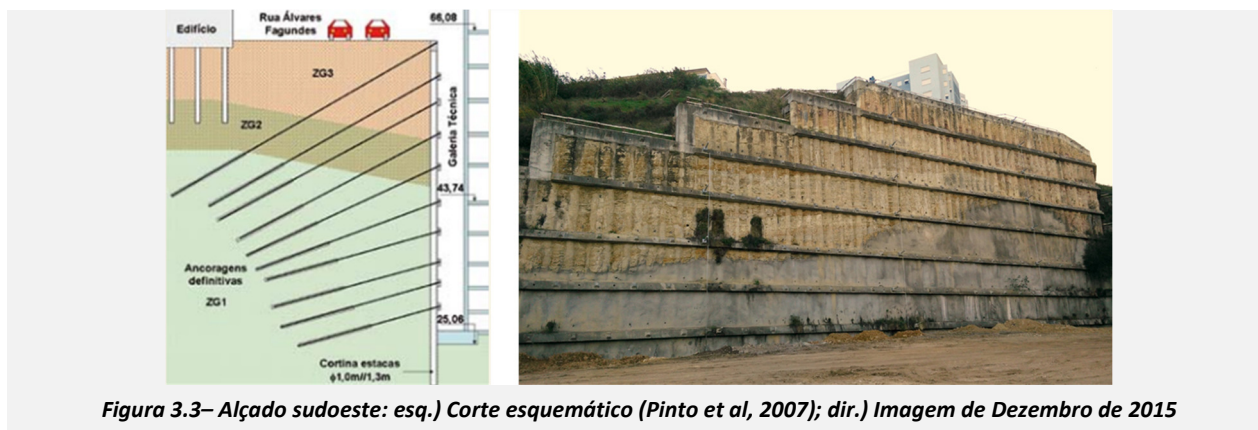


Figura 3.3– Alçado sudoeste: (esq.) Corte esquemático (Pinto et al, 2007); (dir.) Imagem de Dezembro de 2015

Tabela 3.2 – Características das ancoragens definitivas no alçado sudoeste

Nível	Cota	Espaçamento (m)		Inclinação (°)	n cordões × φ cordões	L _{Livre} (m)	P _{blocagem} (kN)
		Secção tipo 1	Secção tipo 2				
1º	+65,00	2,6	3,0	30	6 x 0,60''	26	900
2º	+60,82	2,6	3,0	30	6 x 0,60''	24	900
3º	+56,82	2,6	3,0	28	7 x 0,60''	22	1100
4º	+52,82	2,6	3,0	27	7 x 0,60''	20	1100
5º	+48,56	2,6	3,0	25	7 x 0,60''	18	1100
6º	+43,80	2,6	3,0	20	7 x 0,62''	16	1150
7º	+39,86	2,6	3,0	15	7 x 0,62''	14	1150
8º	+35,92	2,6	4,5	15	7 x 0,62''	13	1150
9º	+32,83	3,9	4,5	15	7 x 0,60''	10	1000
10º	+29,73	3,9	4,5	15	7 x 0,60''	9	1000

3.3. Instrumentação e monitorização

Decretemos de modo pormenorizado os dados de monitorização referentes aos deslocamentos da parede medidos com inclinómetros e alvos topográficos. Os restantes dados de monitorização relevantes foram referidos ao longo do desenvolvimento do capítulo seguinte.

A medição dos deslocamentos horizontais do maciço foi efetuada com calhas inclinométricas. A selagem foi feita à cota +19,00. O erro de cálculo no topo da calha é de de 1 mm por cada 5 m de tubo. Os resultados obtidos até 12/12/2014 estão apresentados na Figura 3.4. Em finais de 2014 os deslocamentos máximos eram inferiores a 0,05% da altura da escavação (1/2000). Destacamos os dados referentes ao topo da parede e à cota com maiores deslocamentos para o interior da escavação (+43,00 para AB4 e +49,00 para AB5), apresentados na Tabela 3.3.

É importante avaliar as razões entre os deslocamentos perpendiculares (eixo A) com os deslocamentos no desenvolvimento da contenção (eixo B). Se se considerar a informação referente a 12/12/2014 na cota +65,00, a razão entre estes dois deslocamentos em AB4 é de cerca de 19%, provavelmente devido à inclinação transversal nesta zona, muito superior aos 5% do corte AB5. Estes dados vêm demonstrar a existência de efeitos 3D significativos que obrigou à análise crítica dos resultados da modelação 2D. Analisou-se a razão entre os deslocamentos das cotas com maiores deslocamentos para o interior do maciço e para o interior da escavação. O valor absoluto dos deslocamentos à cota +43,00 em AB4 equivale a cerca de 50% dos deslocamentos à cota +65,00, enquanto que em AB5 este valor (referente à cota +49,00) é de cerca de 60%.

É de realçar ainda que aparentemente os deslocamentos poderão estar a convergir para um valor estável. Os dados parecem apontar para uma desaceleração do movimento da parede. Os valores incrementais são quase constantes para espaçamentos temporais cada vez maiores (o intervalo entre medições foi aumentando sucessivamente da seguinte forma: 110 dias, 175 dias, 201 dias e 326 dias). Uma correlação exponencial para estes tempos tem coeficiente

de correlação de 0,98 e se se mantiver esta desaceleração seria necessário mais 30 anos para o topo da parede se deslocar mais 20 mm junto da zona do corte AB4.

Tabela 3.3 – Deslocamentos máximos medidos no alçado sudoeste

Local	Cota +65,00				Cota +43,00 (AB4) e +49,00 (AB5)			
	$\delta_{h,eixo A}$ (mm)	$\delta_{h,eixo B}$ (mm)	$ \delta_{h, total} $ (mm)	$ \delta_{h, total} /H_{escav.}$ (%)	$\delta_{h,eixo A}$ (mm)	$\delta_{h,eixo B}$ (mm)	$ \delta_{h, total} $ (mm)	$ \delta_{h, total} /H_{escav.}$ (%)
AB4	-16,0	-3,0	16,3	0,041	-8,5	1,0	8,6	0,021
AB5	-19,5	-1,0	19,5	0,049	-12,0	0,5	12,0	0,030

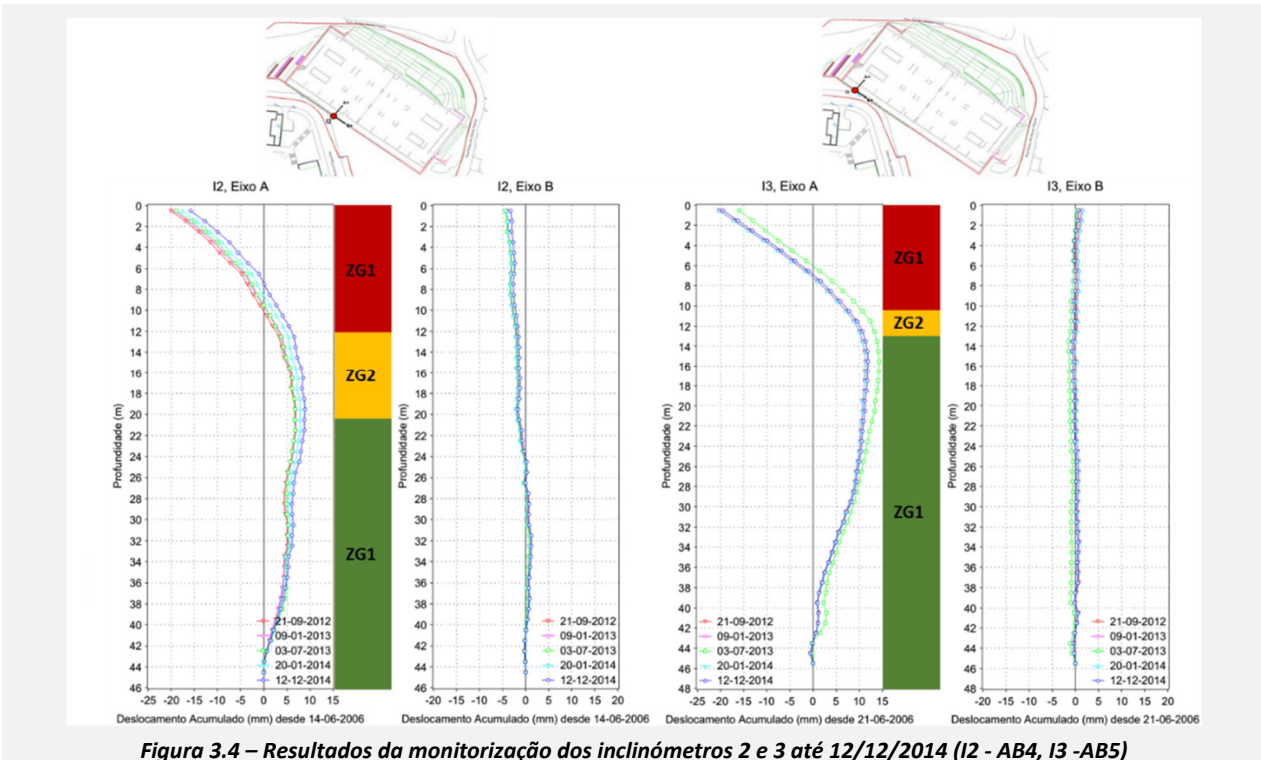


Figura 3.4 – Resultados da monitorização dos inclinómetros 2 e 3 até 12/12/2014 (I2 - AB4, I3 - AB5)

A questão levantada anteriormente implica que não é simples a escolha da data de recolha de valores para validação do modelo. Na maior parte dos textos com análise de comportamento de contenções periféricas, citados na bibliografia, os resultados da modelação são comparados com os valores da monitorização obtidos pouco tempo após a conclusão da obra (normalmente semanas ou meses). No entanto, opta-se por não utilizar dados de monitorização mais antigos, também opta-se por não extrapolar os dados para valores futuros. Assim sendo vamos utilizar apenas os dados da última campanha de medição para efeitos de validação do modelo numérico.

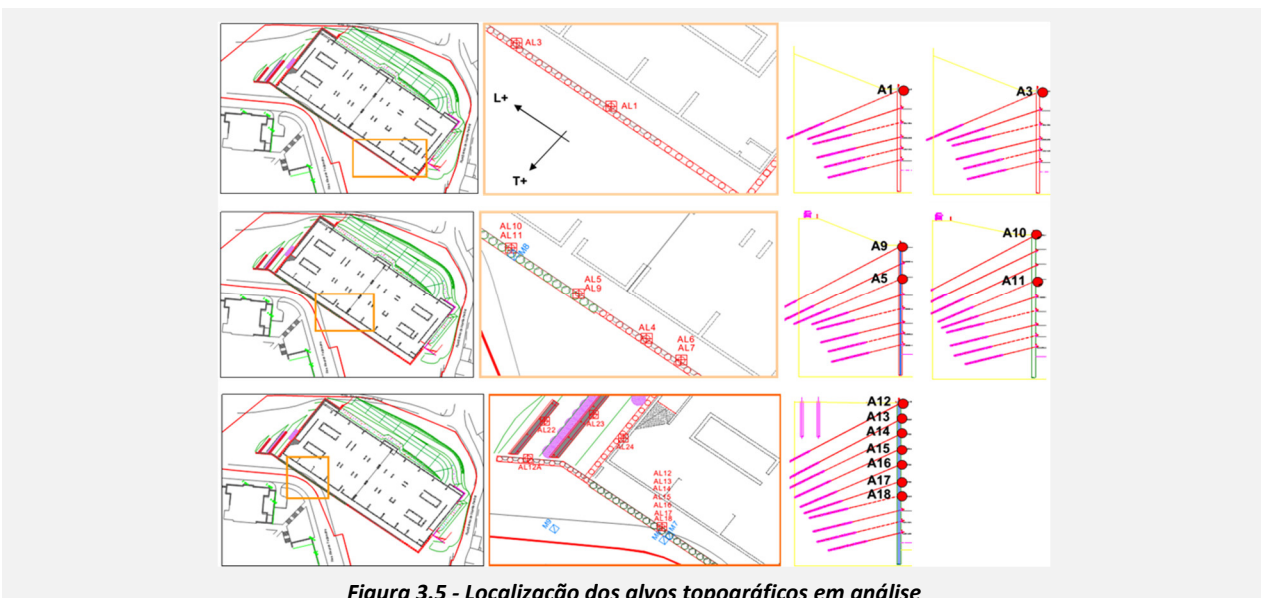


Figura 3.5 - Localização dos alvos topográficos em análise

As medições trigonométricas absolutas foram realizadas utilizando uma estação total. As precisões finais do sistema de observação estão estimadas em aproximadamente 1 mm, planimetricamente e em altimetria. Os alvos topográficos sujeitos a análise são os: AL1, AL3, AL5 e AL9 a AL18, conforme se pode verificar na Figura 3.5. Os resultados da monitorização são os apresentados na Figura 3.7. Na Figura 3.6 representamos os deslocamentos transversais para os alvos topográficos. Nota-se claramente que a forma da deformada no desenvolvimento do alçado é mantida, assistindo-se a um aumento do valor dos deslocamentos. É interessante notar que os valores dos deslocamentos aumentam com a altura da contenção, assistindo-se no entanto a um valor aparentemente muito reduzido em AL10, junto ao corte AB4. Este facto pode estar relacionado com a execução de três estacas de jet grouting a cerca de 5 metros de distância que podem estar a funcionar como mecanismos eficazes de travamento adicional dos deslocamentos.

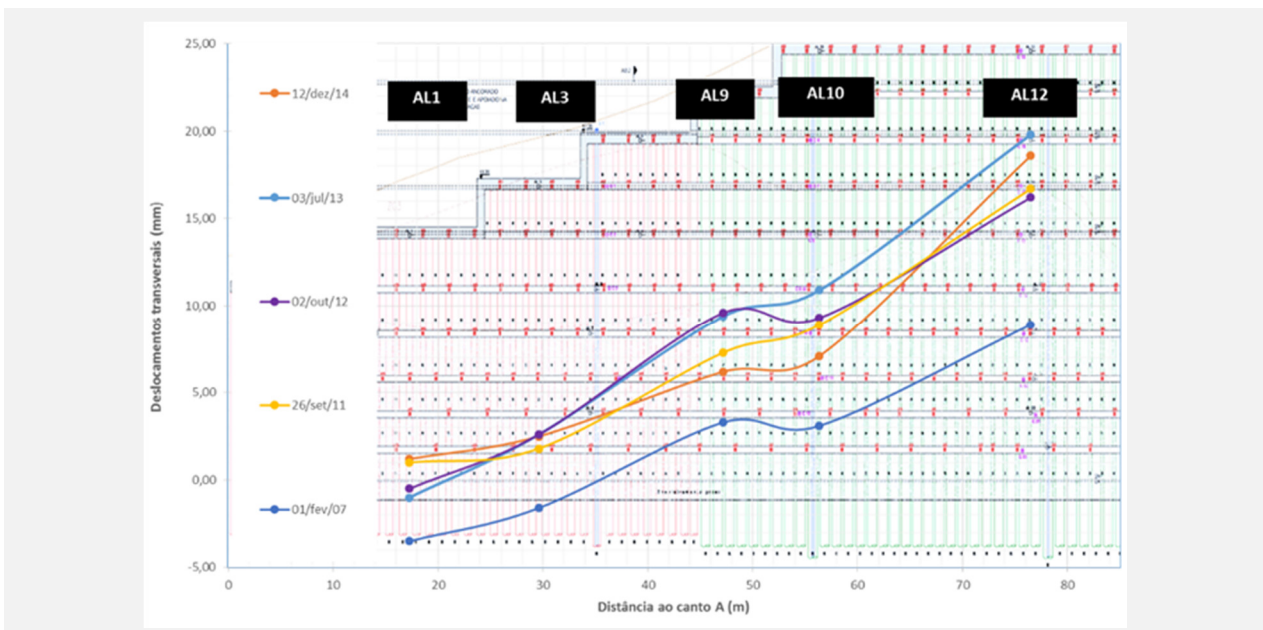


Figura 3.6 – Comparação dos dados obtidos nos alvos topográficos do topo do alçado sudoeste, entre 2007 e 2014.

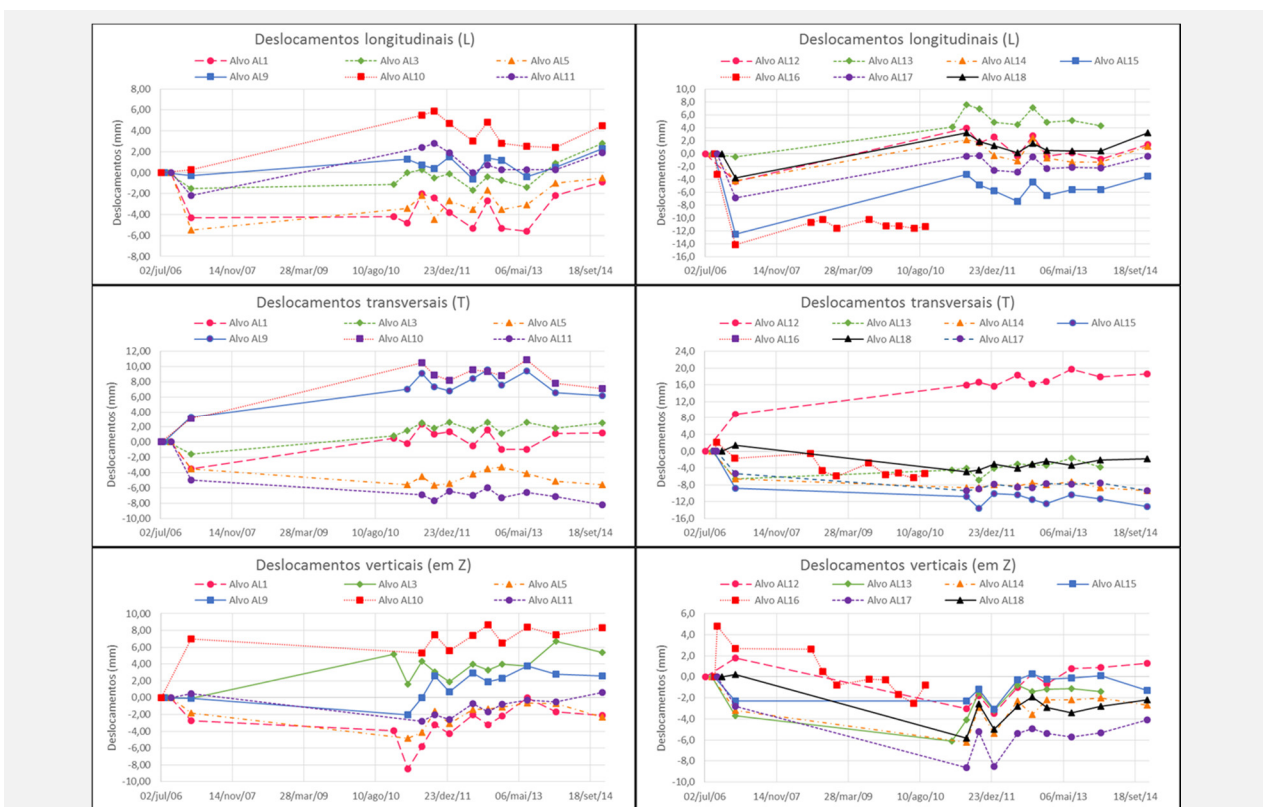


Figura 3.7 – Resultados da monitorização dos alvos topográficos em análise até 12/12/2014

4. Modelação numérica

Restringiu-se a análise para a zona de maior altura do alçado sudoeste. A modelação em condições estáticas foi efetuada com o *software* PLAXIS© 2D, versão 8.6, considerando um estado plano de deformação. Para a validação do modelo vai-se utilizar a zona do corte AB4 pois está mais afastada dos cantos da escavação do que a zona do corte AB5. Numa fase posterior a zona do corte AB5 servirá para avaliar os possíveis danos nas estruturas vizinhas.

Um estado plano de deformação pode afastar-se do comportamento real da estrutura e como a modelação foi efetuada a duas dimensões utilizamos a metodologia de Ou (2006), através da equação (2.1) e das curvas da Figura 2.2 para corrigir os efeitos de canto. Esta abordagem é um método simplificado, mas que poderá ter minimizado os erros. A metodologia permite corrigir os valores dos deslocamentos, e não é adequada para a correção dos restantes campos característicos do sistema, como por exemplo as tensões, deformações ou esforços.

Considerou-se que os alçados sudoeste e nordeste têm a mesma altura em todo o seu desenvolvimento. No entanto, assume-se que o talude de pré-escavação do alçado nordeste e o escoramento criam um efeito de canto semelhante. Obtemos um valor de *PSR* de 0,9 para a zona do corte AB4 e de 0,70 para a zona do corte AB5.

Tabela 4.1 – Fases de cálculo definidas na simulação por elementos finitos

Número	Função	Erro tolerado
0	Ajustar o modelo aos deslocamentos devido ao peso do solo e outras condições	-
1	Calcular as condições iniciais	0,03 – 0,05
2	Aplicar as sobrecargas	0,01
3	Execução da parede de estacas moldadas	0,04
2·(n+1)	Execução do nível de ancoragens n	0,01 – 0,05
2·n+3	Escavação do nível n	0,01 – 0,03

As sobrecargas são de 10 kN.m⁻² para os arruamentos e 10 kN.m⁻².piso⁻¹ para as edificações. Utilizou-se elementos *Distributed load* para as sobrecargas e *Point load* para os carregamentos pontuais. Foi efectuado um *reset* aos deslocamentos após a execução da parede de estacas.

4.1. Caracterização geotécnica e estrutural

Pinto et al. (2006) fornecem os valores de γ_{unsat} , E_{ref} , c_{ref} e de φ' . Considera-se que não existe incremento da rigidez e da coesão aparente com o aumento da profundidade. Os restantes parâmetros são estimados, tendo-se obtido os valores apresentados na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 – Valores de ν , Ψ e R_{inter} adotados na modelação

Parâmetro	Método de estimativa	ZG1	ZG2	ZG3
ν	Figura A.1	0,2 a 0,3	0,2 a 0,3	0,2 a 0,35
	Equação A.1	0,23	0,29	0,37
	Valor considerado	0,23	0,29	0,35
Ψ (°)	Equações A.5 e A.20	19,1	7,9	-5,7
	Equação A.21	15,0	6,0	-5,0
	Valor considerado	17,0	7,0	0,0
R_{inter}	Tabela 2.3	0,8 – 1,0	0,8 – 1,0	0,7 – 1,0
	Valor considerado	0,8	0,8	0,7

Tabela 4.3 – Parâmetros geotécnicos para o modelo Mohr-Coulomb

Zona	ZG1	ZG2	ZG3
γ_{unsat} (kN.m ⁻³)	21,0	19,0	17,0
E_{ref} (MN.m ⁻²)	140	40	7,0
ν	0,23	0,29	0,35
c'_{ref} (kN.m ⁻²)	80	20	1,0
φ' (°)	45	36	0
ψ (°)	17,0	7,0	0,0
R_{inter}	0,8	0,8	0,7

O ângulo de atrito em ZG3 é de 25°, a coesão aparente tem um valor nulo e a inclinação do talude inicial da zona escavada é, nalguns troços, superior a 25°. Esta discrepância deverá estar relacionada com a utilização de parâmetros conservadores, pois no tardo a inclinação é nula e é possível modelar ZG3 com parâmetros adversos. Para ultrapassar este problema foi criada uma camada de solo acessória para representar ZG3 do lado da escavação, com comportamento elástico linear e com módulo de Young e coeficiente de Poisson iguais aos da zona original.

Para a estimativa de parâmetros dos modelos HS e HSSS aplicámos a seguinte ordem de prioridades:

1. Utilização de valores fornecidos em Pinto et al. (2006), como por exemplo os parâmetros de resistência;
2. Utilização de valores fornecidos em Pinto et al. (2006) para outros parâmetros de forma direta, como por exemplo a utilização do valor de E como igual ao valor de E_{50} ;
3. Utilização das correlações apresentadas no anexo A utilizando dados retirados de Pinto et al. (2006), como por exemplo para o cálculo do ângulo de dilatação ou do coeficiente de impulso em repouso;
4. Utilização de parâmetros intermédios resultantes da utilização inversa das equações do anexo A referentes a E e a ϕ' para complementar os dados dos ensaios realizadas. Posteriormente calculam-se os parâmetros pretendidos, como por exemplo G_0 .

A abordagem número quatro pode estar sujeita a erros muito elevados, por este motivo os resultados deverão ser analisados com o devido sentido crítico.

Vão-se utilizar correlações com o N_{SPT} do seguinte modo:

- Para ZG3 o valor de N_{SPT} não necessita de ser corrigido tendo-se obtido o valor médio de 23,5 pancadas;
- Para ZG2 considerou-se que a única correção necessária resulta da tensão de confinamento, tendo-se obtido um valor médio de 31,9 pancadas corrigidas;
- Para ZG1 não foi possível atingir os 30 cm de penetração, logo a utilização de 60 pancadas daria resultados afastados dos reais. Assume-se que os parâmetros do modelo MC de Pinto et al. (2006) representam o comportamento e calcula-se o valor de N_{SPT} que seria necessário para obter os parâmetros referidos. Para validar esta abordagem também se fez estes cálculos para ZG2 e ZG3. Os resultados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Análise da estimativa dos valores de N_{SPT}

Referência	ZG1	Referência	ZG2	Referência	ZG3
Eq. A.121	200,0	Eq. A.121	57,1	Eq. A.120	17,5
Eq. A.127	95,2	Eq. A.122	40,0	Eq. A.121	10,0
Eq. A.128	110,6	Eq. A.127	27,3	Eq. A.128	33,7
Eq. A.6	118,3	Eq. A.6	26,0		
Eq. A.8	114,9	Eq. A.8	52,9		
Eq. A.9	77,1	Eq. A.9	29,5		
\bar{X}	119,4	\bar{X}	38,8	\bar{X}	20,4
s_X	38,6	s_X	12,3	s_X	9,8
s_X/\bar{X} (%)	32,3	s_X/\bar{X} (%)	31,8	s_X/\bar{X} (%)	48,4

Apesar da alguma variância, nomeadamente em ZG3 onde o desvio padrão é quase igual a metade da média, nota-se uma boa aproximação entre os valores médios de N_{SPT} calculados e os valores médios de N_{SPT} estimados para as zonas ZG2 (31,9 e 38,8) e ZG3 (23,5 e 20,4). Por este motivo considerou-se válida esta abordagem e utilizou-se o valor de 119,4 pancadas para ZG1. Como valores de E_{50} e E_{oed} utilizaram-se os valores de E do Modelo Mohr-Coulomb. Para os valores de E_{ur} assumiram-se como iguais ao triplo de E_{50} .

Os valores de m e de G_0 foram estimados através das relações do Anexo A e estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Definição dos parâmetros de rigidez

	Referência	ZG1	Referência	ZG2	Referência	ZG3
E_{50} /(MPa)	Pinto et al. (2006)	140,0	Pinto et al. (2006)	40,0	Pinto et al. (2006)	7,00
E_{oed} /(MPa)	Pinto et al. (2006)	140,0	Pinto et al. (2006)	40,0	Pinto et al. (2006)	7,00
E_{ur} /(MPa)		420,0		120,0		21,0
m	Eq. A.22	0,50	Eq. A.22	0,50	Eq. A.22	0,50
	Eq. A.24	0,53	Eq. A.24	0,53	Eq. A.24	0,53
	Eq. A.25	0,57	Eq. A.25	0,57	Eq. A.25	0,57
	Eq. A.30	0,39	Eq. A.30	0,48		
	\bar{X}	0,49	\bar{X}	0,52	\bar{X}	0,53
	s_X	0,07	s_X	0,03	s_X	0,03
	s_X/\bar{X} (%)	13,6	s_X/\bar{X} (%)	6,3	s_X/\bar{X} (%)	5,3

	Referência	ZG1	Referência	ZG2	Referência	ZG3
$G_0/(MPa)$	Eq. A.52	261,0	Eq. A.52	149,06	Eq. A.52	54,57
	Eq. A.68	423,4	Eq. A.68	221,01	Eq. A.58	61,31
	Eq. A.69	295,9	Eq. A.69	159,94	Eq. A.64	52,87
	Eq. A.70	373,1	Eq. A.70	194,28	Eq. A.79	67,44
	Eq. A.71	309,1	Eq. A.71	163,76	Eq. A.80	66,34
	Eq. A.73	297,8	Eq. A.73	157,03	Eq. A.82	55,55
	Eq. A.74	302,0	Eq. A.74	162,41	Eq. A.88	63,57
	Eq. A.77	288,6	Eq. A.77	160,39	Eq. A.93	74,41
	Eq. A.78	380,9	Eq. A.78	178,38	Eq. A.94	44,17
	Eq. A.79	315,9	Eq. A.79	163,29	Eq. A.96	43,74
	Eq. A.80	404,8	Eq. A.80	216,09	Eq. A.97	58,44
	Eq. A.82	518,4	Eq. A.82	195,97	Eq. A.100	48,17
	Eq. A.105	400,2	Eq. A.105	163,90		
	Eq. A.106	334,4	Eq. A.106	175,54		
	Eq. A.109	474,5	Eq. A.109	233,66		
				Eq. A.112	197,83	
	\bar{X}	358,66	\bar{X}	178,74	\bar{X}	57,55
	s_x	72,04	s_x	25,63	s_x	9,14
	s_x/\bar{X} (%)	20,09	s_x/\bar{X} (%)	14,34	s_x/\bar{X} (%)	15,89

Para o parâmetro m nota-se uma boa concordância entre os valores estimados, o um valor máximo do desvio padrão ocorre em ZG1 e é igual a cerca de 14% do valor médio de m . A existência dum número muito elevado de correlações para estimar G_0 permitiu utilizar apenas as relações com resultados mais coerentes entre si, deste modo, ignoraram-se as relações cujos resultados se afastavam da gama predominante de resultados. Os desvios padrão andam na ordem de 18% dos valores médios, o que dá alguma confiança na sua utilização.

Obtivemos os seguintes valores de E_0 ; 882 MPa para ZG1, 461 MPa para ZG2 e 155 MPa para ZG3, o que corresponde a uma relação E_0/E_{ur} de 2,1 para ZG1, 3,8 para ZG2 e 7,4 para ZG3. A utilização das correlações do anexo A forneceram os resultados da Tabela 4.7 para caracterizar os restantes parâmetros geotécnicos. Na Consideraram-se duas estruturas de contenção, a primeira constituída pela cortina de estacas ($\phi 1000/1,30m$) com colunas de jet grouting entre as cotas +44,00 e +65,00 (ZG3 e ZG2). A segunda estrutura corresponde apenas à cortina de estacas entre as cotas +19,00 e +44,00 (ZG1). As cortinas estão unida na cota +44,00 de modo não articulado. Considerou-se um modelo elástico linear (EL) com coeficiente de Poisson igual a 0,15 para os elementos estruturais e módulo de Young igual a 210 GPa para as armaduras de aço, de 31 GPa para o betão e de 4,0 GPa os elementos de jet-grouting. Na definição dos elementos *Plate* os parâmetros foram os apresentados na Tabela 4.8.

Para avaliar a utilização de elementos BEPD considerou-se um elemento com espessura de 1 metro ao qual se atribui o valor de E necessário para que este tenha uma rigidez de flexão igual à da estrutura considerada como elemento plate. Esta metodologia implica que a rigidez axial da estrutura não é a real. No entanto, considera-se que a rigidez axial não condiciona o comportamento estrutural da contenção, estima-se que a parede tenha um valor de EA igual a 21,4 GN/m na zona 1 e igual a 20,0 GN na zona 2, com esta aproximação têm-se 16,6 GN na zona 1 e 15,1 GN na zona 2. Considerou-se o modelo elástico linear, com os parâmetros da Tabela 4.9.

Tabela 4.7 apresentamos os valores paramétricos para modelar o sistema considerando os modelos HS e HSSS.

Tabela 4.6 – Definição dos restantes parâmetros

	Equação	ZG1	ZG2	ZG3
K_0^{nc}	Eq. (A.36)	0,29	0,41	0,58
	Eq. (A.39)	0,33	0,41	0,54
	Eq. (A.40)	0,26	0,36	0,53
	\bar{X}	0,30	0,40	0,55
	s_x	0,03	0,02	0,02
	s_x/\bar{X} (%)	10,2	6,0	3,9
Rf	Eq. (A.31)	0,88	0,91	-
	Eq. (A.32)	0,82	0,82	0,82
	\bar{X}	0,85	0,87	0,82
$\gamma_{0,7} \times 10^4$	Eq. (A.114)	3,08	1,85	1,44
	Eq. (A.117)	2,62	2,03	2,31
	\bar{X}	2,85	1,94	1,87

Consideraram-se duas estruturas de contenção, a primeira constituída pela cortina de estacas ($\phi 1000//1,30\text{m}$) com colunas de jet grouting entre as cotas +44,00 e +65,00 (ZG3 e ZG2). A segunda estrutura corresponde apenas à cortina de estacas entre as cotas +19,00 e +44,00 (ZG1). As cortinas estão unida na cota +44,00 de modo não articulado. Considerou-se um modelo elástico linear (EL) com coeficiente de Poisson igual a 0,15 para os elementos estruturais e módulo de Young igual a 210 GPa para as armaduras de aço, de 31 GPa para o betão e de 4,0 GPa os elementos de jet-grouting. Na definição dos elementos *Plate* os parâmetros foram os apresentados na Tabela 4.8.

Para avaliar a utilização de elementos BEPD considerou-se um elemento com espessura de 1 metro ao qual se atribui o valor de E necessário para que este tenha uma rigidez de flexão igual à da estrutura considerada como elemento plate. Esta metodologia implica que a rigidez axial da estrutura não é a real. No entanto, considera-se que a rigidez axial não condiciona o comportamento estrutural da contenção, estima-se que a parede tenha um valor de EA igual a 21,4 GN/m na zona 1 e igual a 20,0 GN na zona 2, com esta aproximação têm-se 16,6 GN na zona 1 e 15,1 GN na zona 2. Considerou-se o modelo elástico linear, com os parâmetros da Tabela 4.9.

Tabela 4.7 – Parâmetros geotécnicos utilizados nos solos

Parâmetro	ZG1	ZG2	ZG3
γ_{unsat} (kN.m ⁻³)	21,0	19,0	17,0
E_{50}^{ref} (kN.m ⁻²)	140,0	40,0	7,00
E_{oed}^{ref} (kN.m ⁻²)	140,0	40,0	7,00
E_{ur}^{ref} (kN.m ⁻²)	420,0	120,0	21,0
c'_{ref} (kN.m ⁻²)	80,0	20,0	1,0
φ' (°)	45,0	36,0	25,0
ψ (°)	17,0	7,0	0,0
m	0,49	0,52	0,53
ν_{ur}	0,23	0,29	0,35
K_0^{nc}	0,30	0,40	0,55
R_f	0,85	0,87	0,82
p'^{ref} (kN.m ⁻²)	216,6	131,7	54,7
G_0 (kN.m ⁻²)	358,7	178,7	57,6
$\gamma_{0,7} \times 10^4$	2,85	1,94	1,87

Tabela 4.8 - Parâmetros para a modelação das paredes da estrutura de contenção

Zona	Coluna 1	Coluna 2
Cota	+44,00 a +65,00	+19,00 a +44,00
Modelo	Elástico linear	Elástico linear
w (kN. .m ⁻¹ .m ⁻¹)	8,322	3,429
ν	0,15	0,15
EA (GN.m ⁻¹)	21,39	20,01
EI (GN.m ² .m ⁻¹)	1,386	1,258

Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados para a simulação da cortina de estacas como elemento bibimensional

Zona	Coluna 1	Coluna 2
Cota	+44,00 a +65,00	+19,00 a +44,00
Modelo	Elástico linear	Elástico linear
γ_{unsat} (kN.m ⁻³)	18,380	13,428
ν	0,15	0,15
E_{ref} (GN.m ⁻²)	16,64	15,10
Largura (m)	1,0	1,0

As ancoragens foram modeladas através de elementos do tipo barra *Node-to-node* para o comprimento livre e do tipo geossintético *Geogrid* para os bolbos de selagem. Consegue-se que não exista adesão entre a ancoragem e o terreno no comprimento livre e uma adesão máxima no bolbo de selagem. Assumiu-se um comportamento elástico linear com um valor de 210GPa para a rigidez axial das armaduras de pré-esforço.

Admitiu-se um diâmetro do bolbo de selagem igual a 18 cm. Uma vez que cada bolbo tem um comprimento de 10 metros, temos uma área de contacto com o terreno de 5,65 m² por cada ancoragem. Assumiu-se um valor de E de

25 GPa para o cimento do bolbo de selagem. Temos um valor de EA igual a 141,4 GN para cada bolbo de selagem. Os parâmetros adotados podem ser consultados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Parâmetros para a modelação das armaduras e bolbos de selagem das ancoragens

Nível	Cota	Espaçamento (m)	EA _{armadura} (GN)	P _{blocagem} (kN)	P _{blocagem/m} (kN.m ⁻¹)	EA _{bolbo/m} (GN.m ⁻¹)
1º	+65,00	2,6	18,288	900	346,2	54,37
2º	+60,82	2,6	18,288	900	346,2	54,37
3º	+56,82	2,6	21,336	1100	423,1	54,37
4º	+52,82	2,6	21,336	1100	423,1	54,37
5º	+48,56	2,6	21,336	1100	423,1	54,37
6º	+43,80	2,6	22,047	1150	442,3	54,37
7º	+39,86	2,6	22,047	1150	442,3	54,37
8º	+35,92	2,6	22,047	1150	442,3	54,37
9º	+32,83	3,9	21,336	1000	256,4	36,25
10º	+29,73	3,9	21,336	1000	256,4	36,25

O sistema sujeito a modelação está representado na figura seguinte, prolongou-se o tardoz da contenção 100 metros e a profundidade 30 metros abaixo da cota da escavação. Considerou um desenvolvimento perpendicular da escavação de 50 metros e admitiu-se um nível freático à cota +8,00. Aplicaram-se as condições fronteira padrão para situações estáticas (apoios móveis laterais, que só permitem deslocamentos verticais e um apoio fixo na base do modelo, que impossibilita deslocamentos em qualquer direcção).

4.2. Malha de elementos finitos

Para avaliar a sensibilidade do sistema à malha de elementos finitos realizaram-se simulações, com o modelo MC para caracterizar os solos e elementos *plate* para a estrutura, às seguintes malhas de elementos finitos, todas com elementos triangulares de 15 nós.

Optou-se por utilizar as malhas da imagem seguinte, que corresponde a uma malha fina com refinação adicional nos bolbos de selagem, na parede de contenção, na superfície de aplicação de cargas e na base da escavação, com 989 elementos com tamanho médio de 9,9 m² para as simulações com elementos *plate* e uma adaptação aquando da utilização de elementos BEPD devido à necessidade de discriminação da nova zona material criada com 1120 elementos com tamanho médio de 8,8 m².

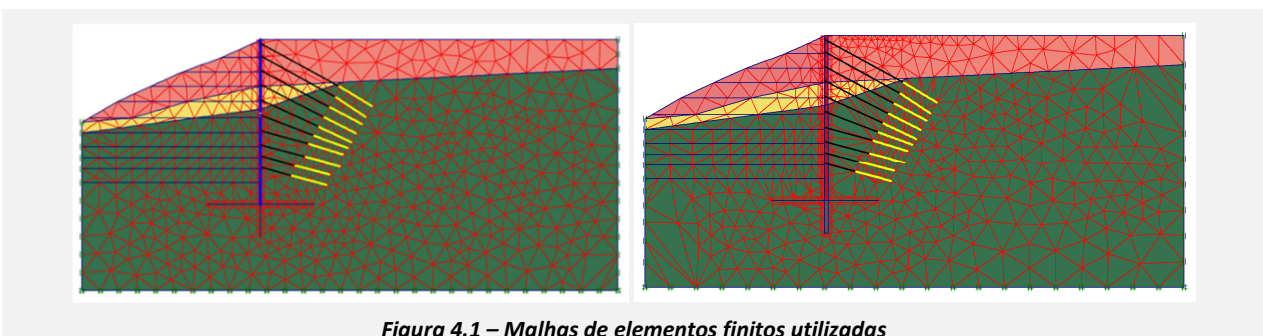


Figura 4.1 – Malhas de elementos finitos utilizadas

Os deslocamentos verticais são praticamente nulos junto da fronteira direita da malha e por este motivo considerou-se que as dimensões da malha são suficientes para que as condições fronteira não influenciem o comportamento da zona em análise. Como se verá, o modelo MC sobredimensiona os deslocamentos, logo espera-se que uma malha suficiente para o modelo MC também será para os modelos HS e HSSS.

4.3. Comparação entre os modelos constitutivos

Para escolher o modelo que melhor se adapta ao caso em estudo realizaram-se as seguintes simulações:

1. Modelo MC para os todos os solos e modelo EL-Plate para a parede de estacas, com a referência MC;
2. Modelo HS para os todos os solos e modelo EL-Plate para a parede de estacas, com a referência HS;

3. Modelo HS para os todos os solos, utilizando como valores dos parâmetros auxiliares os valores predefinidos no PLAXIS© e modelo EL-Plate para a parede de estacas, com a referência HS-PLAXIS. Com esta simulação pretende-se avaliar a mais-valia da utilização das fórmulas do anexo A para estimar estes parâmetros;
4. Modelo HSSS para os todos os solos e modelo EL-Plate para a parede de estacas, com a referência HSSS-Plate;
5. Modelo HSSS para os todos os solos e modelo EL-NPE para a parede de estacas, com a referência HSSS-NPE. Apenas se utilizam elementos BEPD juntamente com o modelo HSSS, pois como se verá de seguida este é o modelo que melhor simula o comportamento dos solos em relação aos dados da monitorização dos deslocamentos horizontais da parede.

Avaliaram-se os deslocamentos horizontais da parede, os assentamentos no tardo, os empolamentos na base da escavação e as envolventes de esforços. Os dados referentes à monitorização foram corrigidos por o valor de *PSR* estimado de 0,9 para corresponderem ao espectável num caso de estado plano de deformação.

Os deslocamentos da parede podem ser consultados na Tabela 4.11 e na Figura 4.2 (onde $\delta u_{h,max,monit}$ é a diferença máxima entre o deslocamento horizontal calculado e o deslocamento horizontal medido à mesma cota).

Tabela 4.11 – Comparação de deslocamentos horizontais na parede com a utilização de vários modelos constitutivos

Deslocamentos horizontais	Monitor.	MC	HS	HS-PLAXIS	HSSS-Plate	HSSS-NPE	
Para o interior do maciço	$ u_{h,max} $	17,6	141,8	65,9	78,5	43,5	69,5
	$ \delta u_{h,max,monit} $	-	124,3	48,4	65,6	33,2	52,0
Para o interior da escavação	$ u_{h,max} $	9,4	18,7	25,6	10,1	15,5	11,8
	$ \delta u_{h,max,monit} $	-	12,0	18,7	10,1	15,5	5,7
Geral da parede	$ u_{h,medio} $	5,3	25,5	17,8	14,8	17,0	11,9
	$ \delta u_{h,medio,monit} $	-	21,9	14,1	17,0	12,2	8,1

Verifica-se que o modelo MC afasta-se muito do comportamento real do sistema, chegando a obter-se um deslocamento horizontal no topo da cortina cerca de 8 vezes superior ao registado. O maior afastamento dá-se nas cotas de ZG3 e nas cotas inferiores o comportamento do modelo é bastante aceitável. Têm-se um afastamento máximo de 12,0 mm, valor da ordem de grandeza das diferenças máximas dos outros modelos. Estes resultados em ZG1 mostram que nesta zona o endurecimento volumétrico é pouco significativo.

Na comparação entre os resultados de HS e de HS-PLAXIS nota-se uma proximidade razoável o que denota que os valores pré-definidos no programa de cálculo poderiam ter sido utilizados com confiança, e que a estimativa dos parâmetros provavelmente seria desnecessária. Neste caso a diferença entre os desvios médios em relação aos dados da monitorização de HS e HS-PLAXIS foi de apenas 3 mm. A simulação HS fornece melhores resultados na zona superior da cortina, enquanto que a simulação HS-PLAXIS adaptou-se melhor à zona inferior. Uma vez que globalmente os resultados de HS foram melhores que os de HS-PLAXIS opta-se por manter os valores dos parâmetros auxiliares estimados através dos das equações do anexo A.

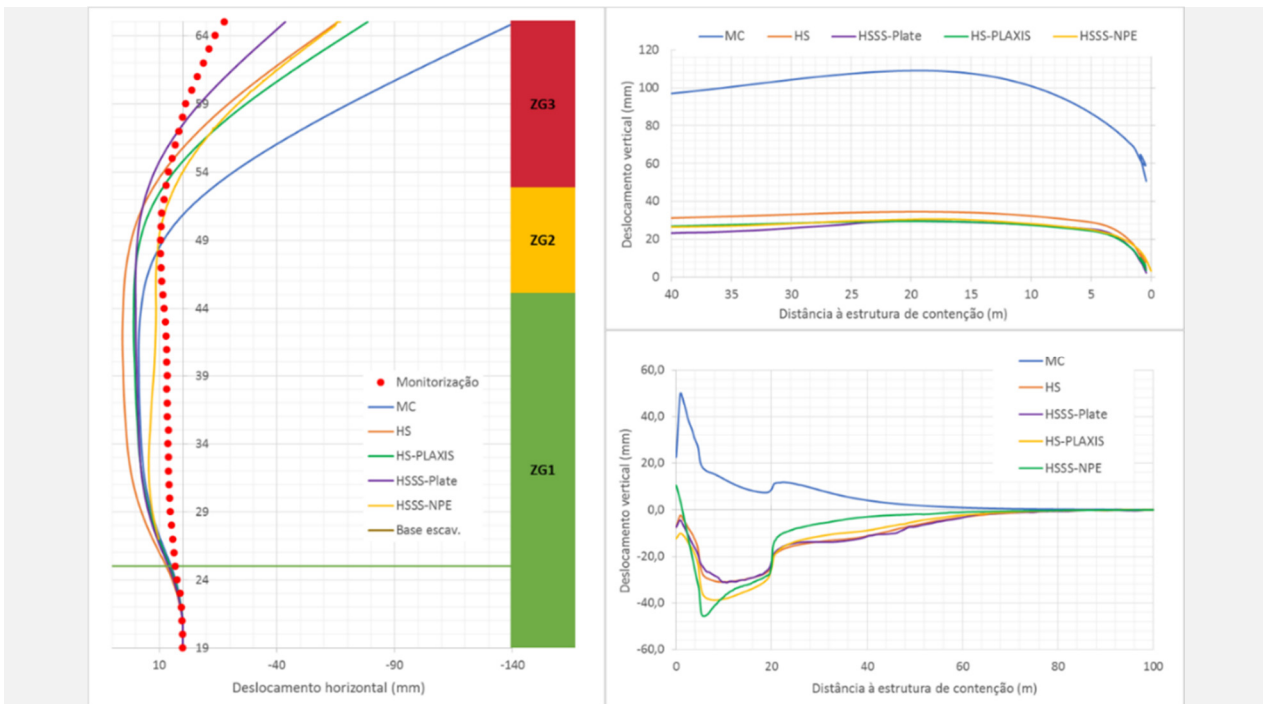


Figura 4.2 – Comparação dos deslocamentos obtidos através de MC, HS e HSSS no final da escavação: esq.) Horizontais na parede; superior dir.) verticais à superfície do terreno no tardoz; inferior dir.) verticais na base da escavação

Obtivemos resultados próximos com os modelos HS e HSSS. O deslocamento horizontal no topo da cortina é sobreavaliado em cerca de 5 cm na simulação HS e cerca de 3 cm na simulação HSSS-Plate. Nas cotas inferiores o modelo HSSS também se adapta melhor, mas neste caso com uma diferença muito reduzida. Consta-se que conforme esperado o modelo HSSS é o que melhor se adapta ao estudo de caso, motivo pelo qual opta-se pela utilização deste modelo para definir todas as camadas de solo. A maior relação E_0/E_{ur} em ZG3 explica que a mais-valia do modelo HSSS seja observada nessa zona.

Podemos verificar que os deslocamentos simulados em HSSS-NPE adaptam-se globalmente melhor que os de HSSS-Plate, assistindo-se a uma diminuição média de 4,1 mm de afastamentos em relação aos dados da monitorização. No entanto no topo da parede a simulação HSSS-Plate apresenta melhores resultados, com um desvio inferior em cerca de 20 mm.

Nota-se que os empolamentos obtidos através de HS, HS-PLAXIS, HSSS-Plate e HSSS-NPE são bastante semelhantes uma vez que as diferenças médias e máximas são inferiores a 6 mm. O modelo MC fornece valores em média cerca de 70 mm superiores aos do modelo HSSS. Uma vez que não se sabem os resultados reais dos empolamentos na base da escavação, não é possível aferir qual o modelo que melhor se adapta nesta zona do sistema.

Tabela 4.12 – Comparação de empolamentos na base da escavação com a utilização de vários modelos constitutivos

Deslocamentos verticais	Monitorização	MC	HS	HS-PLAXIS	HSSS-Plate	HSSS-NPE
U_{max}	-	109,0	34,5	29,5	29,6	30,6
$U_{médio}$	-	96,9	30,4	26,0	24,6	26,6

A Figura 4.2 referente aos deslocamentos verticais no tardoz da parede fornece dados particularmente interessantes. As simulações numérica utilizando os modelos HS, HS-PLAXIS e HSSS-Plate preveem assentamentos, com valores razoavelmente próximos entre si, com diferença máxima de 16 mm. Por outro lado a simulação com o modelo MC prevê a ocorrência de empolamentos, no máximo de cerca de 50 mm, no tardoz da parede. Este facto acredita-se que se deve aos elevados deslocamentos horizontais da contenção na sua zona superior, no sentido do tardoz, que confirmam o terreno neste local e obrigam à ocorrência de empolamentos junto da estrutura.

Tabela 4.13 – Comparação dos deslocamentos verticais à superfície com a utilização de vários modelos constitutivos

Deslocamentos verticais	Monitorização	MC	HS	HS-PLAXIS	HSSS-Plate	HSSS-NPE
U_{max}	-	49,6	-31,0	-38,8	-31,3	-47,7

Os últimos resultados da monitorização dão valores de deslocamentos de -18,7 mm, -58,8 mm e -24,2 mm, respetivamente para as marcas topográficas M4, M5 e M9. Estes dados apontam para que a tendência de deslocamentos verticais no tardo da parede seja a de assentamentos, o que reforça a hipótese de maior aplicabilidade dos modelos HS e HSSS em detrimento do modelo MC.

Os resultados das simulações HSSS-Plate e HSSS-NPE no tardo da parede apresentam uma divergência não desprezável para afastamentos em planta até cerca de 50 m da escavação. Uma análise aos resultados da monitorização das marcas levam-nos a concluir que os resultados da simulação com elementos BEPD poderá ser mais fidedigna porque os resultados da marca topográfica M8 que se encontra junto da parede, perto do local da simulação, mostram que existe uma ligeira tendência para empolamentos no terreno mesmo encostado à parede com valores muito reduzidos (normalmente inferiores a 2 mm). Os resultados da marca M5 afastada alguns metros da parede, mostram assentamentos entre 50 e 60 mm, o que reforça a hipótese considerada, note-se que os edifícios junto a M5 podem afetar a validade desta análise.

Considerando os resultados opta-se por simular o comportamento da estrutura através de elementos BEPD para calcular os campos de tensões, de deformações e de deslocamentos do sistema. Uma vez que não é prático extrair o valor dos esforços de elementos BEPD, vão-se utilizar simulações com elementos *plate* apenas para extrair os valores os esforços na parede de estacas. Chama-se a atenção que estas conclusões já eram espectáveis uma vez que estão em concordância com Everaars *et al.* (2013) apresentado na página 16 deste texto.

Na Figura 4.3 podemos constatar que os valores dos esforços não diferem tanto como os valores dos deslocamentos. No entanto, é clara a tendência para a obtenção de esforços superiores no modelo MC, principalmente na envolvente de momentos fletores. Se se analisar apenas os esforços máximos temos os resultados apresentados na Tabela 4.14 que voltam a mostrar resultados pouco divergentes quando se comparam os modelos HS e HSSS.

Tabela 4.14 – Esforços máximos obtidos utilizando os modelos MC, HS e HSSS

Modelo	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	V_{min} (kN)	V_{max} (kN)	M_{min} (kN·m)	M_{max} (kN·m)
MC	-2922,8	677,6	-398,0	812,5	-1749,0	1084,6
HS	-3145,0	301,0	-356,0	757,1	-1213,4	895,8
HSSS	-3114,4	128,3	-336,5	716,4	-1136,6	789,4

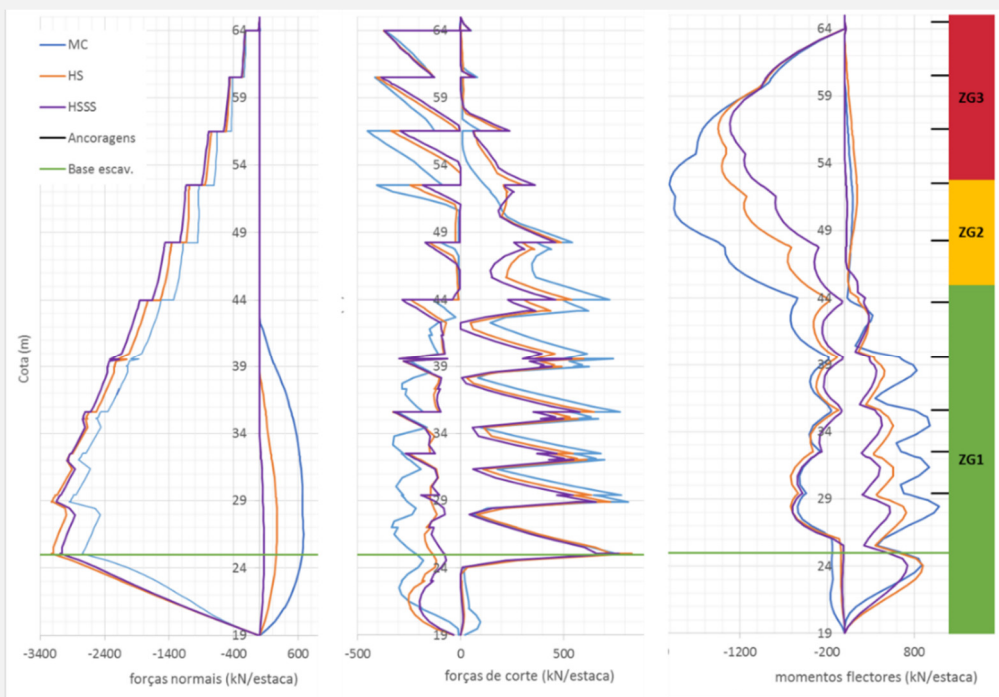


Figura 4.3 – Envolventes de esforços obtidos utilizando os modelos MC, HS e HSSS

Tabela 4.15 – Carga nas ancoragens obtidas utilizando os modelos MC, HS e HSSS

Nível	Monitorização		MC		HS		HSSS-Plate		HSSS-NPE	
	Carga (kN)	Carga (kN)	$\Delta_{MC-Monit}$ (%)	Carga (kN)	$\Delta_{HS-Monit}$ (%)	Carga (kN)	$\Delta_{HSSS-Plate-Monit}$ (%)	Carga (kN)	$\Delta_{HSSS-NPE-Monit}$ (%)	
1	-	761		777		789		773		
2	779	783	0,5	789	1,3	793	1,8	718	1,5	
3	949	970	2,1	972	2,3	972	2,4	972	2,5	
4	977	975	-0,2	975	-0,2	974	-0,3	974	-0,2	
5	1013	978	-3,5	977	-3,7	975	-3,9	975	-3,8	
6	1039	1024	-1,4	1023	-1,6	1020	-1,8	1019	-1,7	
7	1084	1027	-5,6	1025	-5,7	1022	-6,1	1018	-6,0	
8	1107	1029	-7,6	1029	-7,6	1025	-8,0	1023	-7,9	
9	955	1015	5,9	1016	6,0	1011	5,6	1009	5,7	
10	-	1014		1015		1012		1009		

4.4. Retro-análise e análise de sensibilidade a parâmetros geotécnicos

Efetuuou-se uma retro-análise para modelar o comportamento do sistema. O critério foi a minimização das diferenças entre os deslocamentos da parede monitorizados e os calculados numericamente junto do corte AB4.

Numa primeira fase tentou-se compatibilizar a retro-análise da zona do corte AB4 com os dados da zona do corte AB5. No entanto não foi possível alcançar este objetivo. Na zona do corte AB4 temos uma espessura de ZG3 de 13 m, seguido de 6 m para ZG2, enquanto que a zona do corte AB5 tem uma espessura de 10 m para ZG3 e de 3 m para ZG2. Se considerarmos também que o efeito de canto tem de ser superior em AB5 é espectável que o deslocamento horizontal no sentido do tardo no topo da parede seja inferior em AB5. No entanto, a monitorização mostra um efeito contrário que deverá ter como causa a elevada heterogeneidade de ZG3. Voltaremos a este aspecto na análise da zona do corte AB5.

Optou-se por apresentar a análise de sensibilidade após a iteração final de modo a analisar-se a sensibilidade do sistema numa gama de valores que representam com maior rigor o comportamento do sistema. Como veremos escolheu-se como parâmetros sujeitos a variação os seguintes:

- A coesão aparente em ZG3 pois existem pontos que atingiram a rotura em ZG3 e devido ao facto de se acreditar que os parâmetros de resistência de ZG3 são mais elevados do que os utilizados. Recordamos a problemática do colapso do talude natural antes da escavação que obrigou à consideração duma zona geotécnica adicional. Por uma questão de simplicidade procedimental opta-se por restringir a variação ao valor da coesão aparente e não ao valor do ângulo de atrito, pois uma variação deste último implicaria a mudança de mais parâmetros que foram estimados em função do ângulo de atrito, nomeadamente o coeficiente de Poisson, o ângulo de dilatância e o coeficiente de impulso em repouso.
- Os módulos de deformabilidade das várias zonas geotécnicas uma vez que estes tinham apresentado uma grande dispersão de valores nos ensaios realizados, conforme referido em Pinto et al. (2006).

Na Figura 4.4 pode-se verificar que foi possível passar duma simulação com afastamentos em relação aos dados da monitorização médios de 8,1 mm e máximos de 52 mm para um afastamento médio de 1,1 mm e máximo de 3,1 mm. Os valores dos parâmetros geotécnicos alterados são apresentados na Tabela 4.16.

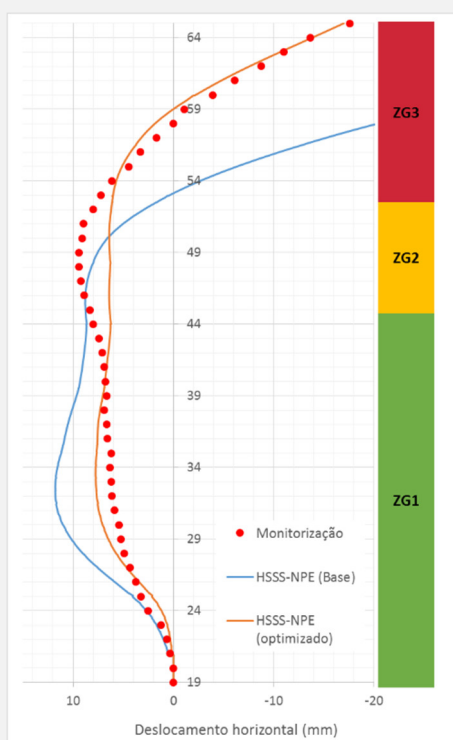


Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais da parede nos casos HSSS-NPE (base) e HSSS-NPE (otimizado)

Tabela 4.16 – Parâmetros geotécnicos alterados

Parâmetro	ZG1		ZG2		ZG3	
	Base	Otimizado	Base	Otimizado	Base	Otimizado
E_{50}^{ref} (kN.m ⁻²)	140,0	190,0	40,0	30,0	7,0	12,0
E_{oed}^{ref} (kN.m ⁻²)	140,0	190,0	40,0	30,0	7,0	12,0
E_{ur}^{ref} (kN.m ⁻²)	420,0	570,0	120,0	90,0	21,0	36,0
c'_{ref} (kN.m ⁻²)	80,0	80,0	20,0	20,0	0,0	5,0
G_0 (kN.m ⁻²)	358,7	486,8	178,7	131,0	57,6	98,7

Destacamos a elevada proximidade do novo valor de E_{50} de ZG1 em relação à média dos resultados dos ensaios pressiométricos para esta zona, 190 Mpa e 185 Mpa, respetivamente. Devido aos maiores erros da simulação ocorrerem nas cotas superiores, o valor do módulo de deformabilidade de ZG3 foi o parâmetro sujeito a uma maior variação, de 7,0 MPa para 12,0 MPa. No entanto, recordamos que esta zona é caracterizada por uma elevada heterogeneidade e será normal a rigidez variar significativamente. Como veremos, ZG2 tem pouca influência no comportamento e a redução da sua rigidez teve como objectivo ajustar os deslocamentos num desenvolvimento reduzido.

4.4.1. Análise de sensibilidade a parâmetros geotécnicos

Foi efetuada uma avaliação da sensibilidade ao valor dos parâmetros geotécnicos, através do cálculo dos seguintes critérios de resposta; deslocamentos horizontais da parede, no sentido do tradoz e no sentido da escavação; envolventes de esforços (M , N e V); assentamentos no terreno de tardoz e empolamentos na base da escavação. Partiu-se do cenário base de HSSS-NPE (otimizado) e para quantificar a sensibilidade define-se um parâmetro de variação da seguinte forma:

$$\lambda = V_{análise} / V_{base} \quad (4.1)$$

Em que V é o valor do parâmetro sujeito a análise de sensibilidade e o índice *análise* refere ao valor em avaliação e o *base* refere-se ao valor do parâmetro no cenário base.

Para cada avaliação de sensibilidade apresenta-se o valor de variação média do valor máximo do critério de resposta por unidade de parâmetro de variação, com este valor pretende-se quantificar a sensibilidade. No entanto, chama-se a atenção de que as relações entre a variação do parâmetro e o seu valor base não são sempre as mesmas, motivo pelo qual as comparações entre parâmetros devem ser efetuadas com cuidado.

Apresentam-se os valores das correlações de dados entre os parâmetros de variação e as respostas máximas dos critérios, de modo a avaliar se a resposta é linear. Nos casos em que esta relação não é linear, não se avaliou a aplicabilidade de outras funções de interpolação de dados.

4.4.1.1. Parâmetros de rigidez

Avaliou-se a sensibilidade aos módulos de deformabilidade com três abordagens complementares:

- Aplicam-se valores de λ iguais a E_0 , E_{oed} , E_{ur} e G_0 de ZG1, ZG2 e ZG3 simultaneamente, ao qual chamamos totalidade dos módulos de deformabilidade;
- Aplicam-se valores de λ iguais a E_0 , E_{oed} , E_{ur} e G_0 de uma zona geotécnica de forma alternada, deixando as outras zonas com os valores do cenário base;
- Para as três zonas geotécnicas em simultâneo, aplicam-se valores de λ iguais a E_0 e E_{oed} , de seguida para E_{ur} e finalmente para G_0 , deixando os valores dos outros parâmetros iguais aos do cenário base;

Totalidade dos módulos de deformabilidade

Todos os critérios de respostas avaliados são muito sensíveis à variação dos módulos de deformabilidade. O aumento de λ implica uma diminuição de todos os critérios de respostas com valores elevados dos coeficientes de correlação, sugerindo que, dentro da gama de valores avaliadas, a resposta é aproximadamente linear à variação de λ .

Nota-se que os deslocamentos são mais sensíveis do que os esforços. Nos deslocamentos a variação máxima de cada critério é em média cerca de 175%, enquanto para os esforços na estaca é de 40%. Na Tabela 4.17 apresentamos os valores máximos. Considerando os valores relativos em relação ao cenário base, o momento flector é o esforço mais sensível com um valor de $\Delta V / \Delta \lambda$ é igual a mais de 70% do valor do cenário base. O esforço normal mostra uma sensibilidade menor com um valor de $\Delta V / \Delta \lambda$ igual a cerca de 12% do valor do cenário base. Os esforços de corte têm um comportamento intermédio com um valor de $\Delta V / \Delta \lambda$ igual a de 30% do valor do cenário base.

Tabela 4.17 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da totalidade dos módulos de deformabilidade

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V / \Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	17,7	11,7	5,1	4,4	-0,90	-8,8
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	50,5	34,5	11,0	1,5	-0,93	-32,7
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	41,3	24,2	9,8	7,0	-0,90	-22,8
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	83,6	51,7	24,5	19,3	-0,93	-42,9
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3247	3192	2962	2721	-0,99	-351
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	858	774	585	514	-0,99	-229
$ M_{max} (kN\cdot m /estaca)$	879	1487	1180	633	460	-0,96	-685

Na Figura 4.5 podemos visualizar a sensibilidade do sistema. O deslocamento horizontal máximo para o tardoz, no caso de λ ser igual a 0,5, é ainda assim inferior ao valor obtido na simulação HSSS-NPE antes da retro-análise. Os deslocamentos da parede mostram que o aumento da rigidez faz com que a estaca se deforme menos. Na prática assistimos que a rigidez na zona inferior impede os deslocamentos no sentido da escavação, devido aos impulsos de terra, enquanto que na zona superior, a rigidez impede os deslocamentos no sentido do tardoz devido ao pré-esforço.

É interessante notar que casos todos os módulos de deformabilidade tiverem metade do seu valor, ainda assim, a relação u_{max}/H da parede seria de 1/800. Nas envolventes de esforços nota-se a sensibilidade particularmente elevada dos momentos flectores. Com a menor rigidez dos solos a deformação dos solos aumenta o que faz aumentar os deslocamentos e por sua vez os esforços a que a parede está sujeita.

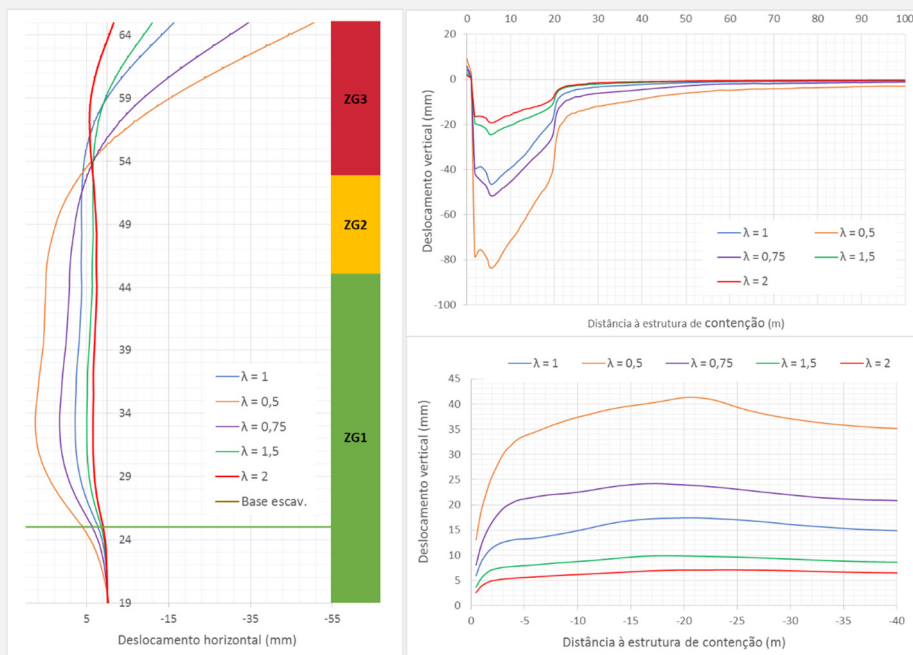


Figura 4.5 – Resposta do sistema em função da variação da totalidade dos módulos de deformabilidade: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

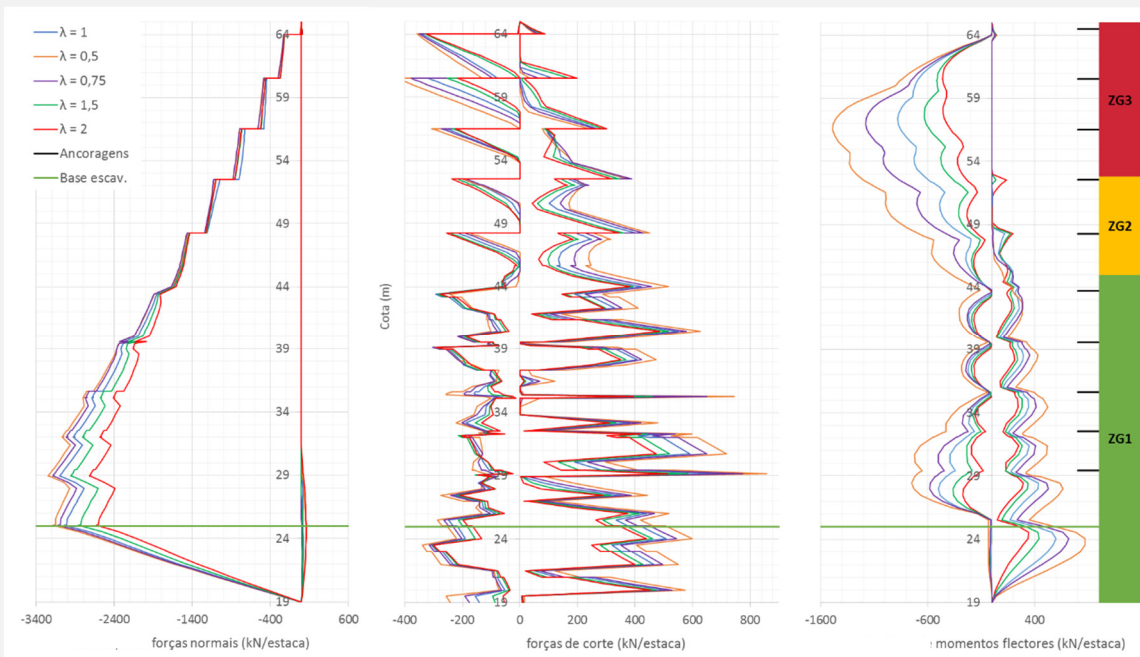


Figura 4.6 – Resposta das envolventes de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade

Módulos de deformabilidade de ZG1

O deslocamento horizontal máximo para dentro da escavação, o empolamento máximo da base e os valores máximos da força normal e força de corte são os critérios mais sensíveis à variação dos módulos de deformabilidade de ZG1, conforme se pode verificar na Tabela 4.18. Nota-se que os coeficientes de correlação são muito elevados nos critérios de resposta condicionados por o funcionamento do sistema nas cotas inferiores e que os coeficientes são reduzidos para os restantes critérios. Este facto sugere o a rigidez de ZG1 condiciona o funcionamento do sistema na sua zona inferior. Note-se que, quando comparado com os valores da avaliação anterior, os valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ são iguais a -8,1

em vez -8,8 para $u_{hmax,escavação}$, -21,4 em vez de -22,8 para $u_{vmax,base}$ e -237 em vez de -229 para $|V_{max}|$. Estes valores sugerem que a camada ZG1 terá quase toda a influência na resposta destes critérios.

Tabela 4.18 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG1

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	16,5	10,6	5,0	4,3	-0,90	-8,1
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	19,5	20,7	18,5	21,4	0,26	1,3
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	39,6	24,8	10,4	7,5	-0,91	-21,4
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	42,6	40,8	43,0	41,6	-0,12	-0,7
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3210	3144	2998	2878	-1,00	-221
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	879	769	583	524	-0,97	-237
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	943	868	989	983	0,66	27

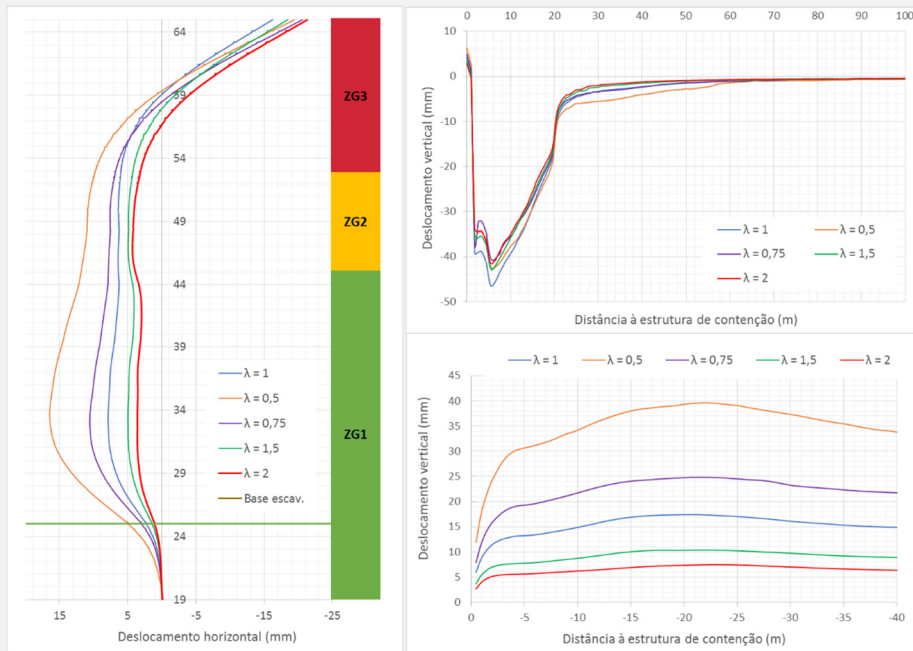


Figura 4.7 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG1: (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; (dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

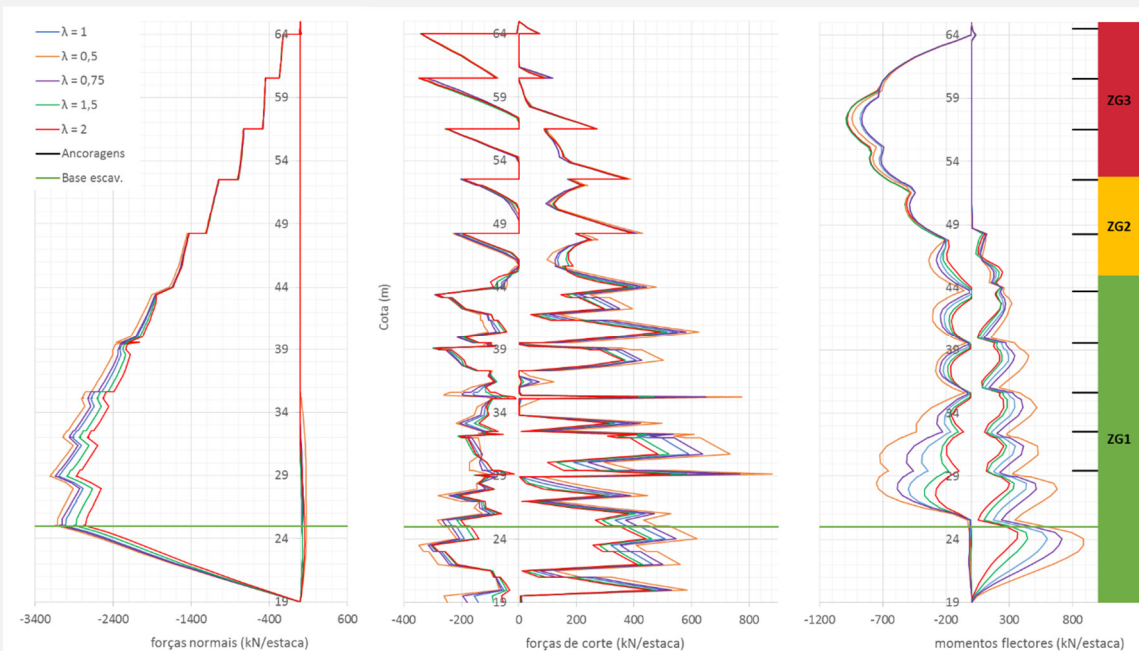


Figura 4.8 – Resposta das envolturas de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG1

Na Figura 4.7 podemos visualizar a pouca sensibilidade da zona superior do sistema, contrastando com as cotas perpendiculares a ZG1 onde a forma das curvas é próxima das da Figura 4.5.

A diferença de deslocamentos máximos da parede na sua zona superior deve-se aos deslocamentos em ZG1 uma vez que a forma das curvaturas em ZG3 é praticamente a mesma para todas as simulações.

É visível a sensibilidade elevada das envolventes de esforços nas cotas inferiores na Figura 4.7. É importante referir que os momentos flectores na zona inferior são influenciados significativamente. O valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ dos momentos flectores da Tabela 4.18 é muito reduzida porque os momentos máximos ocorrem no topo da parede.

Módulos de deformabilidade de ZG2

Na Tabela 4.19 podemos verificar que devido à reduzida espessura de ZG2 esta camada não é particularmente importante na resposta do sistema. Mesmo para o assentamento no tardoz onde a correlação tem um valor de 0,97, o valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ é de -2,4, muito inferior ao valor quando se considera a variação dos módulos de todas as zonas. Os esforços mostram uma resposta que na prática é quase insensível à rigidez de ZG2.

Tabela 4.19 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG2

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	8,4	7,9	7,7	-0,84	-0,5
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	18,9	16,7	17,3	-0,35	-1,3
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	16,7	17,9	17,5	0,71	0,7
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	46,4	44,7	43,4	-0,97	-2,4
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3108	3111	3095	-0,62	-10,6
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	675	686	696	0,50	16,6
$ M_{max} (kN\cdot m/estaca)$	879	930	972	980	0,75	39,9

Na Figura 4.9 podemos visualizar a pouca sensibilidade do sistema à variação da rigidez de ZG2. Nas envolventes de esforços da Figura 4.10 nota-se uma variação nas forças de corte, restringida às cotas de ZG2, assim como uma pequena variação dos momentos flectores nas cotas de ZG2 e nas cotas mais inferiores de ZG3. O esforço normal na estaca é insensível à rigidez de ZG2.

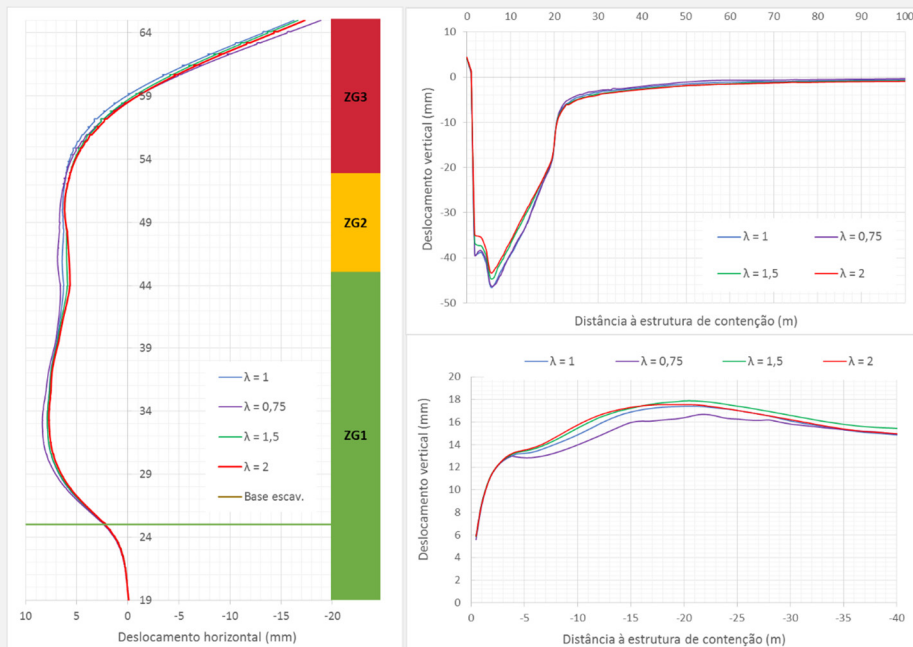


Figura 4.9 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG2: (esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; (dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

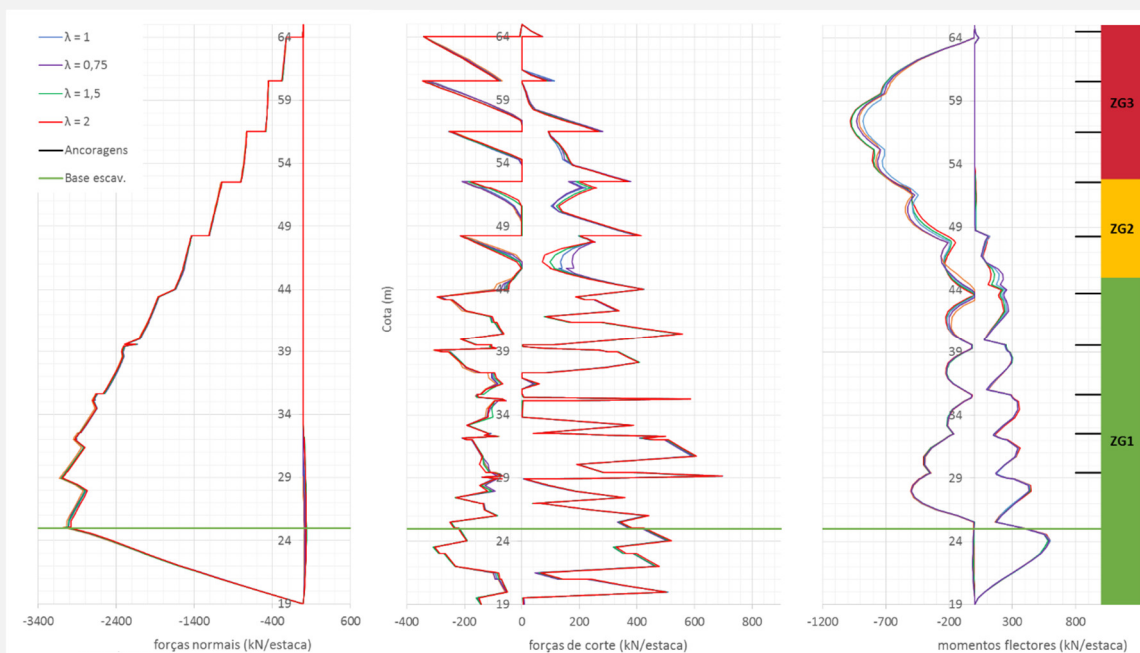


Figura 4.10 – Resposta das envolventes de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG2

Módulos de deformabilidade de ZG3

O deslocamento horizontal máximo, o assentamento máximo no tardoz e os valores máximos dos momentos flectores são as respostas mais sensíveis à rigidez de ZG3, conforme se pode verificar na Tabela 4.20.

Os coeficientes de correlação são elevados nos critérios com correlações reduzidas no caso de ZG1, sendo que também se observa o efeito contrários. Este facto indica que a rigidez de ZG3 condiciona o comportamento do sistema apenas na zona superior. Quando comparado com os valores da avaliação de todos os parâmetros de rigidez de todas as zonas geotécnicas, os valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ são os seguintes: -31,8 em vez de -32,7 para $u_{hmax,tardoz}$ -32,0 em vez de -42,9 para $u_{vmax,base}$ e -611 em vez de -685 para $|M_{max}|$. Estes valores sugerem que a camada ZG3 terá a maior parte da influência nestas respostas.

Ao nível das envolventes, o esforço axial máximo e de corte máximo são pouco sensíveis, o que contrasta com a sensibilidade muito elevada dos momentos flectores máximos na estaca. Note-se que, a zona com momentos flectores máximos da estaca localiza-se em ZG3 e que uma deformação adicional de ZG3 implica uma deformação adicional da estaca com a correspondente diminuição do raio de curvatura.

Tabela 4.20 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade de ZG3

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	8,9	8,5	8,0	8,0	-0,77	-0,6
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	54,7	29,5	10,6	7,0	-0,86	-31,8
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	16,9	17,2	16,8	16,8	-0,45	0,0
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	68,0	54,5	27,3	20,0	-0,98	-32,0
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3009	3120	3061	2985	-0,43	-16
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	695	695	688	685	-0,85	-7
$ M_{max} (kN\cdot m /estaca)$	879	1490	1193	595	574	-0,93	-611

Na Figura 4.11 podemos visualizar a pouca sensibilidade dos deslocamentos da zona inferior, contrastando com a elevada sensibilidade nas cotas pertencentes a ZG3, onde a forma das curvas é próxima da forma das curvas da Figura 10.8. Nas envolventes de esforços as conclusões são as mesmas notando-se uma sensibilidade elevada apenas nas cotas superiores, conforme se pode verificar na Figura 4.12, onde também se verifica que a deformabilidade de ZG3 influencia pouco os esforços normais na parede. A variabilidade dos esforços de corte está restrita às cotas de ZG3.

Após a avaliação da sensibilidade do sistema à rigidez de cada ZG, conclui-se que a resposta do sistema a variações de rigidez é aproximadamente igual à soma da resposta da zona superior sujeita a variação da rigidez de ZG3 somada com a resposta da zona inferior sujeita a variação da rigidez de ZG1.

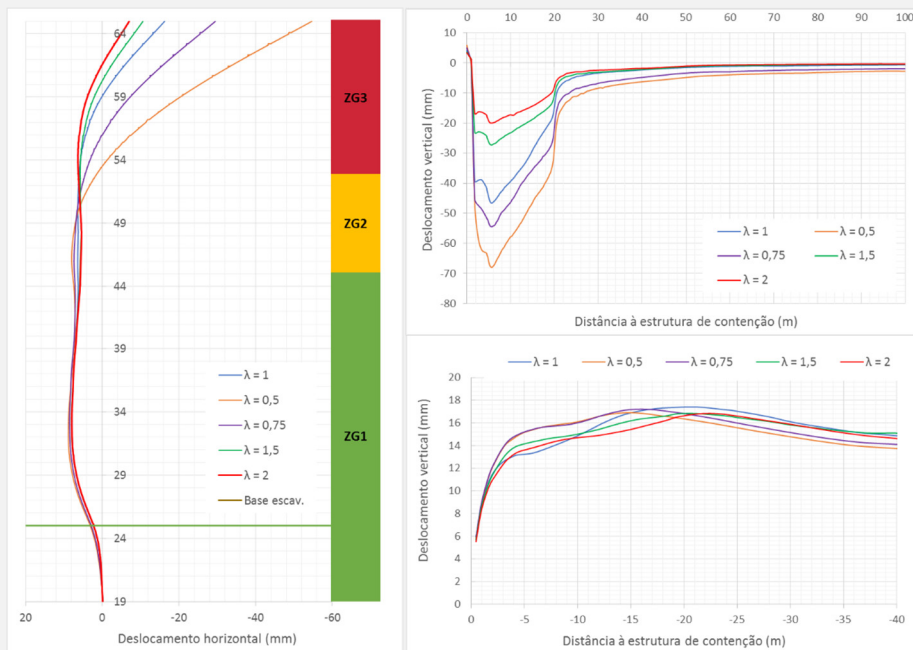


Figura 4.11 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG3: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

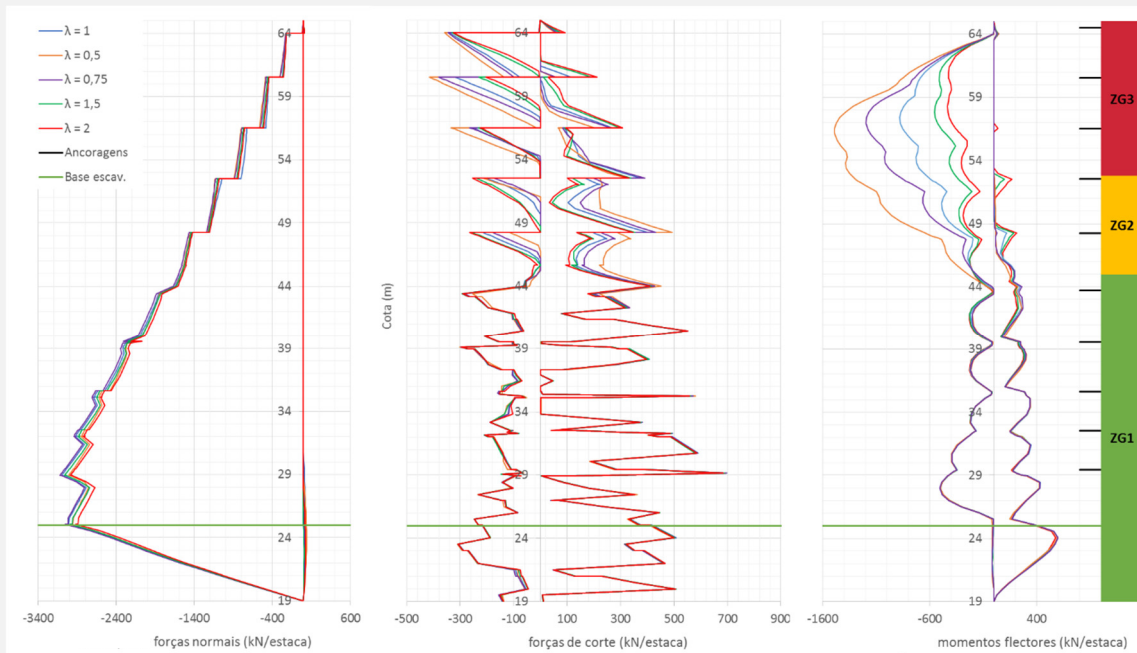


Figura 4.12 – Resposta das envolturas de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade de ZG3

Comparação da influência da rigidez de cada zona geotécnica

Tabela 4.21 – Comparação da influência da variação da rigidez global com a de cada zona geotécnica

	Total		ZG1		ZG2		ZG3	
	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	-0,90	-8,8	-0,90	-8,1	-0,84	-0,5	-0,77	-0,6
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	-0,93	-32,7	0,26	1,3	-0,35	-1,3	-0,86	-31,8
$u_{vmax,base}$ (mm)	-0,90	-22,8	-0,91	-21,4	0,71	0,7	-0,45	0,0
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	-0,93	-42,9	-0,12	-0,7	-0,97	-2,4	-0,98	-32,0
$ N_{max} $ (kN/estaca)	-0,99	-351	-1,00	-221	-0,62	-10,6	-0,43	-16
$ V_{max} $ (kN/estaca)	-0,99	-229	-0,97	-237	0,50	16,6	-0,85	-7
$ M_{max} $ (kN·m/estaca)	-0,96	-685	0,66	27	0,75	39,9	-0,93	-611

Na Tabela 4.21 verificamos as influências relativas da rigidez de cada zona geotécnica em análise. A negrito temos as zonas que influenciam de modo intenso cada critério de resposta. Nos campos assinalados a correlação é superior a 0,85, o que significa que para estes parâmetros o sistema é sensível e previsível. Estes factos privilegiam que, na realização da retro-análise, a variação dos módulos de deformabilidade de cada ZG tenha sido privilegiada.

Módulo de deformabilidade secante

Na tabela seguinte podemos verificar que o valor do módulo de deformabilidade secante tem uma influência reduzida nos critérios de resposta avaliados.

O aumento do valor deste parâmetro implica uma diminuição dos deslocamentos da parede no sentido da escavação e dos empolamentos na base. Nos outros critérios associados a deslocamentos observa-se o comportamento inverso. Os coeficientes de correlação linear obtidos são próximos de 1, no entanto a influência é reduzida pois observa-se um valor de $\Delta V/\Delta \lambda$, associado aos deslocamentos, máximo de 35% do valor do cenário base, longe dos valores observados para outros parâmetros.

Nos picos das envolventes de esforços observa-se uma diminuição do valor destes com o aumento do parâmetro, no entanto apenas nos esforços de corte temos um coeficiente de correlação linear e um valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ razoáveis, respectivamente -0,91 e 22% do valor no cenário base.

Tabela 4.22 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{50}

	$\lambda = 1$	$\lambda = 1,1$	$\lambda = 1,2$	$\lambda = 1,4$	$\lambda = 1,5$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	8,2	7,8	7,2	7,1	-0,92	-2,8
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	16,9	17,2	18,6	19,2	1,00	5,7
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	17,4	18,3	18,8	19,7	0,96	5,6
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	45,4	45,4	44,9	43,1	-0,91	-5,9
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3049	3087	3062	3019	-0,74	-74
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	666	641	645	604	-0,91	-155
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	902	873	862	890	-0,23	-30

Na Figura 4.13 podemos visualizar os deslocamentos da parede e observar uma ligeira diminuição dos deslocamentos em ZG1 com o aumento do valor do parâmetro e um efeito contrário em ZG3. Nos assentamentos superficiais as variações são mínimas e nos empolamentos na base são mais significativas, o que pode indicar que este parâmetro é mais importante para o comportamento de ZG1, no entanto, os dados obtidos não permitem confirmar este indicio. Aparentemente assiste-se a um comportamento do sistema pouco variante mas monótono com a variação de E_{50} .

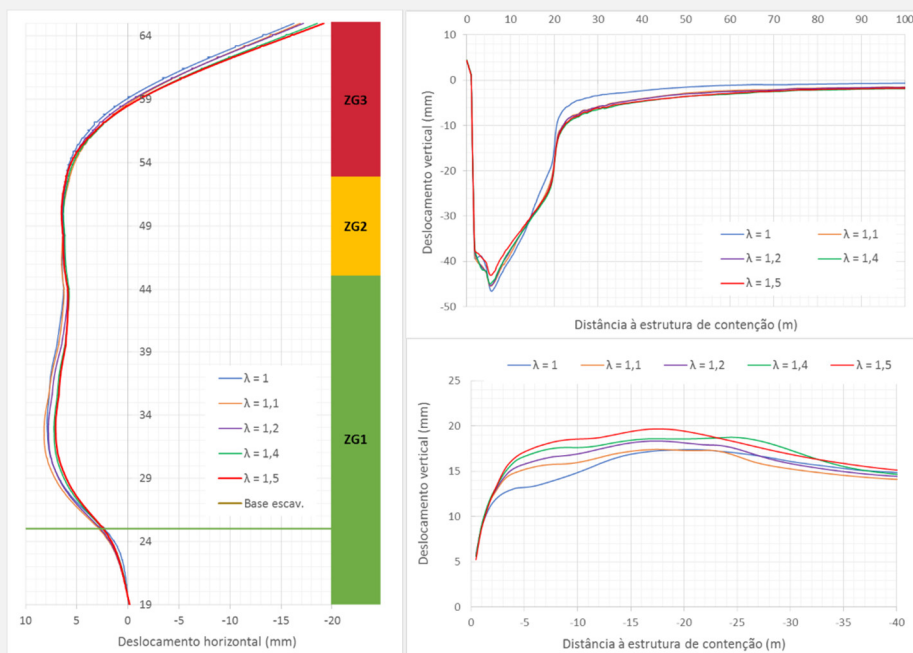


Figura 4.13 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{50} : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

As envolventes de esforços da Figura 4.14 reforçam as conclusões de que o aumento do valor do parâmetro diminui os esforços que a parede está sujeita, no entanto de forma pouco relevante.

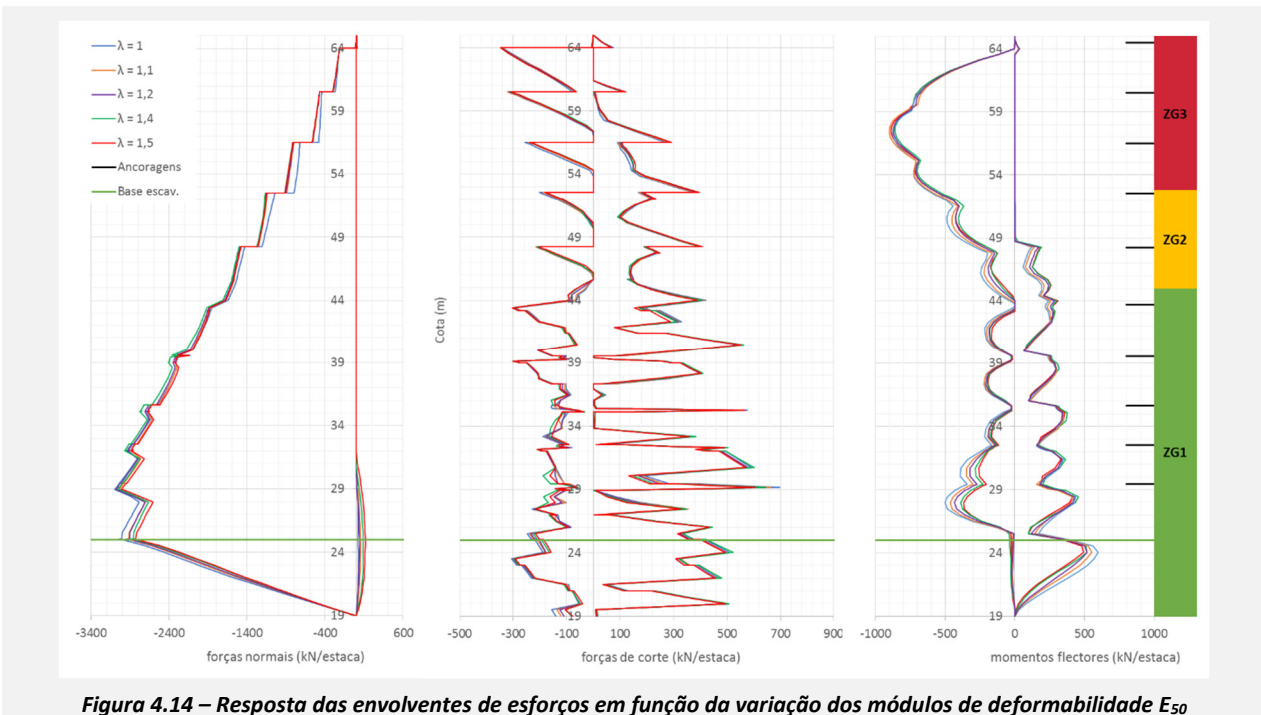


Figura 4.14 – Resposta das envolventes de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{50}

Módulo de deformabilidade edométrico

Este parâmetro tem uma influência muito elevada nas cotas mais elevadas no sistema. Nos deslocamento da parede assistimos a um valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ igual a 350% do valor do cenário base e nos deslocamento no sentido do tardoz o valor reduz-se para 40% nos deslocamentos no sentido da escavação. Nos deslocamento verticais do terreno assistimos a um valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ igual a 200% nos assentamentos no tardoz e de 16% no empolamentos na base. Estes valor mostram que a elevada influência de E_{oed} restringe-se às cotas de ZG3.

A análise às envolventes de esforços reforça as conclusões anteriores, assistindo-se a uma maior variação do momento flector, através do pico deste esforço em ZG3. O valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ é igual a 60% do valor do cenário base e é um valor muito elevado para a resposta de um esforço. O coeficiente de correlação obtido é muito próximo de 1. Os restantes esforços mostram-se pouco sensíveis à variação deste parâmetro.

Tabela 4.23 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{oed}

	$\lambda = 1$	$\lambda = 1,1$	$\lambda = 1,2$	$\lambda = 1,4$	$\lambda = 1,5$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	6,7	7,0	7,5	7,9	0,99	3,0
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	47,9	37,5	29,0	25,0	-0,99	-57,3
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	19,0	17,1	18,9	17,9	-0,33	-2,8
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	5,6	7,2	10,4	42,0	0,89	90,9
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3134	3182	3130	3096	-0,72	-93
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	661	666	671	674	0,87	33
$ M_{max} (kN\cdot m /estaca)$	879	1163	1185	1039	956	-0,97	-518

Os deslocamentos horizontais da parede da Figura 4.15 mostram a elevada sensibilidade do comportamento de ZG3. Nos assentamentos do tardoz assistimos a uma diminuição destes para valores de E_{oed} mais reduzidos devido aos elevados deslocamentos horizontais da parede que confinam o terreno e fomentam o empolamento. Recordamos que já tínhamos identificado este efeito na avaliação da aplicabilidade do modelo MC. Nos empolamentos na base assistimos a uma resposta não monótona, mas pouco sensível.

A Figura 4.16 mostra a pouca sensibilidade dos esforços normais e de corte em contraste com o elevada sensibilidade dos momentos flectores, mas apenas nas cotas de ZG3. O facto deste parâmetro influenciar apenas os solos de ZG3 já era esperado pois como veremos o endurecimento associado a deformações volumétricas apenas é significativo em ZG3. Recordamos que E_{oed} caracteriza a rigidez dos solos na superfície de endurecimento volumétrico e se esta

não é atingida o valor de E_{oed} não é importante. A linha de raciocínio é a mesma que permite concluir que o modelo MC é aplicável para ZG1 e não a ZG3.

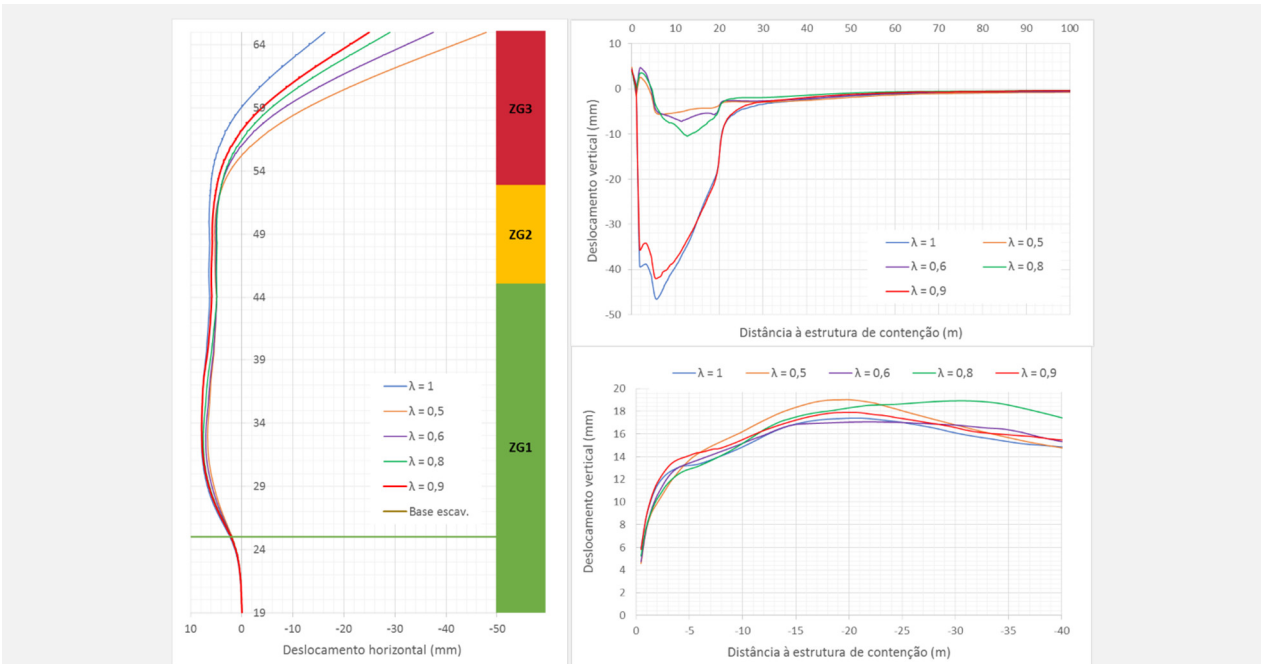


Figura 4.15 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{oed} : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

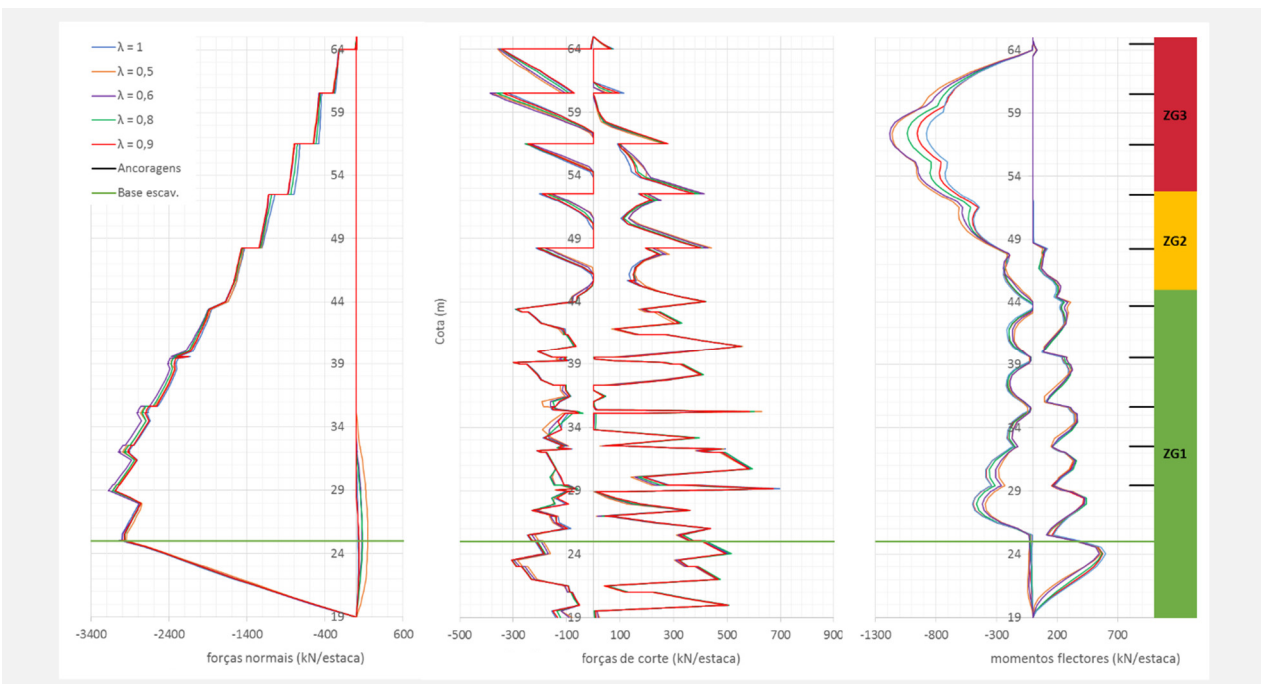


Figura 4.16 – Resposta das envolturas de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{oed}

Módulo de deformabilidade para ciclos de recarga/descarga

O comportamento do sistema quando sujeito a variações deste parâmetro mostra uma resposta contrária às obtidas nas restantes análises quando os critérios de resposta são os deslocamentos da parede, os esforços normais e os momentos flectores, conforme se pode analisar na Tabela 4.24.

Estes apresentam coeficientes de correlação positivos com valores próximos de 1, o que demonstra que existe uma correlação aproximadamente linear. Apenas os assentamentos no tardoz e os empolamentos na base mostram um comportamento próximo da avaliação total aos módulos de deformabilidade. O facto dos deslocamentos máximos da parede aumentarem com o aumento de E_{ur} não era espèctável e levanta algumas dúvidas.

Tabela 4.24 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade E_{ur}

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,95$	$\lambda = 1,25$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	7,7	9,6	10,3	10,9	0,93	3,1
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	17,3	19,9	22,1	31,2	0,98	13,2
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	17,6	15,7	14,2	11,3	-1,00	-6,0
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	45,2	40,4	39,2	6,4	-0,93	-37,0
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3098	3240	3393	3532	0,99	414
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	669	702	711	644	-0,48	-24
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	947	991	1022	1042	0,84	90

Na Figura 4.17 podemos visualizar as curvas de referências para avaliação dos deslocamentos, em que fica claro o comportamento diferente do sistema perante a variação deste parâmetro nos deslocamentos da parede e assentamento do tardoz, sendo que este último deve-se ao efeito de confinamento do terreno.

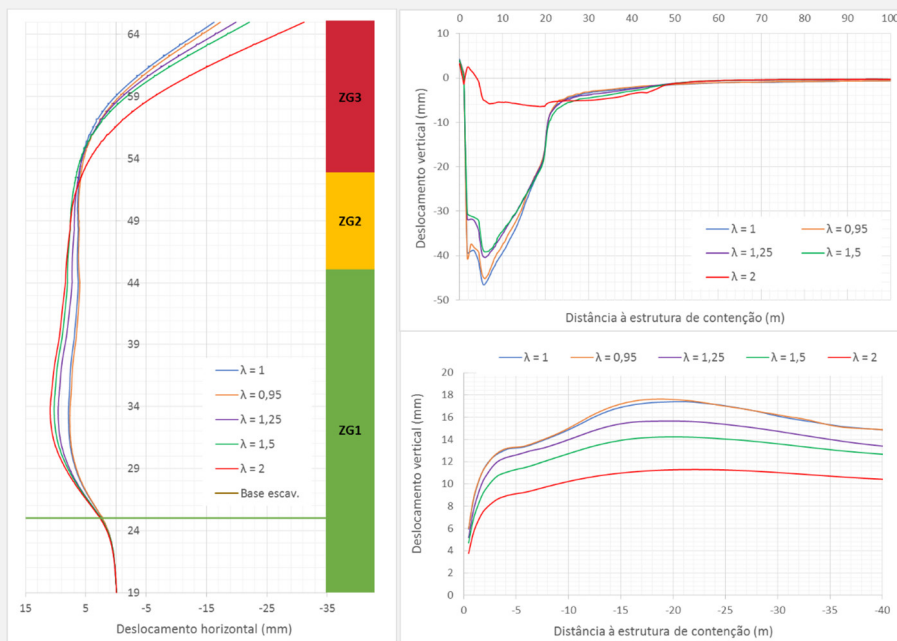


Figura 4.17 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{ur} : esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

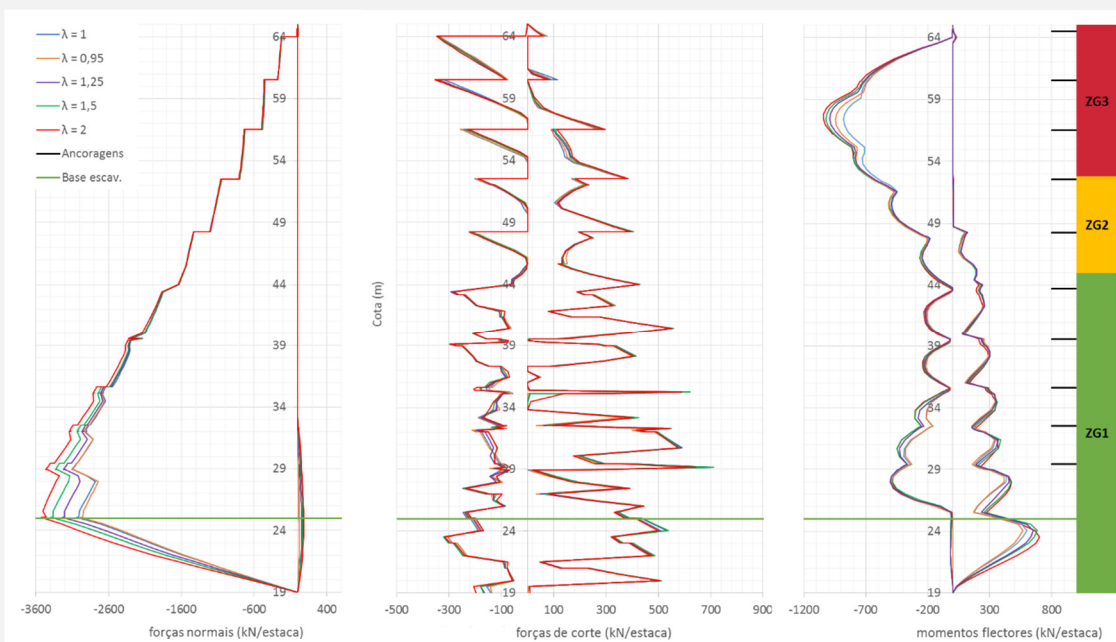


Figura 4.18 – Resposta das envolventes de esforços em função da variação dos módulos de deformabilidade E_{ur}

As envolventes de esforços da Figura 4.18 reforçam as conclusões da insensibilidade da envolvente das forças de corte, da pouca sensibilidade da envolvente de momentos fletores e do aumento dos valores da envolvente de esforços normais com o aumento deste parâmetro de rigidez.

O comportamento não alinhado do sistema perante a variação de E_{ur} obriga a analisar com maior detalhe a resposta do sistema para validar os resultados. Na Tabela 4.25 apresentamos os valores de deformação média e máxima da globalidade do sistema. Estes valores não têm nenhum significado físico com interesse prático e apenas permitem avaliar a tendência genérica da variação da rigidez do sistema e confirmam a tendência de não monotonia observada anteriormente.

Tabela 4.25 – Valores máximos e médios dos campos de deformações para a análise de sensibilidade de E_{ur}

		$\lambda = 1$	$\lambda = 0,95$	$\lambda = 1,25$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$
ε_x (%)	Média	0,0153	0,0153	0,0151	0,0149	0,0140
	Máxima	1,153	1,048	1,452	1,106	0,936
ε_y (%)	Média	0,0326	0,0318	0,0207	0,0295	0,0305
	Máxima	1,029	1,090	1,265	1,006	0,872
γ_{xy} (%)	Média	0,0279	0,0274	0,0164	0,0230	0,0279
	Máxima	8,688	8,976	1,464	6,609	7,820

Note-se que Kempfert et al. (2005) efectuaram uma análise de sensibilidade à variação de E_{ur} numa escavação em solos moles não consolidados, através do modelo HS, e observaram uma resposta não é monótona. Józsa (2011) realizou a mesma análise para um solo denso e rijo, através do modelo HS, e concluiu que a resposta era monótona. Estes factos levam-nos a concluir que a monotonia da resposta do sistema em relação à variação de E_{ur} é variável.

Módulo de distorção inicial

Os resultados da análise de sensibilidade estão na Tabela 4.26 e mostram uma influência significativa nos deslocamentos máximos da parede no sentido da escavação, nos empolamentos na base e em todas as envolventes de esforços. Destacamos o facto de todos os coeficientes de correlação serem negativos, em conformidade com a análise global dos parâmetros de rigidez.

Para o caso dos deslocamentos horizontais da parede no sentido do tardoz e valor de $\Delta V/\Delta \lambda$ é muito baixo, em contraste os restantes critérios de resposta. Nota-se que este é o módulo de deformabilidade, cuja análise de sensibilidade aproxima-se mais da análise à totalidade dos módulos de deformabilidade, sugerindo que este seja o parâmetro de rigidez mais condicionante na resposta global do sistema. Chama-se a atenção de que esta conclusão implica que a correcta estimativa do valor do módulo de distorção inicial através dos métodos do anexo A é extremamente importante na performance global do modelo de simulação numérica.

Tabela 4.26 – Valores obtidos na análise de sensibilidade dos módulos de deformabilidade G_0

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	12,2	10,8	4,7	3,5	-0,97	-5,8
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	11,3	19,9	16,5	12,7	-0,14	1,0
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	23,5	19,7	9,7	6,7	-0,99	-11,2
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	54,4	44,5	1,1	1,9	-0,93	-35,0
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3266	3255	2897	2780	-0,99	-324
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	776	770	560	514	-0,98	-174
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	1110	1005	733	763	-0,91	-231

Na Figura 4.19 podemos visualizar os deslocamentos horizontais da parede que mostram o aumento efectivo da rigidez em todas as zonas geotécnicas com o aumento de λ . Os assentamentos no tardoz para os casos de λ igual a 1,5 e a 2,0 são particularmente reduzidos. A grande variabilidade da resposta dos empolamentos na base demonstra a grande influência de G_0 no comportamento de ZG1.

As envolventes de esforços da Figura 4.20 mostram a influência fundamentalmente nos esforços normais na zona inferior da estaca e nos momentos fletores na zona superior e inferior da estaca. Os esforços de corte máximo também se mostraram sensíveis a G_0 . O facto de este ser o parâmetro de rigidez que influencia mais o comportamento de ZG1 deve-se ao facto da gama de deformações de ZG1 serem, na maior parte do sistema, reduzidas.

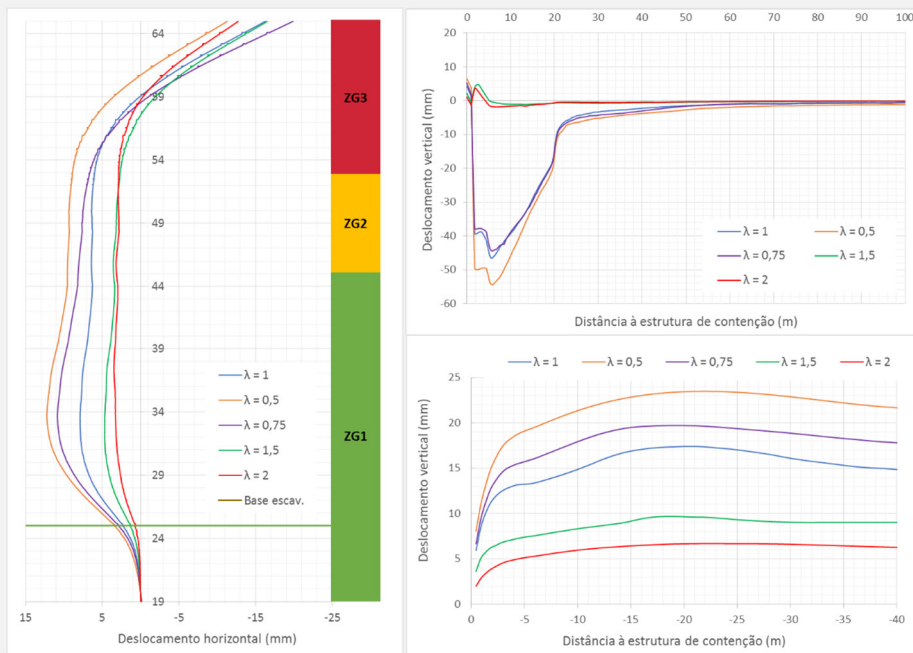


Figura 4.19 – Resposta do sistema em função da variação dos módulos de deformabilidade G_0 : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.

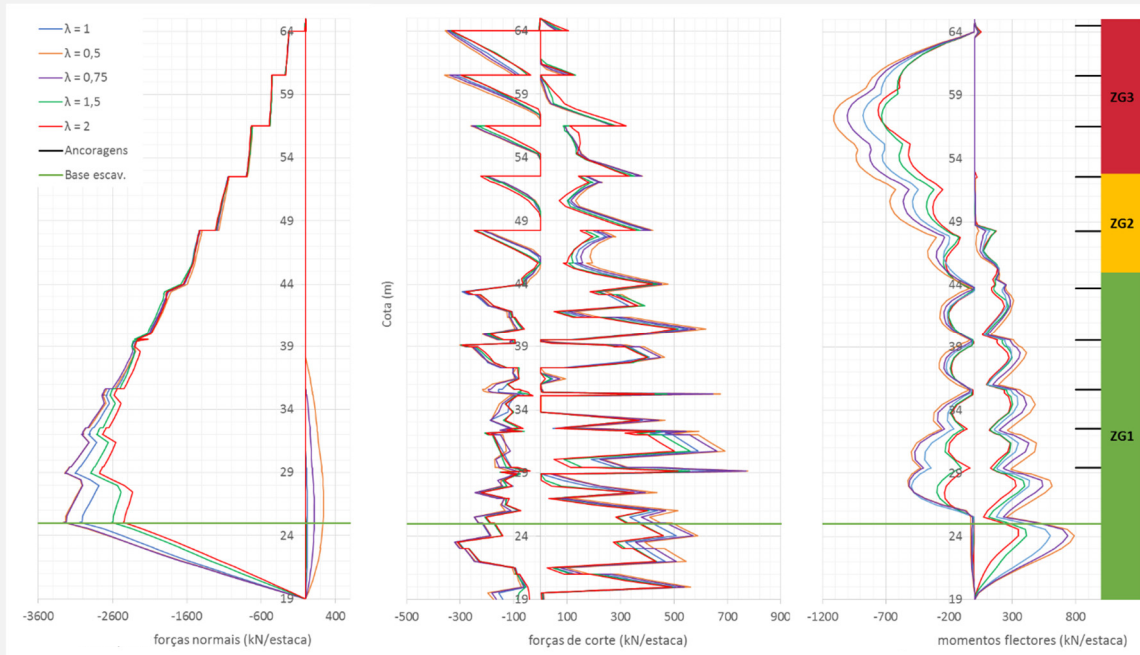


Figura 4.20 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação dos módulos de deformabilidade G_0

Comparação da influência de cada módulo de deformabilidade

Na comparação da influência de cada módulo de rigidez conclui-se que os parâmetros mais importantes, dentro da gama de valores analisados, são E_{oed} e G_0 . A influência do módulo de distorção é intensa em todos os critérios de resposta excepto nos deslocamento horizontais da parede no sentido do tardo. A variação de E_{oed} implica uma variação extremamente significativa dos deslocamento horizontais da parede no sentido do tardo, dos assentamento nos tardo e nos momentos flectores máximos. O valor de E_{ur} têm a sua maior influência nos assentamentos no tardo da parede e contrariamente à tendência global nas forças normais nas estacas.

Chama-se ainda a atenção que a optimização da retro-análise foi efectuada apenas através da consideração dos deslocamentos horizontais da parede e que estes são função fundamentalmente função de E_{oed} e G_0 . Não existiam critérios de optimização suficientemente numerosos para privilegiar módulos de deformabilidade em detrimento de outros. Na Tabela seguinte podemos analisar as influências relativas de cada módulo de deformabilidade.

Tabela 4.27 – Influência dos módulos de deformabilidade na resposta do sistema (fundo a preto: avaliações mais sensíveis e na tendência da avaliação global, fundo a azul: avaliações mais sensíveis e contra a tendência da avaliação global).

	Total		E_{50}		E_{oed}		E_{ur}		G_0	
	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	-0,90	-8,8	-0,92	-2,8	0,99	3,0	0,93	3,1	-0,97	-5,8
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	-0,93	-32,7	1,00	5,7	-0,99	-57,3	0,98	13,2	-0,14	1,0
$u_{vmax,base}$ (mm)	-0,90	-22,8	0,96	5,6	-0,33	-2,8	-1,00	-6,0	-0,99	-11,2
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	-0,93	-42,9	-0,91	-5,9	0,89	90,9	-0,93	-37,0	-0,93	-35,0
$ N_{max} $ (kN/estaca)	-0,99	-351	-0,74	-74	-0,72	-93	0,99	414	-0,99	-324
$ V_{max} $ (kN/estaca)	-0,99	-229	-0,91	-155	0,87	33	-0,48	-24	-0,98	-174
$ M_{max} $ (kN·m/est.)	-0,96	-685	-0,23	-30	-0,97	-518	0,84	90	-0,91	-231

Concluimos que o comportamento de ZG3 é influenciado pelo valor de E_{oed} e o comportamento de ZG1 é influenciada pelo valor de G_0 , pelos motivos já expostos anteriormente.

Parâmetro m

Os resultados da análise de sensibilidade de m são apresentados de seguida. Na gama de valores avaliados verifica-se que o aumento de m implica um aumento dos deslocamentos da parede de modo pouco intenso e um aumento dos esforços na parede. Por outro lado o aumento de m implica a diminuição dos assentamentos no tardoz e nos empolamentos na base. Aparentemente m tem uma influência menor do que os módulos de deformabilidade, dentro da gama de valores analisada e influencia tanto as cotas superiores como as inferiores.

Tabela 4.28 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro m

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,25$	$\lambda = 1,5$	$m=1$	$\sim\rho$	$\sim\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	7,7	8,4	8,9	10,0	0,99	1,9
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	18,7	11,2	16,1	22,6	0,41	3,1
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	18,2	15,8	14,4	11,1	-1,00	-5,7
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	44,4	50,4	46,4	34,8	-0,64	-7,7
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3079	3142	3225	3706	0,91	502
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	685	697	707	710	0,92	20
$ M_{max} $ (kN·m/estaca)	879	873	959	1092	1107	0,93	187

Na Figura 4.21 podemos visualizar que o aumento de m implica a diminuição dos deslocamentos do terreno e o efeito contrário na parede.

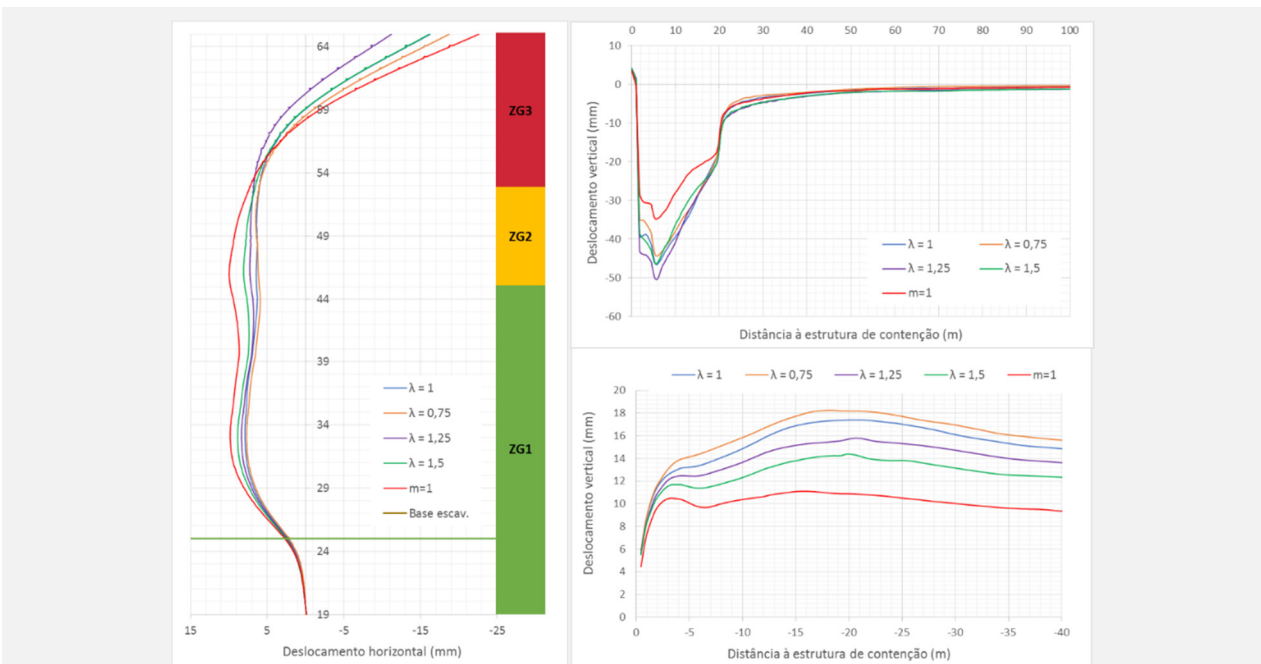


Figura 4.21 – Resposta do sistema em função do parâmetro m: esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

As envolventes de esforços da Figura 4.22 mostram que existe uma tendência de aumento dos valores das envolventes de esforços com o aumento de m . Consegue-se visualizar um pico significativo do esforço normal à cota da base da escavação para o caso de m ser igual a 1. Recorde-se que m é aplicado no modelo HSSS através de equações da seguinte forma:

$$E_x = E_x^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma'_3 \cdot \sin(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{ref} \cdot \sin(\varphi')} \right)^m \quad (4.2)$$

Para valores de σ_3 superiores a p^{ref} o valor entre parênteses da equação anterior é maior que 1 e então $E_x > E_x^{ref}$, caso σ_3 seja inferior a p^{ref} temos que $E_x < E_x^{ref}$. Com a diminuição do valor de m assiste-se a uma diminuição deste efeito e caso limite de que m seja nulo temo que $E_x = E_x^{ref}$ para todo o domínio do sistema. Esta variabilidade de relações poderá explicar o comportamento dos critérios de resposta analisados.

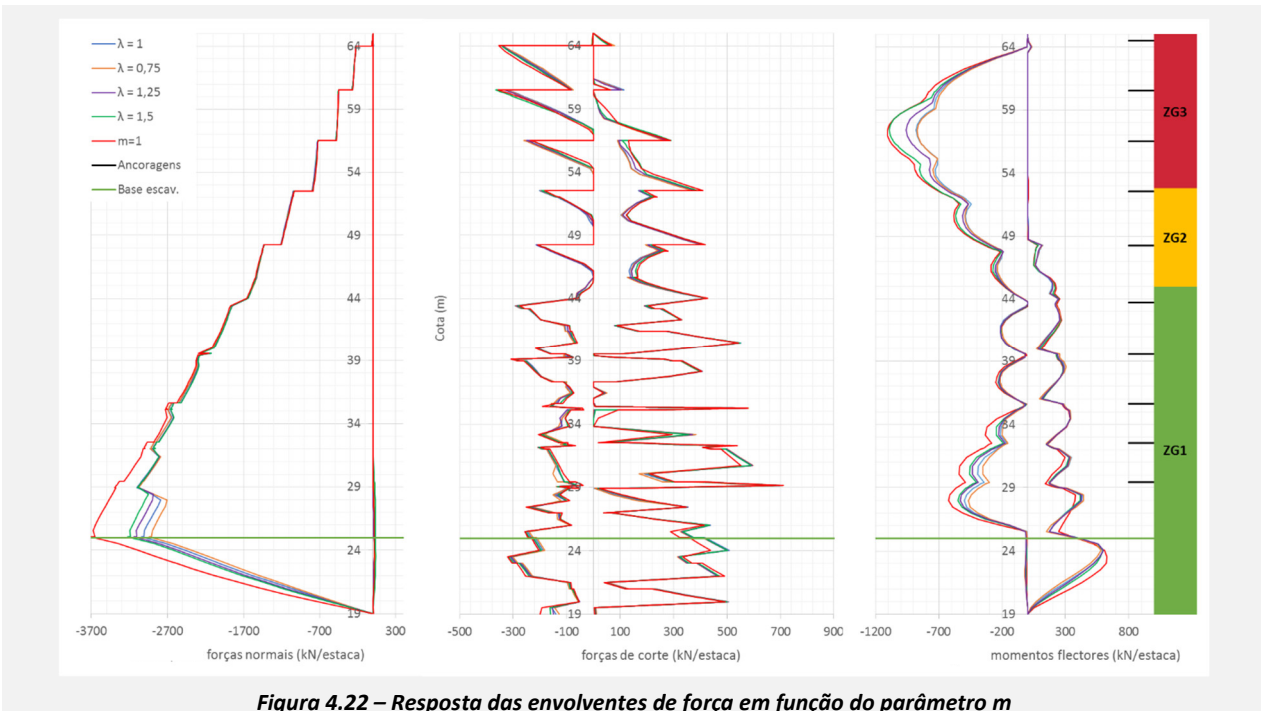


Figura 4.22 – Resposta das envolventes de força em função do parâmetro m

4.4.1.2. Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito

Para avaliar a sensibilidade a este parâmetro efectou-se um procedimento alternativo. Recordamos que ϕ_{ZG3} é 25° e ϕ_{ZG1} é 45°, logo se se aplicar um coeficiente de variação igual a ϕ_{ZG1} e a ϕ_{ZG3} vai-se obter ângulos muito baixos para ϕ_{ZG3} ou muito elevados para ϕ_{ZG1} .

A alternativa seria a utilização de coeficientes de variação muito próximos de 1. No entanto, esta abordagem implicaria que não se avaliasse a gama de aplicabilidade de interesse, o que obrigaria a extrapolações para análises mais abrangentes. Deste modo, manteve-se sempre o valor de ϕ_{ZG2} que é intermédio e já vimos que representa uma zona pouco importante. Variou-se o valor de ϕ_{ZG1} ou de ϕ_{ZG3} individualmente e alternadamente até atingir-se o valor de ϕ_{ZG2} , da forma apresentada na Tabela 4.29. Este procedimento inviabiliza o cálculo de ρ e de $\Delta V/\Delta \lambda$.

Na gama de valores avaliada consegue-se verificar uma influência significativa nos deslocamentos da parede e nas forças normais. Observa-se uma influência média nas restantes forças. O aumento médio do parâmetro tem como efeito o deslocamento da parede no sentido no tardo, uma diminuição das forças normais e de corte máximas e um aumento dos momentos flectores máximos.

Na Figura 4.23 podemos analisar o comportamento da parede e a pouca influência que este parâmetro tem nos deslocamentos do terreno. Dos deslocamentos da parede conclui-se que o ângulo de atrito impede o deslocamento da parede devido aos impulsos de terra, no entanto, não têm influência na resistência da parede e dos solos de ZG3 às forças das ancoragens que puxam a parede no sentido do tardo.

Tabela 4.29 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do ângulo de atrito

	1. $\phi_{ZG1} = 45^\circ$ $\phi_{ZG3} = 25^\circ$	A $\phi_{ZG1} = 36^\circ$ $\phi_{ZG3} = 25^\circ$	B $\phi_{ZG1} = 40^\circ$ $\phi_{ZG3} = 25^\circ$	C $\phi_{ZG1} = 45^\circ$ $\phi_{ZG3} = 30^\circ$	D $\phi_{ZG1} = 45^\circ$ $\phi_{ZG3} = 36^\circ$	$V_{max} - V_{min}$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	14,2	10,8	7,7	7,7	6,5
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	15,0	17,9	23,0	29,5	14,5
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	16,2	16,6	17,3	16,9	1,2
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	45,9	43,1	44,1	44,1	3,5
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3483	3203	3030	2941	542
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	767	721	688	685	82
$ M_{max} (kN \cdot m / estaca)$	879	987	985	988	1040	161

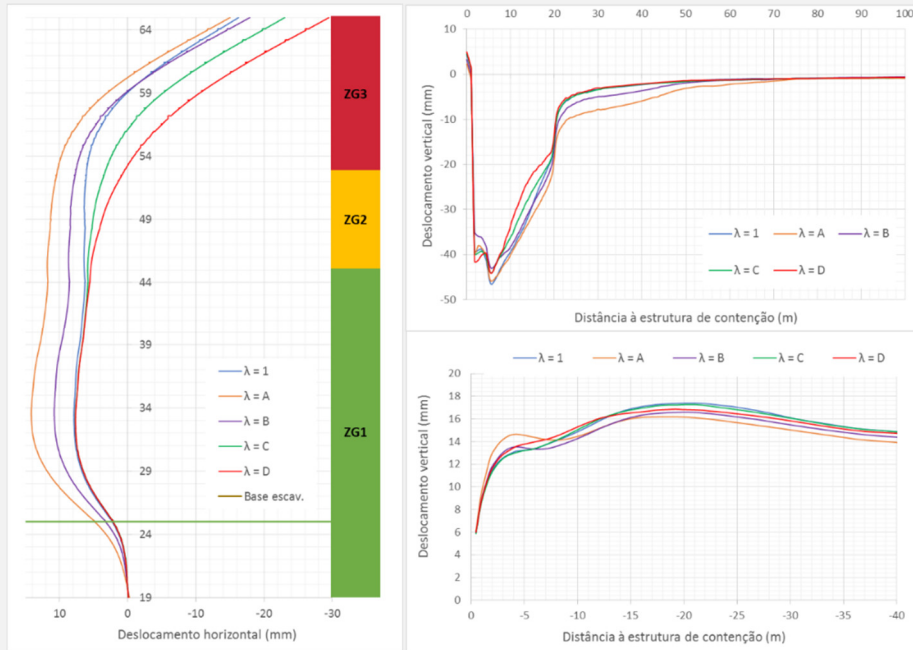


Figura 4.23 – Resposta do sistema em função do ângulo de atrito: esq.) Deslocamentos horizontais da parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

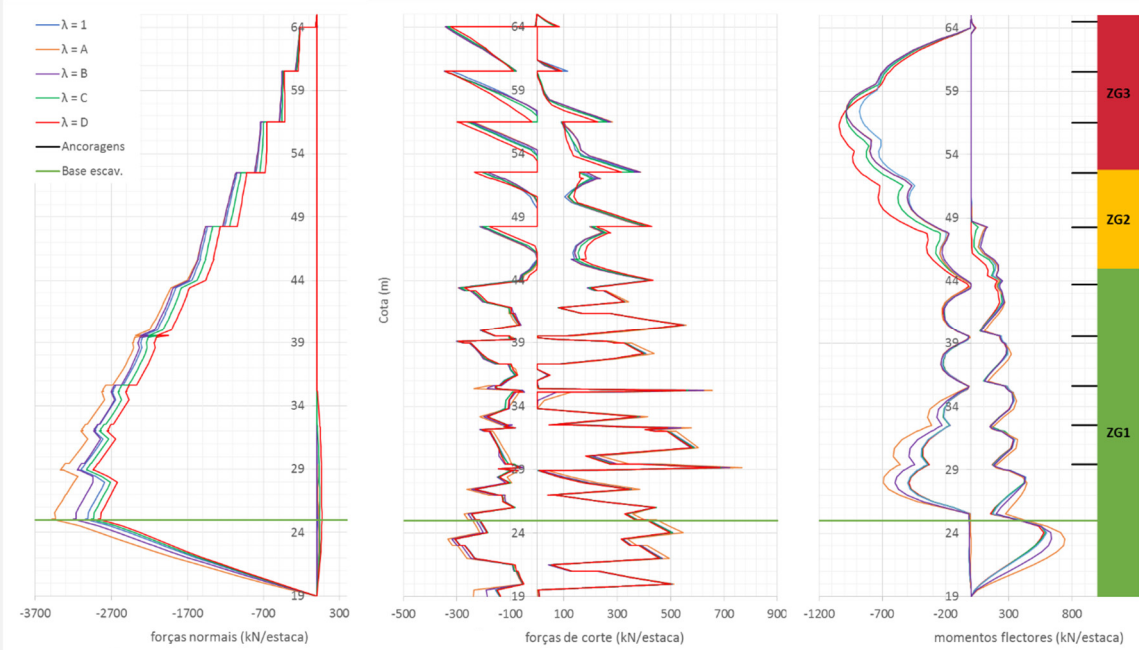


Figura 4.24 – Resposta das envolventes de força em função do ângulo de atrito

Na Figura 4.24 podemos verificar que as forças normais aumentam com a diminuição do valor médio do ângulo de forma praticamente constante ao longo da parede. Os momentos fletores na zona inferior são mais elevados no caso A enquanto que na zona superior são mais elevados no caso D. Na Figura 4.23 pode-se verificar uma elevada curvatura da parede na zona de transição de ZG2 para ZG3 o que explica o momento elevado no caso D.

Coesão aparente

O aumento da coesão aparente implica um aumento dos assentamentos no tardoz, um aumento pouco significativa da força de corte e uma diminuição dos restantes critérios. Nos deslocamentos da parede para a escavação, nos empolamentos na base e nos esforços normais a variação é pouco relevante. O coeficiente de correlação é razoável para as forças de corte, momentos fletores, assentamentos no tardoz e principalmente nos deslocamentos da parede no sentido no tardoz. Este último critério demonstra ser o mais sensível com uma variabilidade de resposta de 200% do valor do cenário base por cada unidade de λ .

Tabela 4.30 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da coesão aparente

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	10,2	9,0	7,1	9,4	-0,32	-0,5
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	50,0	26,5	7,8	0,1	-0,92	-33,3
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	17,3	16,9	17,1	17,0	-0,32	-0,2
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	17,3	39,3	47,2	51,6	0,80	22,9
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3214	2980	3106	3117	-0,05	-65
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	677	671	682	707	0,73	20
$ M_{max} (kN \cdot m /estaca)$	879	1046	1039	951	894	-0,71	-101

Na Figura 4.25 podemos visualizar que a maior influência nos deslocamentos dá-se para as cotas mais elevadas, tanto na parede como no terreno. À semelhança de outras análises verifica-se o aumento dos assentamentos superficiais com a diminuição dos deslocamentos da parede para o interior do terreno. As envolventes de esforços da Figura 4.26 mostram a pouca influência deste parâmetro nas forças normais e de corte e alguma influência nos momentos fletores. Recordamos que na solução inicial de HSSS-NPE o maior afastamento em relação aos dados de monitorização ocorria no topo da parede, o que torna interessante a variação deste parâmetro.

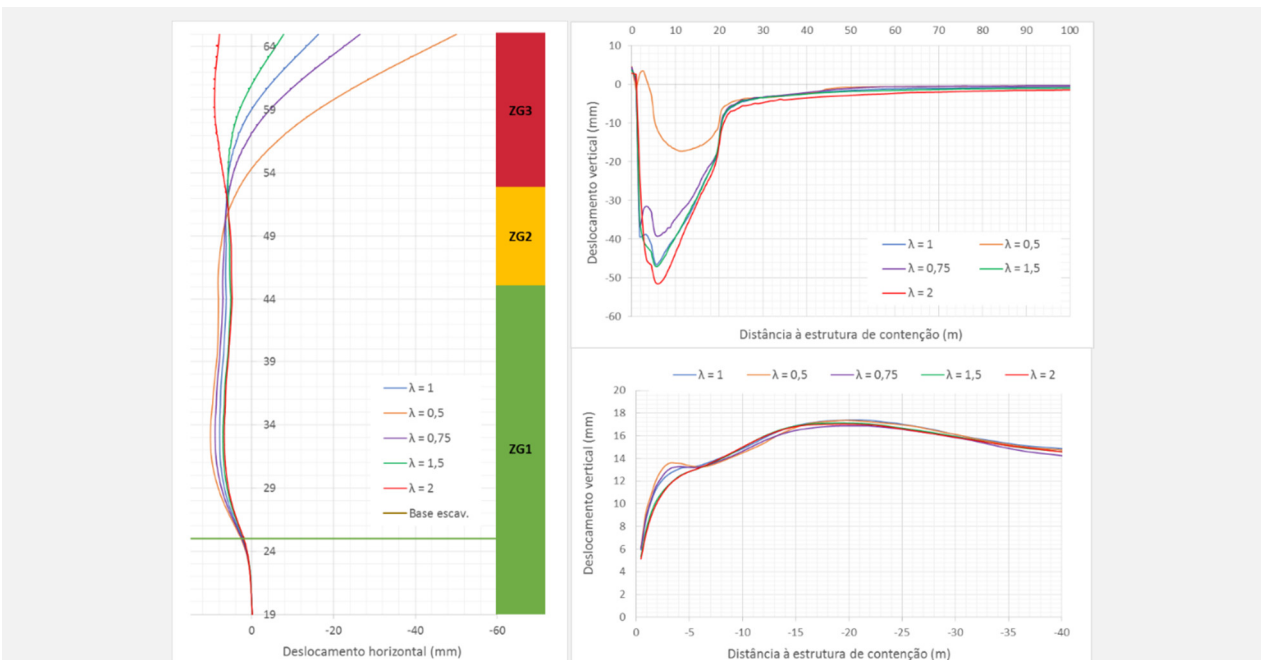


Figura 4.25 – Resposta do sistema em função da variação da coesão aparente: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

Conforme já vimos na retro-análise a coesão aparente de ZG3 foi aumentada de 0 para 5 kPa. Este aumento foi efetuado de modo a evitar a existência significativa de pontos de rotura, no entanto, também permite diminuir o deslocamento da parede no sentido do tardoz e é responsável, juntamente com o aumento dos módulos de deformabilidade, pelo aumento da rigidez de ZG3.

Optou-se por manter os valores da coesão aparente de ZG2 pois esta zona influencia pouco os critérios de resposta e de ZG1 uma vez que já é particularmente elevada.

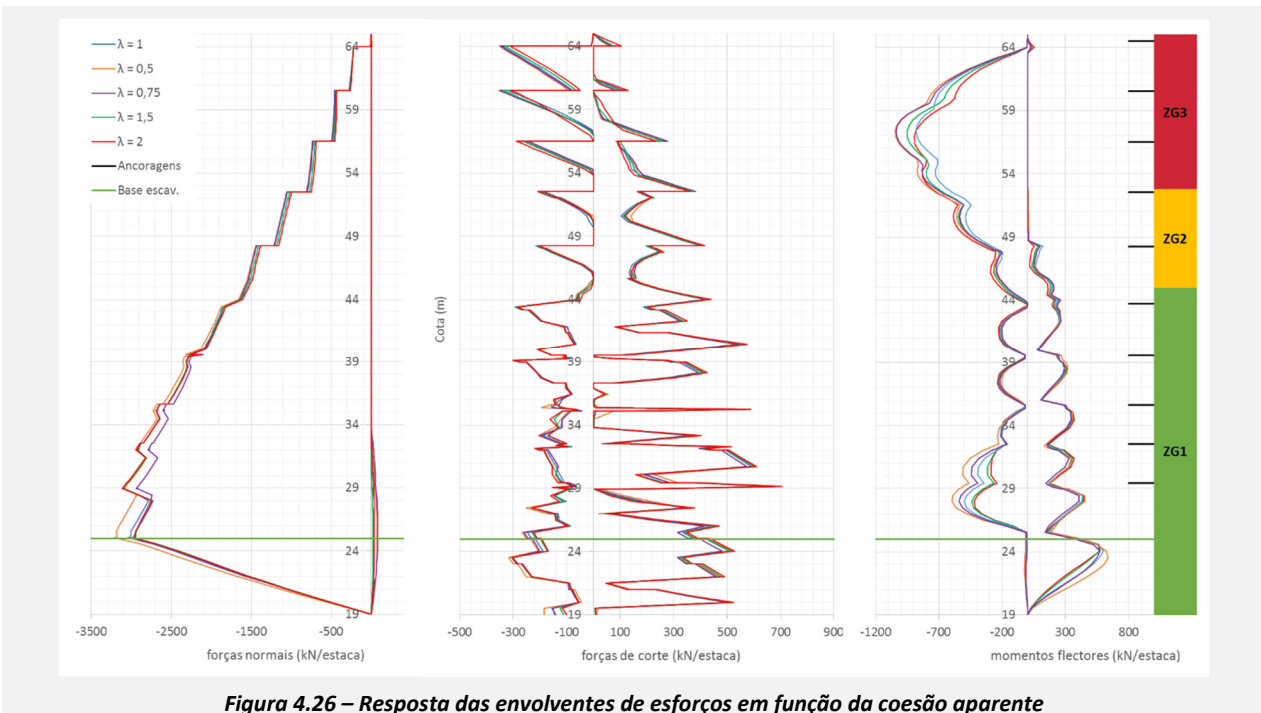


Figura 4.26 – Resposta das envolventes de esforços em função da coesão aparente

Ângulo de dilatância

No cenário base ψ_{ZG3} é igual a zero e nunca se considerou um valor diferente. Conforme se pode verificar na Tabela 4.31 os critérios de resposta que permitem avaliar o sistema são pouco sensíveis ao ângulo de dilatância. Na gama de análise o valor de $\Delta V/\Delta\lambda$ é sempre inferior a 15% do valor do critério no cenário base e para a maior parte dos critérios é inferior a 4%.

Tabela 4.31 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do ângulo de dilatância

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 1,25$	$\lambda = 1,5$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação} (mm)$	7,9	8,4	8,4	7,7	7,9	-0,86	-0,3
$u_{hmax,tardoz} (mm)$	16,3	21,1	18,5	20,3	18,1	-0,45	-2,0
$u_{vmax,base} (mm)$	17,4	17,5	17,2	18,0	16,6	-0,24	-0,6
$u_{vmax,tardoz} (mm)$	46,6	43,0	43,5	41,7	43,3	0,01	0,2
$ N_{max} (kN/estaca)$	3104	3017	3087	3065	3163	0,80	97
$ V_{max} (kN/estaca)$	699	633	674	701	724	0,98	61
$ M_{max} (kN\cdot m /estaca)$	879	984	952	930	875	-0,86	-72

Na Figura 4.27 podemos visualizar a pouca sensibilidade dos deslocamentos na gama de valores avaliada. As envolventes de esforços da Figura 4.28 mostram que os únicos critérios influenciados, ainda que pouco, são as forças normais junto da base da escavação e os momentos flectores nas zonas com maior valor negativo no topo e positivo perto da base da escavação.

Recorde-se que ZG3 não tem dilatância, ZG2 tem um valor de ψ igual a 6° no cenário base, mas na prática influencia pouco o sistema. Logo apenas a dilatância de ZG1 poderia influenciar de modo significativo as repostas. Uma vez que as deformações volumétricas em ZG1 são muito reduzidas, já era esperado a pouca influência deste parâmetro nas repostas avaliadas.

Devido à pouca influência nos critérios de análise, dentro das gamas de variabilidade analisadas, optou-se por não alterar este parâmetro na retro-análise.

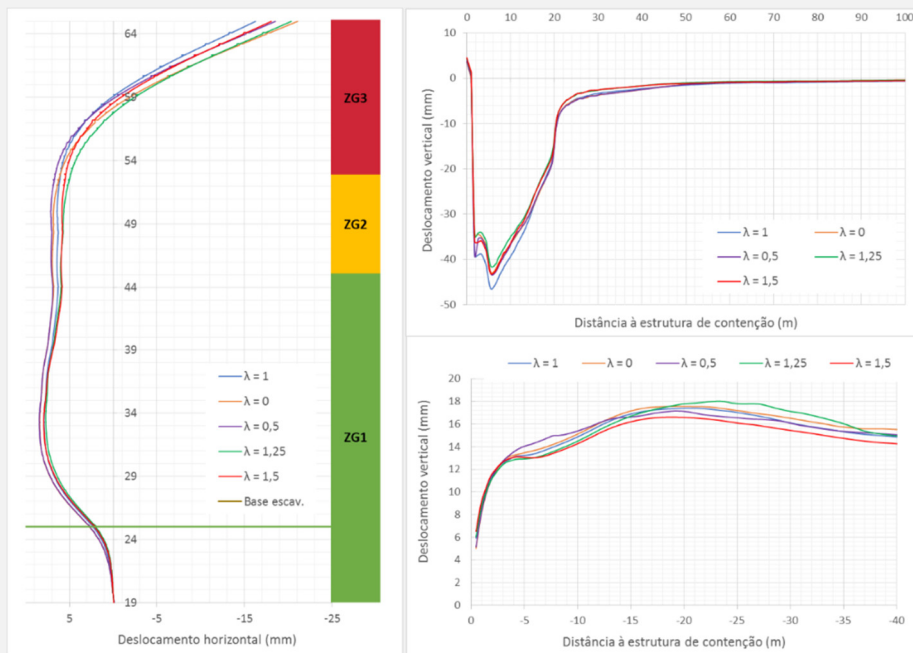


Figura 4.27 – Resposta do sistema em função da variação do ângulo de dilatância: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

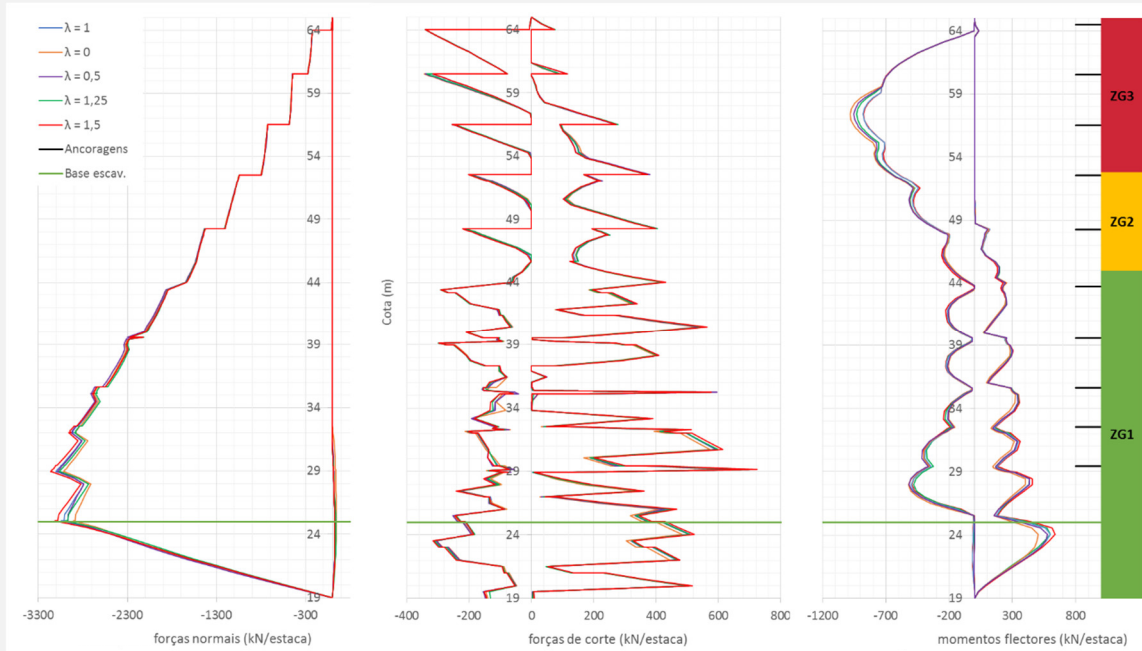


Figura 4.28 – Resposta das envolturas de esforços em função do ângulo de dilatância

Coeficiente de Poisson

Consultando a Tabela 4.32 verifica-se que o aumento deste parâmetro implica o aumento significativo do momento máximo e um aumento pouco significativo dos deslocamentos máximos da parede para o interior da escavação. Os coeficientes de correlação destes critérios de resposta são próximos de 1.

Nos restantes critérios assistimos à diminuição destes com o aumento do parâmetro em análise, de modo particularmente significativo nos deslocamentos na parede no topo da parede com uma variação de cerca de 300 % do valor do critério no cenário base por unidade de parâmetro de variação. Os deslocamentos verticais do terreno têm valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ na ordem de 60 % e de 40 % do valor no cenário base para os empolamentos na base e os assentamentos no tardoz, respetivamente.

Tabela 4.32 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do coeficiente de Poisson

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,20$	$\lambda = 1,30$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	7,3	7,5	7,9	8,2	0,97	1,2
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	57,0	17,1	21,4	19,7	-0,71	-46,6
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	21,7	19,6	15,2	12,8	-0,99	-11,2
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	17,2	43,6	5,2	3,3	-0,43	-17,3
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3092	3121	3035	3079	-0,56	-16
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	711	704	673	656	-0,92	-68
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	780	842	996	1018	0,97	297

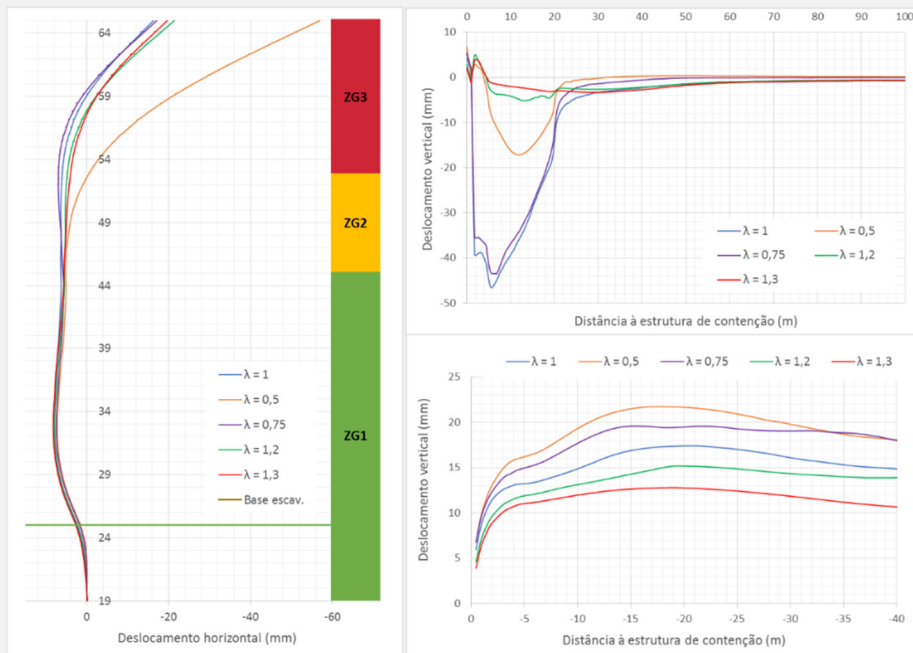


Figura 4.29 – Resposta do sistema em função da variação do coeficiente de Poisson: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

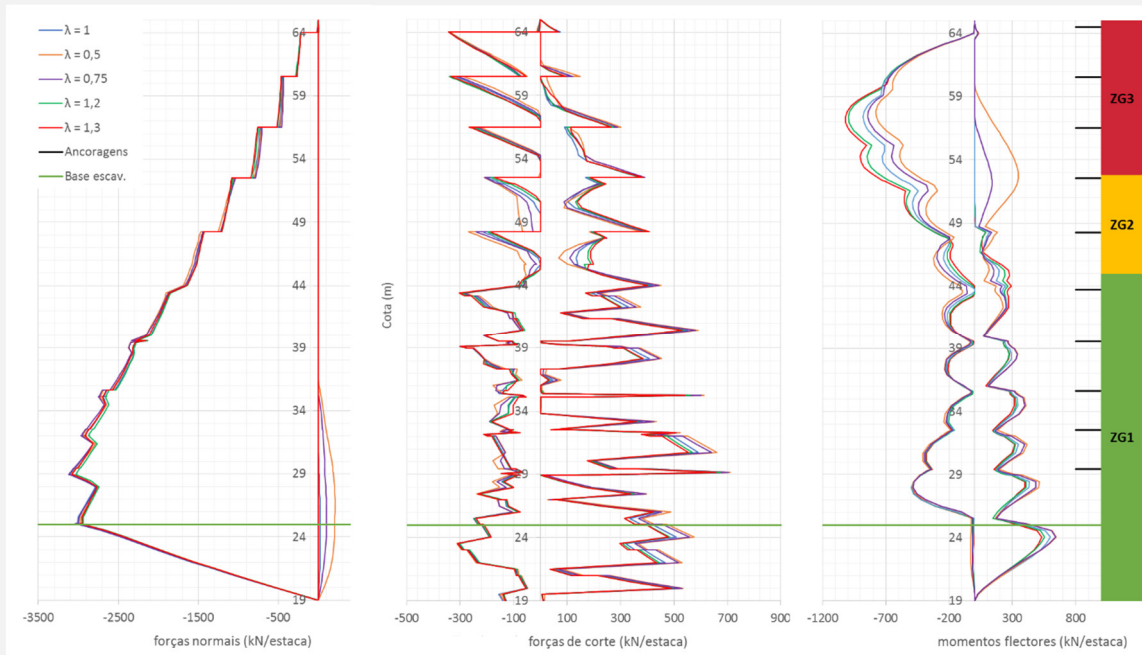


Figura 4.30 – Resposta das envolturas de esforços em função do coeficiente de Poisson

Na Figura 4.29 podemos visualizar o comportamento da parede. Destaca-se de modo visível o afastamento extremamente significativo dos resultados da simulação com λ igual a 0,5 e apenas nas cotas superiores. Nos assentamentos

no tardoaz assiste-se um comportamento não monótono e na base da escavação o comportamento é monótono, aumentando o valor da resposta com a diminuição do coeficiente.

As envolventes de esforços da Figura 4.30 mostram a pouca influência deste parâmetro nas forças normais e nas forças de corte e uma influência razoável nos momentos flectores no topo. Note-se no pico de momentos flectores positivos no topo da parede obtido na simulação com λ igual a 0,5 coincidente com a deformada da parede de contenção. Devido à não linearidade de resposta nos critérios optou-se por não alterar este parâmetro na retro-análise.

4.4.1.3. Outros parâmetros

Deformação distorcional a 70 % de G_0

Os resultados da análise de sensibilidade a este parâmetro estão na Tabela 4.33. A variação de $\gamma_{0,7}$ implicou uma alteração em sentido contrário dos critérios de resposta em análise. Com a excepção dos assentamentos no terreno no tardoaz, os restantes critérios têm o coeficiente de correlação linear superior a 80% e na maior parte dos casos próximo de 1, o que mostra alguma previsibilidade na resposta do sistema.

Os assentamentos no tardoaz mostraram-se pouco sensíveis à variação de $\gamma_{0,7}$ enquanto, no outro extremo, o valor de $\Delta V/\Delta\lambda$ do deslocamento horizontal da parede à cota +65,00 é superior a 70 % do valor no cenário base. Em relação aos esforços é visível a maior influência nos momentos flectores máximos com um valor de $\Delta V/\Delta\lambda$ igual a 30 % do momento máximo no cenário base e menor nas forças normais em que $\Delta V/\Delta\lambda$ baixa para cerca 5 %, com um comportamento intermédio das forças de corte.

Tabela 4.33 – Valores obtidos na análise de sensibilidade da deformação distorcional a 70% de G_0

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,5$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta\lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	10,2	9,0	7,1	7,6	-0,83	-1,7
$u_{hmax,tardoaz}$ (mm)	16,3	21,3	18,3	14,2	3,6	-0,96	-11,8
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	20,0	19,6	16,1	14,8	-0,97	-3,4
$u_{vmax,tardoaz}$ (mm)	46,6	45,0	46,3	41,6	45,1	-0,38	0,1
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3187	3109	2986	2960	-0,97	-152
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	741	725	650	621	-1,00	-80
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	1082	1044	855	714	-0,96	-245

Na Figura 4.31 podemos analisar as curvas de influência e verificar o aumento da rigidez do sistema com o aumento deste parâmetro, aspecto particularmente notável no caso λ igual a 2. Os assentamentos no tardoaz, conforme já foi referido, são a excepção a este comportamento.

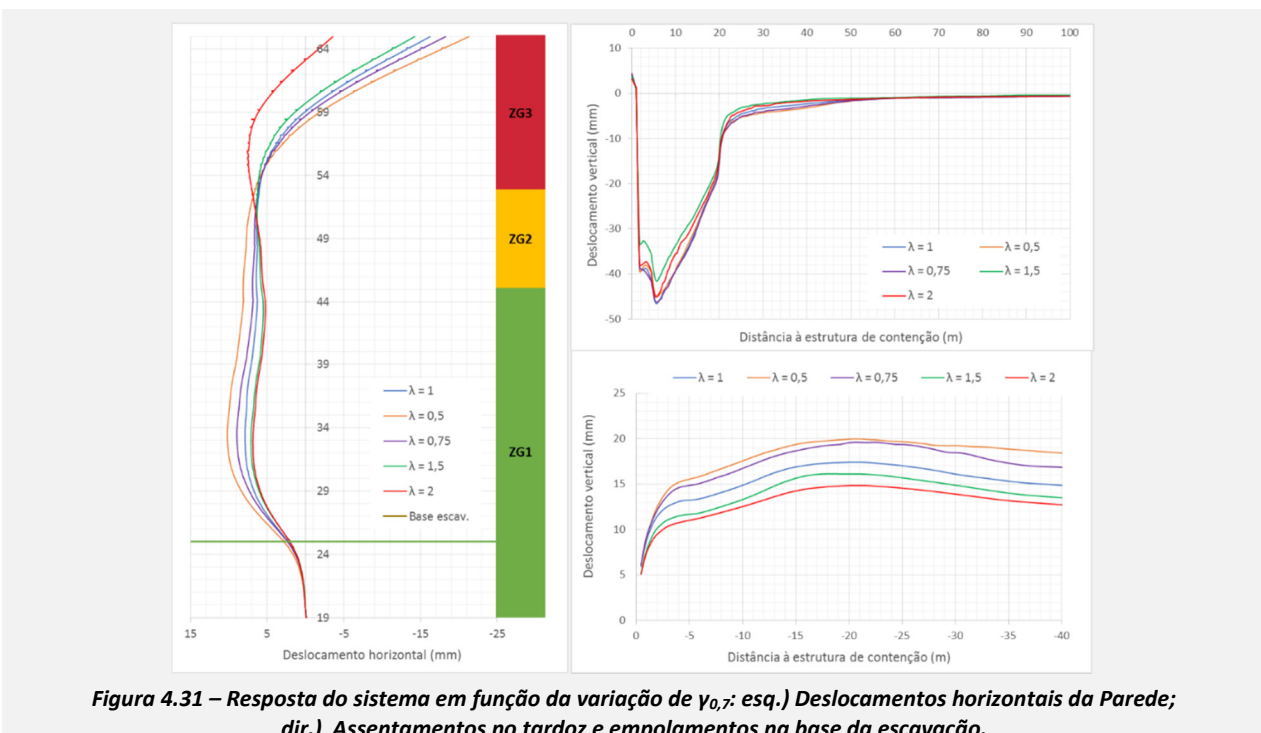


Figura 4.31 – Resposta do sistema em função da variação de $\gamma_{0,7}$: esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoaz e empolamentos na base da escavação.

As envolventes de esforços da Figura 4.32 mostram uma influência razoável, principalmente nos momentos flectores. Recorde-se que quanto maior o valor de $\gamma_{0,7}$ maior a gama de deformações com valores de G elevados, mais concretamente com G superior a 70% de G_0 . Este facto explica que dum modo geral o aumento deste parâmetro implique o aumento da rigidez do sistema. Por uma questão de simplicidade procedimental optou-se por não alterar este parâmetro na retro-análise.

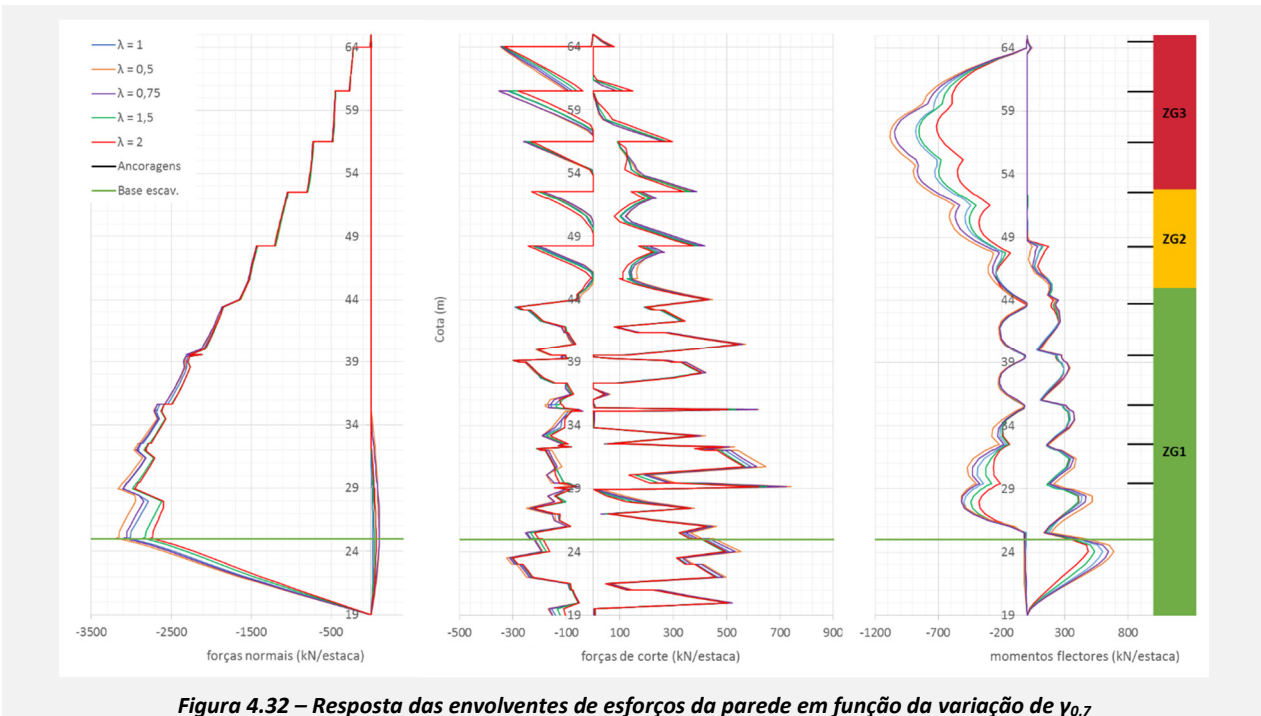


Figura 4.32 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação de $\gamma_{0,7}$

Parâmetro R_f

Conforme se pode verificar na Tabela 4.36 a variação deste parâmetro tem um efeito razoavelmente significativo na variação dos valores dos deslocamentos da parede no sentido do tardoz e dos assentamentos para o tardoz, com valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ respetivamente iguais a 150 % e 40 % do valor no cenário base.

Também nota-se uma influência mediana nas forças de corte e nos momentos flectores, com valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ respetivamente iguais a 25 % e 15 % do valor no cenário base. No entanto, a reduzida gama de variação de R_f implica que os critérios de avaliação, em valor absoluto, variem muito pouco. Notamos uma correlação linear com os deslocamentos da parede e uma aproximação razoável nas forças de corte e nos momentos flectores. Recorde-se que o valor padrão do software PLAXIS© é constante e igual a 0,9.

Tabela 4.34 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro R_f

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,8$	$\lambda = 0,9$	$\lambda = 1,1$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	7,1	7,2	8,3	0,97	4,0
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	23,0	21,0	15,8	-0,96	-23,9
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	17,2	17,5	17,7	0,85	1,7
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	39,7	42,2	45,3	0,88	18,7
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3111	3119	3110	-0,40	-4,4
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	706	695	682	-0,88	-78,8
$ M_{max} $ (kN·m/estaca)	879	964	907	902	-0,77	-208,7

Na Figura 4.33 assiste-se ao endurecimento do sistema com a diminuição do parâmetro em ZG1 e o efeito contrário em ZG3. Nas envolventes de esforços da Figura 4.34 mostra-se que na prática a influência do parâmetro é reduzida devido à estrita gama de variação sujeita a análise.

Devido à pouca influência nos critérios, quando se considera a gama de variabilidade de R_f , optou-se por não alterar este parâmetro na retro-análise.

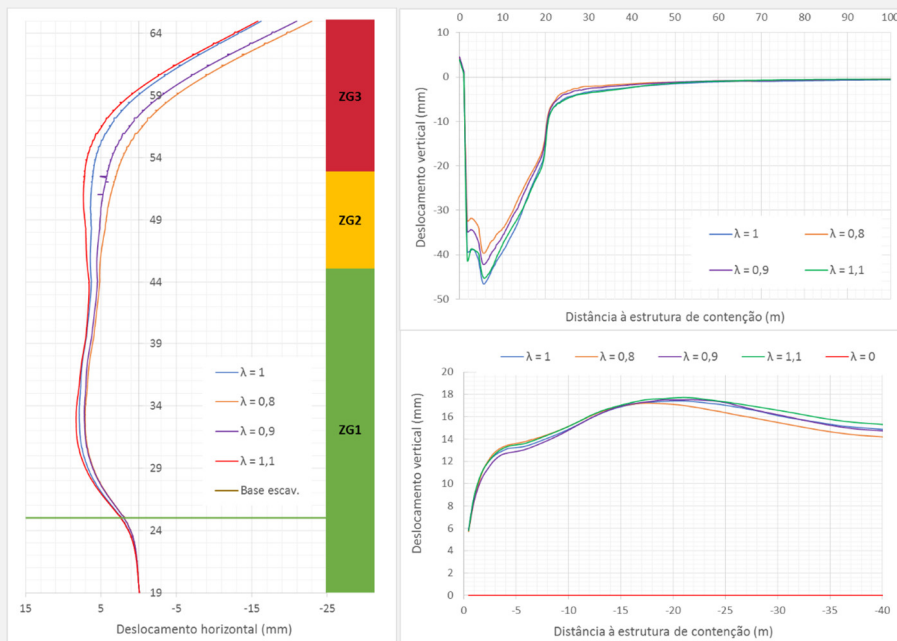


Figura 4.33 – Resposta do sistema em função da variação do parâmetro R_f ; esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolmentos na base da escavação.

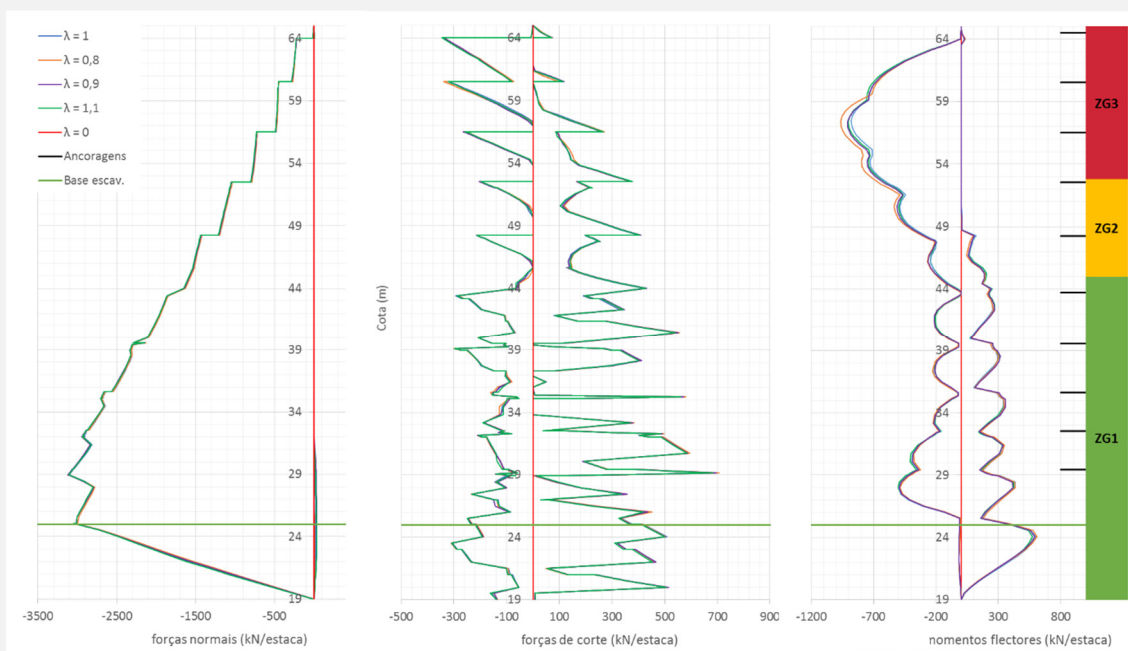


Figura 4.34 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação do parâmetro R_f

Coefficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados

Os valores dos módulos de deformabilidade utilizados não permitiam uma variação abrangente de $\lambda_{KO,NC}$. Neste sentido fomos obrigados a fazer uma alteração ao cenário base. Este facto justifica os valores diferentes para os critérios de resposta no caso com λ igual a 1.

Na Tabela 4.35 podemos verificar que os deslocamentos na zona superior são extremamente sensíveis ao valor deste parâmetro. Os movimentos da parede aumentam com o aumento do parâmetro e nos movimentos do terreno assiste-se ao efeito contrário. Os deslocamentos nas cotas inferiores mostram-se pouco sensíveis a este parâmetro. Os deslocamentos reduzidos nos assentamentos do tardoz devem-se ao maior efeito de confinção que a estacas produzem neste local.

Conforme seria espectável os esforços da parede são muito sensíveis à variação do parâmetro e aumentam com o aumento deste. Um maior valor de K_0 implica impulsos horizontais maiores e o correspondente aumento do carregamento da contenção. Os momentos flectores mostraram-se os esforços mais sensíveis.

Tabela 4.35 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro K_0

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,85$	$\lambda = 1,1$	$\lambda = 1,2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	6,8	8,2	7,0	0,28	0,7
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	15,3	14,1	28,4	31,0	0,92	48,4
$u_{vmax,base}$ (mm)	18,8	21,1	15,6	21,1	-0,22	0,1
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	51,3	51,5	5,6	7,6	-0,86	-125,5
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	2914	3396	3029	0,45	328,2
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	648	651	657	-0,02	26,1
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	908	840	1038	970	0,82	371,6

Na Figura 4.35 podemos analisar as curvas de influência e verificar que aparentemente assiste-se a um endurecimento do sistema com a diminuição do parâmetro, principalmente nos deslocamentos da parede.

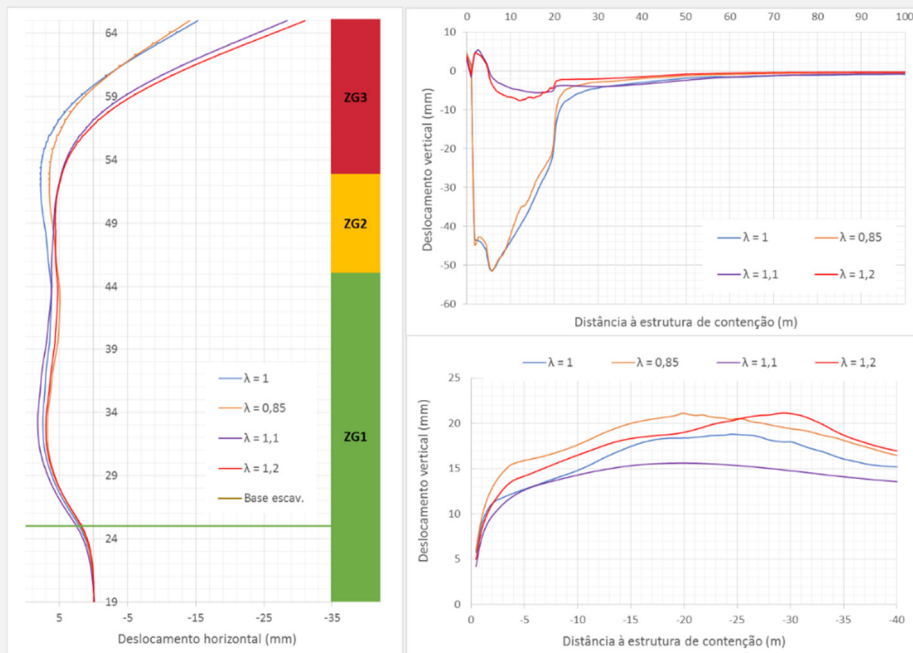


Figura 4.35 – Resposta do sistema em função da variação do parâmetro K_0 : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

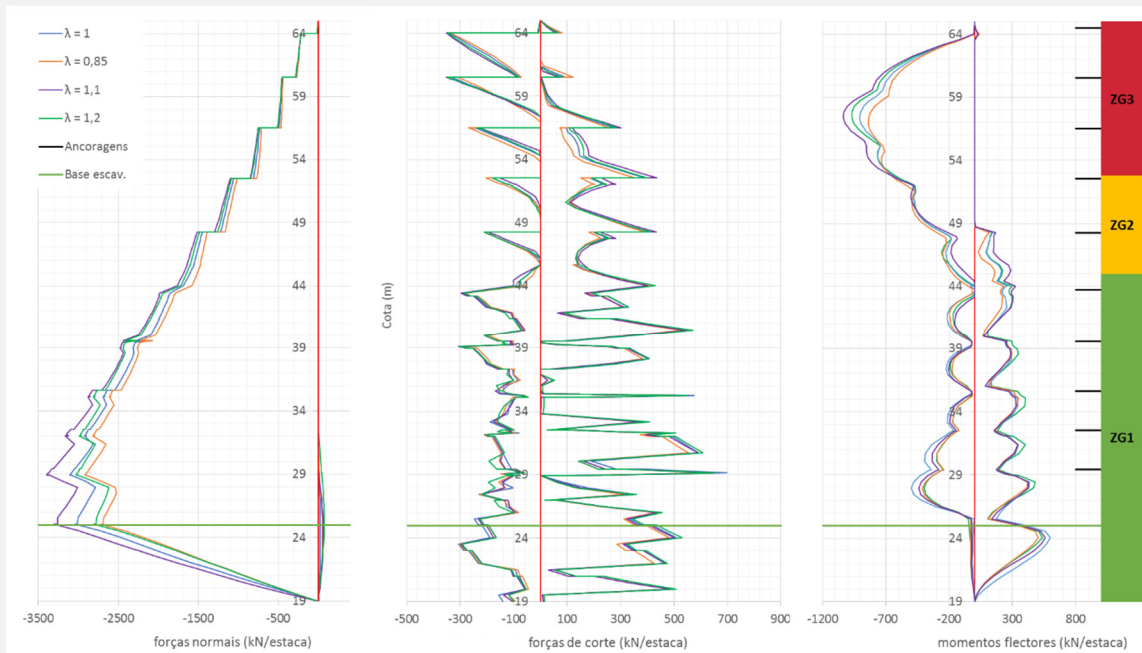


Figura 4.36 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação do parâmetro K_0

Na Figura 4.36 podemos verificar a maior sensibilidade das forças normais e dos momentos flectores. É possível verificar que pequenos aumentos de K_0 implicam uma mudança visível nestes esforços (variação máximo é igual a 35% do valor do cenário base).

Coeficiente de redução na interface

O coeficiente de redução da interface não é um verdadeiro parâmetro do modelo HSSS, nem pode ser considerado um parâmetro do solo, no entanto, no âmbito vai-se considerar a avaliação da influência de R_{inter} . A análise de sensibilidade a este parâmetro mostra uma influência reduzida nos deslocamentos e nas forças de corte, em contraste com uma influência razoável nas forças normais e principalmente nos momentos flectores, conforme se pode verificar na Tabela 4.36.

Verifica-se que com o aumento do valor do parâmetro assiste-se a um aumento das forças máximas na parede, o que já era esperado pois no caso limite de R_{inter} ser igual a 1 tem-se o caso duma interface rígida em que todos os impulsos do terreno são transmitidos à contenção, não ocorrendo escorregamento do solo na interface. Esta maior transmissão de impulsos sobrecarrega a parede com esforços, no entanto, não se nota um efeito muito significativo ao nível das deformações da parede.

Tabela 4.36 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do parâmetro R_{inter}

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$R_{inter} = 1$	$\sim \rho$	$\sim \Delta V / \Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	8,4	8,1	7,8	-0,96	-0,8
$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	16,3	18,0	19,5	18,4	-0,18	0,4
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	17,3	17,1	18,8	0,81	1,9
$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	46,6	45,6	44,3	44,4	-0,17	-1,5
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	2914	3396	3029	0,01	143,6
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	648	651	657	0,37	11,4
$ M_{max} $ (kN·m /estaca)	879	840	1038	970	0,34	162,6

Na Figura 4.37 podemos verificar a influência quase nula deste parâmetro nos deslocamentos, com excepção dos empolamentos na base às distâncias entre 15 e 35 metros da contenção, em que a diferença máxima atinge valores de cerca de 2 mm. Este valor corresponde a cerca de 10 % do empolamento máximo. Nas envolventes de esforços da Figura 4.38 mostram a influência nas forças normais e momentos flectores referida anteriormente.

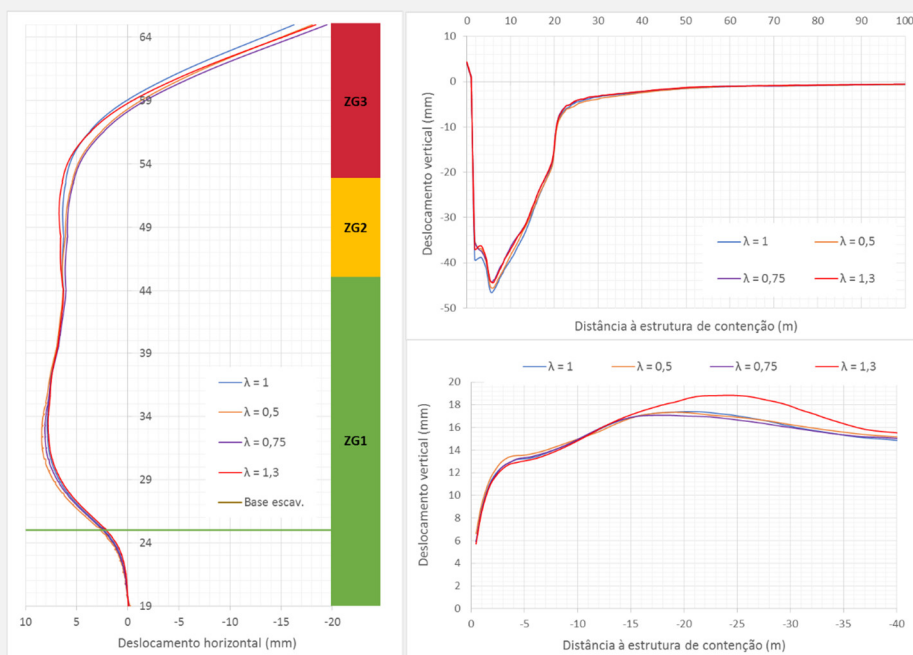


Figura 4.37 – Resposta do sistema em função da variação do parâmetro R_{inter} : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardoz e empolamentos na base da escavação.

Na Retro-análise mantém-se os valores de R_{inter} . A conclusão de que a consideração duma interface rígida influencia pouco os deslocamentos calculados e maximiza as envolventes de esforços leva-nos a concluir que a verificação de segurança poderia ter sido efetuada considerando uma interface rígida.

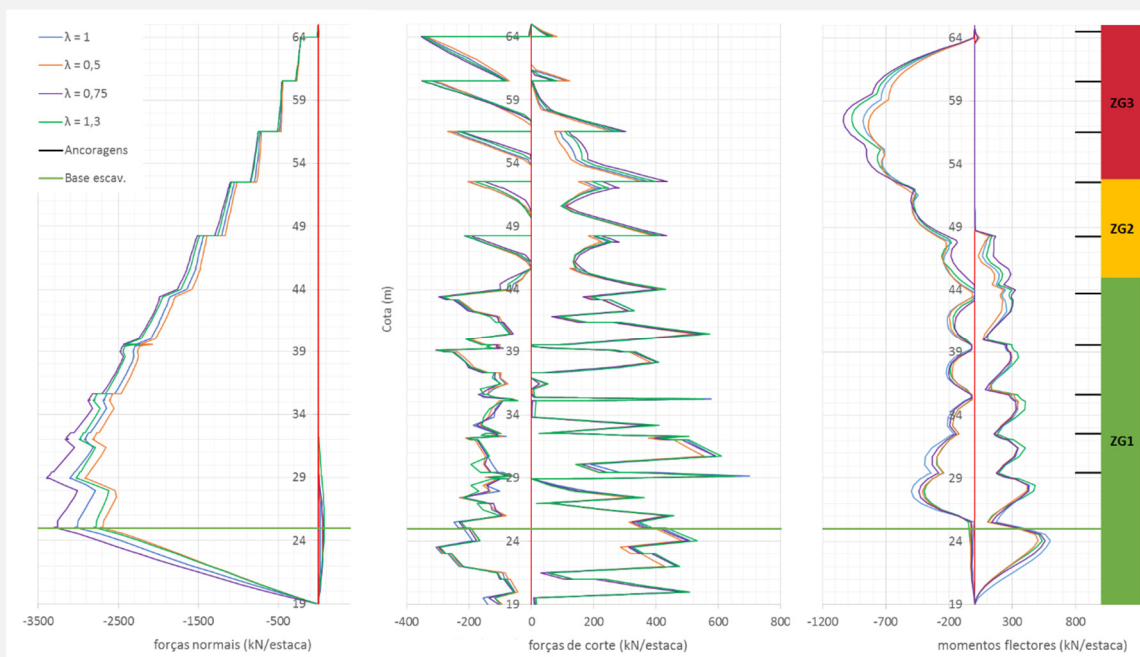


Figura 4.38 – Resposta das envolventes de esforços da parede em função da variação do parâmetro R_{inter}

Para facilitar o processo de cálculo numérico para situações sísmicas baseámo-nos nesta conclusões para considerar uma interface rígida entre a cortina e os solos, pois deste a diminuição da complexidade de cálculo é significativa. Para a avaliação da solução alternativa sujeita a ações estáticas e para a análise da zona do corte AB5 mantiveram-se as interfaces com os valores do cenário base.

4.4.1.4. Análise global

Na Tabela 4.37 apresentamos os valores de $\Delta V/\Delta \lambda$ para todos os pares (parâmetros; critérios de resposta) analisados, que agrupam as conclusões apresentadas e permitem uma análise comparativa mais abrangente. Assumimos um critério, necessariamente arbitrário, de que uma resposta é sensível se $\Delta V/\Delta \lambda$ variar mais de 30% do seu valor no cenário base.

Tabela 4.37 - Comparação da influência dos parâmetros do modelo HSSS na resposta do sistema. Com fundo a preto destacamos as avaliações mais sensíveis com coeficiente de correlação negativo, com fundo a azul destacamos as avaliações mais sensíveis com coeficiente de correlação positivo. $\Delta = \Delta V/\Delta \lambda$

	$u_{hmax,escavação}$ (mm)	$u_{hmax,tardoz}$ (mm)	$u_{vmax,base}$ (mm)	$u_{vmax,tardoz}$ (mm)	$ N _{max}$ (kN/estaca)	$ V _{max}$ (kN/estaca)	$ M _{max}$ (kN·m/est.)
A	-8,8	-32,7	-22,8	-42,9	-351	-229	-685
R_{ZG1}	-8,1	1,3	-21,4	-0,7	-221	-237	27
R_{ZG2}	-0,5	-1,3	0,7	-2,4	-10,6	16,6	39,9
R_{ZG3}	-0,6	-31,8	0,0	-32,0	-16	-7	-611
E_{50}	-2,8	5,7	5,6	-5,9	-74,0	-155	-30
E_{oed}	3,0	57,3	-2,8	90,9	-93,0	33,0	-518
E_{ur}	3,1	13,2	-6,0	-37,0	414	-24	90
G_0	-5,8	1,0	-11,2	-35,0	-324	-174	-231
m	1,9	3,1	-5,7	-7,7	502	20	187
c	-0,5	-33,3	-0,2	22,9	-65	20	-101
ψ	-0,3	-2,0	-0,6	0,2	97	61	-72
v	1,2	-46,6	-11,2	-17,3	-16	-68	297
$\gamma_{0,7}$	-1,7	-11,8	-3,4	0,1	-152	-80	-245
R_f	4,0	-23,9	1,7	18,7	-4,4	-78,8	-209
K_0^{NC}	0,7	48,4	0,1	-126	328	26,1	372
R_{inter}	-0,8	0,4	1,9	-1,5	144	11,4	163

Note-se que as conclusões apresentadas são válidas para o caso de estudo e que extrapolações devem ser efectuadas com muito cuidado e sentido crítico. A análise da Tabela 4.37 permite tirar as seguintes conclusões:

Ao nível da análise dos critérios de reposta:

- A minimização dos deslocamentos máximos da parede para o interior da escavação dá-se com o aumento da rigidez de ZG1, de E_{50} e de G_0 ou com a diminuição de E_{oed} , de E_{ur} ou de R_f ;
- A minimização dos deslocamentos máximos da parede para o tardoz dá-se com o aumento da rigidez de ZG3, de E_{oed} , de c , de v , de $\gamma_{0,7}$ e de R_f ou com a diminuição de K_0^{NC} ;
- A minimização dos empolamentos na base dá-se com o aumento da rigidez de ZG1, G_0 , E_{ur} , m ou de v ;
- A minimização assentamentos no tardoz acontece com o aumento da rigidez de ZG3, de E_{ur} , de v e de G_0 ou de K_0^{NC} ou com a diminuição de E_{oed} , de c ou de R_f ;
- O esforço normal máximo em valor absoluto é pouco sensível à variação aos parâmetros geotécnicos, nas gamas de valores avaliadas;
- A minimização do valor absoluto máximo do esforço de corte da estaca é conseguida com o aumento da rigidez de ZG1 ou do valor de E_{50} ;
- A minimização do valor absoluto máximo do momento flector da estaca é conseguida com o aumento da rigidez de ZG3, de E_{oed} ou com a diminuição de K_0^{NC} ou de v .

Ao nível da análise dos parâmetros geotécnicos:

- O aumento da rigidez de ZG1 implica uma diminuição de $u_{hmax,escavação}$, e de $u_{vmax,base}$;
- O aumento da rigidez de ZG3 implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$, de $u_{vmax,tardoz}$, e de $|M|_{max}$;
- O aumento de E_{50} e de E_{oed} implica uma diminuição de $u_{hmax,escavação}$, e de $|V|_{max}$;
- O aumento de E_{oed} implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$, $|M|_{max}$ e o aumento de $u_{hmax,escavação}$ e $u_{vmax,tardoz}$;
- O aumento de E_{ur} implica uma diminuição de $u_{vmax,tardoz}$, $u_{vmax,base}$ e o aumento de $u_{hmax,escavação}$ e $u_{hmax,tardoz}$;
- O aumento de G_0 implica uma diminuição de $u_{hmax,escavação}$, de $u_{vmax,base}$, e de $u_{hmax,tardoz}$;
- O aumento de m implica uma diminuição de $u_{vmax,base}$;
- O aumento de c implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$ e um aumento de $u_{vmax,tardoz}$;
- O aumento de v implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$, de $u_{vmax,tardoz}$ e de $u_{vmax,base}$;
- O aumento de $\gamma_{0,7}$ implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$;
- O aumento de R_f implica uma diminuição de $u_{hmax,tardoz}$ e um aumento de $u_{hmax,escavação}$ e de $u_{vmax,tardoz}$;
- O aumento de K_0^{NC} implica uma diminuição de $u_{vmax,tardoz}$ e um aumento de $u_{hmax,tardoz}$ e de $|M|_{max}$;
- Os parâmetros m , ψ e R_{inter} influenciam pouco o valor máximo dos critérios de resposta.

Dos pares $(\lambda ; \Delta V/\Delta \lambda)$ considerados sensíveis apenas a reposta dos assentamentos máximos no tardoz em função da $\lambda_{E50,Eoed}$ e em função de v têm coeficientes de correlação reduzidos e iguais a 0,31 e -0,43 respetivamente. A resposta dos deslocamentos máximos da parede para o tardoz em função de λ_v tem um coeficiente mediano com o valor de -0,71. O resto das relações considerada sensíveis têm ρ superiores a 0,8 e muitos têm valores superiores a 0,95 e demonstram uma clara tendência de resposta linear à variação de λ .

4.5. Resultados da simulação para situações estáticas

4.5.1. Deformações

Os campos de deformações estão representados na Figura 4.39, onde se pode verificar que numa zona muito restrita junto ao topo da estaca em ZG3 as deformações atingem valores muito superiores aos do resto do sistema. Na Tabela 4.38 podemos analisar as deformações máximas em cada zona no final da escavação. As deformações distorcionais e volumétricas em ZG3 atingem valores máximos de cerca de 10 % e 3,5 % respetivamente. Apesar dos campos de tensão serem muito mais brandos em ZG3, a reduzida rigidez destes solos implica que nesta camada ocorram deformações muito elevadas. Conforme esperado qualquer valor referentes aos campos de deformações das estacas é muito reduzido quando comparado com as zonas geotécnicas.

Na Figura 4.40 podemos verificar que os campos de deformações de cada zona são muito sensíveis quando a frente de escavação incide nessa zona, consegue assistir a um aumento muito significativo da deformação distorcional e das deformações máximas em x e y em ZG1 na última etapa de escavação. Como veremos este aumento deve-se aos deslocamentos da zona inferior da parede que são particularmente elevados nesta etapa.

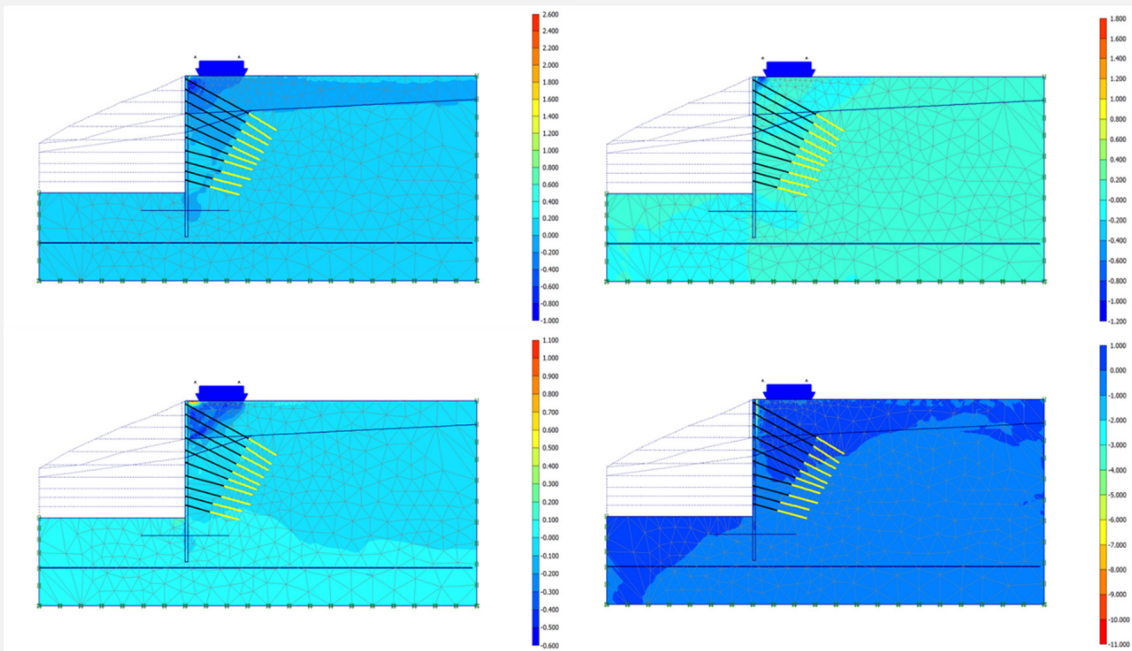


Figura 4.39 – Campos de deformações: superior à esq.) Deformações volumétricas; superior à dir.) Deformações em x; inferior à esq.) Deformações em y; inferior à dir.) Deformações distorcionais

Tabela 4.38 – Deformações máximas em cada zona geotécnica (%)

Zona	$\epsilon_{x,min}$ (%)	$\epsilon_{x,max}$ (%)	$\epsilon_{y,min}$ (%)	$\epsilon_{y,max}$ (%)	$\epsilon_{v,min}$ (%)	$\epsilon_{v,max}$ (%)	$ \gamma $ (%)
ZG1	-0,386	0,400	-0,094	0,430	-0,139	0,420	1,132
ZG2	-0,037	0,514	-0,272	0,022	-0,137	0,510	3,561
ZG3	-1,117	0,876	-0,665	0,990	-0,967	1,623	10,09
Estacas	-0,014	0,004	-0,018	0,020	-0,017	0,017	0,019



Figura 4.40 – Evolução das deformações máximas em cada zona do sistema: superior esq.) ZG1; superior dir.) ZG2; inferior esq.) ZG3; inferior dir.) Estacas

Em ZG2 destacamos um pico nas deformações volumétricas negativas em x na escavação do quarto nível, que re-
corde-se, encontra-se entre as cotas +52,00 e +48,00, que coincide com a localização de ZG2. As restantes deforma-
ções em ZG2 têm um andamento pouco variável. Em ZG3, as deformações variam muito na execução dos três pri-
meiros níveis, atingindo valores particamente constantes a partir do quarto nível. A partir deste nível os desloca-
mento no topo da estaca também são muito reduzidos, conforme iremos analisar de seguida. Na zona da estaca
assiste-se a uma tendência de aumento das deformações e um efeito oscilatório nas primeiras etapas onde o anda-
mento vária em função da etapa ser de escavação ou de tensionamento de ancoragens.

4.5.2. Deslocamentos

As configurações dos campos de deslocamentos totais, horizontais e verticais estão representadas Figura 4.41. Po-
demos constatar que os deslocamentos significativos acompanham o deslocamento da parede, os empolamentos na
base da escavação e os assentamentos no tardo da escavação. Os deslocamentos horizontais apenas são significa-
tivos no tardo da parede, enquanto que os deslocamentos verticais já são significativos em toda a base da escavação
e principalmente no tardo da parede num desenvolvimento de poucas dezenas de metros.

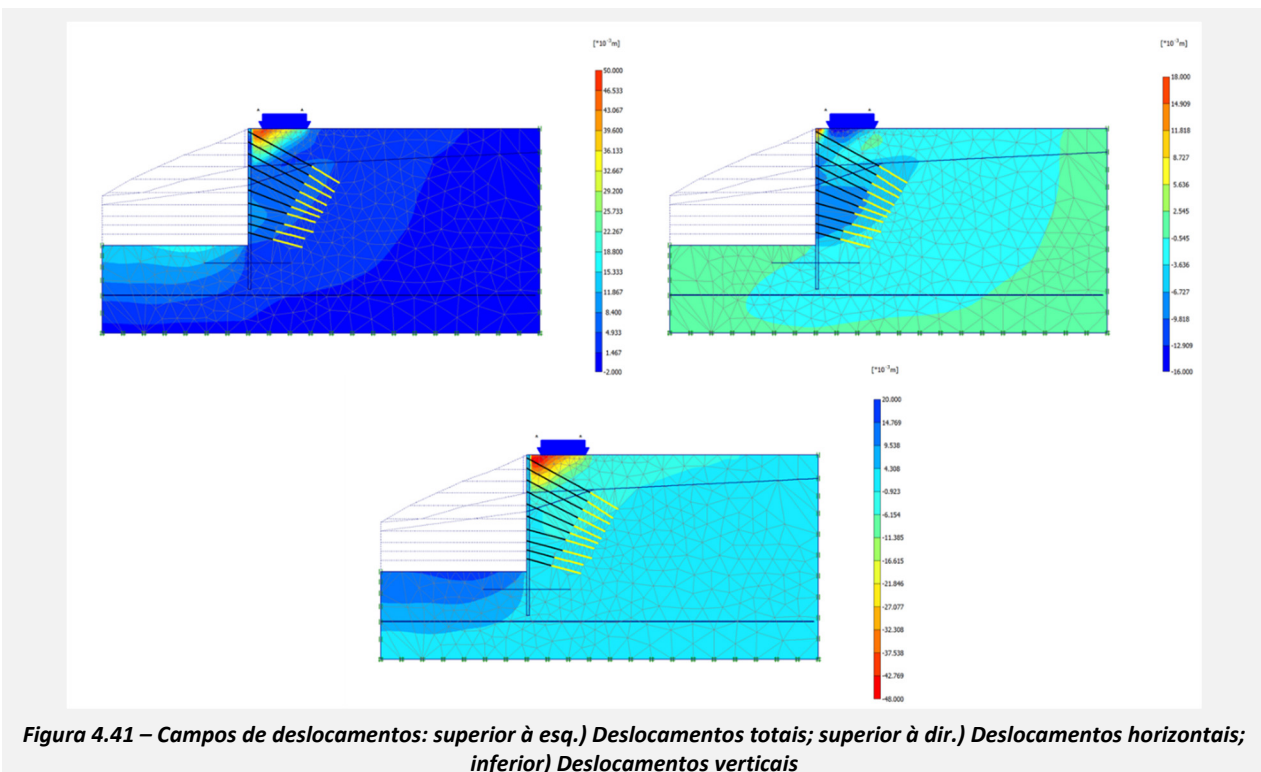


Figura 4.41 – Campos de deslocamentos: superior à esq.) Deslocamentos totais; superior à dir.) Deslocamentos horizontais; inferior) Deslocamentos verticais

A evolução dos deslocamentos horizontais ao longo de processo de execução está representado na Figura 4.42 que mostra os deslocamentos após a escavação de cada nível. Os deslocamentos no topo da estaca dão-se numa fase inicial da escavação e aquando da conclusão do terceiro nível alteram-se pouco. Por outro lado os deslocamentos para cotas inferiores só começam a ser significativos quando se dá a descompressão de terras que permite a deformação da cortina de modo mais fácil.

É interessante a elevada contribuição do 10º nível para os deslocamentos para o interior da escavação, onde pode-se verificar que mais de metade do deslocamento máximo da fase final dá-se na escavação desse nível.

Na Tabela 4.39 e na Figura 4.43 apresentamos os deslocamentos máximos em cada fase de execução, é importante salientar que os deslocamentos máximos no sentido do tardo não ocorrem no final da escavação (-17,0 mm), mas sim após a escavação do 6º nível (-20,3 mm). Quando se analisar a estrutura para verificação dos danos nos edifícios vizinhos, vai-se considerar a fase final, uma vez que as fases intermédias já foram executadas.

Na Figura 4.44 mostram-se as formas das deformadas da parede após o tensionamento das ancoragens e a escavação do respetivo nível. O deslocamento da parede nas primeiras etapas é particularmente intenso, no sentido do tardo quando se tensiona as ancoragens e no sentido da escavação quando se retira o solo. Nas etapas finais nota-se o mesmo comportamento nas zonas inferiores da parede. Nas etapas intermédias o movimento da parede associado a cada etapa de escavação é mínimo.

A análise da evolução dos empolamentos na base da escavação segue um andamento esperado conforme se pode analisar na Figura 4.45 e na Tabela 4.40. Com a exceção dos primeiros níveis que pouco influenciam a cota da base, dá-se um aumento progressivo dos empolamentos com a realização de cada nível, atingindo-se o valor máximo de 17 mm a cerca de 20 metros da escavação.

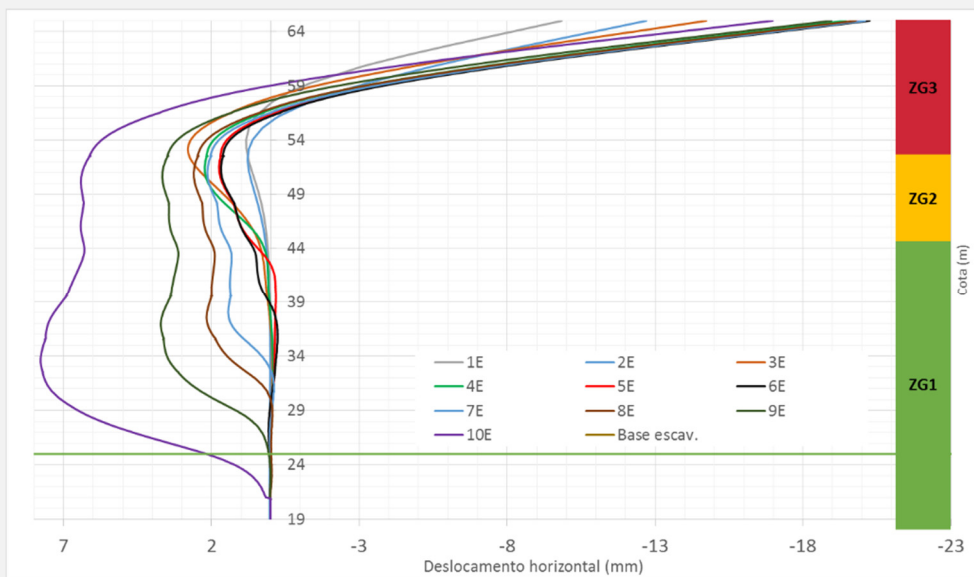


Figura 4.42 - Evolução dos deslocamentos horizontais da parede ao longo da escavação

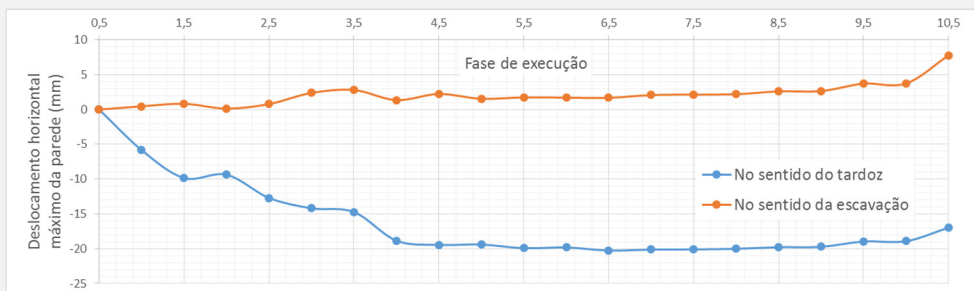


Figura 4.43 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos da parede em mm

Tabela 4.39 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos da parede em mm (iA refere-se ao tensionamento do nível e ancoragens i, iE refere-se à escavação do nível i, (-) refere-se a deslocamentos no sentido do tardoz e (+) refere-se a deslocamentos no sentido da escavação)

Fase	1A	1E	2A	2E	3A	3E	4A	4E	5A	5E
$u_{max,(-)}$	-5,8	-9,8	-9,4	-12,7	-14,2	-14,7	-18,8	-19,5	-19,4	-19,9
$u_{max,(+)}$	0,5	0,8	0,1	0,8	2,4	2,8	1,4	2,2	1,5	1,7

Fase	6A	6E	7A	7E	8A	8E	9A	9E	10A	10E
$u_{max,(-)}$	-19,8	-20,3	-20,1	-20,1	-20,0	-19,8	-19,7	-19,0	-18,9	-17,0
$u_{max,(+)}$	1,7	1,7	2,1	2,1	2,2	2,6	2,6	3,7	3,7	7,8

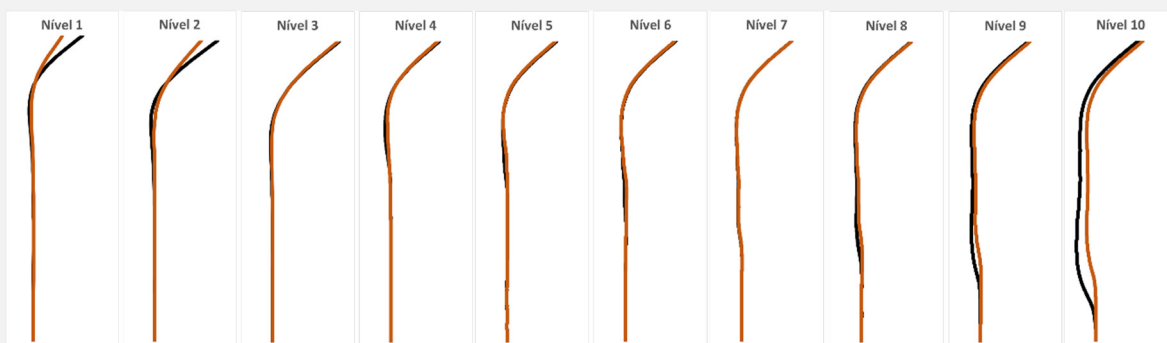


Figura 4.44 – Forma da deformada da parede nas vários fases; a castanho) Após o tensionamento das ancoragens; a preto) Após a escavação

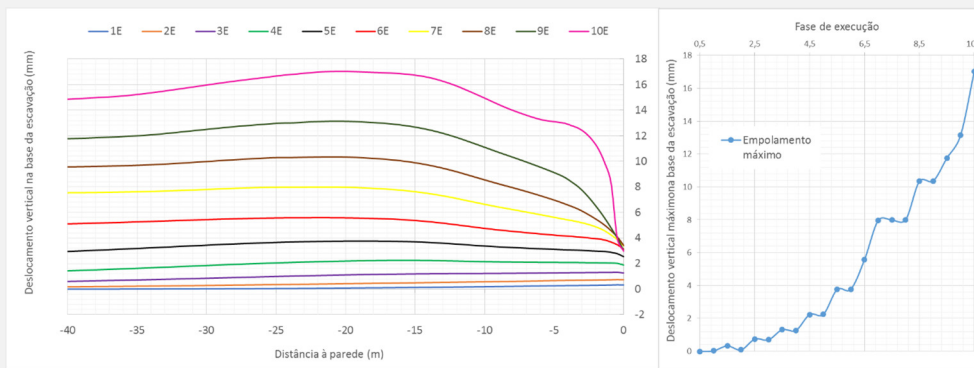


Figura 4.45 - Evolução dos deslocamentos verticais na base da escavação: esq.) Curvas de empolamento após cada nível escavado; dir.) Evolução do empolamento máximo

A base da escavação já foi aterrada em cerca de dois níveis desde o final da escavação, motivo pelo qual na realidade estes empolamento pretendem simular o sistema quando totalmente escavado.

A cortina de estacas à cota +25,00 tem um assentamento de cerca de 2 mm no final da escavação do 10º nível e o facto de nesta etapa a base da escavação, na zona encostada à estaca, tem um valor de empolamento de cerca de 3 mm mostra que a aderência entre o terreno e a estaca não é total, motivada pela consideração duma interface não rígida entre o solo e a estrutura.

Tabela 4.40 – Evolução dos deslocamentos verticais máximos na base da escavação mm (iA refere-se ao tensionamento do nível e ancoragens i, iE refere-se à escavação do nível i)

Fase	1A	1E	2A	2E	3A	3E	4A	4E	5A	5E
$u_{v,max}$	0,0	0,3	0,1	0,7	0,7	1,3	1,3	2,2	2,3	3,8

Fase	6A	6E	7A	7E	8A	8E	9A	9E	10A	10E
$u_{v,max}$	3,8	5,6	8,0	8,0	8,0	10,3	10,4	11,8	13,1	17,0

O perfil de assentamento no tardoz é praticamente atingido na primeira etapa de tensionamento das ancoragens e a partir do terceiro nível mantêm-se estável, conforme se pode verificar na Figura 4.46 e na Tabela 4.41.

Tabela 4.41 – Evolução dos deslocamentos verticais máximos à superfície do tardoz parede em mm (iA refere-se ao tensionamento do nível i, iE refere-se à escavação do nível i, (-) refere-se a assentamentos e (+) refere-se a empolamentos)

Fase	1A	1E	2A	2E	3A	3E	4A	4E	5A	5E
$u_{v,max} (-)$	-32,4	-32,7	-40,3	-41,0	-45,5	-45,1	-44,8	-44,4	-44,3	-43,8
$u_{v,max} (+)$	0,3	1,3	0,8	3,0	3,3	4,3	4,0	4,9	4,7	5,5

Fase	6A	6E	7A	7E	8A	8E	9A	9E	10A	10E
$u_{v,max} (-)$	-43,9	-43,4	-43,3	-43,3	-43,4	-43,4	-44,0	-44,0	-44,0	-45,8
$u_{v,max} (+)$	5,4	6,1	6,3	6,3	6,2	6,2	5,9	5,7	5,7	4,2

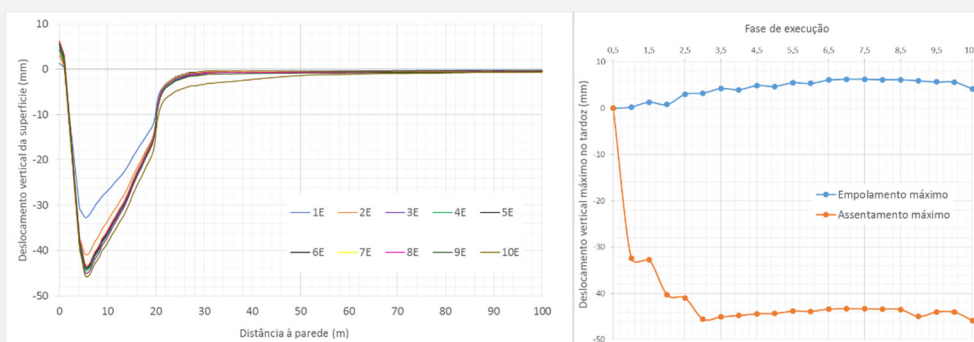


Figura 4.46 - Evolução dos deslocamentos verticais na superfície do tardoz da escavação: esq.) Curvas de deslocamento vertical após cada nível escavado; dir.) Evolução do empolamento e assentamento máximo

Nota-se uma ligeira diferença de comportamento na escavação do 10º nível, onde o assentamento máximo aumenta 1,8 mm e o empolamento máximo desce 1,5 mm. A curva 10E da imagem esquerda da Figura 4.46 mostra um ligeiro aumento do assentamento global. Este comportamento está relacionado com o movimento significativo da parede no sentido da escavação nesta etapa que também afeta a superfície no tardoz da escavação.

4.5.3. Campos de tensões

Na Figura 4.47 e na Tabela 4.42 podemos verificar que após a escavação do 10º nível os campos de tensões normais são intensos no solo na base das estacas uma vez que não existe nenhum mecanismo de distribuição de esforços. Neste local atinge-se um valor de σ_{yy} de -8619 kPa. Os campos de tensões deviatórias são particularmente elevados em ZG1 nos locais perto da estrutura de contenção, ocorrendo o valor máximo junto à base das estacas. Os campos de tensões no material das estacas são particularmente elevados, nomeadamente na sua base.

Tabela 4.42 – Tensões máximas em cada zona

Zona	$\sigma_{xx,min}$ (kN.m ⁻²)	$\sigma_{xx,max}$ (kN.m ⁻²)	$\sigma_{yy,min}$ (kN.m ⁻²)	$\sigma_{yy,max}$ (kN.m ⁻²)	$\sigma_{zz,min}$ (kN.m ⁻²)	$\sigma_{zz,max}$ (kN.m ⁻²)	p_{min} (kN.m ⁻²)	p_{max} (kN.m ⁻²)	$ \tau_{xy,max} $ (kN.m ⁻²)
ZG1	-1016	0	-3037	0	-717	0	-1537	0	717
ZG2	-151	0	-313	0	-129	0	-187	0	66
ZG3	-178	0	-236	0	-127	0	-166	0	40
Estacas	-1524	493	-8619	5232	-1548	772	-3807	1973	1135

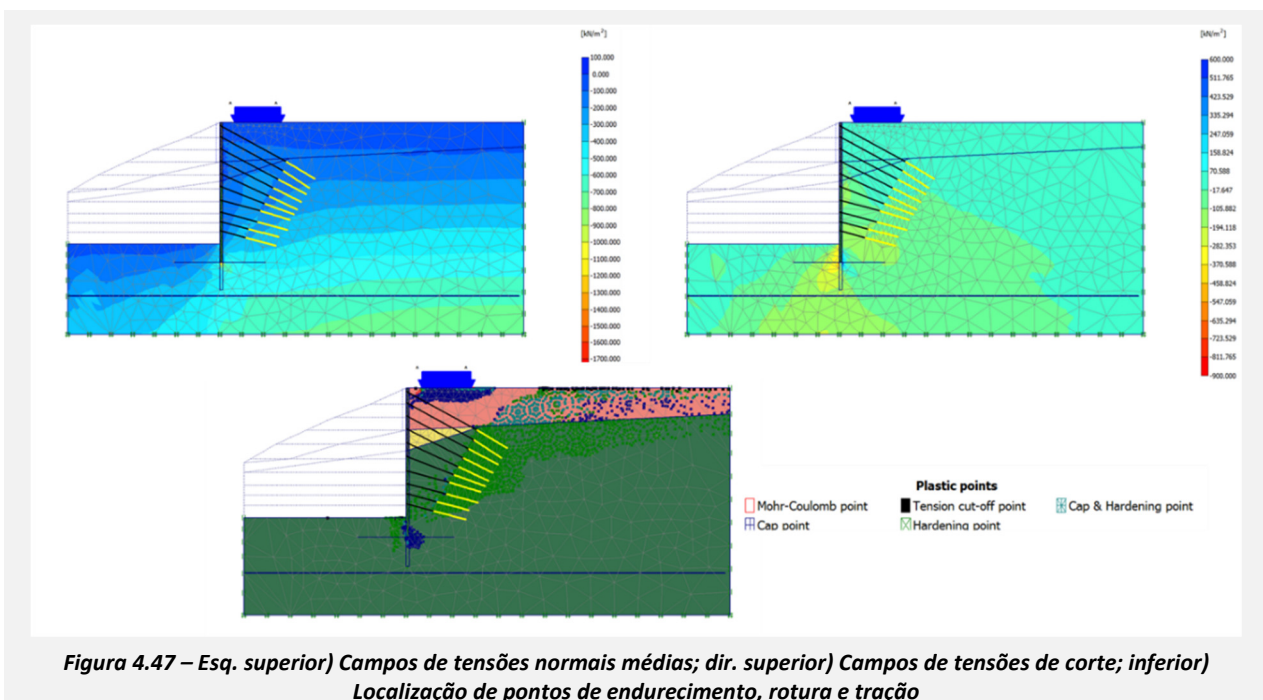


Figura 4.47 – Esq. superior) Campos de tensões normais médias; dir. superior) Campos de tensões de corte; inferior) Localização de pontos de endurecimento, rotura e tração

Como se pode observar na imagem inferior da Figura 4.47 obtivemos pontos com os seguintes comportamentos:

- Endurecimento por corte (Hardening Points), na maioria dos casos localizados em ZG1, junto da contenção, dos bolbos de selagem e da zona de separação entre ZG1 e ZG3. Existem ainda zonas onde se atingiu o endurecimento por corte em ZG3 mas em menor escala;
- Endurecimento por aumento de tensão normal (Cap Points) ou por aumento de tensão normal e por corte (Cap & Hardening Points), na maioria dos casos localizados em ZG3, nomeadamente junto à zona de aplicação de sobrecargas e também alguns pontos confinados à base da contenção em ZG1;
- Rotura (Mohr-Coulomb Points), um, número muito reduzido de pontos localizados em à superfície de ZG3 junto da aplicação da sobrecarga. Note-se que atribui-se um valor de coesão aparente para ZG3 de 5 kPa, para evitar a ocorrência de zonas de rotura, comportamento que não ocorreu na realidade. Uma vez que o número de pontos é muito reduzido aceita-se este modelo, pois não aparenta risco de rotura global;
- Zonas tracionadas (Tension cut-off points), à superfície de ZG3 e alguns pontos na base da escavação (note-se que se admitiu na simulação numérica que nenhuma zona do solo suporta esforços de tração).

Na Figura 4.47 e na Figura 4.48 verifica-se a tendência de endurecimento volumétrico em ZG3 e que em ZG1 o endurecimento é quase exclusivamente distorcional. Estes factos mostram que a tendência de deformações volumétricas são reduzidas em ZG1 o que é importante, uma vez que a variação de volume só se deve a deformações volumétricas. Nos solos não se assiste a esforços positivos de σ_x , σ_y , σ_z e p , assistindo-se apenas a compressões, o que está em conformidade com a imposição de *tension cut-off* no modelos de simulação numérica.

Em ZG1 assistimos a um comportamento estável, com aumentos significativos dos campos de tensões apenas nas últimas fases de construção, nomeadamente na última etapa, que recorde-se corresponde ao deslocamento significativo da parede nas cotas inferiores e aos valores mais significativos dos campos de deformações de ZG1.

Em ZG2 assistimos a um comportamento praticamente constante, com exceção das tensões deviatórias, que são sempre razoavelmente reduzidas, e diminuem de cerca de 90 kPa para cerca de 70 kPa após a sexta etapa de escavação. Após esta etapa todos os valores dos campos de tensões mantém-se praticamente constantes, em conformidade com os respetivos campos de deformações.

Os campos de tensões de ZG3 variam significativamente nas primeiras etapas atingindo valores constantes após a escavação do 4º nível. A variação máxima de qualquer tensão de ZG3 é de poucas dezenas de kPa, no entanto a rigidez desta camada implica a existência de deformações muito significativas.



Figura 4.48 – Evolução das tensões máximas em cada zona do sistema: superior esq.) ZG1; superior dir.) ZG2; inferior esq.) ZG3; inferior dir.) Estacas

4.5.4. Esforços nas estacas

As envolventes de esforços de cada estaca da parede obtidas para a fase final estão apresentadas na Figura 4.49. As forças normais nas estacas aumentam desde 0 kN na superfície através da transmissão dos impulsos dos terrenos de modo contínuo e de modo discreto em cada nível de ancoragem, local onde a parede recebe a reação da força vertical das ancoragens, até ao valor máximo na base da escavação.

As forças de corte atingem valores de pico nos pontos de transmissão de esforços horizontais e são negativos ou positivos em função da posição relativa da parede. Os momentos flectores atingem valores máximos de cerca de 600 kN·m na zona inferior. Os valores absolutos máximos, de cerca de 1000 kN.m, atingem-se na cota +57,00 e coincidem com a zona com menor raio de curvatura da deformada da estaca.

A razão entre a rigidez de ZG3 e ZG1 é muito elevada e ZG2 funciona como uma zona de transição pouco espessa. Assim sendo pode-se fazer uma analogia com uma consola vertical em que os esforços horizontais das ancoragens funcionam como força gravítica. O encastramento só se começa a dar-se perto de ZG2, pois os deslocamentos em ZG3 têm restrições pouco significativas, atingindo-se um valor elevado do momento junto do encastramento.

As forças normais e de corte máximas aumentam com o processo de construção, recorde-se que as zonas onde estas ocorrem, correspondem à base da escavação. Os momentos flectores atingem o seu valor máximo, no local já referido, e quando a parede começa a ter movimentos diferenciais pouco significativo nesta zona o valor máximo do momento flector mantém-se inalterado. A evolução dos esforços máximos tem um andamento praticamente monótono.

Tabela 4.43 – Valores limite das envolventes de esforços das estacas

	Mínimo	Máximo
N (kN)	-3115	27
V (kN)	-345	0
M (kN·m)	-968	604

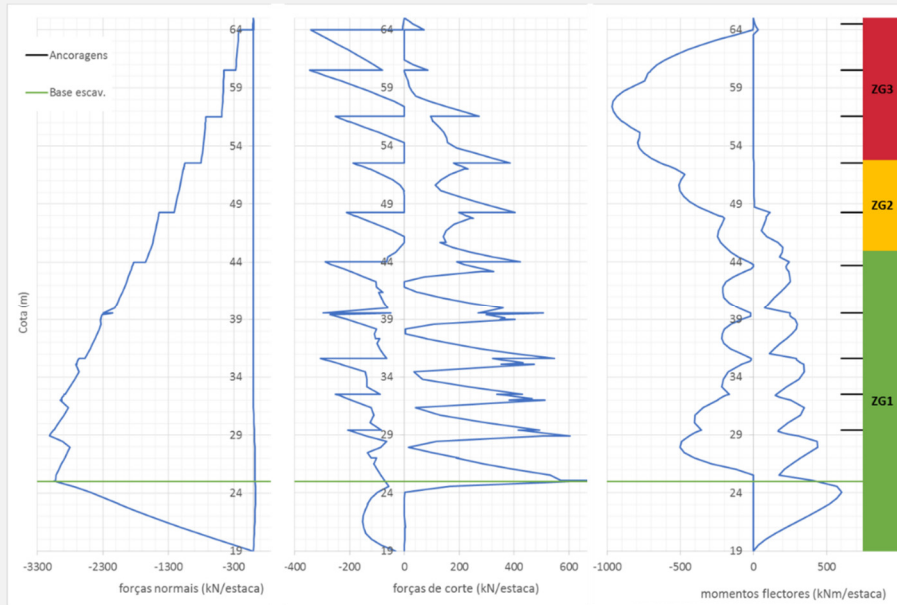


Figura 4.49 - Envolventes de esforços nas estacas após a escavação do 10º nível

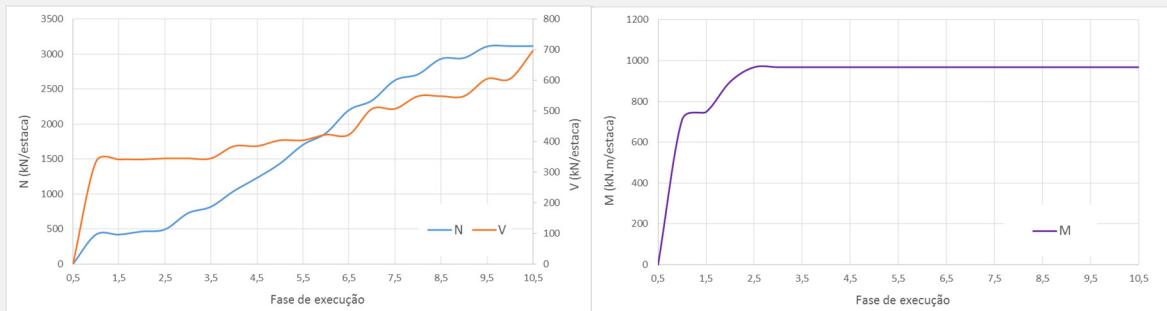


Figura 4.50 – Evolução dos valores absolutos máximos de cada tipo de esforço nas estacas ao longo do processo de escavação: esq.) Esforços normais e esforços de corte; dir.) Momento flectores

Tabela 4.44 – Evolução dos esforços máximos (iA refere-se ao tensionamento do nível i, iE refere-se à escavação do nível i)

Fase	1A	1E	2A	2E	3A	3E	4A	4E	5A	5E
$ N $ (kN)	421	421	466	495	727	819	1045	1231	1436	1705
$ V $ (kN)	334	342	342	345	345	345	385	385	404	404
$ M $ (kN·m)	710	748	896	968	968	968	968	968	968	968
Fase	6A	6E	7A	7E	8A	8E	9A	9E	10A	10E
$ N $ (kN)	1872	2201	2337	2628	2712	2933	2946	3110	3115	3115
$ V $ (kN)	423	423	507	507	548	548	548	605	605	697
$ M $ (kN·m)	968	968	968	968	968	968	968	968	968	968

4.5.5. Esforços axiais nas ancoragens

As cargas axiais em cada ancoragem atingem valores em excesso em relação à monitorização. Devido ao desvio significativo detalhou-se a análise do sistema perante as opções de dimensionamento. Fez-se uma análise de sensibilidade ao espaçamento entre as ancoragens do modo semelhante ao efectuado para os parâmetros geotécnicos, considerando um coeficiente de variação que considera o valor da força de bloqueio por metro de desenvolvimento.

Conforme se pode verificar na Tabela 4.45 o valor de pré-esforço influencia o sistema principalmente nos deslocamentos da parede na zona superior. Ao contrário de outras análises onde observou-se uma diminuição dos assentamentos no tardo com os aumentos elevados do deslocamento horizontal da parede no sentido do tardo, este comportamento não foi observado nesta análise. Consegue-se observar que a performance do sistema na sua zona superior é conseguida fundamentalmente à custa do pré-esforço das ancoragens.

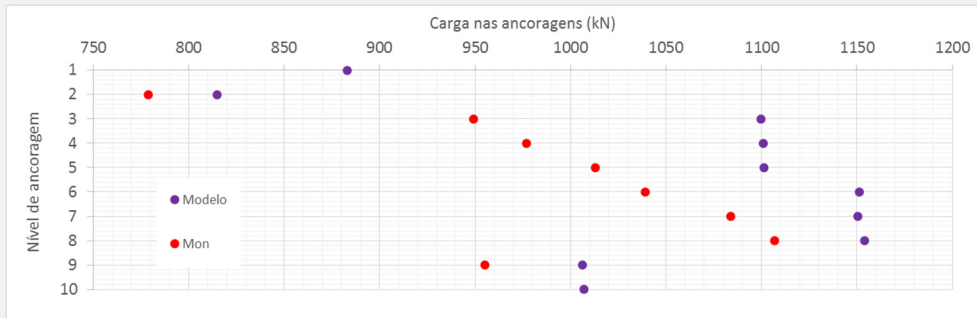


Figura 4.51 – Cargas axiais nas ancoragens após a escavação do 10º nível calculados e monitorizadas

Observa-se um aumento do pico da envolvente de momento flectores devido à curvatura intensa causada por valores de pré-esforço muito elevados. O valor das forças de corte é sensível nos níveis de ancoragens superiores, mas como o pico ocorre em cotas reduzidas, não se assiste a um aumento significativo do máximo da envolvente.

Tabela 4.45 – Valores obtidos na análise de sensibilidade do espaçamento entre ancoragens

	$\lambda = 1$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 0,75$	$\lambda = 1,33$	$\lambda = 2$	ρ	$\Delta V/\Delta \lambda$
$u_{hmax,escavação}$ (mm)	7,9	20,2	12,7	7,0	5,4	-0,84	-9,9
$u_{hmax,tardo}$ (mm)	16,3	0,0	0,1	36,7	78,8	0,99	52,5
$u_{vmax,base}$ (mm)	17,4	19,9	19,5	15,3	17,6	-0,60	-1,5
$u_{vmax,tardo}$ (mm)	46,6	52,1	47,7	45,9	42,1	-0,95	-6,7
$ N_{max} $ (kN/estaca)	3104	3480	3309	3164	3323	-0,29	-105
$ V_{max} $ (kN/estaca)	699	684	706	677	821	0,80	91
$ M_{max} $ (kN-m /estaca)	879	790	735	1431	2651	0,95	1240

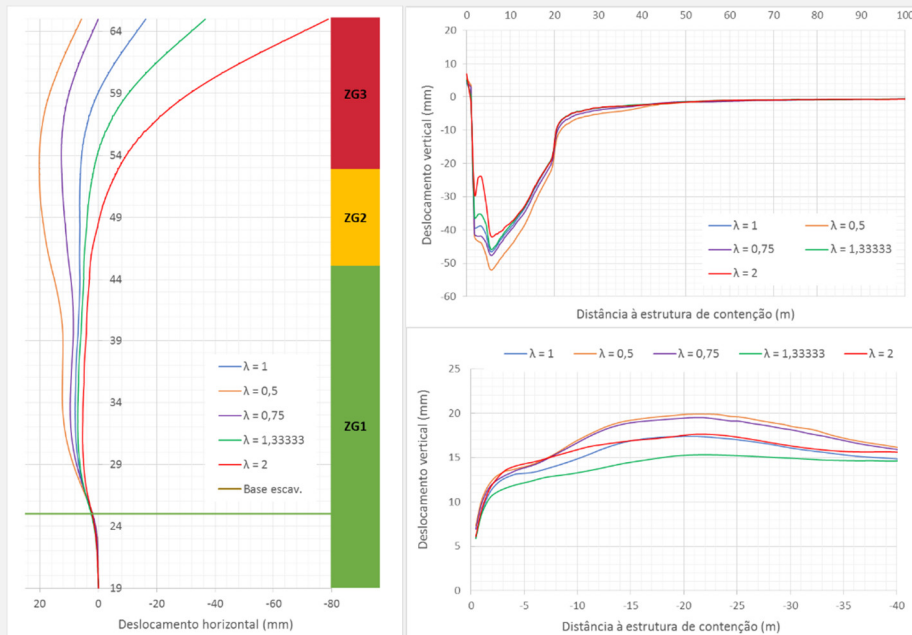


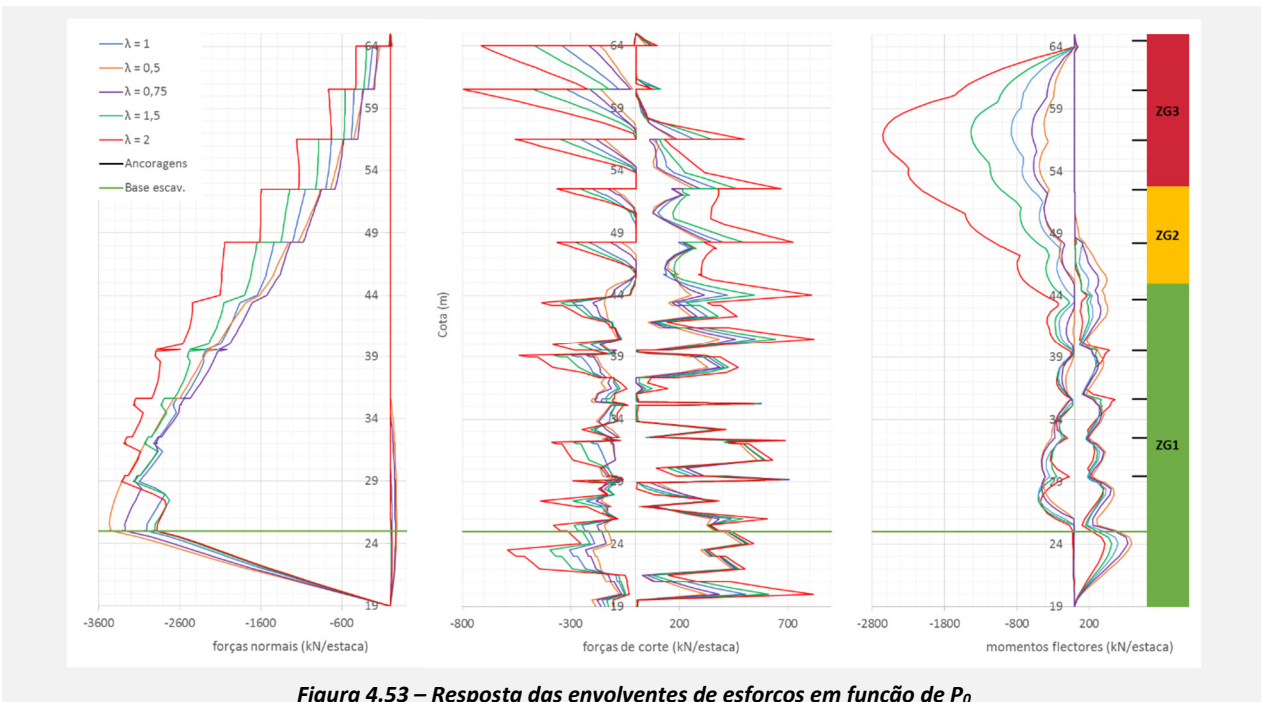
Figura 4.52 – Resposta do sistema em função da variação de P_0 : esq.) Deslocamentos horizontais da Parede; dir.) Assentamentos no tardo e empolamentos na base da escavação.

Na Figura 4.52 podemos visualizar a reduzida influência do valor do pré-esforço nos deslocamentos verticais do terreno em contraste com os deslocamentos na zona superior da parede. É interessante notar que caso se tivessem utilizado metade das ancoragens a parede no seu topo deslocar-se-ia no sentido da escavação, mas mesmo assim, o

valor máximo de u_{hmax}/H da parede seria igual a $1/2000$, o que demonstra que a margem de segurança da estrutura é elevada perante as ações estáticas consideradas.

Aparentemente assiste-se a um excesso de pré-esforço. Poder-se-ia diminuir os deslocamentos e os esforços da parede com uma menor carga de blocagem ou com maior espaçamento entre ancoragens. No entanto esta análise considera apenas situações estáticas e o valor adicional de pré-esforço pode ser importante para garantir o cumprimento dos níveis de segurança em situações sísmicas.

Nas envolturas de esforços podemos observar que o carregamento adicional não provoca um aumento muito significativo dos esforços axiais da parede demonstrando que o carregamento axial das estacas é fundamentalmente devido aos impulsos do terreno. Assistimos à elevada influência nas forças de corte e principalmente nos momentos flectores, mas restringidos às cotas mais elevadas. A pouca influência nas cotas de ZG1 permite concluir que o sobre-dimensionamento de P_0 é particularmente intenso nesta zona.



4.6. Análise da zona do corte AB5

Para avaliar os danos nas estruturas junto ao alçado sudoeste modelámos a zona do corte AB5. Como já foi referido não foi possível compatibilizar a retro análise junto do corte AB4 com a retro análise deste local. Começamos por notar que a zona do corte AB5 encontra-se a cerca de 12 metros de um dos cantos da escavação e uma vez que não se vai realizar a modelação a três dimensões, à semelhança da zona do corte AB4, assume-se que a metodologia de Ou (2006) é válida o que origina um valor de PSR de 0,7. Este coeficiente foi aplicado aos resultados das simulações através duma diminuição de 30% no valor de todos os deslocamentos.

Neste local temos os dados de monitorização do inclinómetro 3 e dos alvos topográficos entre as cotas +40,00 e +65,00 (AL12-16). Os alvos medem os deslocamentos em relação a pontos de referência externos ao sistema, enquanto que os inclinómetros medem os deslocamentos em relação à base da estaca.

Neste sentido os dois conjuntos de dados só podem comparados se se descontar o deslocamento da base da escavação. Após esta correção dos dados de monitorização obtivemos os perfis de deslocamentos apresentados na imagem esquerda da Figura 4.54. As barras de erro máximo associadas aos equipamentos estão representadas junto de cada ponto de dados. A comparação dos dados de I3 e de AL12-16 apresentam alguns afastamentos, mas estão quase sempre dentro da margem de erro de medição de cada instrumento, que recorde-se é de 1 mm para os alvos e de 1 mm por cada 5 m de calha para os inclinómetros. Por uma questão de facilidade procedimental utilizamos apenas os dados referentes ao inclinómetro I3. Na imagem central da Figura 4.54 podemos comparar os resultados da monitorização de I3 com os da simulação numérica com os parâmetros obtidos na retro-análise da zona do corte AB4. Podemos verificar uma excelente concordância nas zonas abaixo da cota +60,00. Esta proximidade reforça a confiança dos parâmetros utilizados para ZG2 e principalmente para ZG1, e assim sendo consideramos validado o método

de estimativa dos parâmetros geotectónicos de ZG1 e ZG2. No entanto, existe um afastamento não desprezável à superfície que poderá alterar significativamente os resultados do cálculo numérico.

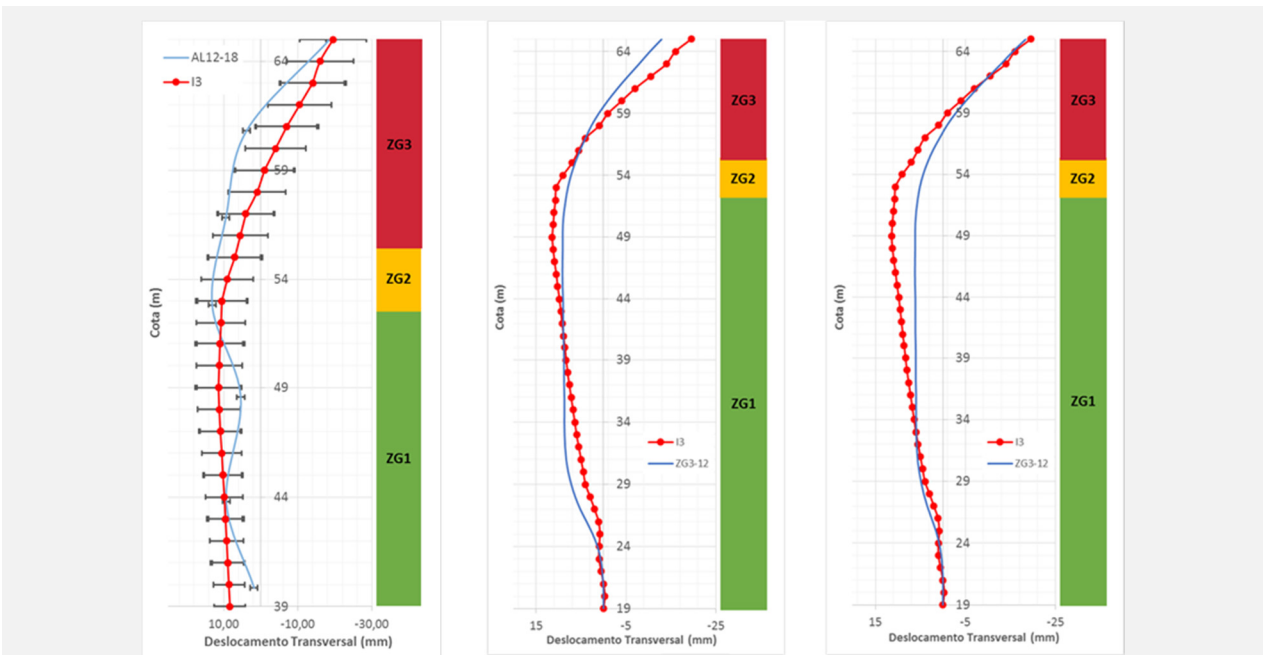


Figura 4.54 – Deslocamentos da parede no corte AB5: (esq.) dados de monitorização de I3 e AL12-16; (cent.) comparação dos resultados da monitorização de I3 com a simulação numérica com os parâmetros da retro-análise de AB4; (dir.) comparação dos resultados da monitorização de I3 com a simulação numérica com os parâmetros da retro-análise de AB5

Uma vez que no zonamento geotécnico (Pinto et al, 2006) é referido que ZG3 é caracterizado por uma elevada heterogeneidade, assumimos que os parâmetros geotécnicos de ZG3 são diferentes nas zonas dos cortes AB4 e AB5. Realizou-se uma retro-análise, para os parâmetros desta zona, utilizando apenas os parâmetros de rigidez de ZG3. O facto de não possuímos os dados dos ensaios SPT junto do corte AB4 não permite confirmar a razoabilidade de assumir que ZG3 é mais rígido em AB4 do que em AB5.

Na imagem da direita da Figura 4.54 podemos verificar a comparação dos dados da monitorização com os resultados da simulação com os parâmetros de rigidez de ZG3. Nota-se um afastamento maior entre as cotas +45,00 e +55,00 e uma maior concordância nos 5 metros mais à superfície. Optou-se por utilizar estes valores para definir o modelo HSSS de ZG3. Chama-se a atenção que o maior afastamento entre as cotas +45,00 e +55,00 acontece quando os dados de monitorização provem dos inclinómetros, se se utiliza-se os dados dos alvos topográficos assistíamos a uma maior proximidade.

Na Figura 4.55 podemos verificar a grande semelhança da deformada da parede junto dos cortes AB4 e AB5, com a diferença significativa da zona superior e coincidente com ZG3. A superfície de deslocamentos horizontais no tardoz é muito diferente. O maior deslocamento da parede no sentido do tardoz e a maior confinamento do terreno devido às estacas do edifício compensam a menor rigidez de ZG3 em AB5 e assistimos a assentamentos muito inferiores junto a este corte, incluindo empolamentos nas zonas muito próximas da parede.

Não se apresenta a comparação dos empolamentos na base pois assumiu-se que o perfil superficial de terreno original em AB4 e AB5 tinham a mesma forma. Esta aproximação não implicou erros significativos nas envolventes de esforço, nos deslocamentos da parede ou nos assentamentos no tardoz, no entanto os erros associados aos empolamentos na base serão necessariamente significativos.

4.6.1. Análise das forças atuantes

Considera-se interessante apresentar uma comparação entres as envolventes de esforços das estacas e as cargas nas ancoragens nas zonas AB4 e AB5. Podemos verificar diferenças significativas nas imagens da Figura 4.56, onde de um modo genérico podemos concluir que as forças normais têm tendência a serem mais elevadas na zona do corte AB4 e os momentos flectores na zona do corte AB5. As forças de corte mostram perfis com formas diferentes. Os esforços máximos no final da escavação do 10º nível têm os valores apresentados na Tabela 4.46.

Os menores valores associados à envolvente da força normal na zona do corte AB5 deve-se à maior espessura de ZG1 e menor de ZG3. Recorde-se que o valor do coeficiente de impulso é muito superior para os solos de ZG3, logo a

estaca é mais carregada com os impulsos de solo adjacentes na zona com solos menos competentes (AB4). Considerou-se valores de rigidez de ZG3 diferentes nas duas zonas mas os valores dos coeficientes de impulso em repouso para solos normalmente consolidados manteve o valor de 0,55.

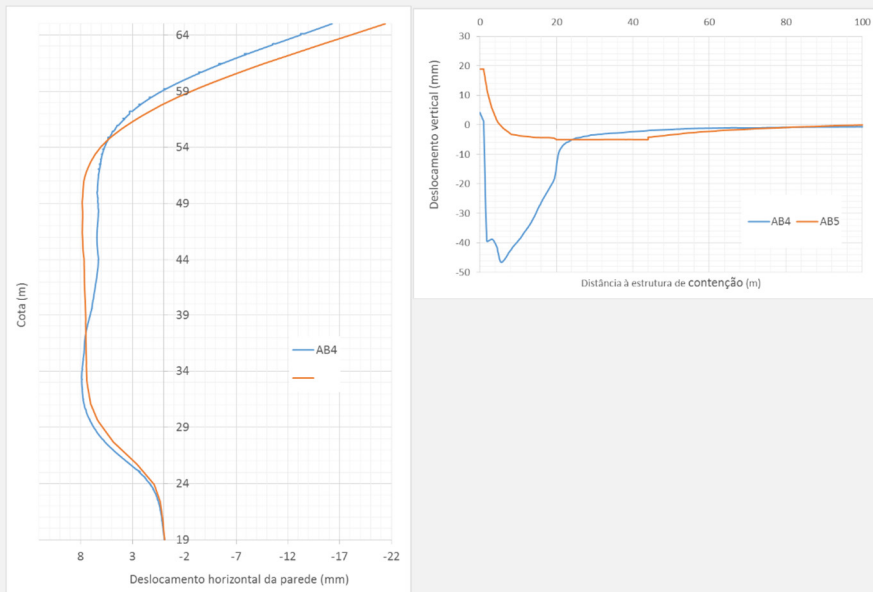


Figura 4.55 – Deslocamentos horizontais da parede e da superfície de assentamento das zonas dos cortes AB4 e AB5

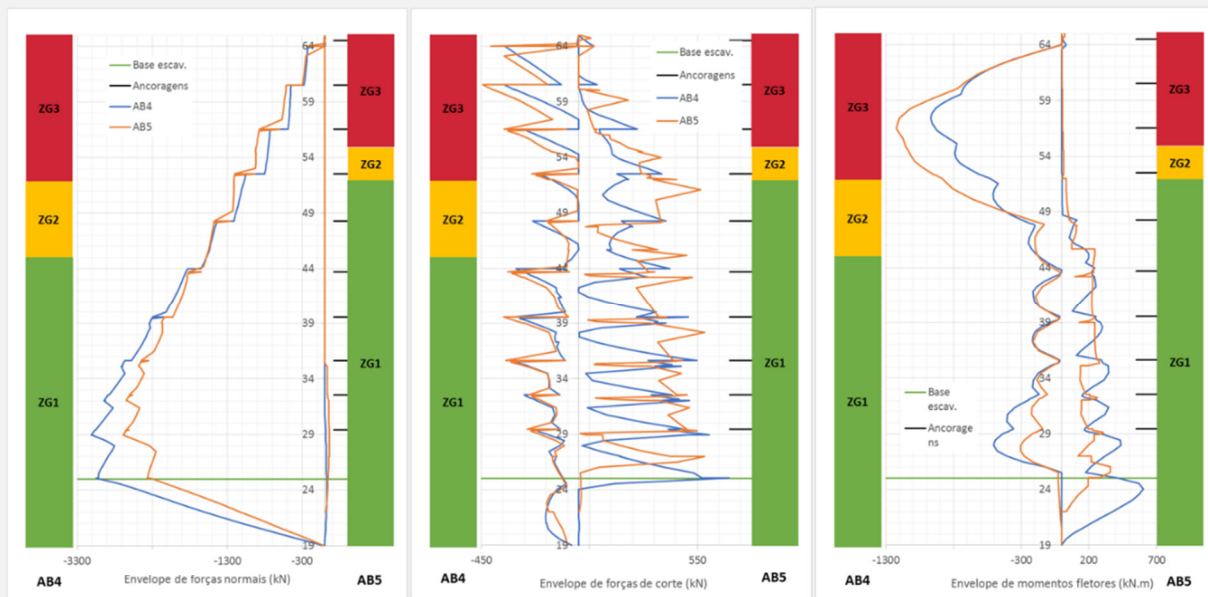


Figura 4.56 – Comparação das envolventes de esforços por estaca nas zonas AB4 e AB5

Tabela 4.46 – Forças em valor absoluto máximo nas estacas na zona AB4 e AB5 (V_i é o valor da força na zona i)

	AB4	AB5	$(V_{AB5}-V_{AB4})/V_{AB4}$ (%)
$ N $ (kN)	3115	2685	-13,8
$ V $ (kN)	697	585	-16,1
$ M $ (kN·m)	968	1220	26,1

O maior momento fletor na zona do corte AB5 ocorre na zona superior da estaca junto a ZG2, à semelhança do momento da zona ZB4. No caso em análise o efeito de consola descrito anteriormente é mais intenso em AB5 pois a razão entre a rigidez de ZG3 e de ZG1 é superior (27,1 contra 15,8) e também porque a espessura da camada de transição (ZG2) é muito menor (12 m contra 3 m), o que faz diminuir o raio de curvatura da estaca.

Nas envolventes de esforços não se considerou o efeito de canto que é diferente entre a zona do corte AB4 e a zona do corte AB5 e podem ser particularmente intensas em AB5. Na Tabela 4.47 podemos verificar que dá-se alguma perda de carga axial nos primeiros níveis de ancoragens, mas mesmo assim, pouco significativa.

Tabela 4.47 – Comparação das cargas axiais das ancoragens nas zonas dos cortes AB4 e AB5 ($\Delta P = P_j - P_i$)

Nível	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P _{AB4}	885,0	894,3	1099,5	1100,8	1101,4	1151,3	1150,5	1153,9	1006,2	1007,0
P _{AB5}	894,1	899,3	1100,1	1100,8	1100,8	1151,3	1152,3	1154,7	1007,0	1007,8
ΔP_{AB4}	-15,0	-5,7	-0,5	+0,8	+1,4	+1,3	+0,5	+3,9	+6,2	+7,0
ΔP_{AB5}	-5,9	-0,7	+0,1	+0,8	+0,8	+1,3	+2,3	+4,7	+7,0	+7,8

4.6.2. Avaliação de danos nas estruturas vizinhas

Uma vez que a obra já foi executada achou-se desnecessário avaliar os danos que poderiam ocorrer nas fases intermédias da construção. Assim sendo, todas as análises referem-se ao sistema após a escavação do 10º nível. Considerou-se que o edifício mais próximo tem 8 pisos acima do solo e nenhum piso enterrado. Tem 24x24 m² de área em planta e as fundações estão afastadas 6 metros entre si. Assume-se que o plano de modelação encontra um alinhamento de fundações.

Considerou-se que as fundações são rígidas e estão fundadas em ZG1 e ZG2 (Pinto et al., 2006). Para modelar um cenário relativamente conservador assumiu-se que duas fundações assentavam em ZG2 e três em ZG1. Assim sendo, temos 5 fundações em que o topo de cada, na fase inicial, tem as seguintes coordenadas F₁(20,0 ; 65,0), F₂(26,0 ; 65,0), F₃(32,0 ; 65,0), F₄(38,0 ; 65,0) e F₅(44,0 ; 65,0). Note-se que os assentamentos diferenciais das fundações dos edifícios deverão ser estimados com um rigor razoável e por este motivo a malha de elementos finitos foi pormenorizada de modo significativo neste local, conforme se pode verificar na imagem esquerda da Figura 4.57.

Na imagem direita da mesma figura podemos verificar que a configuração da superfície de assentamento é côncava. Normalmente as superfícies de assentamento convexas acarretam maiores riscos estruturais para situações com deslocamentos relativos iguais. Tendo a malha de elementos apresentada como base avaliaram-se os danos realizando às seguintes simulações: **S1**: Fundações com 8 metros unidas no topo através de vigas rígidas com articulações livres nas ligações; **S2**: Fundações com 8 metros unidas no topo através de vigas rígidas com ligações não articuladas; **S3**: Cenário “green-field”. Os deslocamentos do topo das fundações estão apresentados na Tabela 4.48.

Tabela 4.48 – Deslocamentos do topo das fundações em relação às suas coordenadas iniciais em mm

	F ₁		F ₂		F ₃		F ₄		F ₅	
	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	ΔX	ΔY
S1	-3,5	-2,1	-3,5	-2,8	-3,5	-2,5	-3,5	-2,0	-3,5	-0,9
S2	-5,1	-2,4	-5,1	-2,5	-5,0	-2,4	-5,0	-2,0	-4,9	-1,4
S3	-4,0	-1,8	-4,5	-2,0	-4,7	-2,0	-4,5	-2,0	-3,8	-1,5

Para a análise de danos utilizam-se os procedimentos descritos no anexo B deste texto. Consideraram-se os parâmetros da Tabela B.1 e da Figura B.1 que calculados para as simulações realizadas dão os seguintes valores.

Tabela 4.49 - Parâmetros para a análise de danos nas estruturas vizinhas resultantes das simulações

		S1	S2	S3
Assentamento	$S_{v,max} (mm)$	2,48	2,80	2,04
Assentamento relativo	$\delta S_{v,max} (mm)$	0,65	1,14	0,51
Rotação ou declive	$\theta_{max} (rad)(x10^{-3})$	0,11	0,19	0,08
Deflexão relativa	$\Delta_{max} (mm)$	0,50	1,04	0,90
Razão de deflexão	$DR_{max} (x10^{-3})$	0,021	0,043	0,038
Inclinação	$\omega (^{\circ})(x10^{-3})$	-2,54	-2,88	-0,61
Rotação relativa ou distorção angular	$\beta_{max} (rad)(x10^{-3})$	0,152	0,234	0,10
Deformação horizontal	$ \epsilon_{h,max} (x10^{-3})$	0,013	0,000	0,11

A simulação com o cenário “green-fied” tem os parâmetros relacionados com os assentamentos globalmente mais reduzidos. No entanto, devido ao solo não estar confinado a deformação horizontal do terreno é mais elevada. Como não se sabe qual a rigidez das ligações entre as fundações e as vigas, utilizaram-se os valores mais elevados de cada parâmetro, entre os resultados das várias simulações. Na Tabela 4.50 estão os valores sujeitos à avaliação de risco.

Tabela 4.50 - Parâmetros utilizados para a análise de danos nas estruturas vizinhas

	$DR_{max} (x10^{-3})$	$(DR_{max})^{-1}$	$\beta_{max} (rad)(x10^{-3})$	$(\beta_{max})^{-1} (rad^{-1})$	$\delta S_{v,max} (mm)$	$ \epsilon_{h,max} (x10^{-3})$
Valor	0,043	23172	0,234	4267	1,14	0,013

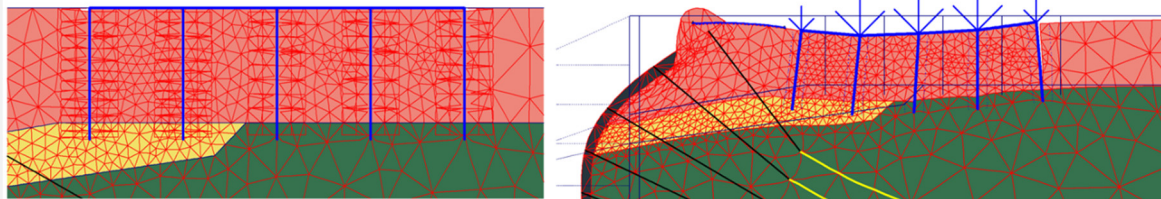


Figura 4.57 – (Esq.) pormenor da malha de elementos finitos; (dir.) deformada da estrutura vizinha ampliada 500x

O valor da deflexão relativa máxima é igual a $1/23172$ e não ultrapassou nenhum limite apresentado na Tabela B.2 aplicável a edifícios genéricos ou da Tabela B.3 aplicável a edifícios do tipo pórtico. O limite mais reduzido destas tabelas é de $1/2000$, referente à fendilhação em paredes resistentes, Meyerhof (1953), o que originou uma excelente margem de segurança na avaliação de danos.

O limite da distorção angular da Tabela B.4 aplicados a um edifício com L/H igual a 1 e superfície de assentamento côncava, tem o valor de $1/2500$, Burland e Wroth (1974), superior ao valor obtido de $1/4267$, o que também permitiu garantir a segurança em relação danos nos edifícios. Note-se que se a superfície de assentamento fosse convexa o limite de Burland e Wroth (1974) seria de $1/5000$, logo haveria riscos de danos.

Se considerarmos os limites de assentamentos diferenciais temos que na Tabela B.5, válida para estruturas do tipo pórtico, considerando fundações e edifícios genéricos o valor mais restritivo é de 2,0 cm, Terzaghi (1948) e Leussink (1954), muito superior aos 0,114 cm obtidos nas simulações numéricas. Neste critério também se garantiu a não existência de danos.

Se considerarmos as deformações horizontais limite aplicámos o ábaco da imagem da esquerda da Figura B.2 (Boscardin e Cording, 2005 citado em Marr et al., 2010) que, recorde-se é válido para um edifício com comprimento entre 6 e 40 metros, uma razão comprimento/altura igual a 1 e uma razão E/G igual a 2,6. Assumindo que a razão E/G é válida temos que para uma distorção angular de $2,34 \cdot 10^{-3}$ rad e uma deformação horizontal de $0,013 \cdot 10^{-3}$ os danos são desprezáveis.

Finalmente utilizámos o método de Potts e Addenbrooke (1997) para avaliar os danos. Para tal considerou-se a superfície de assentamento em condições *green-field* e corrigiu-se os valores de DR e de ε em função da rigidez do edifício e do solo.

Aplicámos as equações (B.17) e (B.18) e assumindo que a espessura das lajes é de 20 cm, o módulo de rigidez do betão estrutural é de 10 GPa, temos para o edifício um valor de $E \cdot A$ de 2070 GN e um valor de $E \cdot I$ de 415 KN.m. Através das equações (B.11) e (B.12) obtivemos um valor de $\rho^* = 0,179$ e um valor de $\alpha^* > 106$, que são respetivamente a rigidez de flexão e a rigidez axial relativa entre o edifício e o solo.

Através dos gráficos da Figura B.3 obtivemos um valor de M^{DRsag} igual a 0,1 e um valor de M^{ehc} igual a 0,0. Utilizámos as equações (B.13) e (B.14) válidas para superfícies de assentamento côncavas para corrigir os parâmetros. Obtivemos uma razão de deflexão igual a $3,8 \cdot 10^{-6}$ e uma deformação horizontal igual a 0.

Aplicámos o ábaco da imagem da direita da Figura B.2 (Burland, 1995 citado em Mair et al., 1996) e obtivemos o resultado de que os danos são desprezáveis. Chama-se a atenção de que este gráfico aplica-se a superfícies de assentamento convexas, no entanto, se o critério é garantindo numa superfície convexa, também o será numa superfície côncava.

A deformação horizontal obtida pelo método de Potts e Addenbrooke (1997) é nula, este facto deve-se ao valor muito elevado de α^* . As equações (B.17), (B.18) e (B.19) que permitem estimar a rigidez do edifício aplicam-se a edifícios genéricos com ligações estruturais com uma rigidez necessariamente elevada, logo temos um valor elevado para a rigidez do edifício, o que num solo pouco rígido como é ZG3 implica que não existam deformações horizontais relevantes. Estes resultados estão de acordo com o valor nulo de deformações horizontal obtido na simulação 2.

Os valores limite anteriores dizem respeito à vida total das estruturas. O processo de escavação vai adicionar deformações às que já ocorreram no edifício no seu tempo de vida e aquando do processo de execução das estacas moldadas. No entanto, uma vez que todos os métodos de avaliação de danos originaram resultados com uma margem de segurança bastante confortável, para situações estáticas, considera-se garantido que a parede de estacas não criou danos nas estruturas adjacentes em condições estáticas.

5. Solução alternativa

Avaliou-se o comportamento da solução alternativa do alçado sudoeste apresentada em Pinto et al. (2006), esquematizada na Figura 5.1e que consiste num sistema de travamento diferente. Este consiste no tratamento de ZG2 e ZG3 no tardo de com colunas de jet grouting, na execução de contrafortes na base da escavação e na utilização de 5 níveis de ancoragens provisórias que são desativadas com a colocação de escoramento de ligação à superestrutura.

Para o tratamento com jet grouting utilizam-se colunas secantes com 1,2 m de diâmetro num desenvolvimento no tardo de 4 metros à superfície que aumenta até cerca de 11 metros à cota +44,00. No extremo da zona tratada a solução consiste numa coluna de jet grouting, também de 1,2 m de diâmetro, mas com afastamento de 2,6 m entre si, armada com uma microestaca TM80 $\phi 127/9\text{mm}$ até à cota +27,40. Considerou-se que a profundidade do tratamento com jet grouting é constante na zona de análise e atinge a cota +44,00.

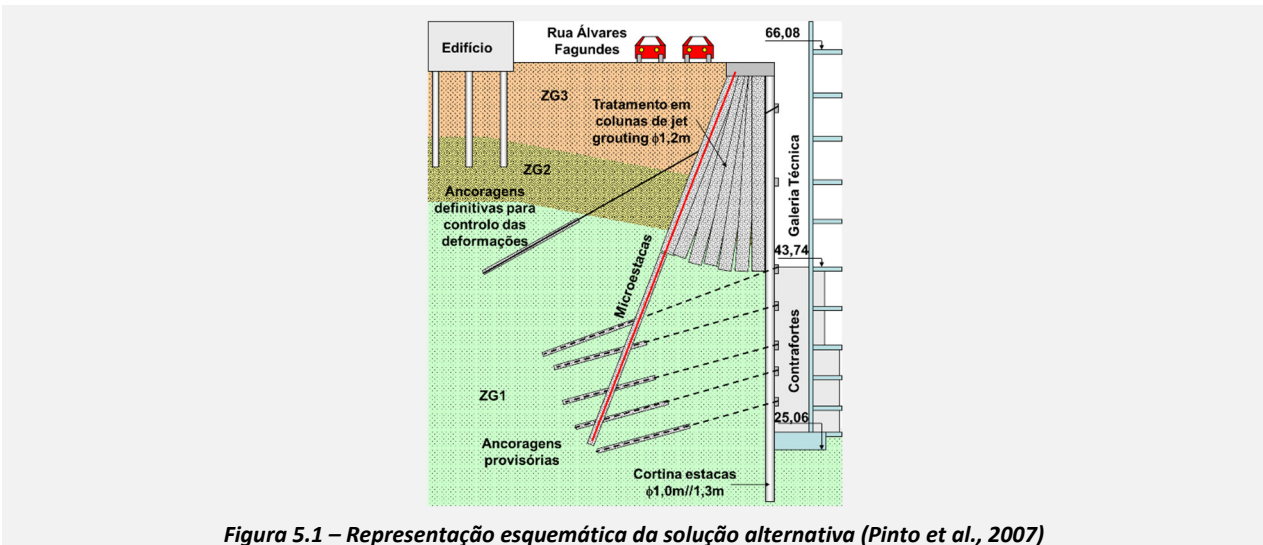


Figura 5.1 – Representação esquemática da solução alternativa (Pinto et al., 2007)

Na superfície temos uma laje em betão armado com espessura de 1 m e desenvolvimento de 4 m. Para minimizar as deformações em ZG3 implementa-se um nível de ancoragens à cota +60,50 (que coincide com o 1º nível de ancoragem da solução executada), com inclinação de 30°, comprimento de corpo livre de 23 m, selada em ZG1 com bolbo de selagem de 9 m e espaçadas 2,6 m.

Os cinco níveis de ancoragens provisórias são colocados nas cotas que correspondem à dos cinco níveis inferiores das ancoragens definitivas da solução executada, com inclinação de 15°, seladas em ZG1 e com bolbo de selagem de 8 m. Considera-se que as ancoragens definitivas e provisórias são constituídas por armadura de pré-esforço 7 x 0,62'' com força de blocagem útil igual a 1000 kN por ancoragem. O nível de ancoragens definitivas é uniformizado através dum viga em betão armado com altura de 0,6 m e espessura de 0,5 m. A força axial das ancoragens provisórias são distribuídas através de dois perfis UNP280 nos três níveis com cota mais elevada e dois perfis UNP350 nos dois níveis com cotas mais reduzidas. Considera-se uma espessura de 50 cm para os contrafortes em betão armado e um espaçamento entre si de 5,2 m. Estes elementos têm um desenvolvimento no sentido da escavação de 7 m nos 10 m inferiores e de 5 m nos 8 m superiores. Para os escoramentos considera-se a utilização de 5 níveis colocados junto das ancoragens provisórias através de perfis metálicos HEB 260, com 7 m de comprimento e espaçados 5,2 m.

5.1. Modelo numérico

Modelou-se o sistema à semelhança do efectuado para a solução executada. As alterações dizem respeito a elementos específicos desta solução. As microestacas foram modeladas através dum elemento *Plate*. Uma vez que a modelação foi efectuada em duas dimensões, este elemento intercetava os bolbos de selagem. Para ultrapassar este obstáculo descontinuou-se a microestaca em zonas muito curtas do seu desenvolvimento que coincidem com os bolbos de selagem, sendo de novo unidas através de elementos *node-to-node anchor* com rigidez extremamente elevada. As escoras foram modeladas através de elementos *fixed-end anchor*. Os contrafortes nas simulações NPE foram modelados através dos elementos BEPD com a rigidez por elemento linear corrigida. Nas simulações *Plate* considerou-se que os contrafortes fazem parte das estacas. É necessário considerar elementos *plate* adicionais que representem a combinação das estacas e dos contrafortes unidos.

Tabela 5.1 - Parâmetros para a modelação com elementos BEPD

	Tratamento do solo com jet grouting	Coluna jet grouting armada	Contrafortes	Laje
Modelo	MC	MC	EL	EL
γ_{unsat} (kN.m ⁻³)	21,5	21,5	24,0	24,0
ν	0,20	0,20	0,15	0,15
E_{ref} (MN.m ⁻² .m ⁻¹)	3600	1450	2981	31000
c_{ref} (kN.m ⁻² .m ⁻¹)	1080	435,6	-	-
φ (°)	32,5	32,5	-	-

Tabela 5.2 - Parâmetros utilizados para a modelação com elemento plate ou fixed-end anchor com o modelo EL

	Microestaca	Parede + contrafortes	Parede + contrafortes	Escoras
Cota	+27,30 a +64,00	+35,10 a +43,20	+25,00 a 35,10	-
w (kN. .m ⁻¹ .m ⁻¹)	0,08	15,94	18,54	-
ν	0,28	0,15	0,15	-
EA (MN.m ⁻¹ .m ⁻¹)	269,5	27460	30440	-
EI (MN.m ² .m ⁻¹ .m ⁻¹)	0,472	16783	43858	-

Tabela 5.3 - Parâmetros para a modelação das armaduras e bolbos de selagem das ancoragens da solução alternativa

Nível	Cota	Espaçamento (m)	L_{livre} (m)	$EA_{armadura}$ (GN)	$P_{blocagem}$ (kN)	$P_{blocagem}/m$ (kN.m⁻¹)	EA_{bolbo}/m (MN.m⁻¹)
Definitiva	+65,00	2,6	23	21,336	1000	384,6	54,37
1º	+43,80	2,7	14	21,336	1000	370,4	52,36
2º	+39,86	2,7	12	21,336	1000	370,4	52,36
3º	+35,92	2,7	11	21,336	1000	370,4	52,36
4º	+32,83	5,2	10	21,336	1000	192,3	27,19
5º	+29,73	5,2	8	21,336	1000	192,3	27,19

5.2. Verificação de segurança

Para o dimensionamento e verificação de segurança seguiu-se a metodologia do anexo C que agrupa informação sobre a verificação de segurança de cortinas de contenção flexíveis segundo os eurocódigos. Não se consideraram situações de projeto transitórias e sísmicas. Verificámos a segurança de situações de projeto persistentes e acidentais. Analisaram-se duas situações de projeto acidentais, a desativação da ancoragem definitiva e a desativação do escoramento à cota mais elevada, ambas a ocorrerem após a conclusão da obra.

Não se verificou estado limite de equilíbrio devido ao facto da parede ser flexível, ter uma ficha razoavelmente elevada para as características de ZG1 e um número muito grande de travamentos. A não existência de nível freático nas cotas escavadas permite não se considerar os estados limite HYD e UPL. Chama-se a atenção de que é possível a ocorrência destes estados devido a escoamentos subterrâneos, no entanto, assume-se que não ocorrem. Assim sendo a verificação das situações persistentes de ULS restringe-se a situações GEO e STR.

Segundo o ECO (2009) os valores das ações características das sobrecargas da via são de 5,0 kN.m⁻² e do edifício são de 2,0 kN.m⁻². piso⁻¹. Admite-se uma espessura das lajes de 20 cm e acrescentam-se 20% ao peso para representar o peso total próprio da estrutura, o que dá 6,0 kN.m⁻². piso⁻¹. Aos valores característicos aplicam-se os coeficientes de combinação regulamentares para obter os valores representativos segundo a equação (C.1).

5.2.1. Estados limite de serviço

No âmbito dos estados limite de serviço (SLS) analisaram-se as deformações das estruturas vizinhas e da parede. Vibrações, aspectos ambientais, danos na rede viária, entre outros não foram considerados. Uma vez que consideraram-se valores limite iguais para qualquer combinação de ações de SLS equações ((D.8) a (D.10)), não é necessário verificar o cumprimento de todas as combinações. Realizou-se o cálculo para a combinação característica.

No âmbito dos SLS considera-se o valor limite $u_{h,max}/H$ é igual a 1/500. Considerou-se que estrutura vizinha tem uma rigidez muito superior à de ZG3, calculam-se os deslocamentos relativos da base da estrutura vizinha e utilizam-se os valores limite de 1/2000 para DR_{max} , de 1/1000 para β_{max} e de 20,0 mm para $\delta S_{v,max}$. Na Figura 5.2 podemos verificar que os limites referidos são cumpridos em todas as etapas da construção.

5.2.2. Estados limite últimos

Para situações persistentes de GEO e STR utilizou-se a abordagem de cálculo 1, com as duas combinações de cálculo correspondentes. Considerou-se um valor de Δa igual a 0,4 m diminuído à base da escavação, através da equação (C.12). No âmbito de ULS os valores de cálculo das acções têm de ser calculados a partir dos valores representativos da forma descrita na figura C.2 através da equação (C.2). As propriedades de cálculo dos materiais são calculadas a partir dos valores característicos da forma descrita na figura D.3 através da equação (C.11).

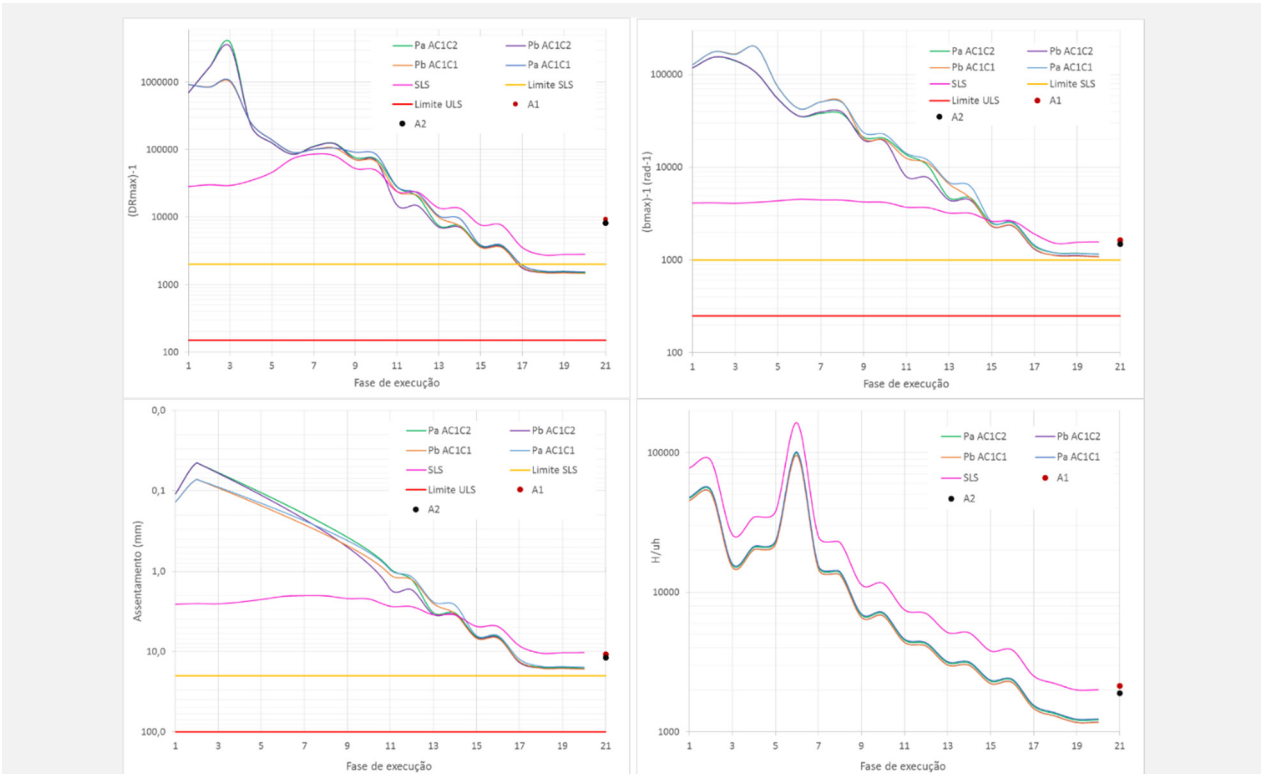


Figura 5.2 - Sup esq.) Deflexão relativa máxima; sup dir.) Rotação relativa máxima; inf esq.) Evolução do assentamento máximos da estrutura vizinha; inf dir.) Evolução da deformação horizontal relativa da parede

Aplicaram-se os coeficientes de segurança diretamente às acções e não aos efeitos destas, através da equação (C.14). Os coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais foram aplicados às propriedades dos elementos, através da equação (C.15). Consideraram-se os coeficientes parciais de segurança regulamentares.

O pré-esforço pode ter uma contribuição negativa ou positiva para o comportamento do sistema, em função do estado limite considerado. Assim sendo, realizaram-se verificações de segurança para as duas hipóteses, pois os coeficientes parciais de segurança do pré-esforço são diferentes nas duas situações. Atribuiu-se um índice a às simulações onde o pré-esforço tem uma contribuição negativa e índice b às simulações onde a contribuição é positiva. As referências de cada situação de projecto considerada são as seguintes:

- Persistente com pré-esforço com efeito favorável, por exemplo, para a estabilidade global: Abordagem de cálculo 1, combinação 1: $P_b AC1:C1$; Abordagem de cálculo 1, combinação 2: $P_b AC1:C2$;
- Persistente com pré-esforço com efeito desfavorável, por exemplo, para a rotura vertical de cortinas: Abordagem de cálculo 1, combinação 1: $P_a AC1:C1$; Abordagem de cálculo 1, combinação 2: $P_a AC1:C2$;
- Acidentais: desativação das ancoragens definitivas: A1; desativação do escoramento superior: A2.

Os estados limite persistentes foram verificados em todas as etapas de execução. Correram-se simulações no modelo com os valores de cálculo das acções, da base de escavação e dos parâmetros geotécnicos corrigidos. Os solos foram modelados considerando o modelo HSSS que simula razoavelmente bem o seu comportamento, assim sendo considerou-se que a verificação de segurança de qualquer estado GEO é automaticamente garantida caso a simulação não atingisse a rotura do solo.

A verificação da capacidade resistente do solo devido ao funcionamento da parede como fundação é uma excepção, pois, nesta verificação os coeficientes parciais de segurança das resistências são diferentes. Por este motivo esta verificação vai ser efetuada à parte. Os elementos de jet grouting foram simulados com o modelo MC e neste caso,

também se verifica a segurança diretamente com base nos resultados da simulação. Nos restantes elementos estruturais foram utilizados modelos elásticos lineares que não preveem a cedência ou a rotura do material, nestes casos a verificação de segurança STR tem de ser efetuada numa etapa posterior.

5.2.2.1. Estados limite GEO

A segurança GEO dos solos e STR dos elementos de jet grouting foi garantida. Nas simulações observa-se o endurecimento dum número significativo de pontos de Gauss. A rotura ocorre um número limitado de pontos o que não permite o colapso global ou de parte do sistema.

Uma vez que a parede não vai funcionar como fundação da superestrutura e devido ao facto das estacas estarem encastradas em terrenos com boas características de resistência não é espectável a ocorrência de roturas no terreno devido ao carregamento vertical. Verificou-se de segura através da metodologia exposta na página A.19 a A.22, que é uma abordagem bastante simplificada válida para fundações profundas sem esforços transversos, hipótese que está afastada do funcionamento real das estacas.

Para verificar a segurança calculou-se o valor do grau de utilização (Λ), através da expressão seguinte, que não pode ser superior a 100 para se garantir a segurança.

$$\Lambda = X_{Ed} / X_{Rd} \quad (5.1)$$

Em que X_{Ed} é o esforço atuante de cálculo genérico X e X_{Rd} é a resistência de cálculo ao esforço genérico X . Dos resultados da simulação sabemos os valores dos campos de tensão na interface do solo com a estaca na sua base, logo só foi necessário estimar a capacidade resistente do solo. Considerou-se apenas a resistência na base da estaca e aplicou-se o valor de 1,5 para $\gamma_{R,d}$, previsto no anexo português do EC7-1 (2010).

Utilizam-se as equações (C.49), (C.60), (C.62), (C.63) e (C.64) para ZG1 e obtivemos os resultados da Tabela 5.4 que mostram que na combinação mais desfavorável o factor de utilização não ultrapassa os 30 %.

Tabela 5.4 – Verificação de segurança da capacidade resistente do terreno ao carregamento das estacas

Simulação	$F_{c,d}$ (kN/estaca)	N_q	N_c	N_γ	γ_b	$R_{c,d}$ (kN/estaca)	Λ (%)
Pa AC1C1	-4329	134,9	133,9	267,7	1,25	39242	8,5
Pb AC1C1	-4407	53,4	65,6	83,9	1,6	11980	28,3
Pa AC1C2	-4394	134,9	133,9	267,7	1,26	38930	8,7
Pb AC1C2	-3627	53,4	65,6	83,9	1,6	11980	23,3
A1	-3159	88,9	96,7	159,8	1,0	32125	7,6
A2	-3146	88,9	96,7	159,8	1,0	32125	7,5

5.2.2.2. Estados Limite STR da edificação vizinha

Apenas se verificou a segurança para critérios que também foram analisados nos estados limite SLS. Na Figura 5.2 podemos verificar a evolução dos critérios de verificação de segurança associados à edificação vizinha. Assumem-se limites de ULS iguais a 1/150 para deflecção relativa máxima, de 1/250 para rotação relativa máxima e de 10,0 cm para assentamento total. Conclui-se que a verificação de segurança da estrutura vizinha é garantida em todas as etapas de execução e após a conclusão desta em situações persistentes e nas situações acidentais consideradas.

5.2.2.3. Estados Limite STR

Para a verificação de segurança STR utilizou-se como coeficiente de material do betão nas situações persistentes o valor de 1,5 e nas situações acidentais o de 1,2, este coeficiente foi multiplicado por k_f , que tem o valor de 1,1, quando a verificação incidiu nas estacas enterradas (ponto 2.4.2.5.(2) do EC2-1).

O diâmetro das estacas foi reduzido em 5% em conformidade com o ponto 2.3.4.1.(2) do EC2-1. O coeficiente de segurança do aço das armaduras estruturais foi de 1,15 em situações persistentes e 1,0 em situações acidentais.

Uma vez que o betão é um C25/30 e o aço é um A500, temos que para as estacas os valores de f_{cd} e f_{yd} são, respetivamente 15,15 MPa e de 434,8 MPa para situações persistentes e de 18,94 MPa e de 500 MPa para situações acidentais. Nos restantes elementos de betão armado os valores de f_{yd} mantêm-se, e os valores de f_{cd} são de 16,67 MPa para situações persistentes e de 20,83 MPa para situações acidentais. Para estruturas metálicas o valor de γ_{m0} foi sempre igual a 1,0 e o valor de γ_{m1} foi de 1,1 para as microestacas e 1,0 nas restantes situações.

Parede de estacas e contrafortes

Os esforços atuantes foram estimados através dos resultados das simulações com elementos *Plate* que, recorde-se, abrangem a parede de estacas e os contrafortes juntos. Para verificar a segurança de cada elemento de forma isolada, considerou-se que os valores de cálculo dos efeitos das ações na parede são dados pelo valor absoluto máximo das envolventes de esforços no final da escavação do 10º nível. A diferença entre as envolventes de esforços, da etapa final, do elemento conjunto e a envolvente de esforços da parede, após a escavação do 10º nível, corrigidas para as larguras de influência de cada elemento, fornecem os valores de cálculo nos contrafortes.

Esta aproximação é conservadora pois por um lado retira-se à envolvente de esforços dos contrafortes o valor dos efeitos das ações na parede e não o valor da resistência da parede, por outro lado não se considera a totalidade do braço das forças interiores para a resistência ao momento flector nos contrafortes.

Os valores de cálculo dos esforços estão na Tabela 5.5 que apresenta os valores máximos de cada esforço de entre as várias situações de projecto.

Tabela 5.5 – Valores de cálculo dos efeitos das ações nas estacas e contrafortes para situações ULS

	<i>Parede de estacas</i>		<i>Contraforte superior</i>		<i>Contraforte inferior</i>	
	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental
NEd (kN)	6860	5652	7533	708	68373	54206
VEd (kN)	1895	1499	5136	3732	7108	5971
MEd (kN.m)	1522	1032	15578	1736	65303	63155

Verificação de segurança ao momento flector

Para as estacas não se considera o esforço normal pois este tem uma contribuição positiva. Nos contrafortes considerou-se a flexão composta. Aplicando os coeficientes parciais de segurança e das equações (C.77) à (C.83).

Tabela 5.6 – Verificação de segurança ao momento flector da parede de estacas e dos contrafortes

	<i>Parede de estacas</i>		<i>Contraforte superior</i>		<i>Contraforte inferior</i>	
	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental
μ_{Rd}	0,142	0,077	0,133	0,012	0,284	0,220
V_{Rd}	-	-	0,181	0,014	1,172	0,743
ω	0,38	0,20	0,25	0,01	1,15	0,65
$A_{s,min}$ (cm ²)	9,6	9,6	25,4	25,4	35	35
$A_{s,t}$ (cm ²)	93,9	53,7	179,7	9,4	1157	948
Armadura	20ϕ25 (98,2 cm²)		23ϕ32 (184,9 cm²)		144ϕ32 (1157,8 cm²)	
A_s/A_c (%)	1,25		0,74		3,3	
M_{Rd} (kN.m)	1592		16031		65335	
λ (%)	95,6	64,8	97,2	10,8	100,0	96,7

Verificação de segurança ao esforço transverso

Com os coeficientes parciais utilizados anteriormente e as equações (C.84) a (C.92) obtivemos os resultados da Tabela 5.7 que mostram que é necessário armadura de esforço transverso para as estacas e os contrafortes pois V_{Ed} é sempre superior a $V_{Rd,c}$. Considerou-se um valor de θ igual a 30°.

Tabela 5.7 – Verificação de segurança ao esforço transverso da parede de estacas e dos contrafortes

	<i>Parede de estacas</i>		<i>Contraforte superior</i>		<i>Contraforte inferior</i>	
	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental
$V_{Rd,c}$ (kN)	368	460	895	1119	1528	2057
V_{min}	0,3084	0,3084	0,2332	0,2332	0,2287	0,2287
A_{sw}/s (cm ² .m ⁻¹)	29,4	19,6	16,8	10,6	20,0	14,6
Armadura	4R ϕ12//0,15 (30,16 cm².m⁻¹)		3R ϕ12//0,15 (22,62 cm².m⁻¹)		3R ϕ12//0,15 (22,62 cm².m⁻¹)	
$V_{Rd,max}$ (kN)	2511	3139	7892	9865	9207	11509
$V_{rd,s}$ (kN)	1942	2233	6899	7934	8049	9256
λ (%)	97,6	64,9	74,5	47,0	88,3	64,5

Verificação da segurança ao esforço axial

Aplicou-se os coeficientes parciais de segurança e a equação (C.76) obtemos os valores da Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Verificação de segurança ao esforço normal da parede de estacas e dos contrafortes

	Parede de estacas		Contraforte superior		Contraforte inferior	
	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental
N_{Rd} (kN)	15009	18335	49707	61329	108671	130805
Λ (%)	45,7	30,8	15,2	1,2	62,9	41,4

Vigas de distribuição dos níveis de ancoragens

As forças axiais das ancoragens definitivas são distribuídas numa viga de betão armado com 50 cm de altura e 60 cm de espessura, as forças das ancoragens provisórias são distribuídas em duas vigas metálicas agrupadas. Não se considera o peso próprio das vigas e o momento flector no eixo transversal, assim sendo apenas considera-se o esforço transversal e o momento flector. As cargas de cada nível de ancoragem estão assinalados na Tabela 5.9.

Os esforços nas vigas de distribuição das ancoragens foram obtidos através do método descrito em Pinto et al. (2006), onde se considera um modelo de viga contínua sujeita aos esforços das ancoragens tendo em conta a largura de influência destas. Considera-se o valor máximo da ancoragem definitiva (Def.P), o máximo das ancoragens provisórias de nível 1 a 3 (P1-3) e o máximo das ancoragens provisórias dos níveis 4 e 5 (P4-5). Considera-se ainda a ancoragem definitiva em caso de desativação da escora superior (Def.A).

Tabela 5.9 – Cargas axiais nas ancoragens obtidos nas simulações ULS

	Carga em cada ancoragem				Valores para V.S.		
	Pa AC1C1	Pa AC1C2	Pb AC1C1	Pb AC1C2	A2	Persistente	Acidental
Definitiva	1103,4	1103,4	1003,9	1003,9	1002,8	1103,4	1002,8
Provisória 1	1115,6	1112,7	1018,4	1015,7	-	1115,6	-
Provisória 2	1121,3	1116,7	1024,4	1020,2	-	1121,3	-
Provisória 3	1131,6	1126,2	1034,9	1030,0	-	1131,6	-
Provisória 4	1133,6	1130,5	1036,9	1034,0	-	1133,6	-
Provisória 5	1131,0	1130,5	1032,7	1032,2	-	1131,0	-

Tabela 5.10 – Valores dos efeitos das acções para dimensionar e verificar a segurança das vigas de distribuição

	Ângulo (°)	Espaçamento (m)	$F_{horizontal}$ (kN)	p (kN.m ⁻¹)	MEd (kN.m)	VEd (kN)
Def.P	30	2,6	955,6	367,5	207,0	477,8
P1-3	15	2,7	1093,0	404,8	245,9	546,5
P4-5	15	5,2	1095,0	210,6	474,5	547,5
Def.A	30	2,6	868,5	334,0	188,2	434,2

Viga de distribuição em betão armado

Aplicando o mesmo método utilizado anteriormente obtemos os seguintes valores.

Tabela 5.11 - Verificação de segurança ao momento flector e ao esforço transversal da viga em betão armado

	Momento flector		Esforço transversal		
	Persistente	Acidental	Persistente	Acidental	
μ_{Rd}	0,102	0,074	$V_{Rd,c}$ (kN)	122,3	152,9
ω	0,113	0,08	v_{min}	0,3765	0,3765
$A_{s,min}$ (cm ²)	3,65	3,65	A_{sw}/s (cm ² .m ⁻¹)	15,7	12,4
$A_{s,t}$ (cm ²)	11,7	8,98	Armadura	3R ϕ12//0,20 (16,95 cm².m⁻¹)	
Armadura	4ϕ20 (12,6 cm²)		$V_{Rd,max}$ (kN)	947,0	1183,7
M_{Rd} (kN.m)	222,9		$V_{rd,s}$ (kN)	517,0	528,9
Λ (%)	92,9	84,4	Λ (%)	92,4	82,1

Vigas de distribuição metálicas

Para os níveis 1 a 3 utilizam-se dois perfis UNP280 e para os níveis 4 e 5 dois perfis UNP350, com f_y igual a 275 MPa. Aplicando as equações (C.104) a (C.108) obtivemos os resultados apresentados na Tabela 5.12.

Para estruturas metálicas só é necessário considerar a situação de projecto mais condicionante, pois os coeficientes parciais de segurança dos materiais são iguais para situações persistentes e acidentais. Como $2.V_{Ed} < V_{pl,Rd}$ para o perfil UNP350 não é necessário considerar a influência dos esforços de corte na resistência à flexão.

Tabela 5.12 - Verificação de segurança ao momento flector e ao esforço transverso das vigas de distribuição metálicas

	Momento flector		Esforço transverso		
	Nív. 1 a 3	Nív. 4 e 5	Nív. 1 a 3	Nív. 4 e 5	
W_{pl} (cm ³)	532	1010	A_v (cm ²)	29,3	50,8
ρ	0,0305	-	$V_{pl,Rd}$ (1 perfil)	465,2	806,6
$M_{pl,Rd}$ (1 perfil)	141,8	252,5	Λ (%) (2 perfis)	58,7	33,9
Λ (%) (2 perfis)	86,7	94,0			

Escoras

Na Tabela 5.13 podemos verificar que existe uma grande diferença entre os valores dos esforços axiais das escoras, no entanto, apenas se efectuou a verificação de segurança e dimensionamento da escora mais condicionante. Considera-se um perfil HEB260. Vamos ignorar o peso próprio da escora e o momento flector criado, assim sendo estas funcionam com esforço axial sujeito a encurvadura por varejamento.

Tabela 5.13 – Cargas axiais nas escoras obtidos nas simulações ULS

	ESCORA 1	ESCORA 2	ESCORA 3	ESCORA 4	ESCORA 5
Pa AC1C1	2760	888	1446	465	184
Pa AC1C2	2558	883	1539	546	202
Pb AC1C1	2690	824	1280	389	175
Pb AC1C2	2486	817	1356	475	210
A1	2402	735	1440	539	93
A2	-	1258	2454	856	99
Valor de dimensionamento	2760	1258	2454	856	210

Dispensa-se a verificação da segurança aos esforços de compressão sem curvatura e apresenta-se de seguida a verificação de segurança de encurvadura através das equações (C.97) a (C.103). Ao perfil HEB260 com um aço S275 quando analisada a encurvadura em relação ao seu eixo y-y deve-se aplicar-se a curva de encurvadura b. Os resultados estão expostos na Tabela 5.14. Assume-se que L_{cr} é igual a 70% de L_{escora} .

Tabela 5.14 - Verificação de segurança à encurvadura das escoras metálicas

γ_{M1}	1,0	L_{escora} (m)	L_{cr} (m)	i (mm)	λ	Φ	χ	A (cm ²)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Λ (%)
1,10	86,8	7	4,9	112	0,504	0,6787	0,882	118	2863	96,4

Microestaca

A microestaca é um perfil TM80/127,9. Devido aos valores muito reduzidos dos momentos flectores e das forças de corte, que podem ser consultado na Tabela 5.15, dispensa-se a verificação em relação a estes esforços.

Tabela 5.15– Esforços máximos na microestaca obtidos nas simulações ULS

	N_{min} (kN)	N_{max} (kN)	$ V_{max} $ (kN)	$ M_{max} $ (kN.m)
Pa AC1C1	-403	165	22,6	5,3
Pa AC1C2	-332	153	26,3	7,0
Pb AC1C1	-448	160	21,2	5,6
Pb AC1C2	-346	149	27,8	7,4
A1	-233	134	17,3	4,6
A2	-255	134	23,8	6,3
Valor de dimensionamento	-448	165	28,0	7,4

Dispensa-se a verificação de segurança em relação à compressão e encurvatura por varejamento pois o valor de cálculo dos esforços de compressão é cerca de três vezes inferior ao valor de cálculo dos esforços de tracção e não é espectável que exista um factor de redução de curvatura tão elevado, uma vez que a estaca está totalmente colocada em terrenos da zona ZG1. Assim sendo, apenas se efetua a verificação de segurança em relação à tracção através das equações (C.95) e (C.96).

Tabela 5.16 - Verificação de segurança à tracção das microestacas

γ_{M1}	A (cm ²)	N _{Rd} (kN)	Λ (%)
1,1	17,3	476,2	94,0

Ancoragens

Os resultados das cargas das ancoragens estão apresentados na Tabela 5.9. No entanto, como vai-se seguir a metodologia de verificação de segurança descrita nas equações (C.65) a (C.69) que tem um coeficiente de segurança implícito na resistência das armaduras de pré-esforço de 1,67, não se consideram as simulações com o coeficiente de 1,1 aplicado às cargas axiais. Para os bolbos de selagem consideram-se os resultados das simulações Pa.

Armaduras

Todas as ancoragens são constituídas por 7 cordões de 0,62'', o que dá um valor de P_{tk} de 1946 kN por ancoragem. Foram admitidas 5% de perdas diferidas na carga de pré-esforço nas ancoragens definitivas. Considerou-se que a reentrada de cunhas é igual a 4 mm nas ancoragens provisórias e de 6 mm nas definitivas (Pinto et al., 2006). O aço de pré-esforço utilizado é caracterizado por um valor de f_{tk} de 1860 Mpa (A.S.T.M. A416/96). Obtivemos os resultados expostos na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Verificação de segurança à tracção das armaduras das ancoragens

	P _{Ed} (kN)	L (m)	Δd (mm)	ΔP (kN)	P ₀ (kN)	P ₀ /P _{tk}	Λ (%)
Definitiva	1003,9	23	6	10,0	1067,2	0,548	91,4
Provisória 1	1018,4	14	4	10,9	1083,6	0,557	92,8
Provisória 2	1024,4	12	4	12,8	1091,7	0,561	93,5
Provisória 3	1034,9	11	4	13,9	1104,0	0,567	94,6
Provisória 4	1036,9	10	4	15,3	1107,6	0,569	94,9
Provisória 5	1032,7	8	4	19,2	1107,2	0,569	94,8

Bolbos de selagem

Para verificar a segurança dos bolbos de selagem utiliza-se a equação (C.69) com o valor do coeficiente de segurança igual a 2,0 para as ancoragens provisórias e a 2,2 para as ancoragens definitivas. Assume-se um valor de α igual a 1,6 e um valor de q_s igual a 350 kPa (Pinto et al, 2006). O diâmetro do bolbo de selagem é de 18 cm.

Tabela 5.18 - Verificação de segurança à tracção dos bolbos de selagem das ancoragens

	P _{Ed} (kN)	L _s (m)	L _{bolbo} (m)	Λ (%)
Definitiva	1103,4	8,14	9,0	90,5
Provisória 1	1115,6	7,49	8,0	93,6
Provisória 2	1121,3	7,54	8,0	94,2
Provisória 3	1131,6	7,62	8,0	95,2
Provisória 4	1133,6	7,64	8,0	95,5
Provisória 5	1131,0	7,65	8,0	95,6

5.3. Comparação com a solução executada

Considerou-se valores das acções, das grandezas geométrica e dos parâmetros geotécnicos não corrigidos por coeficientes de segurança. Na Figura 5.3 podemos verificar que as duas soluções apresentam deslocamentos horizontais da parede muito reduzidos tendo em consideração a sua altura. Na solução executada os deslocamentos na zona superior são no sentido do tardo com um valor máximo de 1/2000, enquanto que na solução alternativa são em

sentido contrário com um valor máximo de 1/3000. Na solução alternativa não se observa deformações significativas na zona superior pois as colunas de jet grouting libertam a estaca das deformações e dos correspondentes esforços, o valor do deslocamento no topo da parede é praticamente igual ao valor na cota +40,00.

O deslocamento vertical das estacas é de 2,81 mm para a solução executada e de 6,63 mm para a solução alternativa. O resultado dos pares $(u_{v,max}/H; u_{h,max}/H)$ são $(0,07 \text{ ‰}; 0,5 \text{ ‰})$ para a solução executada e $(0,17 \text{ ‰}; 0,3 \text{ ‰})$ para a solução alternativa. Se compararmos com alguns valores de referência, como o exemplo da direita da Figura 5.4 podemos verificar que qualquer das soluções do estudo de caso apresenta uma performance excelente ao nível das deformações. Chama-se a atenção de que a relação $u_{v,max}/u_{h,max}$ é de 0,14 para a solução executada e de 0,5 para a solução alternativa o que mostra a boa rigidez dos solos, uma vez que o valor de 0,75 é um valor médio de referência e aumenta com a diminuição da rigidez dos solos.

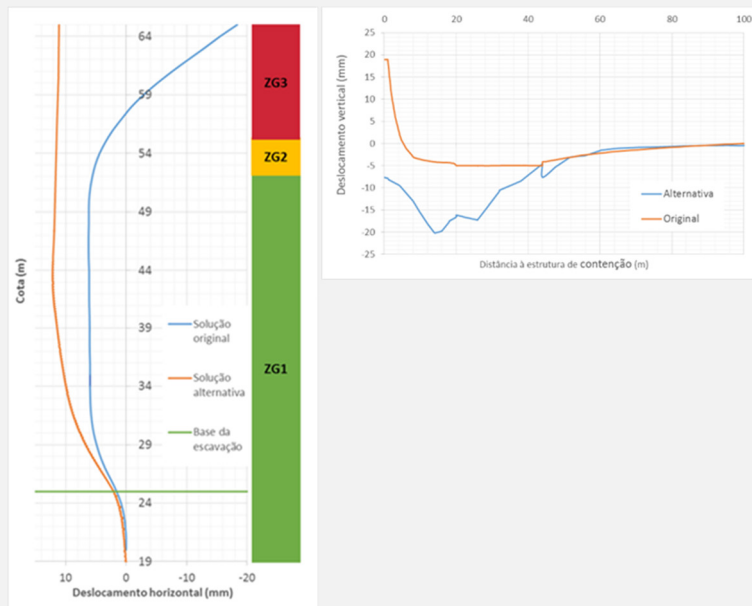


Figura 5.3 – Deslocamentos horizontais da parede e assentamentos no tardoz junto do corte AB5 para a solução original e a alternativa na fase final

Na zona inferior observamos maiores deslocamentos na solução alternativa, o que mostra que a solução executada é mais eficaz a travar os deslocamentos na zona inferior das estacas. No entanto, os valores ainda são muito reduzidos e cumprem os requisitos normativos com uma excelente margem de segurança. A diferença máxima de deslocamentos horizontais da parede, entre as duas soluções, em cotas de ZG1 é cerca de 5 mm.

Nos deslocamentos verticais no tardoz observamos que os empolamentos deixam de existir pois a cortina desloca-se no sentido da escavação e as colunas de jet grouting assentam acompanhando as estacas e as deformações de ZG1. No entanto, o valor é sempre muito reduzido. Note-se que na solução alternativa os terrenos afastados mais de 4 m da parede começam a ter uma componente de ZG3 a substituir as colunas de jet-grouting o que explica que a zona de assentamento máximo ocorra a cerca de 15 m da parede.

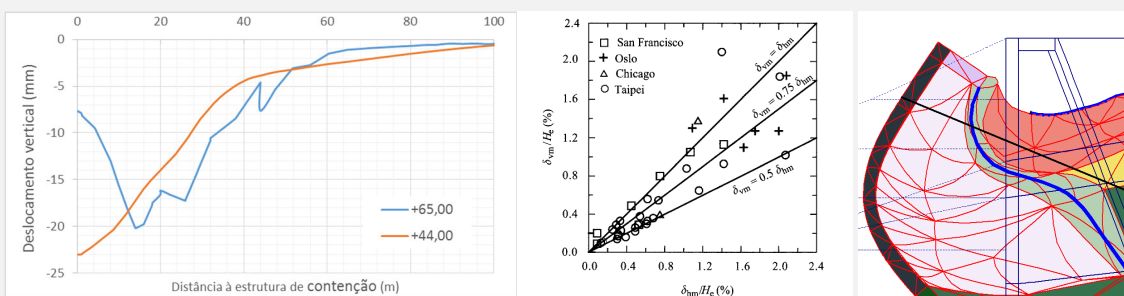


Figura 5.4 – (Esq.) Curvas de deformação vertical nas cotas +44,00 e +65,00; cent.) Valores de $(u_{v,max}/H; u_{h,max}/H)$ para vários exemplos (Ou, 2006); dir.) Pormenor das colunas de jet-grouting na fase final (deformada ampliada 100x)

Na imagem da esquerda da figura seguinte podemos comparar as superfícies de deslocamentos verticais à cota +65,00 (superfície) e à cota +44,00 (base das colunas de jet grouting), onde se pode verificar que o assentamento dá-

se quase todo nas cotas inferiores e que para zonas mais afastadas começa-se a observar as contribuições do assentamento em ZG3. Note-se que ZG1 é muito mais rígida que ZG3, no entanto, a espessura de ZG1 afectada pela escavação é muito superior à de ZG3, assim como as tensões a que o solo está sujeito.

É interessante notar a diferença entre os assentamentos, nas cotas analisadas, nos primeiros 10 metros do tardo onde se assiste ao assentamento significativo das cotas inferiores devido ao elevado peso das colunas de jet-grouting que depois não é acompanhado por o assentamento superficial, onde o movimento das colunas de jet-grouting compensam parte do assentamento, conforme se pode verificar na imagem da direita da Figura 5.4.

Na Figura 5.5 podemos verificar as envolventes de esforços no final da escavação do 10º nível. As envolventes de momentos flectores são muito diferentes pois as colunas de jet grouting impedem a deformação da parede o que implica que esta não sofra carregamentos relevantes e que a curvatura seja quase nula com excepção da base da escavação, onde, devido à descompressão de terras a parede começa a deslocar-se de modo mais marcante para o interior da escavação, o que neste caso, origina um momento flector positivo.

Outra diferença significativa está relacionada com os esforços normais, na zona superior das estacas a solução alternativa apresenta valores menores devido aos reduzidos impulsos que as colunas de jet grouting transmitem à parede. Na zona inferior os esforços normais aumentam muito sugerindo que as estacas funcionam também como elemento de fundação dos contrafortes. Recorde-se que mesmo assim a verificação de segurança à resistência devido ao carregamento deu, no cenário mais restrito, um grau de utilização de cerca de 30%.

A não existência de deformações na zona superior da parede e o facto dos momentos flectores e das forças de corte serem quase nulas neste local implica que na prática a performance da parede não seja função de ZG3, o que seria um dos objectivos desta solução alternativa. Recorde-se que ZG3 mostrou-se a zona geotécnica com maior potencial de variabilidade dos seus parâmetros geotécnicos, logo a retirada de sensibilidade do sistema a qualquer parâmetro de ZG3 faz com que se ganhe confiança nas soluções de dimensionamento.

Na Tabela 5.19 podemos verificar os esforços máximos em valor absoluto e verificar que a solução alternativa reduz, de modo significativo, o momento flector máximo e aumenta muito o esforço normal. Esta situação é vantajosa pois os graus de utilização em relação ao esforço axial são relativamente reduzidos. O dimensionamento da parede é condicionado principalmente por o momento flector atuante e as forças de corte, sendo que a quantidade de armadura pode ser minimizada significativamente através da diminuição dos momentos atuantes.

Tabela 5.19 – Comparação dos valores dos esforços máximos em valor absoluto da solução original e da alternativa

	Original	Alternativa	$(V_{alternativa} - V_{original}) / V_{alternativa}$ (%)
$ N $ (kN)	2685	4180	+55,7
$ V $ (kN)	585	560	-4,3
$ M $ (kN·m)	1220	710	-41,8

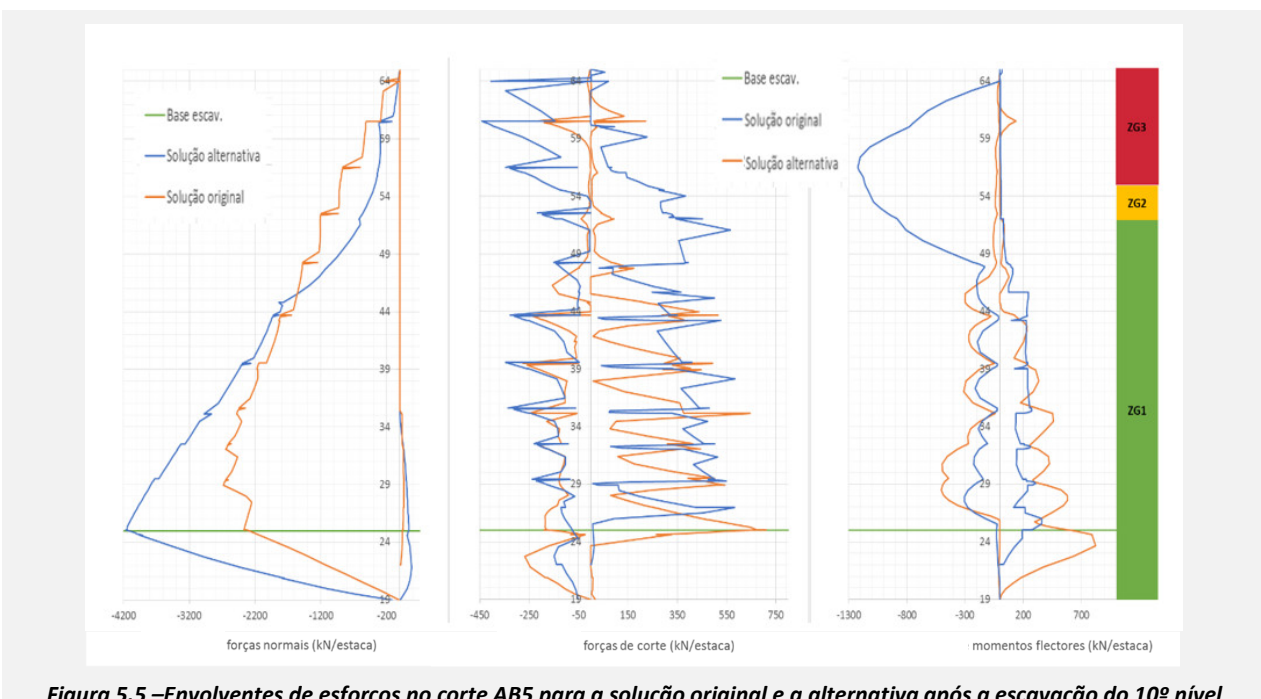


Figura 5.5 – Envolventes de esforços no corte AB5 para a solução original e a alternativa após a escavação do 10º nível

6. Análise do comportamento perante acções sísmicas

A análise dinâmica vai ser efetuada segundo as metodologias do Eurocódigo 8 apresentadas no anexo C. O *software* utilizado para os cálculos de FEM perante ações sísmicas foi a versão 2015 do PLAXIS© 2D. Devido a limitações relacionadas com a utilização do *software* apenas se realizaram simulações com elementos plate para modelar a parede de estacas. Apenas analisou-se o comportamento da solução executada.

6.1. Caracterização geotécnica

Para caracterizar o comportamento cíclico dos solos precisamos de definir os coeficientes α e β referentes ao amortecimento de Rayleigh. Recorde-se que o amortecimento por histerese do modelo HSSS não é suficiente para modelar o amortecimento que ocorre para deformações extremamente reduzidas e que a consideração dum estado plano de deformação no PLAXIS© 2D não permite considerar o amortecimento geométrico.

Utilizámos proposta de Darendeli (2001) para estimar as curvas de variação da rigidez distorcional e do amortecimento em função da deformação distorcional. Para escolha dos parâmetros de Darendeli, considerou-se que ZG1 é uma areia, ZG2 uma areia com muitos finos e ZG3 uma mistura de areia com muitos finos, silte e argila. Considerou-se um índice de plasticidade igual a 5 % para todos os solos. A equação (2.3) permite calcular a velocidade das ondas de corte do solo, originado um valor de 409,2 m.s⁻¹ para ZG1, 259,9 m.s⁻¹ para ZG2 e 182,2 m.s⁻¹ para ZG3. Utilizaram-se os valores da Tabela 6.1 o que deu origem às curvas da Figura 6.1.

Tabela 6.1 – Dados utilizados no método de Darendeli (2001) e resultados intermédios

	σ'_o (kPa)	f (s ⁻¹)	OCR	N	γ_r (%)	ξ_{min} (%)	a	b	C_1	C_2	$C_3 \times 10^5$
ZG1	693,0	8,4	1,36	10	0,05502	1,540	0,895	0,832	1,027	-0,0086	7,85
ZG2	119,1	86,6	1,11	10	0,03577	2,153	0,845	0,843	1,031	-0,0120	11,20
ZG3	59,5	18,2	1,16	10	0,03555	1,474	0,988	0,504	1,005	-0,0011	0,98

Para cada zona geotécnica utilizou-se para valor de referência do amortecimento os valores médios de Pinto et al. (2006) que equivalem a 7,5%, 10% e 12,5% respetivamente para ZG1, ZG2 e ZG3. Considerou os coeficientes de Rayleigh das estruturas de betão armado e das colunas de jet-grouting iguais aos de ZG1.

Para determinar as frequências às quais se deviam aplicar o cálculo do amortecimento de Rayleigh, foram realizadas simulações na aplicação EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits). Para definir as características elásticas de cada zona geotécnica de modo independente utilizaram-se os valores da caracterização geotécnica e as curvas obtidas pelo método de Darendeli (2001).

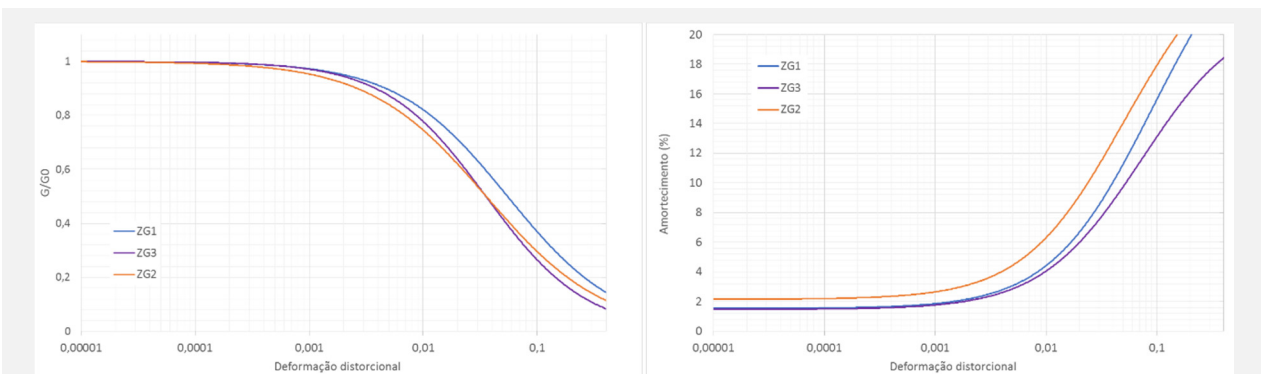


Figura 6.1 – Curvas de variação da rigidez distorcional e do amortecimento com a variação distorcional estimadas através da metodologia de Darendeli (2001): esq.) G/G_0 vs. γ ; dir.) ξ vs. γ

Nos casos condicionados pelo comportamento nas baixas frequências, como é o presente caso, normalmente utilizam-se as duas primeiras frequências naturais de cada zona. A curva que define a amplitude da resposta em função da frequência de vibração permitem obter as frequências naturais de cada zona geotécnica. Os resultados que são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de Rayleigh dos materiais

	ξ (%)	f_1 (s ⁻¹)	f_2 (s ⁻¹)	ω_1 (rad ⁻¹)	ω_2 (rad ⁻¹)	$\alpha \times 10^2$	$\beta \times 10^5$
ZG1	7,5	1	3,6	6,28	22,62	1,0681	7,5153
ZG2	10,0	2,2	13,8	13,82	36,44	1,0197	2,0242
ZG3	12,5	1,8	11,3	11,31	27,65	1,0315	3,2990

É necessário definir o tipo de solo para análise sísmica segundo a parte 1 do Eurocódigo 8. Obtivemos para a velocidade média das ondas de corte o valor de 277,9 m.s⁻¹, o que permite, após consulta do eurocódigo 8 caracterizar o terreno como do tipo C. O período fundamental do solo tem o valor de 0,432 s.

6.2. Acção sísmica

Considerou-se o espectro de cálculo do EC8-1 (2010) para modelar a resposta sísmica da estrutura definido pelas equações (C.70) a (C.73), este espectro obriga à definição do coeficiente de comportamento (q) de modo a considerar a capacidade de dissipação de energia sem ser necessário realizar o cálculo plástico das estruturas. Recorde-se que as estruturas são modeladas com o modelo elástico linear e não simulam a absorção de energia inerente às deformações plásticas. O coeficiente de comportamento da estrutura executada tem o valor de 2,0 (Pinto et al., 2006).

A escolha de classes de importância é definida dos anexos nacionais do EC8-1 (2010). Assumiu-se que as consequências dum colapso estrutural poderiam ser graves para as vidas humanas e prejuízos económicos uma vez que os edifícios poderiam ser danificados com a rotura estrutural da contenção. Assim sendo, atribui-se a classe III que vai maximizar o valor das acelerações de referência o que poderá compensar a possível escolha dum coeficiente de comportamento mais elevado do que o seu real valor.

Considera-se que as acções verticais do sismo não condicionam este tipo de estrutura e a análise restringe-se à componente horizontal da acção sísmica. Uma vez que a análise é efectuada considerando um estado de plano de deformação, assume-se que a componente horizontal do sismo é paralela ao corte modelado. Os parâmetros regulamentares para definir os espectros de cálculo de resposta do EC8-1 (2010) são os apresentados na Tabela 6.3 e os espectros de resposta alvo estão representados na imagem direita da Figura 6.2.

Tabela 6.3 - Parâmetros dos espectros de resposta regulamentares

	$a_{gr} (m.s^{-2})$	γ_I	$a_g (m.s^{-2})$	S_{max}	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$	q
Tipo 1	1,5	1,45	2,175	1,5	0,1	0,6	2,0	1,8
Tipo 2	1,7	1,25	2,125	1,5	0,1	0,25	2,0	1,8

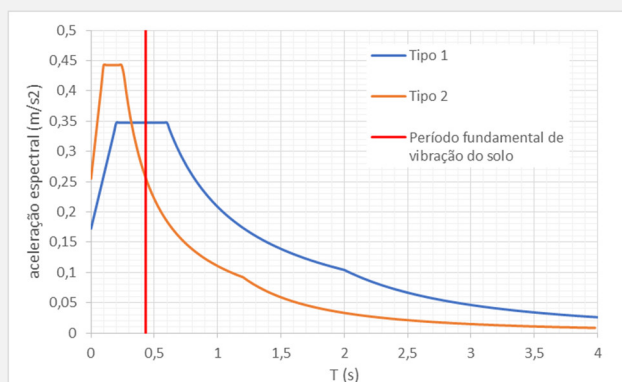


Figura 6.2 – Espectros de resposta alvo para sismos do tipo 1 e 2

A acção sísmica foi gerada a partir de 3 acelerogramas artificiais para cada tipo de sismo, tendo-se recorrido à aplicação SeismoArtif, versão 2.1. Considerou-se uma duração da parte estacionária igual a 150 % do mínimo definido no anexo nacional, ou seja 45 segundos para sismos do tipo 1 e de 15 segundos para sismos do tipo 2. Cumpre-se o requisito 3.2.3.1.2.(4). a) que refere que deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas.

No entanto, assinala-se que é prática comum a utilização de no mínimo 7 acelerogramas. Os acelerogramas artificiais definem as acções sísmicas com as características apresentadas na Tabela 6.4. Note-se os tempos de duração significativa são sempre superiores aos valores mínimos regulamentares com uma margem de segurança elevada, no entanto, chama-se atenção que como não se aplicaram funções envolventes multiplicativas às acções sísmicas, estes valores são particularmente elevados.

Neste texto apenas realizaram-se simulações com os espectros que correspondem acções sísmicas com maior valor de I_a , que correspondem ao primeiro espectro do sismo do tipo 1 e ao segundo espectro no sismo do tipo 2 e estão representados na Figura 6.3. Não se aplicaram funções envolventes aos acelerogramas, assumindo-se deste modo um registo em média constante ao longo da duração do sismo, o que poderá ser gravoso para sismos do tipo 1.

Tabela 6.4 – Características das ações sísmicas

		PHA (g)	PHV (cm.s⁻¹)	PHD (cm)	I_a (cm.s⁻¹)	D (s)
Tipo 1	1	0,263	28,78	89,16	2,065	40,69
	2	0,208	17,82	42,58	1,885	39,65
	3	0,267	26,01	72,94	1,742	40,56
Tipo 2	1	0,253	12,81	8,34	1,064	13,75
	2	0,286	12,29	10,45	0,935	13,49
	3	0,271	17,53	11,07	1,181	13,61

Em que *PHA* é a aceleração horizontal de pico, *PHV* é a velocidade horizontal de pico, *PHD* é o deslocamento horizontal de pico, *I_a* é a intensidade de Arias e *D* é a duração significativa.

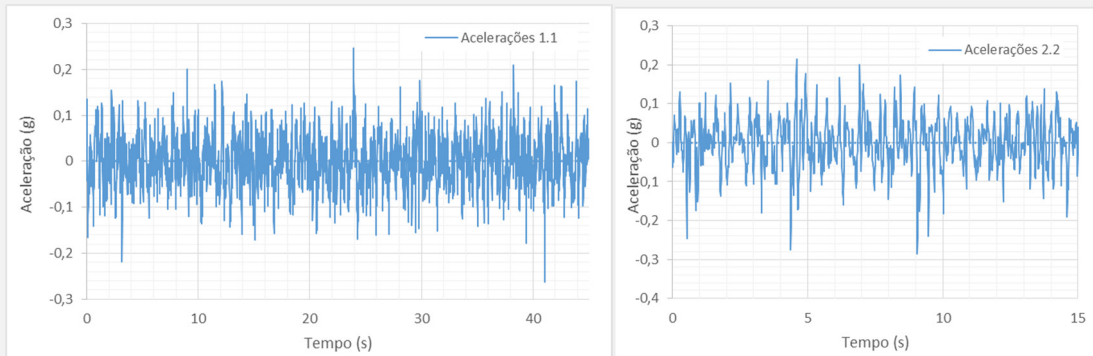


Figura 6.3 – Acelerogramas artificiais sujeitos a análise: esq.) Sismo do tipo 1; dir.) Sismo do tipo 2

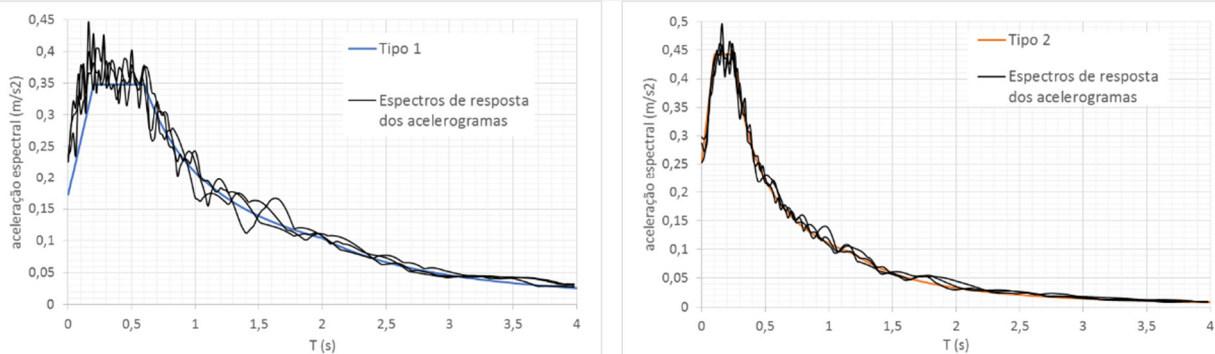


Figura 6.4 – Concordância dos espectros de resposta dos acelerogramas com as espectros de referência do EC8-1 (2010)

Os espectros dos acelerogramas mostram que a resposta cumpre os requisitos regulamentares do EC8-1 (2009) pois adaptam-se aos espectros de resposta.

6.3. Modelo de cálculo numérico

Foram introduzidas fronteiras absorventes padrão. A geometria da malha de elementos finitos foi prolongada 700 metros no sentido do tardo e 400 metros no sentido da escavação. Utilizou-se o modelos da Figura 6.5, que correspondem a 1791 elementos. Retiraram-se as interfaces entre as estruturas e os solos.

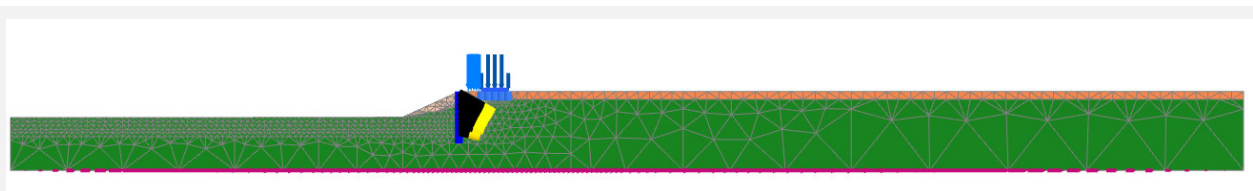


Figura 6.5 – Malhas de elementos finitos para análise sísmica

A ação sísmica foi introduzida na base da malha de elementos finitos através de deslocamentos prescritos. Na zona central do sistema o valor das acelerações da ação corresponde ao valor total dos espectros, começando a diminuir de forma linear a partir das coordenadas em x iguais a -200 m e +350 m, conforme sugerido em Visone (2008). Para sismos do tipo 1 utilizaram-se 4500 passos apenas com 1 sub-passo, para sismos do tipo 2 utilizaram-se 1500 passos

apenas com 1 sub-passo. Deste modo o valor de incremento temporal é igual ao espaçamento dos acelerogramas (0,01s). As ações sísmicas foram rectificadas através da correcção de ruído de fundo disponível no PLAXIS© 2D.

6.4. Resultados

Como se pode observar na Figura 6.6 as acelerações são ampliadas de modo muito significativo nas interfaces entre cada zona geotécnica, chegando a correrem valores de aceleração horizontal superiores a 1g em alguns picos muito elevados à superfície do terreno.

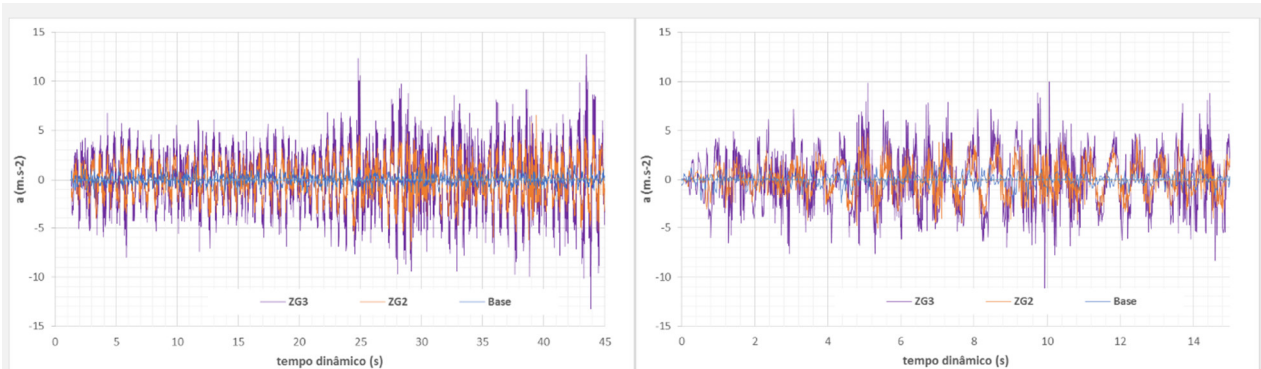


Figura 6.6 – Acelerações em cada ZG: esq.) sismo tipo 1; dir.) sismo tipo2

As relações entre os deslocamentos horizontais à cota 0, na base da ficha das estacas, na base de escavação e no topo das estacas são apresentadas na Figura 6.7 e mostram perfis de deslocamentos muito diferentes conforme o sismo seja do tipo 1 ou do tipo 2. A forma muito diferentes entre as curvas para cada tipo de sismo obrigou-nos a analisar os espectros de deslocamentos associados aos acelerogramas artificiais originais que são apresentados na Figura 6.8.

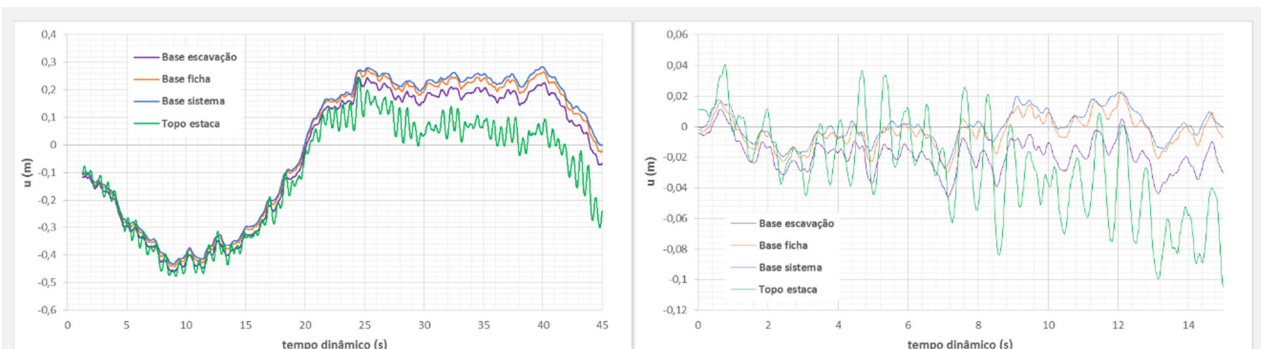


Figura 6.7 – Deslocamentos horizontais associados à solução executada: esq.) sismo tipo 1; dir.) sismo tipo2

Da análise dos perfis de deslocamentos podemos observar que as ordens de grandeza de deslocamentos são compatíveis para ambos os sismos, isto é, dezenas de centímetros para sismos do tipo 1 e menos de 10 cm para sismos do tipo 2. No entanto a forma das curvas dos sismos do tipo 2 não corresponde aos resultados da simulação numérica. Por limitações relacionadas com a possibilidade de utilização do *software* de cálculo não foi possível aprofundar as causas deste afastamento e por este motivo os resultados seguintes devem ser avaliados com a devida reserva.

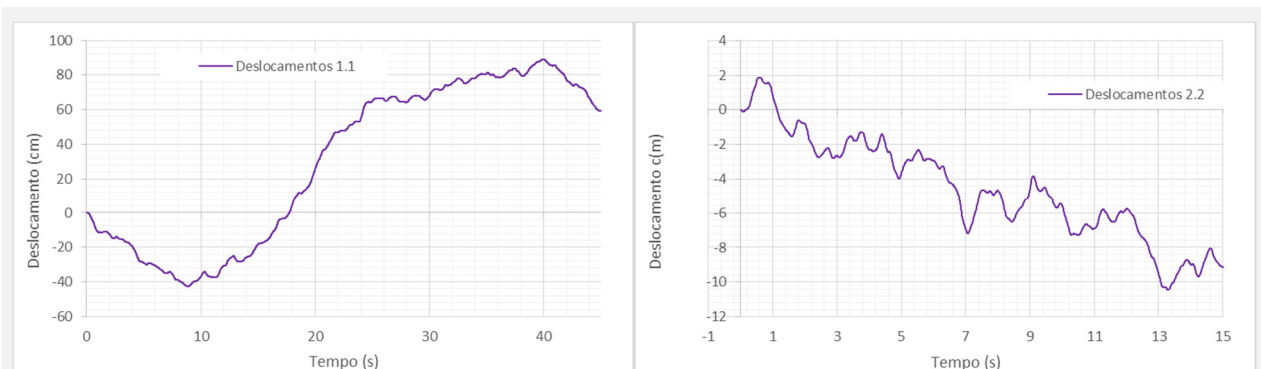


Figura 6.8 - Espectros de deslocamentos associados aos acelerogramas originais: esq.) sismo tipo 1; dir.) sismo tipo2

Para analisar os possíveis danos nas estruturas apresentamos na Figura 6.9 os deslocamentos relativos entre a base e o topo das estacas. Assumindo que os resultados correspondem ao comportamento real do sistema. Observa-se que os deslocamentos são maiores devido à maior duração do sismo, pois nos primeiros 15 segundos o deslocamento máximo associado a sismos do tipo 1 é inferior ao deslocamento associados a sismos do tipo 2.

Mostra-se que o tempo de duração efectiva do sismo é muito importante para caracterizar a resposta do sistema. Note-se, que a estrutura sujeita a um sismo do tipo 1 com a duração mínima regulamentar de 30 segundos teria um deslocamento relativo de cerca de 15 cm em vez dos 25 cm associados ao sismo com 45 segundos de duração.

O valor de u/H do topo da parede devido a fenómenos sísmicos do tipo 1 é de 1/160 e para sismos do tipo 2 é de 1/500. Todos os valores anteriores são superiores aos valores de u/H associados ao funcionamento da cortina de estacas sujeita a ações estáticas.

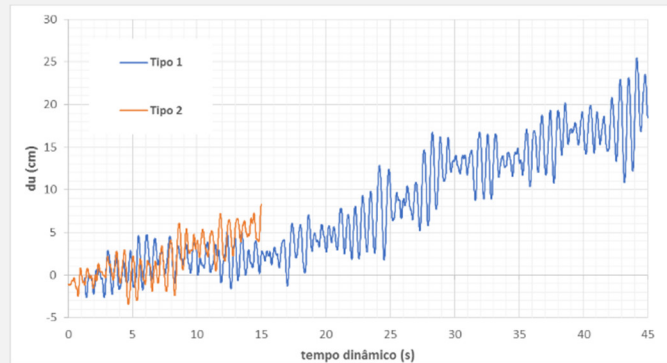


Figura 6.9 - Deslocamentos relativos entre a base da ficha e o topo das estacas

6.5. Análise dos esforços

Observa-se que as envolventes mantêm a sua forma, no entanto, dá-se um aumento muito significativo dos esforços conforme se pode verificar na Figura 6.10 e na Tabela 6.5. Chama-se a atenção de que os resultados da simulação, no final da 10ª etapa de escavação, na versão 2015 do PLAXIS© 2D foram diferentes dos resultados da simulação com a versão 8.6. Por exemplo o valor máximo do momento flector foi de cerca de 1200 kN.m nos resultados da versão 8.6 e de cerca de 1000 kN.m nos resultados da versão 2015.

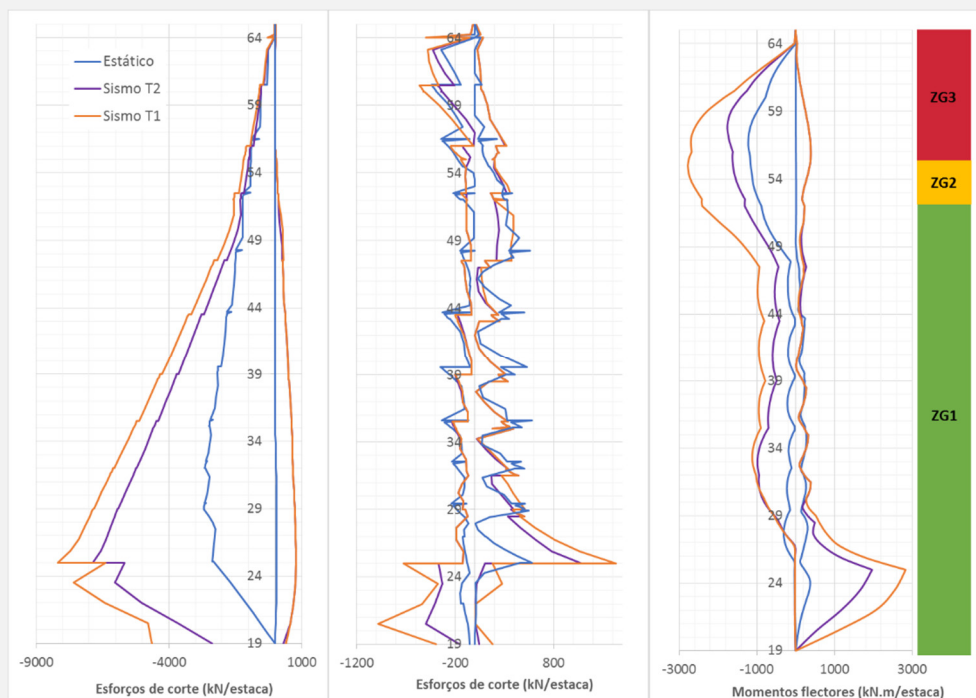


Figura 6.10 - Envolventes de esforços para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2

Em relação ao valor máximo dos esforços, em valor absoluto, nota-se um aumento para todos os esforços de modo particularmente intenso para as forças normais. Os momentos flectores máximos aumentam 2,3 vezes num sismo de tipo 1 e 1,6 vezes para um sismo de tipo 2. Chama-se atenção de que foi considerada uma classe de importância da estrutura que poderá estar significativamente maximizada em relação aos possíveis danos reais.

Tabela 6.5 – Esforços máximos para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2

	Estático	Sismo T1		Sismo T2	
	Valor	Valor	$V_{estática}/V_{sismo}$	Valor	$V_{estática}/V_{sismo}$
N_{min} (kN)	-2685,2	-8177,9	3,0	-6864,6	2,6
N_{max} (kN)	61,6	783,1	12,7	783,1	12,7
V_{min} (kN)	-442,1	-981,0	2,2	-500,5	1,1
V_{max} (kN)	584,8	1434,1	2,5	1086,5	1,9
M_{min} (kN.m)	-1220,0	-2776,9	2,3	-1755,7	1,4
M_{max} (kN.m)	362,8	2833,0	7,8	1969,3	5,4
$ N_{max} $ (kN)	2685,2	8177,9	3,0	6864,6	2,6
$ V_{max} $ (kN)	584,8	1434,1	2,5	1086,5	1,9
$ M_{max} $ (kN.m)	1220,0	2833,0	2,3	1969,3	1,6

Recordamos que o tempo do sismo do tipo 1 é muito superior que o sismo do tipo 2, que o coeficiente de segurança, associado à importância da estrutura, é de 1,45 para sismos do tipo 1 e 1,25 para sismos do tipo 2. Se recordarmos ainda a Figura 6.2 podemos observar que no período de vibração fundamental do solo os valores das acelerações espectrais são superiores para sismos do tipo 1 (0,35g e 0,25g, respectivamente). Estes factos combinados explicam a maior gravidade de sismos do tipo 1, com ampliações de esforços máximos em valor de absoluto para esforços normais, esforços de corte e momentos flectores repectivamente de 3.0, 2.5 e 2.3 para sismos do tipo 1 e de 2.6, 1.9 e 1.6 para sismos do tipo 2.

As cargas axiais máximas das ancoragens estão apresentada na tabela e na figura seguintes. À semelhança das envolventes de esforços da parede de estacas, o sismo do tipo 1 é mais penalizador para o funcionamento da estrutura. No sismo do tipo 1 observamos que as cargas axiais aumentam entre 1,29 a 1,66 vezes com um valor médio de 1,41, enquanto que para o sismo do tipo 2 as cargas axiais aumentam entre 1,14 a 1,41 vezes com um valor médio de 1,24. Estes valores mostram que as ampliações das cargas axiais das ancoragens são inferiores às observadas na envolventes de esforços.

As armaduras das ancoragens foram dimensionadas com um coeficiente de segurança de 1,67 (Pinto *et al.*, 2006) o que mostra que as armaduras das ancoragens não sofreriam roturas no cenário muito agressivo considerado para sismos do tipo 1. No entanto, como este limite esteve quase a ser atingido no 9º nível (1,66) deve-se analisar com cuidado os resultados. De qualquer modo parece que para cenários sísmicos mais realistas as ancoragens mantêm a sua funcionalidade à custa do coeficiente de segurança do material.

É interessante reparar que dum modo geral a ampliação de esforços aumenta com o aumento da profundidade dos níveis. Este comportamento confirma a hipótese sugerida na análise das ancoragens sujeitas a acções estáticas, em que se observou um sobredimensionamento muito elevado nos níveis inferiores, o que se justifica perante o comportamento perante acções sísmicas.

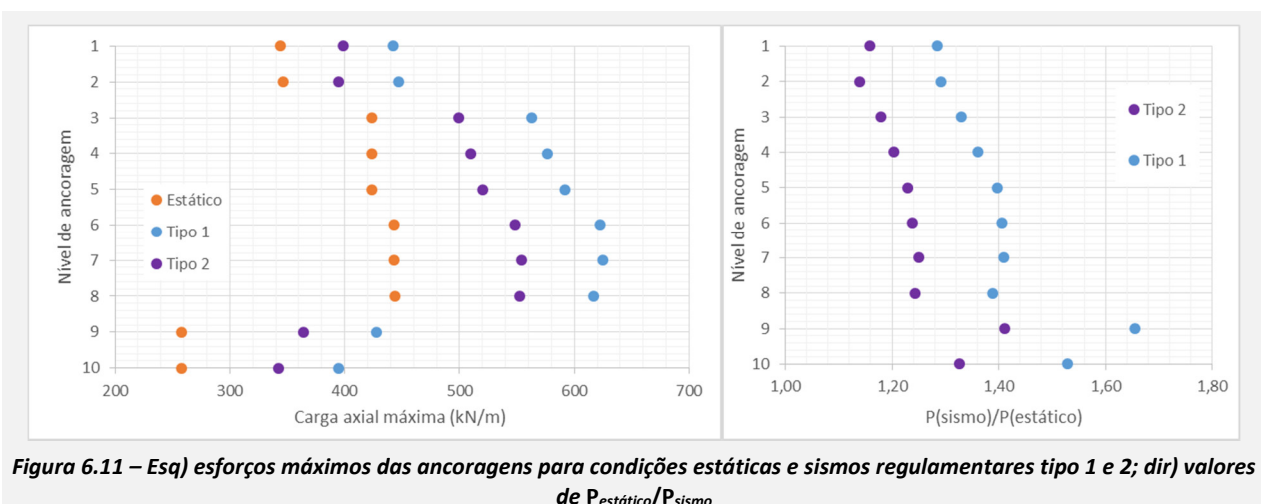


Figura 6.11 – Esq) esforços máximos das ancoragens para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2; dir) valores de $P_{estático}/P_{sismo}$

Tabela 6.6 - Esforços axiais máximos das ancoragens para condições estáticas e sismos regulamentares tipo 1 e 2

Nível	Estático	Sismo T1			Sismo T2		
	P (kN/m)	P (kN/m)	P (kN)	$\frac{P_{estática}}{P_{sismo}}$	P (kN/m)	P (kN)	$\frac{P_{estática}}{P_{sismo}}$
1	344,1	442,3	1150	1,29	398,6	1036	1,16
2	346,1	447,0	1162	1,29	394,6	1026	1,14
3	423,3	563,1	1464	1,33	498,9	1297	1,18
4	423,5	576,7	1499	1,36	509,6	1325	1,20
5	423,5	592,1	1539	1,40	520,2	1353	1,23
6	442,9	622,4	1618	1,41	548,5	1426	1,24
7	443,3	625,0	1625	1,41	553,9	1440	1,25
8	444	616,4	1603	1,39	552,2	1436	1,24
9	258,1	427,3	1667	1,66	364,4	1421	1,41
10	258,2	394,8	1540	1,53	342,4	1335	1,33

7. Conclusões e considerações finais

A execução desta dissertação permitiu cumprir os objectivos propostos. O desenvolvimento do *know-how* relacionado com as estruturas de contenção periférica em meio urbano, nomeadamente o modo de funcionamento da cortina do estudo de caso e a sua interação com o solo, quando sujeita a acções estáticas e sísmicas foi alcançado. Refira-se que as conclusões retiradas deste texto devem ser avaliadas com cuidado quando extrapoladas para outros cenários. Este texto foca apenas um estudo de caso, logo não tem representatividade estatística para conclusões abrangentes ou para extrapolações.

Utilizaram-se várias relações empíricas, teóricas e experimentais para estimar um conjunto de parâmetros geotécnicos. Não ficou claro se a utilização destas relações foi uma mais-valia para os resultados finais, quando comparado com a utilização dos valores pré-definido no *software* PLAXIS© 2D, uma vez que os resultados obtidos estiveram próximos. No entanto, uma prospeção geotécnica planeada para a estimativa destes parâmetros deverá ter uma influência positiva na qualidade das estimativas.

Um dos contributos deste texto é a avaliação da aplicabilidade das relações constitutivas. O modelo MC mostrou-se o menos rigoroso prevendo esforços na parede e principalmente deslocamentos muito superiores aos reais. No entanto na modelação de ZG1 forneceu resultados razoáveis. Recorde-se que uma das grandes diferenças entre os modelos MC e HS é o fecho da superfície de cedência devido ao endurecimento volumétrico. Se se analisar qualquer das figuras com pontos plásticos deste texto, consegue-se observar que dum modo geral em ZG1 dá-se apenas endurecimento distorcional, enquanto que em ZG3 este dá-se por via volumétrica ou mista. Este comportamento não é considerado no modelo MC e se for significativo motiva o afastamento entre resultados reais e simulados.

Conclui-se que para comportamentos afastados da cedência volumétrica, ou seja, solos com boas características de resistência sujeitos a acções medianas podem ser modelados através do modelo MC. Para solos pouco competentes vale a pena utilizar o modelo HS ou HSSS. Se necessário deve-se estimar os restantes parâmetros mesmo que a prospeção geotécnica não tenha sido muito detalhada.

Chama-se a atenção que obtivemos de Pinto et al. (2006) os valores dos módulos de Young, do ângulo de atrito, da coesão aparente e da densidade de cada zona geotécnica. Logo para o modelo HS tivemos que estimar mais 10 parâmetros para cada zona geotécnica. O facto dos resultados serem bastante satisfatórios mostra por um lado a menor contribuição dos parâmetros estimados para o funcionamento do sistema, por outro lado também mostra a mais-valia dos modelos HS e HSSS.

Comparando o modelo HS e o HSSS concluiu-se que o modelo HSSS adapta-se melhor ao estudo de caso. No entanto, a necessidade de estimar $\gamma_{0,7}$ e G_0 sem existirem valores pré-definidos no *software* PLAXIS© 2D e o facto de ambos os parâmetros, mas principalmente G_0 , terem uma influência significativa na resposta do sistema pode colocar em causa a utilização de HSSS em vez de HS.

Se compararmos os valores absolutos máximos das envolventes de esforços do modelo MC e do modelo HSSS temos que a relação $X_{E,MC}/X_{E,HSSS}$ é aproximadamente 90% para os esforços normais, 100% para as forças de corte e 140% para os momentos flectores. Uma vez que os esforços normais não costumam ser condicionantes, concluímos que a

utilização do modelo MC para o dimensionamento estrutural pode ser efectuada adicionando-se um grau de segurança adicional elevado.

A modelação numérica através de FEM com o *software* PLAXIS© 2D mostrou que os modelos conseguiram prever o comportamento real do sistema com algum rigor e após a retro-análise o afastamento entre os resultados e os valores medidos foram muito reduzidos. Este facto demonstra de que a modelação numérica, se realizada com sentido crítico e apoiada em dados geotécnicos credíveis é um excelente instrumento de apoio ao projecto.

No entanto, chama-se a atenção que os resultados da retro-análise podem estar deturpados pelo conjunto de suposições e aproximações efectuadas, além dos erros numéricos associados aos modelos e às malhas de elementos finitos, destacamos as seguintes:

- A consideração dum estado plano de deformação, apesar do elevado número de travamentos e do facto da altura da escavação não ser constante. A utilização da metodologia de Ou (2006) para corrigir os efeitos de canto deve ter minimizado estes desvios, no entanto, este é um método simplificado e apenas válido para deslocamentos.
- A consideração que os deslocamentos medidos em finais de 2014 representam o sistema, não se tendo analisado as causas das taxas de deformação que têm ocorrido desde a conclusão da obra;
- A não consideração dos deslocamentos, de efeitos de anisotropia aparente e outras perturbações induzidas ao sistema no processo de execução das estacas moldadas;
- O não acompanhamento da obra, o que pode implicar a não detecção de aspectos de pormenor com importância no comportamento do sistema a médio prazo.
- A consideração de critérios limite de danos nas edificações vizinhas que dizem respeito às deformações totais das estruturas e não especificamente à obra de escavação;
- A consideração de modelos elásticos e lineares para modelar o comportamento das estruturas, com excepção das colunas de jet-grouting da solução alternativa;
- A consideração duma caracterização geotécnica igual para qualquer ponto do domínio de cada ZG pode introduzir alguns desvios. No entanto, os modelos HS e HSSS corrigem o valor dos módulos de deformabilidade com a variação da tensão de confinamento, o que neste caso ocorre devido à profundidade, e estes são os parâmetros que mais influenciam o comportamento do sistema;
- A utilização dum cálculo elástico corrigido pelo coeficiente de comportamento para a análise sísmica, em vez duma análise plástica explícita;

Da retro-análise do estudo de caso concluímos que ZG3 deverá ter uma heterogeneidade muito elevada o que impediu a consideração do mesmo valor para os parâmetros de rigidez em toda a extensão do alçado analisado. Esta questão é minimizada devido ao elevado nível de pré-esforço transmitido à parede na zona superior. Na solução alternativa a elevada rigidez das colunas de jet-grouting elimina por completo este problema. Infelizmente não estava à disposição informação sobre todos os ensaios SPT realizados o que não permitiu confirmar esta hipótese. Concluiu-se também que ZG3 teria a coesão aparente diferente de zero, mas ainda assim reduzida.

Para as restantes zonas geotécnicas obtivemos valores de rigidez próximos dos valores utilizados em Pinto et al. (2006) nomeadamente 135% para ZG1 e 75% para ZG2, considerando que $E = E_{50} = E_{oed}$.

Da análise de sensibilidade concluímos que o sistema depende fundamentalmente dos parâmetros de rigidez, de ZG1 e a de ZG3. A rigidez de ZG1 controla o comportamento da zona inferior, isto é os deslocamentos horizontais da parede no sentido da escavação, os empolamentos na base e as envolventes de esforços na zona inferior da estaca. A rigidez de ZG3 controla o comportamento nas cotas superiores, isto é os deslocamentos da parede no sentido do tardo, os assentamentos superficiais do tardo e as envolventes de esforços na zona superior da estaca. Também concluiu-se que:

- Os parâmetros geotécnicos influenciam mais os valores máximos dos deslocamentos do que os valores máximos das envolventes de esforços. O esforço normal mostra-se muito pouco sensível à quantificação da caracterização geotécnica;
- Os módulos de rigidez que parecem dominar o comportamento são E_{oed} em ZG3 e G_0 em ZG1, uma vez que em ZG1 os valores das deformações do solo são reduzidos e em ZG3 assiste-se a um comportamento de endurecimento volumétrico extensivo a parte significativa do sistema.
- Os parâmetros $\gamma_{0,7}$, m , ϕ , c , K_0^{nc} têm uma influência significativa nos esforços da parede e nos deslocamentos, no entanto, alguns podem estar sujeitos a uma variabilidade muito reduzida;

- O parâmetro ψ tem uma influência reduzida no sistema pois o seu valor só é significativo em ZG1 e neste solo não assistimos a deformações volumétricas significativas;
- R_{inter} tem uma influência mediana no sistema e maximiza as envolventes de esforços, logo pode-se considerar interfaces rígidas entre as estruturas e os solos no âmbito do dimensionamento e verificação de segurança estrutural.

Ainda sobre retro-análise é importante notar que se restringiu a variabilidade à rigidez de camada ZG e à coesão aparente de ZG3. Se definíssemos um limite máximo para os desvios entre os deslocamentos monitorizados na parede e os obtidos nas simulações aceitável para o sistema, implicaria que, com os dados de monitorização disponíveis e a consideração de todos os parâmetros como variáveis tínhamos um sistema de equações possível indeterminado. Assim sendo, restringiu-se os parâmetros a variar. Caso existisse um número maior de inclinómetros poder-se-ia avançar na optimização do processo aumentando a representatividade estatística dos resultados.

Conclui-se que a modelação de elementos estruturais no PLAXIS© pode ser efectuada através de elementos *plate* ou de elementos BEPD e que os primeiros são mais indicados para estimar os esforços nas estruturas e os segundos são mais indicados para obter os campos de deslocamentos e para analisar na globalidade o comportamento do sistema.

Foi abordada a temática dos danos nas estruturas adjacentes tendo-se concluído que existem vários métodos para os estimar sem ser necessário o conhecimento detalhado das componentes estruturais das edificações. Sobre o estudo de caso conclui-se que a probabilidade dos edifícios vizinho sofrerem danos significativos é muito reduzida, devido à características muito boas de resistência e rigidez de ZG1, aos elevados níveis de pré-esforço utilizado nas ancoragens e à rigidez significativa da cortina de contenção.

Os valores de deformação horizontal e vertical da parede e dos assentamentos à superfície do tardoz foram muito reduzidos para uma escavação com 40 metros de altura o que demonstra a excelente performance da obra quando comparada com outros casos analisados. A boa performance do caso de estudo reforça a confiança e versatilidade na tecnologia de cortinas de estacas ancoradas como contenção periférica em meio urbano.

A solução alternativa mostrou-se cumpridora dos estados limite ULS e SLS, prevendo-se uma performance muito próxima da obtida na solução executada. O facto da solução alternativa ter apenas um nível de ancoragens pré-esforçadas definitivas indicia que no longo prazo a solução alternativa poderia ter sido mais adequada.

Os estados limite GEO são condicionados pela combinação de cálculo 2, enquanto que para os estados limite STR a combinação condicionante não é sempre a mesma, mas nota-se uma tendência a que seja a combinação 1. Os estados limite acidentais considerados não condicionaram nenhum aspecto do dimensionamento estrutural. As edificações próximas da escavação não sofreriam danos significativos caso a solução alternativa tivesse sido executada. Concluímos que a solução alternativa carregaria axialmente as estacas devido ao peso dos contrafortes, mas o momento flector atuante na zona superior seria quase nulo devido às colunas de jet-grouting colocadas no tardoz, o que poderia trazer vantagens financeiras no dimensionamento das estacas.

Verificámos que a diminuição da rigidez dos contrafortes ou do tamanho da ficha das estacas influencia a verificação de segurança das estacas, do contraforte inferior, das microestacas e dos escoramentos. Constatou-se que o sistema é mais sensível à rigidez dos contrafortes. O facto de ZG1 ter uma rigidez bastante boa implica que a ficha não tem de ser muito comprida para garantir a performance e esta é pouco penalizada pela diminuição da ficha.

Infelizmente não foi possível detalhar a análise dinâmica com o mesmo alcance do efectuado para a análise estática. Os deslocamentos máximos do topo da estaca foram muito superiores no caso de sismos do tipo 1, o facto da duração da acção sísmica ser superior para sismos do tipo 1 foi um factor importante neste comportamento. Todos os valores de deslocamento horizontal no topo da estaca, após a conclusão da acção sísmica, são superiores aos valores de u/H associados ao funcionamento em acções estáticas.

Todas as envolventes de esforço aumentaram significativamente quando a estrutura é sujeita acções sísmica principalmente para sismos do tipo 1. Os momentos flectores máximos foram ampliados em 2,3 vezes para sismos do tipo 1 e 1,6 vezes para sismos do tipo 2. Na Figura 6.2 podemos observar que no período de vibração fundamental do solo os valores das acelerações espectrais dos espectros regulamentares são de 0,35 g para sismos do tipo 1 e 0,25 g para sismos do tipo 2, o que poderá explicar a maior gravidade de sismos do tipo 1. Não foi possível realizar esta avaliação para a estrutura alternativa, logo não se pode verificar a segurança da estrutura perante situações de projecto sísmicas.

As cargas axiais ancoragens aumentam em média 1,41 vezes para sismos do tipo 1 e 1,24 vezes para sismos do tipo 2. As armaduras das ancoragens não sofreriam rotura perante as ações sísmicas consideradas no entanto o 9º nível de ancoragens para sismos do tipo 1 poderá apresentar um risco muito elevado.

Desenvolvimentos futuros

Um conjunto significativo de aspectos relacionados com estruturas de contenção periférica em meio urbano não foram abordadas, nomeadamente questões relacionadas com os trabalhos preliminares, com a presença de água e processos de impermeabilização ou de diminuição do nível freático, com o plano de instrumentação e monitorização ou com os aspectos financeiros e logísticos.

Em relação ao estudo de caso, alguns aspectos significativos não foram considerados ou aprofundados, e mereciam uma análise detalhada, destacamos os seguintes:

Os deslocamentos na fase de execução das estacas foram considerados nulos, o que não corresponde à realidade. Apesar da maior complexidade de modelação do processo de execução de estacas moldadas seria um desafio interessante a sua abordagem e quantificação. Na fase de execução de estacas poder-se-ia analisar igualmente a influência das vibrações nos edifícios adjacentes através da norma NP 2074:2015.

Com vimos a consideração dum estado plano de deformação poderá trazer um conjunto de erros significativos, principalmente devido à geometria não regular da contenção, assim, um aspecto de optimização dos resultados seria a modelação através de modelos 3D. A modelação a três dimensões poderia permitir analisar os aspectos mais divergentes em relação à consideração dum estado plano de deformação e contribuir para o aprofundamento dos métodos que relacionam os resultados nestas duas geometrias.

Alguns resultados não eram espectáveis no início deste trabalho. Não se encontrou erros que os justifiquem, mas também não se esclareceu na totalidade os assuntos, seria interessante aprofundar a análise de:

- Resposta não monótona do sistema à variação de E_{ur} ;
- Aumento da força axial nas escoras com o aumento do comprimento da ficha das estacas;
- Relativa divergência entre os valores das cargas das ancoragens medidos e simulados;
- As curvas de deslocamentos associadas a sismos do tipo 2 não coincidentes com as curvas de deslocamento das ações sísmicas.

Ainda sobre as ancoragens, um desenvolvimento futuro poderia passar pela análise em detalhe do comportamento das ancoragens, aspecto que não foi considerado neste texto. Com particular interesse poderia tentar-se compreender as relações entre as taxas de deformação da parede com as variações medidas nas células de carga.

Realização de uma retro-análise mais exaustiva através da variação dum maior número de parâmetros, nomeadamente a variação individual de parâmetros de rigidez de ZG1 e ZG3. Também seria desejável avaliar a utilização de relações constitutivas diferentes para cada zona geotécnica, incluindo relações não utilizadas neste texto, nomeadamente relações visco-plásticas.

A recuperação dos dados originais da prospeção geotécnica poderia permitir um tratamento estatístico interessante através da compatibilização da variabilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos através de ensaios ou relações empíricas com a variabilidade dos critérios de resposta. Deste modo poder-se-ia associar a cada parâmetro geotécnico um risco inerente á sua utilização.

A análise do plano de instrumentação e medição e a compatibilização deste com os resultados do estudo de caso não foi efectuada e poderia ser uma mais-valia para os resultados globais, nomeadamente na definição de gamas de variabilidade dos parâmetros geotécnicos que não acionariam os critérios de alerta e de alarme.

Finalmente, seria interessante detalhar a análise sísmica, nomeadamente ao nível do comportamento da solução alternativa no âmbito de verificação de segurança da estrutura e das edificações na vizinhança. Estes resultados poderiam ser comparados com os resultados com uma análise dinâmica não linear plástica e com os resultados do método pseudoestático. Recorde-se que este último método provavelmente daria resultados bastante rigorosos uma vez que a estrutura é muito flexível.

8. Bibliografia

- Aguiar, M., Martins, J. (2005), *Contenção Lateral de Solos – Série Estruturas*, Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Aldeias, J. (2011), *Soluções de Escavação e Contenção Periférica Intersectando o Nível Freático*, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Alexandre, J. (2013), *Projeto de cortinas de contenção ancoradas*, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- B. Gebreselassie, H. Kempfert (2005) *Sensitivity study of the hardening soil model parameters based on idealized excavation, Prediction, analysis and design In geomechanical applications*, Politecnico di Torino.
- Baudin, C. (2003) *Uncertainties and their relevance for the design of deep excavations near existing structures*, XIIIème European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague.
- Beijinha, A. (2009), *Estruturas de Contenção Ancoradas Sujeitas a Acção Sísmica – Análise do Comportamento*, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Bentler, D. (1998). *Finite Element Analysis of Deep Excavations*, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- Benz, T., (2007) *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- Bond, A., Harris, A. (2008) *Decoding Eurocode 7*, Taylor & Francis, Taylor & Francis.
- Bond, A., Schuppener, B., Scarpellim G., Orr, T. (2013) *Eurocode 7: Geotechnical Design Worked examples*, Institute for the Protection and Security of the Citizen, Joint Research Centre, European Commission, Luxembourg.
- Brandt, A. (2014) *Earthquake Analysis of Subsea Structure on Caisson Foundation using 3D Finite Element Solution*, Master Thesis at the Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.
- BRE Digest (1995) *Assessment of damage in low-rise buildings*, Digest 251, London.
- Briaud, J. (2013) *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*, John Wiley & Sons, Inc., New Jersey
- Brito J. (2001) *Ancoragens*, Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações, Instituto Superior Técnico, Lisboa
- Brito, J. (2011) *Material da disciplina de Tecnologia da Construção de Edifícios*, Instituto Superior Técnico, , Lisboa.
- Camotim, D., Dinis, P. (2008) *Apontamentos de Mecânica dos Corpos Deformáveis – Disciplina de Resistência de Materiais I*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Carvalho, F. (2013) *Soluções de Escavação e Contenção Periférica- Parque de Estacionamento Alves Redol*, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Carvalho, M. (2009) *Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas – construção, ensaios e análise comportamental*, Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Lisboa.
- Cortez, R. (2011) *Paredes Moldadas*, Tecnologia da Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Cravinho, A., (2011) *Processo de Execução de Muros de Berlim e Muros de Munique*, Tecnologia da Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Croce, P., Flora, A., Modoni, G. (2014) *Jet Grouting - Technology, Design and Control*, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida.
- Cruz, E. (2006) *Aspectos construtivos em obras de contenção periférica de grandes escavações: o caso de estudo da estação de metropolitano do Terreiro do Paço*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. I.S.T, Lisboa.
- Cruz, J. (2012) *Abordagem às soluções de contenção de escavações usando a técnica Deep Soil Mixing*, Dissertação para Grau de Mestre em Engenharia Geológica-Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa
- Da Silva, D. (1995) *Mecânica e Resistência dos Materiais*, Ediliber Editora, Coimbra.
- Darendeli, M. (2001) *Development of a New Family on Normalizes Modulos Reduction and Material Damping Curves*, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy, University of Texas, Austin.

- Delfim, A. (2014), Estudo da resposta sísmica local na região metropolitana de Lisboa e na região do Algarve, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Dias, F. (2013) Escavações Profundas em Meios Urbanos, Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa
- EPRI EL-6800 (1990) Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Cornell University, New York.
- Ergun, M. (2008) Deep Excavations, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Bouquet 8.
- Everaars M.J.C., Peters M.G.J.M (2013) Finite Element Modelling of D-wall Supported Excavations, *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, City University London, London.
- Fernandes, M. (1983) Estruturas Fléxíveis Para Suporte de Terras – Novos Métodos de Dimensionamento, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Porto.
- Godinho, P. (2009) Métodos de Dimensionamento de Cortinas de Contenção Autoportantes e Mono-apoiadas: O problema das Cargas Verticais, Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na especialidade de Estruturas e Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Goh, K., Mair, R. (2013) Response of framed buildings to excavation-induced movements, *Soils and Foundations*, The Japanese Geotechnical Society.
- Gomes, R. (2013) Material de apoio à disciplina de Túneis, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Gouw, T. (2014) Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems, *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014) pp. 8291-8311, Jakarta.
- Guerra, N. (1999) Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical, Dissertação para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Gulvanessian, H., Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. (2005) *Designer's guide to EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design – General rules*, ICE Publishing, London.
- Haque, M., Bryant, J. (2010) Failure of Vert Wall System: Forensic Evaluation and Lessons Learned, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 15.
- Hashash, Y., Marulanda, C., Kershaw, K., Cording, E., Druss, Das, P. (2003) Temperature Correction and Strut Loads in Central Artery Excavations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6.
- Hayward Baker Inc. (2011) Jet Grouting, Hayward Baker Inc. Geotechnical Construction, Hanover, Maryland.
- Hettler, A., Schanz, T. (2012) How to analyse walls for deep excavations, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Viggiani (ed)*, Taylor & Francis Group, London.
- Johansson, E., Sandeman, E. (2014) Modeling of a Deep Excavation – A Comparison of Different Calculation Methods to In-Situ Measurements, Master of Science Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Józsa, V. (2011) Effects of rarely analyzed soil parameters for FEM analysis of embedded retaining structures, *Geotechnical Engineering*, IOS Press, Amsterdam.
- Kempfert, H., Gebreselassie, B. (2005) Sensitivity study of the hardening soil model parameters based on idealized excavation, Prediction, analysis and design in geomechanical applications, Eleventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Torino, Italy.
- Kempfert, H., Gebreselassie, B. (2006) *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Korff, M. (2009) Deformations and damage to buildings adjacent to deep excavations in soft soils, *Deltares*, Delft.
- Kramer, S. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey.
- Krishna, A. (2004) Design and Construction of the Deepest Diaphragm Walls in Cairo, NAT, Cairo.
- Kumar, K. (2008) *Basic Geotechnical Earthquake Engineering*, New Age International (P) Ltd., New Delhi.
- Langen, H. (1991) Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft.
- Likitlersuanga, S., Teachavorasinskuna, S., Surarakb, C., Oh, C. Balasubramaniam, A. (2013) Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Argil, Elsevier B.V., Amsterdam.

- Lopes, S. (2011), Cortinas de Estacas Moldadas, Disciplina de Tecnologia da Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Mair, R., Taylor, Burland, J. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling, Aspects Underground Construction in Soft Ground, Mair&Taylor, Balkema, Rotterdam.
- Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M. (2001) The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations, A Report by the ISSMGE Committee TC16, Ground Property Characterisation from In-situ Testing, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Bali.
- Marr. W., Hawkes, M. (2010) Displacement-Based Design for Deep Excavations, Earth Retention Conference 3, pp 83-100, Geocomp Corporation.
- Martins, J. (2002) Fundações, Curso de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga/Guimarães, Portugal.
- Mascarenhas, J. (2011) Sistemas de Construção – Volume 1, Livros Horizonte, Lisboa.
- Mayne, P., Coop, M., Springman, S., Huang, A., Zornberg, J. (2009). GeoMaterial Behavior and Testing. Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol. 4, Millpress/IOS Press Rotterdam.
- Merrifield, C., Barley, A., Matt, U. (1997) The Execution of Ground Anchor Works: The European Standard EN1537, Manchester School of Engineering, Manchester.
- Nicholson, P., Mitchel, J., Bahner, E., Moriwaki, Y. (1998) Design of a Mixed Composite Gravity Wall, American Society of Engineers, Rutgers, New Jersey.
- Obrzud, R. (2010) On the Use of the Hardening Soil Small Strain Model in Geotechnical practice, Numerics in geotechnics and structures, Elmeppress International.
- Obrzud, R. (2011) The Hardening Soil with Small Strain Stiffness, GeoMod Ing. SA, Lausanne.
- Obrzud, R. (2012) Parameter determination for advanced constitutive models in ZSoil, GeoMod Ing. SA, Lausanne.
- Obrzud, R. (2014) New toolbox for an automated parameter identification, GeoMod Ing. SA, Lausanne.
- Oliveira, I. (2012) Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano - Palácio dos Condes de Murça, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Ou, C. (2006) Deep Excavations – Theory and Practice, Taylor & Francis, London.
- Paolillo, A. (2014) lectures notes of the Course on Tunnelling and underground structures – Ground Movements Induced by Tunnelling, Università Degli Studo do Napoli Federico II, Napoli.
- Peixoto, M., (2014) Estudo de Modelos Constitutivos do solo e Avaliação da sua Adequabilidade - Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa
- Perdigão, P. (1999) Sistemas de Pré-esforço em Escavações Escoradas, Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Porto.
- PIANC/MarCom/Working Group 34 (2001) Seismic Design Guidelines for Port Structures, Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Swets & Zeitlinger B.V., Lisse.
- Pinto, A. (2012a) Material da disciplina de Escavações e Obras Subterrâneas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pinto, A. (2012b) Material da disciplina de Fundações e Obras de Aterro, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pinto, A. (2007b) Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa. Escavação e Contenção Periférica, Engenharia e Vida, nº36, Junho 2007, Lisboa.
- Pinto, A. (2007a) Escavação de grande profundidade para a construção da Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa, Lisboa.
- Pinto, a. (2007a) Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa. Escavação de Grande Profundidade, Lisboa.
- Pinto, A., Pereira, A. (2006) Memória Descritiva - Projecto de Execução, Concepção e Contrução de Muros de Suporte de Contenção na Urbanização do Vale de Santo António em Lisboa, JetSJ Engenharia, Lisboa.
- Pinto, F. (2013), Avaliação dos efeitos locais para estimativa da perigosidade sísmica a nível Nacional, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior, Lisboa.

- Pinto, R. (2008) Sistema Construtivos de estruturas de contenção multi-apoiadas em edifícios, Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções, Faculdade de engenharia, Porto.
- Plaxis© (2009). Dynamics Manual - 2D, Version 9.0, Delft, The Netherlands.
- Plaxis© (2008a). Reference Manual - 2D, Build 7519, Delft, The Netherlands.
- Plaxis© (2008b). Material Models Manual - 2D, Build 7519, Delft, The Netherlands.
- Plaxis© (2008c). Scientific Manual - 2D, Build 7519, Delft, The Netherlands.
- Prado, N. (2008) Projeto da Estrutura de Suporte para uma Escavação Para um Grande Edifício no Porto, Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia, Porto.
- Pramthawee, P., Jongpradist, P., Kongkitkul, W. (2011) Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviors of high rockfill dams, Songklanakarin Journal of Science and Technology, Songklanakarin.
- R. Brinkgreve , E. Engin , H. Engin (2010) Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands, Delft University of Technology, Delft.
- Raposo, N. (2006) Pré-Dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas - Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia, Porto.
- Rutherford, C., Biscontin, G., Briaud, J. (2005) Design Manual for Excavations Support Using Deep Mixing Technology, Texas A&M University, College Station, Texas.
- Santos, G. (2014) Soluções de Pregagens para a Estabilização de Taludes, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Santos, J. (2002) Estacas sob acções verticais – Importância do controlo de qualidade, Disciplina de Fundações, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Santos, J. (2011) Análise do comportamento de paredes tipo Berlim definitivo, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Schanz, T., Vermeer, P., Bonnier, P. (1999) The hardening soil model: Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS© 1999 Balkema, Rotherdam.
- Sousa, R., Teixeira, R., Guerra, J. (2006) Dimensionamento e Execução de Paredes Moldadas – Série Estruturas, Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Srbulov, M. (2014) Practical Guide to Geo-Engineering with Equations, Tables, Graphs and Check Lists, Springer Dordrecht Heidelberg, London.
- Sture, S. (2004) Non-Linear Hyperbolic Model & Parameter Selection, Boulder, Colorado.
- Townsend, F., Anderson, J., Rahelison, L., (2001) Evaluation of FEM Engineering Parameters from Insitu Tests – Final Report, Florida Department of Transportation, Tallahassee.
- V. Józsa (2011) Effects of rarely analyzed soil parameters for FEM analysis of embedded retaining structures, Geotechnical Department, Budapest University of Technology and Economics, Hungary
- Visone, C. (2008) Performance-Based Approach in Seismic Design of Embedded Retaining Walls, A dissertation submitted for the Degree of Doctor of Philosophy at University of Napoli Federico II, Napoli
- Waterman, D. (2006) Structural elements in Plaxis, Structural elements and excavations, Plaxis BV, Chile.
- Wolf, T. K., Rasmussen, K. L., Hansen, M., Roesen, H. R., & Ibsen, L. B. (2013). Assessment of p-y Curves from Numerical Methods for a non-Slender Monopile in Cohesionless Soilm Aalborg University.
- Woods, R. (2003) The Application of Finite Element Analysis to the Design of Embedded retaining Walls, Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy, School of Engineering, University of Surrey, Guildford.

Anexo A - Correlações para estimar os parâmetros dos modelos MC, HS e HSSS

Coefficiente de Poisson

Tabela A.1 - Relações para estimar o valor do coeficiente de Poisson. ¹(Martins, 2002), ²(EPRI, 1990)

Valor/equação	Referência	Notas	
$v = \frac{1 - \text{sen}(1,2 \cdot \varphi')}{2 - \text{sen}(1,2 \cdot \varphi')}$	Vesic ¹	Areias	(A.1)
$v = 0,2 \text{ a } 0,4$	Townsend et al. (2001) ¹		(A.2)
$v \approx 0,1 + 0,3 \cdot \frac{\varphi' - 25}{20}$	Trautmann e Kullawy ²		(A.3)

Ângulo de atrito interno

Tabela A.2 - Relações para estimar o valor do parâmetro φ' . ¹Brinkgreve et al. (2010), ²Townsend et al. (2001), ³Obrzud (2011); ⁴Srbulov (2014), ⁵Marchetti et al. (2001) e ⁶EC7-2 (2007)

Valor/equação	Referência	Notas	
$\varphi' = 13,5 \cdot \lg(q_c) + 23$	EC7-2 (2007) ⁶	Ensaio CPT,	(A.4)
	Stenzel et al. (1978) ⁶	$C_u < 3; 5 < q_c < 28$ [Mpa]	
$\varphi' = 28 + 12,5 \cdot RD/100$	Brinkgreve et al. (2010) ¹		(A.5)
$\varphi' = 28 + 12,5 \cdot \left[\frac{((N_1)_{60} - 3)}{36} \right]$	Peck et al. (1953) ⁴	Ensaio SPT, Areias e cascalhos NC, $3 < (N_1)_{60} < 39$	(A.6)
$\varphi' = 28 + 4,5 \cdot \left[\frac{((N_1)_{60} - 39)}{21} \right]$	Peck et al. (1953) ⁴	Ensaio SPT, Areias e cascalhos NC, $39 < (N_1)_{60} < 60$	(A.7)
$\varphi' = \arctg \left[\frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \sigma'_{v0}/Pa} \right]^{0,34}$	Schmertmann (1975) ^{2,4}	Ensaio SPT Para profundidades > 2 m	(A.8)
$\varphi = 53,881 - 27,6034 \cdot e^{-0,0147 \cdot N_{SPT}}$	Peck et. al (1974) ²	Ensaio SPT	(A.9)
$\varphi' = \sqrt{20 \cdot (N_1)_{60}} + 20$	Hatanaka e Uchida (1996) ⁴	Ensaio SPT, Areias e cascalhos	(A.10)
$\varphi' = 17,6 + 11,0 \cdot \log \left[\frac{q_c}{Pa} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right)^2 \right]$	Kulhawy e Mayne (1980) ²	Ensaio CPT	(A.11)
$\varphi' = 30,8 \cdot \left[\log \left(\frac{f_s}{\sigma'_{v0}} \right) + 1,26 \right]$	Masood e Mitchell (1993) ²	Ensaio CPT, areias mal gradadas, $23,5 < q_c$ (MPa) < 28	(A.12)
$q_c = 1,3 \cdot \sigma'_{v0} \cdot \text{tg} \left[\pi/4 + \varphi'/2 \right] \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi')}$	Debeer (1974) ²	Ensaio CPT	(A.13)
$\varphi' = 13,5 \cdot \log(q_c)$	Stenzel e Melzer (1978) ^{4,6}	Ensaio CPT, [kPa]	(A.14)
$\varphi' = 28 + \frac{\log(K_D)}{0,0685} - \frac{[\log(K_D)]^2}{0,476}$	Marchetti (1997) ^{2,5}	Ensaio DMT	(A.15)
$\varphi' = 31 + \frac{1}{0,236/K_D + 0,066}$	Marchetti (1997) ^{2,5}	Ensaio DMT	(A.16)
$\varphi' = 37,3 \cdot \left[\frac{K_D - 0,8}{K_D + 0,8} \right]^{0,082}$	Robertson e Campa- nella (1991) ²	Ensaio DMT $I_d > 3,3$	(A.17)
$P_N = 250 \cdot 2^{(\varphi' - 24)/4}$	Centre d'Etudes Me- nard (1970) ²	Ensaio pressiométrico	(A.18)
$\varphi' = \arctg \cdot \left[0,10 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$	Robertson e Campa- nella (1983) ⁴	Ensaio CPT	(A.19)

Ângulo de dilatação

Tabela A.3 - Relações para estimar o valor do ângulo de dilatação. ¹Brinkgreve et al. (2010) e ²Townsend et al. (2001)

Valor/equação	Referência	Notas	
$\psi = -2 + 12,5 \cdot RD/100$	Brinkgreve et al. (2010) ¹	Areias, [°]	(A.20)
$\psi = \phi - 30$	Townsend et al. (2001) ²	[°]	(A.21)

Com a exceção de camadas extremamente sobreconsolidadas as argilas apresentam ângulos de dilatação muito reduzidos. No caso de areias já é mais comum encontrar-se valores significativos, mas mesmo assim, muito afastados dos ângulos de atrito. O modelo MC no *software* PLAXIS© considera que para comportamento não drenado o valor de ψ é sempre igual a 0 e para comportamento drenado o valor de ψ é introduzido pelo utilizador. Este modelo não prevê a limitação da dilatação através dum “cut-off”, logo para valores positivos de dilatação o solo apresentará sempre um comportamento dilatante para qualquer valor de deformação distorcional, nunca se atingindo um estado

crítico, o que merece uma particular atenção caso se utilizem ângulos de dilatância elevados. Para valores inferiores a 8° as implicações são reduzidas (Townsend et al., 2001).

Potência da dependência tensional da rigidez

Tabela A.4 - Relações para estimar o valor da potência para a dependência tensional da rigidez, m. ¹Obrzud (2011), ²Kempfert (2006), ³PLAXIS (2015b), ⁴Brinkgreve et al. (2010)

Valor/equação	Referência	Notas	
$m \approx 0,5$	Janbu (1963) ¹	Areias e siltes da Noruega	(A.22)
$m = 0,3$ a $1,0$	Obrzud (2011) ¹	Solos naturais	(A.23)
$m = 0,53$	Kempfert (2006) ²	Para módulo tangente, Drenado	(A.24)
$m = 0,57$	Kempfert (2006) ²	Para módulo secante, Drenado	(A.25)
$m = 0,78$	Kempfert (2006) ²	Para módulo de recarga/descarga, Drenado	(A.26)
$m = 1,05$	Kempfert (2006) ²	Para módulo tangente, Não drenado	(A.27)
$m = 1,1$	Kempfert (2006) ²	Para módulo secante, Não drenado	(A.28)
$m = 0,5$ a $1,0$	Von Soos (1990) ³		(A.29)
$m = 0,7 - RD/320$	Brinkgreve et al. (2010) ⁴	Areias	(A.30)

No caso de solos moles pode considerar-se o valor igual a 1,0. Note-se que o *software* PLAXIS© obriga a considerar um valor de *m* igual para a dependência de três módulos de deformabilidade diferentes (E_{ur} , E_{50} e E_{oed}), pois não é usual conseguir-se detalhar com rigor valores de *m* específicos para cada módulo. Dum modo geral podemos referir que $m_{Etangente} < m_{E50} < m_{Eur}$ (Kempfert, 2006).

Parâmetro R_f

O valor predefinido no modelo Hardening Soil do PLAXIS© é de 0,9.

Tabela A.5 - Relações para estimar o valor do parâmetro R_f . ¹Obrzud (2011), ²Kempfert (2006) e ³Brinkgreve et al. (2010),

Valor/equação	Referência	Notas	
$R_f = 1 - RD/8$	Brinkgreve et al. (2010) ³	Areias	(A.31)
$R_f = 0,82$	Kempfert (2006) ²	Comportamento drenado	(A.32)
$R_f = 0,89$	Kempfert (2006) ²	Comportamento não drenado	(A.33)
$R_f = 0,90$	Kempfert (2006) ²	Testes com tensão controlada	(A.34)
$R_f = 0,75$ a $1,0$	Obrzud (2011) ¹		(A.35)

Variáveis de estado inicial

Tabela A.7 - Estimativas de K_0 . ¹Józsa (2011), ²Kempfert (2006), ³Martins (2002) e ⁴Marchetti et al. (2001)

Valor/equação	Referência	Notas	
$K_0^{nc} = 1 - \text{sen } \varphi'$	Jáky (1944) ^{2,3}		(A.36)
$K_0^{nc} = 1 - \text{sen}(1,2 \cdot \varphi')$	Vesic ³		(A.37)
$K_0^{nc} = 0,6 \pm 0,1$	Nooramy e Seed (1965) ¹		(A.38)
$K_0^{nc} = (\sqrt{2} - \text{sen } \varphi') / (\sqrt{2} + \text{sen } \varphi')$	Simpson (1992) ¹		(A.39)
$K_0^{nc} = 0,95 - \text{sen } \varphi$	Brooker e Ireland (1965) ¹		(A.40)
$K_0^{nc} = 0,19 + 0,233 \cdot \log(I_p)$	Alpan (1967) ²	Argilas moles, I_p em %	(A.41)
$K_0^{nc} = 0,24 + 0,31 \cdot \log(I_p)$	Lee e Jin (1979) ²	Argilas moles, I_p em %	(A.42)
$K_0^{nc} = 10^{(0,00275 \cdot (LL-20) - 0,2676)}$	Sherif e Koch (1970) ²	Argilas moles, LL em %	(A.43)
$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6$	Marchetti (1980) ⁴	Ensaio DMT, $I_a < 1,2$	(A.44)
$K_0 = 0,376 + 0,095 \cdot K_D - a \cdot \frac{q_c}{\sigma'_{v0}}$	Baldi et al. (1986) e Marchetti et al. (2001) ⁴	Ensaio DMT, Areias	(A.45)

Em que *a* deve ser igual a 0,005 para areia “antiga” e 0,002 para areia recentemente depositada. O valor de OCR, K_0 e K_0^{nc} podem ser relacionados através da seguinte equação:

$$K_0 = K_0^{nc} \cdot OCR^m \quad (A.46)$$

Em que *m* é um parâmetro, que não deve ser confundido com a potência da relação dos módulos de deformabilidade com as tensões. Pode ter os seguintes apresentados na tabela A.8.

Tabela A.8 - Estimativas do valor do parâmetro *m* que relaciona as variáveis de estado inicial. ¹Kempfert (2006)

Valor/equação	Referência	Notas	
$m = 0,5$	Meyerhof (1976) ¹		(A.47)

Valor/equação	Referência	Notas
$m = 0,41$	Schmidt (1966) e Schmertmann (1975) ¹	(A.48)
$m = \text{sen}(\varphi')$	Kulhawy e Mayne (1982) ¹	(A.49)
$m = \varphi'$	Parry (1995) ¹	φ' em radianos (A.50)
$m = 0,54 \cdot e^{(-I_p/281)}$	Alpan (1967) ¹	(A.51)

Módulo de distorção de referência para muito pequenas deformações

Tabela A.9 - Estimativas do valor dos parâmetros G_0 e E_0 . ¹Likitlersuanga et al. (2013), ²PLAXIS (2015b), ³Srbulov (2014), ⁴Benz (2007), ⁵Marchetti et al. (2001) e ⁶Briaud (2013)

Valor/equação	Referência	Notas
$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,5}$	Hardin e Black (1969) ^{2,4}	Índice de vazios não pode variar muito, [MPa] (A.52)
$\frac{G_0}{p_a} = 327 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,5}$	Hardin e Black (1968, 1969) ¹	Caulim $e \in [0,76; 0,9]$ (A.53)
$\frac{G_0}{p_a} = 450 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,5}$	Marcuson e Wahls (1972) ¹	Caulim NC $e \in [1,1; 1,3]$ (A.54)
$\frac{G_0}{p_a} = 45 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,5}$	Marcuson e Wahls (1972) ¹	Bentonite NC $e \in [1,6; 2,5]$ (A.55)
$\frac{G_0}{p_a} = (74 \text{ a } 288) \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{(0,46 \text{ a } 0,61)}$	Kim e Novak (1981) ¹	Argilas e siltes NC $e \in [0,4; 1,1]$ (A.56)
$\frac{G_0}{p_a} = 14 \cdot \frac{(7,32 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,6}$	Kokusho et al. (1982) ¹	Argila NC $e \in [1,7; 3,8]$ (A.57)
$\frac{G_0}{p_a} = (275 \text{ a } 1174) \cdot e^{-1,3} \cdot \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{(0,4 \text{ a } 0,58)}$	Jamiolkowski et al. (1994) ¹	Argila $e \in [0,6; 1,8]$ (A.58)
$\frac{G_0}{p_a} = (500) \cdot e^{-1,5} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{(0,5)}$	Shibuya e Tanaka (1996) ¹	Argilas moles $e \in [0,5; 5,0]$ (A.59)
$\frac{G_0}{p_a} = (2400) \cdot (1 + e)^{-2,4} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{(0,5)}$	Shibuya et al. (1997)	Argilas moles $e \in [0,5; 5,0]$ (A.60)
$\frac{G_0}{E_D} \approx 7,5$	Tanaka e Tanaka (1998) ⁵	Ensaio DMT, Argilas NC, $K_D \approx 2$ (A.61)
$\frac{G_0}{q_c} = 1,634 \cdot \left(\sqrt{\sigma'_v}/q_c\right)^{0,75}$	Rix e Stokoe (1992)	Ensaio CPT, areias, $3 < (\sqrt{\sigma'_v}/q_c) \cdot 10^4 < 5$ (A.62)
$\frac{G_0}{q_c} = 273,7 / \left(q_c/\sqrt{\sigma'_v} \cdot p_a\right)^{0,762}$	Rix e Stokoe (1992)	Ensaio CPT, areias e cascalhos, $20 < (q_c/\sqrt{\sigma'_v} \cdot p_a) < 300$ (A.63)
$G_0 = \frac{625}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \cdot OCR^{0,00955 \cdot IP + 0,0014} \cdot \sqrt{\sigma'_v} \cdot p_a$	Srbulov (2014) ³	(A.64)
$G_0 = 1,231 \cdot 10^5 \cdot e^{-1,44 \cdot e} \cdot \sqrt{\sigma'_v}$	Srbulov (2014) ³	Carregamentos cíclicos, lb.ft. ² $0,4 < e < 0,9$ (A.65)
$G_0 = 1000 \cdot (0,586 + 16,47 \cdot D_r) \cdot \sqrt{\sigma'_v}$	Srbulov (2014) ³	Carregamentos cíclicos, lb.ft. ² $30\% < D_r < 90\%$ (A.66)
$G_0 = 305 \cdot e^{0,0025 \cdot \sigma'_3}$	Lin et al. (2000) ³	Carregamentos cíclicos, cascalho, MPa (A.67)
$G_0 = (101 \text{ a } 129) \cdot e^{-0,8} \cdot (p'/p_a)^{(0,45 \text{ a } 0,52)}$	Fioravante (2000) ⁴	Areias carbonadas; [MPa] $D_{50}=0,13 \text{ mm}; U_c=1,86$ (A.68)
$G_0 = (71 \text{ a } 87) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,41 \text{ a } 0,51)}$	Hoque e Tatsuok (2004) ⁴	Areias de Toyoura; [MPa] $D_{50}=0,16 \text{ mm}; U_c=1,46$ (A.69)
$G_0 = (84 \text{ a } 104) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50 \text{ a } 0,57)}$	Chaudhary et al. (2004) ⁴	Areias de Toyoura; [MPa] $D_{50}=0,19 \text{ mm}; U_c=1,56$ (A.70)
$G_0 = 80 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Kallioglou et al. (2003) ⁴	Areia sílica; [MPa] $D_{50}=0,20 \text{ mm}; U_c=1,10$ (A.71)
$G_0 = 62 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Kallioglou et al. (2003) ⁴	Areia sílica; [MPa] $D_{50}=0,20 \text{ mm}; U_c=1,10 \text{ a } 1,70$ (A.72)

Valor/equação	Referência	Notas	
$G_0 = 72 \cdot e^{-1,3} \cdot (p'/p_a)^{(0,45)}$	Presti et al. (1993) ⁴	Areias de Toyoura; [MPa] $D_{50}=0,22$ mm; $U_c=1,35$	(A.73)
$G_0 = (72 \text{ a } 81) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50 \text{ a } 0,52)}$	Kuwano e Jardine (2002) ⁴	Areia; [MPa] $D_{50}=0,27$ mm; $U_c=1,67$	(A.74)
$G_0 = 80 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,47)}$	Hoque e Tatsuoka (2000) ⁴	Areias de Houston; [MPa] $D_{50}=0,31$ mm; $U_c=1,94$	(A.75)
$G_0 = 48 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Kallioglou et al. (2003) ⁴	Areia sílica; [MPa] $D_{50}=0,32$ mm; $U_c=2,80$	(A.76)
$G_0 = (61 \text{ a } 64) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,44 \text{ a } 0,53)}$	Hoque e Tatsuok (2004) ⁴	Areias de Ticino; [MPa] $D_{50}=0,50$ mm; $U_c=1,33$	(A.77)
$G_0 = 71 \cdot \frac{(2,27 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,43)}$	Presti et al. (1993) ⁴	Areias de Ticino; [MPa] $D_{50}=0,54$ mm; $U_c=1,50$	(A.78)
$G_0 = 275 \cdot \frac{(1,46 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,42)}$	Wichtmann e Triantafyllidis (2004) ⁴	Areia sílica; [MPa] $D_{50}=0,55$ mm; $U_c=1,80$	(A.79)
$G_0 = (79 \text{ a } 90) \cdot e^{-0,8} \cdot (p'/p_a)^{(0,43 \text{ a } 0,58)}$	Fioravante (2000) ⁴	Areias de Ticino; [MPa] $D_{50}=0,50$ mm; $U_c=1,33$	(A.80)
$G_0 = (82 \text{ a } 130) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,44 \text{ a } 0,53)}$	Hoque e Tatsuok (2004) ⁴	Areia; [MPa] $D_{50}=0,62$ mm; $U_c=1,11$	(A.81)
$G_0 = 69 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Hardin e Richar (1963) ⁴	Areias de Otava; [MPa] $D_{50}=0,72$ mm; $U_c=1,20$	(A.82)
$G_0 = 71 \cdot e^{-1,3} \cdot (p'/p_a)^{(0,62)}$	Presti et al. (1993) ⁴	Areias carbonadas; [MPa] $D_{50}=0,75$ mm; $U_c=4,40$	(A.83)
$G_0 = 45 \cdot (p'/p_a)^{(0,88)}$	Jovicic e Coop (1997) ⁴	Granito; [MPa] $D_{50}=1,30$ mm	(A.84)
$G_0 = (53 \text{ a } 94) \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,45 \text{ a } 0,51)}$	Hoque e Tatsuok (2004) ⁴	Gravilha; [MPa] $D_{50}=1,73$ mm; $U_c=1,33$	(A.85)
$G_0 = 76 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Modoni et al. (1999) ⁴	Gravilha; [MPa] $D_{50}=7,90$ mm; $U_c \approx 10$	(A.86)
$G_0 = 74 \cdot e^{-1,27} \cdot (p'/p_a)^{(0,46)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Avezzano; [MPa] $I_p=10-30\%$	(A.87)
$G_0 = 44 \cdot e^{-1,11} \cdot (p'/p_a)^{(0,58)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Garigliano; [MPa] $I_p=10-40\%$	(A.88)
$G_0 = 50 \cdot e^{-1,33} \cdot (p'/p_a)^{(0,40)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Montaldo di Castro; [MPa]; $I_p=15-34\%$	(A.89)
$G_0 = 40 \cdot OCR^{0,20} \cdot (p'/p_a)^{0,65}$	Viggiani e Atkinson (1995) ⁴	Argila caolin; [MPa] $I_p=24\%$	(A.90)
$G_0 = 44 \cdot (p'/p_a)^{0,85}$	Rampello et al. (1997) ⁴	Argila de Vallericca; [MPa] $I_p=27\%$	(A.91)
$G_0 = 45 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Marcuson e Wahls (1972) ⁴	Argila caolin; [MPa] $I_p=35\%$	(A.92)
$G_0 = 50 \cdot e^{-1,43} \cdot (p'/p_a)^{(0,44)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Pisa; [MPa] $I_p=23-46\%$	(A.93)
$G_0 = 13 \cdot OCR^{0,25} \cdot (p'/p_a)^{(0,76)}$	Viggiani e Atkinson (1995) ⁴	Argila de Londres; [MPa] $I_p=41\%$	(A.94)
$G_0 = 52 \cdot e^{-1,30} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Panigaglia; [MPa] $I_p=44\%$	(A.95)
$G_0 = 64 \cdot e^{-1,52} \cdot (p'/p_a)^{(0,40)}$	Presti e Jamiołkowski (1998) ⁴	Argila de Fucino; [MPa] $I_p=45-75\%$	(A.96)
$G_0 = 4,5 \cdot \frac{(4,40 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Marcuson e Wahls (1972) ⁴	Bentonite; [MPa] $I_p=60\%$	(A.97)
$G_0 = 57 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,40)}$	Iwasaki e Tatsuoka ⁴	Areias limpas; [MPa] $C_U < 1,8$; $0,5 < e < 1,1$	(A.98)
$G_0 = 59 \cdot \frac{1}{e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Biarez e Hicher ⁴	Todos os solos; [MPa] $w_L < 50\%$; $0,4 < e < 1,8$	(A.99)
$G_0 = 33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Hardin e Black ⁴	Argilas não perturbadas e areias esmagadas; [MPa] $0,6 < e < 1,5$	(A.100)

Valor/equação	Referência	Notas	
$G_0 = 16 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,50)}$	Kim et al. ⁴	Solos coesivos não perturbados; [MPa]; $0,6 < e < 1,5$	(A.101)
$G_0 = 4,0 \cdot \frac{(7,32 - e)^2}{1 + e} \cdot (p'/p_a)^{(0,60)}$	Kokusho et al. ⁴	Loess; [MPa] $1,4 < e < 4,0$	(A.102)
$\frac{G_0}{p_a} = 100 \cdot \left(\frac{q_c}{p_a}\right)^{0,695} / e^{1,13}$	Mayne e Rix ^{4,6}	Ensaio CPT; Argilas; [MPa]	(A.103)
$G_0 = (208/IP + 250) \cdot c_u$	Larsson e Mulabdic ⁴	Ensaio CPT; Argilas da escandinávia; [MPa]	(A.104)
$G_0 = 15,56 \cdot ((N_1)_{60})^{0,68}$	Imai e Tonouchi ⁴	Ensaio SPT; solos coesivos; [MPa]; $(N_1)_{60} < 30$	(A.105)
$\frac{G_0}{p_a} = 447 \cdot (N_{30})^{0,33} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{(0,5)}$	Ohta e Goto (1976) e Seed et al. (1986) ⁶	Areias, ensaio SPT	(A.106)
$\frac{G_0}{p_a} = 290 \cdot \left(\frac{q_c}{p_a}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{(0,375)}$	Rix e Stokoe (1991) ⁶	Areias, ensaio CPT	(A.107)
$E_0 = (140/e) \cdot \sqrt{p'/p_a}$	Biarez e Hicher ⁴	Todos os solos com $w_L < 50\%$	(A.108)
$E_0 = 2 \cdot N_{60}$	Stroud (1989) ³	Areia NC	(A.109)
$E_0 = 16 \cdot N_{60}$	Stroud (1989) ³	Areia OC e cascalho	(A.110)
$E_0 = (65 a 150) \cdot N_{60}$	Stroud (1989) ³	Chalk	(A.111)
$E_0 = 6,6 \cdot N_{60}$	Stroud (1989) ³	Granulometria fina, IP = 15%	(A.112)
$E_0 = 4,4 \cdot N_{60}$	Stroud (1989) ³	Granulometria fina, IP = 50%	(A.113)

Deformação distorcional a 70 %

Tabela A.10 - Estimativas do valor do parâmetro (Obrzud, 2011), (PLAXIS, 2015b), (Likitlersuanga et al, 2013)

Valor/equação	Referência	Notas	N
$\gamma_{0,7} = 8,3 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{p'}{p^{ref}} + 1,1 \cdot 10^{-4}$	Wichtman e Triantafyllidis	$p^{ref} = 100 \text{ kPa}$	(A.114)
$\gamma_{0,7} = 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_p + 1,0 \cdot 10^{-4}$	Stroke et al.		(A.115)
$\gamma_{0,7} = (2 - RD) \cdot 1,0 \cdot 10^{-4}$	Brinkgreve et al. (2010)	Areias	(A.116)
$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9 \cdot G_0} \cdot [2 \cdot c' \cdot (1 + \cos(2 \cdot \varphi')) - \sigma'_1 \cdot (1 + K_0) \cdot \sin(2 \cdot \varphi')]$	PLAXIS	Critério de rotura de Mohr-Coulomb	(A.117)
$\gamma_{0,7} = 0,0021 \cdot I_p - 0,0055$	Vucetic e Dobry (1991)		(A.118)

Módulo de deformabilidade de Young

M é um parâmetro de rigidez relacionado com o módulo de deformabilidade da seguinte forma:

$$M = E \cdot \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (A.119)$$

Tabela A.11 - Relações para estimar a rigidez associado ao modelo MC. Briaud (2013)

Valor/equação	Notas	
$E = 400 \cdot N_{SPT}$	Siltos, siltos arenosos e solos ligeiramente coesivos, [kPa], ensaio SPT	(A.120)
$E = 700 \cdot N_{SPT}$	Areias finas e médias limpas e siltos arenosos, [kPa]	(A.121)
$E = 1000 \cdot N_{SPT}$	Areia grossa e areia com pouco cascalho, [kPa], ensaio SPT	(A.122)
$E = 1200 \cdot N_{SPT}$	Areias com cascalho e cascalho, [kPa], ensaio SPT	(A.123)
$E = (15000 a 22000) \cdot \ln(N_{SPT})$	Areia NC, [kPa], ensaio SPT	(A.124)
$E = 500 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Areia NC, [kPa], ensaio SPT	(A.125)
$E = 250 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Areia saturada, [kPa], ensaio SPT	(A.126)
$E = 40000 + 1050 \cdot N_{SPT}$	Areia OC, [kPa], ensaio SPT	(A.127)
$E = 1200 \cdot (N_{SPT} + 6)$	Areias com cascalho, [kPa], ensaio SPT	(A.128)
$E = 2 \cdot q_c$	Areias com cascalho, [kPa], ensaio CPT	(A.129)
$E = (2,5 a 3,5) \cdot q_c$	Areia NC recente, [kPa], ensaio CPT	(A.130)
$E = (3,5 a 6,0) \cdot q_c$	Areia NC antiga, [kPa], ensaio CPT	(A.131)
$E = (1 + RD^2) \cdot q_c$	Areia NC, [kPa], ensaio CPT	(A.132)
$E = (6,0 a 10,0) \cdot q_c$	Areia OC, [kPa], ensaio CPT	(A.133)
$E = 2 \cdot q_c$	Areia, $q_c < 5 \text{ MPa}$, [kPa], ensaio CPT	(A.134)
$E = 1,5 \cdot q_c$	Areia, $q_c > 10 \text{ MPa}$, [kPa], ensaio CPT	(A.135)

Valor/equação	Notas	
$E = (200 \text{ a } 500) \cdot c_u$	Argila NC sensível, assentamento não drenado imediato, [kPa]	(A.136)
$E = (750 \text{ a } 1200) \cdot c_u$	Argila NC insensível ou ligeiramente OC, assentamento não drenado imediato, [kPa]	(A.137)
$E = (1500 \text{ a } 2000) \cdot c_u$	Argila OC, para cálculo de assentamento não drenado imediato, [kPa]	(A.138)
$M = (1,0 \text{ a } 2,5) \cdot q_c$	Argila com baixa plasticidade (CL), $q_c > 2$ MPa, [kPa]	(A.139)
$M = (2,0 \text{ a } 5,0) \cdot q_c$	Argila com baixa plasticidade (CL), $0,7 < q_c < 2$ MPa, [kPa]	(A.140)
$M = (3,0 \text{ a } 8,0) \cdot q_c$	Argila com baixa plasticidade (CL), $q_c < 0,7$ MPa, [kPa]	(A.141)
$M = (3,0 \text{ a } 6,0) \cdot q_c$	Silte com baixa plasticidade (ML), $q_c > 2$ MPa, [kPa]	(A.142)
$M = (1,0 \text{ a } 3,0) \cdot q_c$	Silte com baixa plasticidade (ML), $q_c < 2$ MPa, [kPa]	(A.143)
$M = (2,0 \text{ a } 6,0) \cdot q_c$	Silte ou argila com elevada plasticidade (MH ou CH), $q_c < 2$ MPa, [kPa]	(A.144)
$M = (2,0 \text{ a } 8,0) \cdot q_c$	Silte orgânica (OL), $q_c < 1,2$ MPa, [kPa]	(A.145)
$M = (1,5 \text{ a } 4,0) \cdot q_c$	Trufa e argila orgânica (Pt, OH), $q_c < 0,7$ MPa, $50 < w < 100$, [kPa]	(A.146)
$M = (1,0 \text{ a } 1,5) \cdot q_c$	Trufa e argila orgânica (Pt, OH), $q_c < 0,7$ MPa, $100 < w < 200$, [kPa]	(A.147)
$M = (0,4 \text{ a } 1,0) \cdot q_c$	Trufa e argila orgânica (Pt, OH), $q_c < 0,7$ MPa, $w > 200$, [kPa]	(A.148)
$M = (2,0 \text{ a } 4,0) \cdot q_c$	Chalk, $2 < q_c < 3$ MPa, [kPa]	(A.149)

Anexo B - Danos nas estruturas das zonas envolventes a escavações

Tabela B.1 - Parâmetros para a análise de danos em estrutura, adaptado de Gomes (2012), Korff (2009) e Ou (2006).

Parâmetro	Símbolo	Definição
Assentamento	$S_v; \rho_i$	Movimento vertical dum ponto
Assentamento relativo	$\delta S_v; \delta_{ij}$	Diferença entre o assentamento de dois pontos
Rotação ou declive	θ	Mudança no gradiente da linha definida entre dois pontos de referência
Deformação angular	α	Positivo para curvaturas convexas e negativo para curvaturas concavas
Deflexão relativa	Δ	Deslocamento máximo relativo à linha reta que une dois pontos de referência com distância L .
Razão de deflexão	$DR = \Delta/L$	Razão entre a deflexão e o comprimento respetivo
Inclinação	ω	Rotação de corpo rígido da superestrutura
Rotação relativa ou distorção angular	$\beta_{ij} = \delta_{ij}/L_{ij} - \omega$	Rotação da linha reta que une dois pontos de referência em relação à inclinação
Deformação horizontal	$\epsilon_h = \Delta L/L$	Mudança no comprimento ΔL em relação ao comprimento L
Altura	H	Altura da estrutura desde a fundação ao teto
Distância entre pontos	L_{ij}	Distância entre o ponto i e j

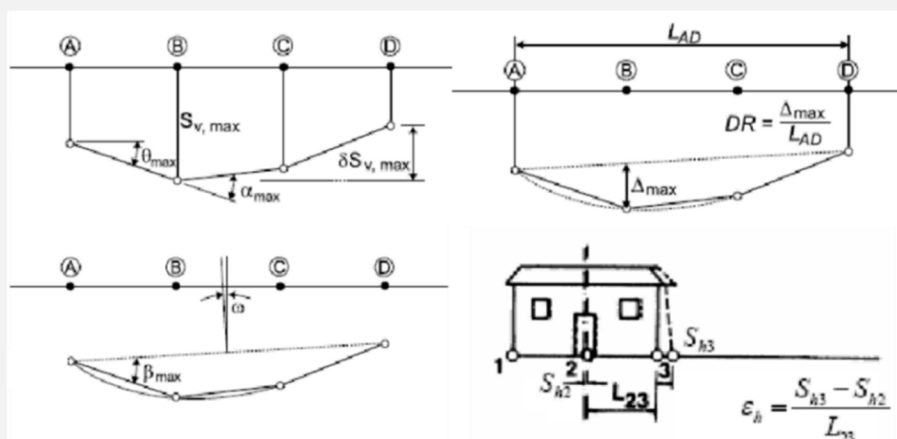


Figura B.1 - Esquemática do significado dos parâmetros da Tabela B.1

Consideração da distorção angular e razão de deflexão

Existe um conjunto amplo de valores empíricos que categorizam os danos em função da distorção angular, conforme se pode verificar na Tabela B.2 e na Tabela B.3. No entanto, estes valores são indicativos os para assentamentos devido ao peso próprio da estrutura e não devido a escavações na vizinhança.

Tabela B.2 – Limites da distorção angular em edifícios genéricos, adaptado de Ou (2006), Korff (2009) e Kempfert (2006)

$\beta_{ij, \max}$	Tipo de dano	Referência
1/1000	Limite de segurança	Pfefferkorn (1994)
1/750	Risco para maquinaria sensível a assentamentos	Bjerrum (1963)
1/600	Perigo para molduras com diagonais	Bjerrum (1963)
1/583	Limite de segurança	Rausch (1955)
1/500 a 1/1000	Danos arquitetónicos ligeiros	Smoltczyk (1990)
1/500	Limite genérico	Eurocódigo 7 (2009)
1/500	Limite de segurança contra a fendilhação (sem fator de segurança)	Bjerrum (1963)
1/500	Limite de segurança	Dulácska (1992)
1/350 a 1/875	Limite de segurança	Terzaghi (1948)
1/350 a 1/875	Limite de segurança	Leussink (1954)
1/300	Fendilhação primária nos painéis das paredes (fator de segurança)	Bjerrum (1963)
1/292	Limite de segurança	Meyerhoff (1953)
1/250	Inclinação de edifícios altos e rígidos pode ser visível	Bjerrum (1963)
1/250 a 1/500	Danos arquitetónicos moderados	Smoltczyk (1990)
1/200 a 1/300	Limite de segurança (para L/H =2)	Fjeld (1963)
1/200	Limite de segurança (para L/H =4)	Fjeld (1963)
1/150	Fendilhação nas paredes de painel e tijolos é considerável	Bjerrum (1963)
1/150	Perigo de danos estruturais para edifícios.	Bjerrum (1963)
1/150	Limite de segurança para paredes de tijolo flexíveis (fator de segurança)	Bjerrum (1963)
1/146 a 1/350	Limite de segurança	Norm (1955)
1/170 a 1/250	Danos estruturais moderados a graves	Smoltczyk (1990)
1/125	Limite de segurança	Schultze (1974)
1/100 a 1/170	Danos estruturais graves	Smoltczyk (1990)

Tabela B.3 – Limites da distorção angular em edifícios porticados, adaptado de Ou (2006), Korff (2009) e Kempfert (2006)

$\beta_{ij, \max}$	Tipo de dano	Referência
1/2000	Fendilhação em paredes resistentes	Meyerhof (1953)
1/2000 a 1/300	Limite de estados de serviço	Eurocódigo 7 (2004)
1/1000	Fendilhação nas alvenarias das paredes	Meyerhof (1953)
1/800	Limite de segurança	Nenzda (1982)
1/500	Fendilhação nas alvenarias de estruturas de aço ou betão	Polshin e Tokar (1957)
1/500	Limite de segurança contra a fendilhação	Skempton e MacDonald (1956)
1/500	Danos superficiais pouco prováveis	Rankin (1988)
1/500	Limite de segurança para estruturas de aço	Sowers (1957)
1/400	Limite de segurança para estruturas de betão armado	Sowers (1957)
1/300	Fendilhação em paredes divisórias	Skempton e MacDonald (1956)
1/300	Fendilhação nos elementos estruturais	Meyerhof (1953)
1/300	Limite de segurança	Grant et al. (1974)
1/300	Limite de segurança	Mayer e Rüsck (1967)
1/250	Limite de segurança para edifícios altos	Leussink (1963, 1967)
1/200	Fendilhação em estruturas sem alvenaria	Polshin e Tokar (1957)
1/150	Limite de estados limite últimos	Eurocódigo 7 (2004)
1/150	Danos estruturais	Skempton e MacDonald (1956)

Na Tabela B.4 apresentamos alguns exemplos de referência de limites em função da razão de deflexão.

Tabela B.4 - Valores limite da razão da deflexão em função da forma da superfície de assentamento e da esbelteza do edifício, adaptado de Ou (2006), Korff (2009) e Kempfert (2006)

Forma assentamento	(L/H)	Valor limite da razão de deflexão	Referência
Côncava	1	1/2500	Burland e Wroth (1974)
	5	1/1250	Burland e Wroth (1974)
	< 3	1/3300 a 1/2500	Polshin e Tokar (1957)
	> 5	1/2000 a 1/1400	Polshin e Tokar (1957)
Convexa	-	1/2500	Meyerhof (1953)
	1	1/5000	Burland e Wroth (1974)
	5	1/2500	Burland e Wroth (1974)
	2	1/2380 a 1/2000	MacLeod, et al. (1980)
	5	1/2000 a 1/1205	MacLeod, et al. (1980)

Consideração dos assentamentos

Tabela B.5 – Assentamentos máximos permitidos em estruturas do tipo pórtico, em função do tipo de solo adaptado de Ou (2006) e Kempfert (2006)

Tipo de fundação	Tipo de solo	Assentamento total (cm)	Assentamento diferencial (cm)	Autor estudo de origem
Sapata individual	Areia	2,5	2,0	Terzaghi e Peck (1967)
		5,0	3,0	Skempton e MacDonald (1957)
		3,0	-	JSA (1988)
	Argila	-	1,9	Eurocódigo 7 (2004)
		7,5	4,5	Skempton e MacDonald (1957)
Genérico	10,0	-	JSA (1988), AIROC (1989)	
Ensoleiramento geral	Areia	-	2,0	Eurocódigo 7 (2004)
		5,0	2,0	Terzaghi e Peck (1967)
		5,0 - 7,5	3,0	Skempton e MacDonald (1957)
	Argila	6,0 - 8,0	-	JSA (1988)
		-	3,0	Grant <i>et al.</i> (1974)
7,5 - 12,5	4,5	Skempton e MacDonald (1957)		
20,0 - 30,0	-	-	JSA (1988), AIROC (1989)	
Fundação genérica	Genérico	-	5,6	Grant <i>et al.</i> (1974)
		-	2,0 - 5,0	Terzaghi (1948)
		-	2,0 - 5,0	Leussink (1954)
		-	5,0 - 12,0	Norm (1955)
		-	6,0	Meyerhoff (1953)
Fundação genérica para paredes de alvenaria	Heterogéneo	-	0,06	MacLeod <i>et al.</i> (1980)
	Homogéneo	-	0,01 a 0,013 (L/H=2)	MacLeod <i>et al.</i> (1980)
	-	-	0,006 a 0,017 (L/H=5)	MacLeod <i>et al.</i> (1980)
	Genérico	-	(1/2000)-L	Meyerhoff (1953)

AIROC – Architecture Institute of the Republic of China, JSA – Japanese Soil and Foundation Society

Deformações limite

Na imagem da esquerda da Figura B.2 apresentamos um gráfico que fornece a deformação em função da rotação relativa. Assume-se um edifício com comprimento entre 6 e 40 metros, uma razão L/H igual a 1, uma razão E/G igual a 2,6 e campos de tensões isotrópicas. Caso L/H seja maior que 1 o abaco apresenta dados conservadores.

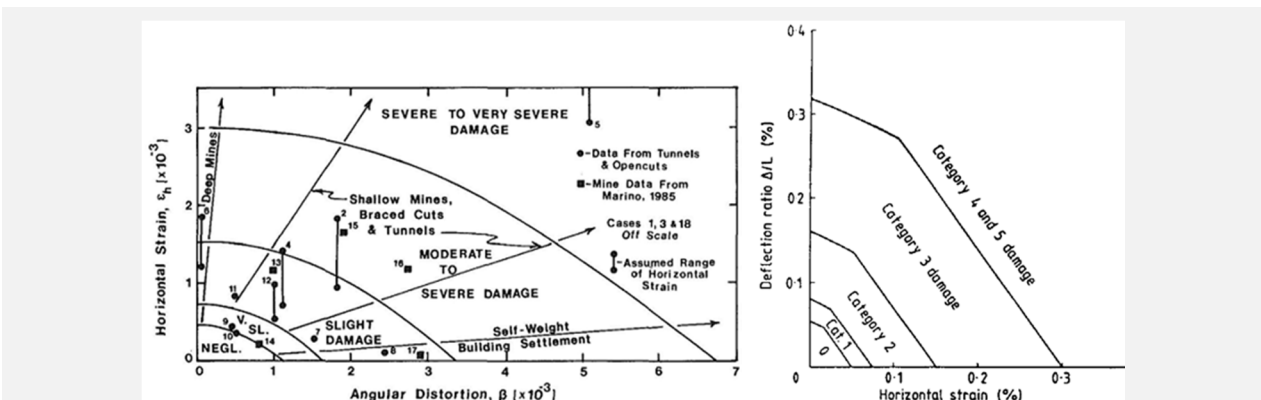


Figura B.2 – Gráficos para estimar a deformação horizontal: esq.) em função da rotação relativa, Boscardin e Cording (2005) retirado de Marr *et al.* (2010); dir.) em função da razão de deflexão, (Burland, 1995) retirado de Mair *et al.* (1996)

Na imagem b) da mesma figura apresentamos um gráfico que fornece a deformação em função da razão de deflexão. Assumem-se um valor de L/H igual a 1 e uma superfície de assentamento convexa. As estruturas de betão armado são mais flexíveis do que as estruturas de alvenaria, logo menos sensíveis a deformações. Aconselha-se a utilizar E/G igual a 2,6 para edifícios de alvenaria e de 12,5 para edifícios de betão armado (Mair *et al.*, 1996).

Interação entre o solo e os edifícios

Potts e Addenbrooke (1997) citado em Paolillo (2014) produziram um estudo sobre os efeitos da rigidez aplicável à execução de túneis em argilas de Londres. Apesar de não ser diretamente aplicável, pode-se retirar conclusões importantes. Introduziram-se dois parâmetros para relacionar a rigidez da estrutura com a rigidez do solo:

$$\rho^* = \frac{E \cdot I}{E_s \cdot H^4} \quad \alpha^* = \frac{E \cdot A}{E_s \cdot H} \quad (B.1) \quad (B.2)$$

Em que ρ^* é a rigidez de flexão, α^* é a rigidez axial, H equivale a metade da espessura da viga ($B/2$), E é a rigidez do edifício e E_s é a rigidez do solo a 0,01% da deformação axial e a metade da altura do túnel. De seguida são introduzidos fatores multiplicativos para relacionar a deformação e a razão de deflexão associadas a um caso de “green field” com o caso real, da seguinte forma:

$$M^{DRsag} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^g} \quad M^{DRhog} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^g} \quad (B.3) \quad (B.4)$$

$$M^{ehc} = \frac{\varepsilon_{hc}}{\varepsilon_{hc}^g} \quad M^{eht} = \frac{\varepsilon_{ht}}{\varepsilon_{ht}^g} \quad (B.5) \quad (B.6)$$

Em que M é a razão entre a deformação no edifício e a de “green field”, o índice g refere-se ao caso “green field”, o índice sag refere-se a superfícies de assentamento côncavas, o índice hog refere-se a superfícies de assentamento convexas, o índice hc refere-se à deformação horizontal de compressão máximas e o índice ht refere-se à deformação de tração. Em função dos parâmetros de rigidez pode-se retirar os valores das várias razões M , utilizando os gráficos da Figura B.3.

Para paredes de alvenaria o edifício pode ser considerado como uma viga elástica localizada na superfície com comprimento L , e altura H , podendo então calcular-se a área e o momento de inércia diretamente. Caso o edifício seja uma estrutura do tipo pórtico a rigidez de flexão e rigidez axial do edifício é calculada através de:

$$(E \cdot I)_{edifício} = E_c \cdot \sum_1^{m+1} (I_{laje} + A_{laje} \cdot h_m^2) \quad (B.7)$$

$$(E \cdot A)_{edifício} = (m + 1) \cdot E_c \cdot A_{laje} \quad (B.8)$$

Em que m é o número de pisos (com $m+1$ lajes), h_m é a distância entre eixos neutros de duas lajes adjacentes e E_c é o módulo de Young do material da laje. O cálculo da rigidez para estruturas do tipo pórtico através das equações (B.7) e (B.8) sobre-estimativa os valores reais (Goh et al., 2013).

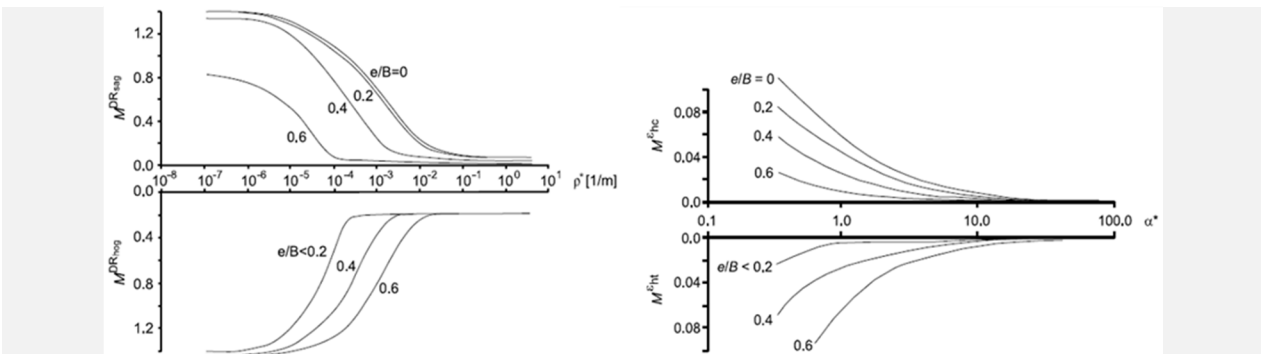


Figura B.3 – Gráficos para estimar as razões de deformação: esquerda) M^{DRsag} e M^{DRhog} através de ρ^* ; direita) M^{ehc} e M^{eht} através de α^* (Potts e Addenbrooke, 1997) retirado de (Paolillo, 2014)

Anexo C - Dimensionamento e verificação de segurança

Nos EC apresentam-se um conjunto de princípios que são regras que não admitem alternativa e um conjunto de regras de aplicação que podem admitir alternativas, desde que estejam de acordo como os princípios aplicáveis.

O eurocódigo 0 (EC0, 2009) NP EN 1990:2009, “Bases para o projeto de estruturas”, refere que as estruturas terão de suportar as ações que estão sujeitas de modo a garantirem a resistência estrutural, a durabilidade e o serviço, durante o tempo de vida útil. Nas estruturas geotécnicas normalmente faz-se a classificação do projeto numa de três categorias geotécnicas. Esta categorização é função da complexidade e do risco e é definida na parte 1 do eurocódigo 7 (EC7-1, 2010), NP EN 1997-1:2010, “Projeto geotécnico – regras gerais”. As estruturas de contenção periférica

normalmente enquadram-se na categoria 2, podendo ser da categoria 3 nos casos em que a obra: é pouco usual; é muito grande; tem um risco anormalmente elevado; é executada em solos particularmente difíceis ou com difíceis condições de carregamento; é executada em áreas com elevada atividade sísmica; é executada em locais de instabilidade ou com movimentos de solo persistentes.

As situações de projeto devem ser selecionadas prevendo as condições com probabilidade razoável de ocorrerem no período de construção e de vida útil. Estas são classificadas temporalmente do seguinte modo (ECO, 2009):

- Persistentes, se o período for idêntico à vida útil da estrutura (condições normais de utilização);
- Transitórias, se o período for muito inferior ao período de vida útil da estrutura mas tem uma elevada probabilidade de ocorrer (condições temporárias, como por exemplo a construção ou reparações);
- Acidentais, que ocorrem em situações excecionais (incêndios, impactos, entre outros);
- Sísmicas, que ocorrem quando a estrutura é sujeita à ação dum sismo.

No caso de estruturas geotécnicas pode ser necessário a consideração de efeitos de curto e longo prazo nas situações de projeto persistentes ou variáveis, uma vez que pode ser conveniente realizar cálculos com situações drenadas e não drenadas.

É desejável que a estrutura verifique os estados limite últimos (ULS), quando se refere à segurança das pessoas e das estruturas, e os estados limite de serviços ou de utilização (SLS), quando se refere ao funcionamento da estrutura, ao conforto das pessoas ou ao aspecto da construção. Os estados limite podem ocorrer no solo, nas estruturas ou em mecanismos conjuntos. A verificação de segurança poderá ser efetuada através de;

- Utilização de métodos de cálculo,
- Adoção de medidas prescritivas quando não se dispõe de modelos de cálculo ou quando a sua utilização não se justifica. Obriga a abordagens de projeto conservadoras com especial atenção à especificação e controlo dos materiais, à qualidade de execução e aos procedimentos de proteção e manutenção;
- Utilização de modelos experimentais e testes de carga para a justificação do dimensionamento ou para complementar uma verificação dos estados limite. Devem ser considerados os seguintes aspectos:
 - As diferenças entre as condições de terreno e obra;
 - Os efeitos do tempo (diferencial de duração de carregamento entre a obra e o ensaio);
 - Os efeitos de escala (nível de tensões, dimensões das partículas).
- Através do método observacional, quando a previsão do comportamento geotécnico é particularmente difícil é necessário a adaptação do projeto continuamente durante a construção. Normalmente utiliza-se em combinação com o método de cálculo e é necessário antes do início da construção:
 - Estabelecer os limites de comportamento admissível;
 - Avaliar a gama de comportamentos;
 - Elaborar um plano de observação;
 - Elaborar um plano de atuação caso a performance fique fora dos limites aceitáveis.

Neste texto vai-se utilizar o dimensionamento geotécnico com base no cálculo o que implica definir (EC7-1, 2010): As ações a considerar, que podem ser forças impostas ou deslocamentos impostos e são diferentes para cada situação de projeto; Propriedades de solos, de rochas e de outros materiais estruturais; Grandezas geométricas; Valores limites das deformações, da largura de fendas, das vibrações, etc.; Modelos de cálculo, da forma de: Modelo analítico, modelo semi-empírico ou modelo numérico. Dum modo genérico pode-se considerar que o dimensionamento e verificação de segurança segundo o eurocódigo 7 segue o esquema apresentado na Figura C.1.

Combinação de Ações

As estruturas vão estar sujeitas a modificações de tensões e de deformações causados por ações externas, logo é necessário definir de modo consistente estas ações. À partida não é claro quais os valores que se e através da metodologia do ECO (2009) padroniza-se este processo. As ações são categorizadas da seguinte forma (ECO, 2009):

- Quanto à variação no tempo, como: permanente (G), variáveis (Q) e acidentais (A);
- Quanto à origem, como: diretas ou indiretas;
- Quanto à variação no espaço, como: fixas ou livres;
- Quanto à natureza e resposta estrutural, como: estáticas ou dinâmicas.

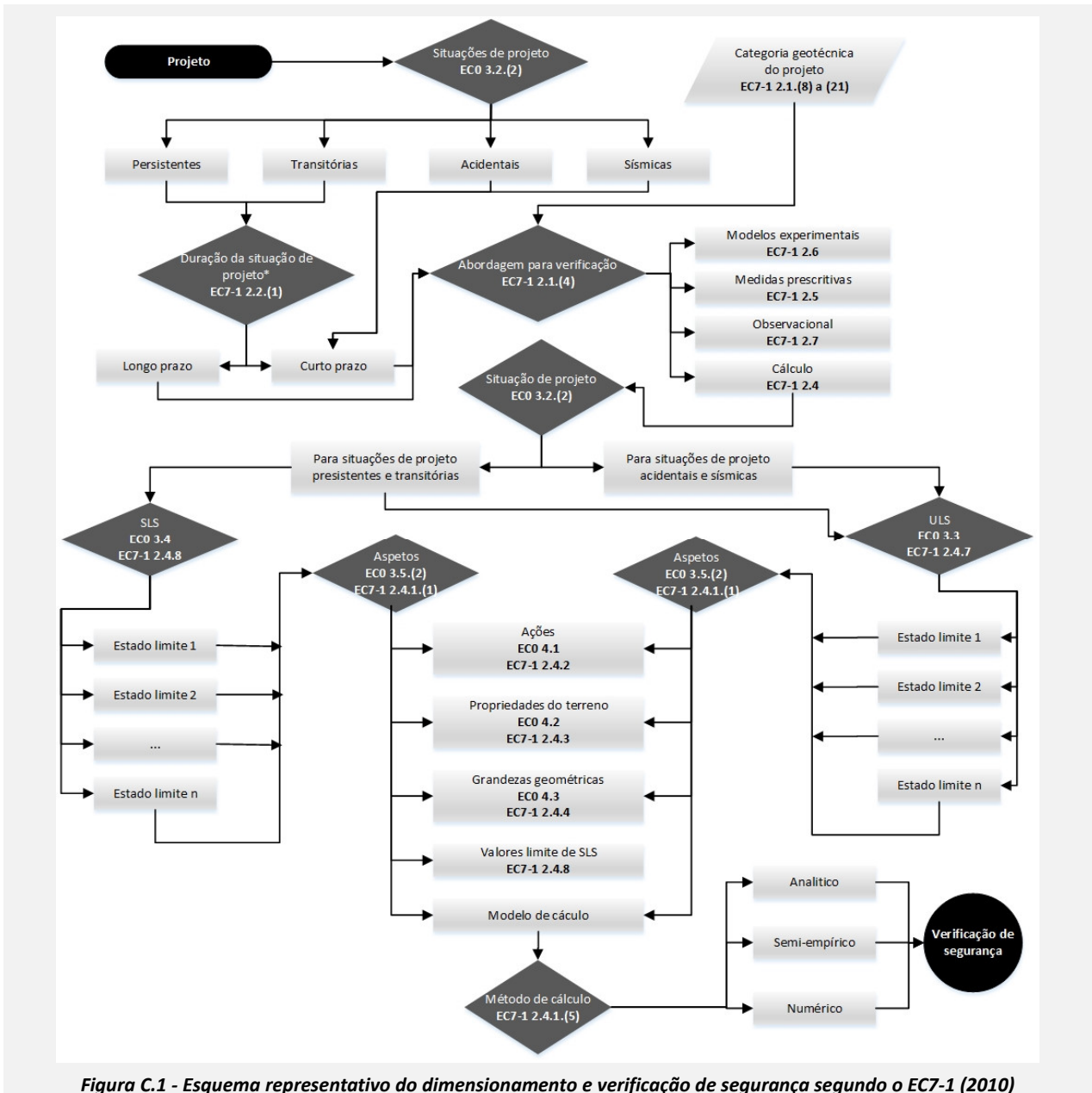


Figura C.1 - Esquema representativo do dimensionamento e verificação de segurança segundo o EC7-1 (2010)

A definição das ações é efetuada com base no pelo EC0 (2009) enquanto o EC1-1 (2002) sempre que aplicável, fornece os valores quantitativos das acções. Define-se valores caraterísticos das acções F_k como o valor representativo principal dessas acções. O valor representativo duma acção única e genérica, F_{rep} , é dado por:

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (C.1)$$

em que ψ é um coeficiente de combinação (ψ_0 ; ψ_1 ou ψ_2). Os valores de cálculo são obtidos através de:

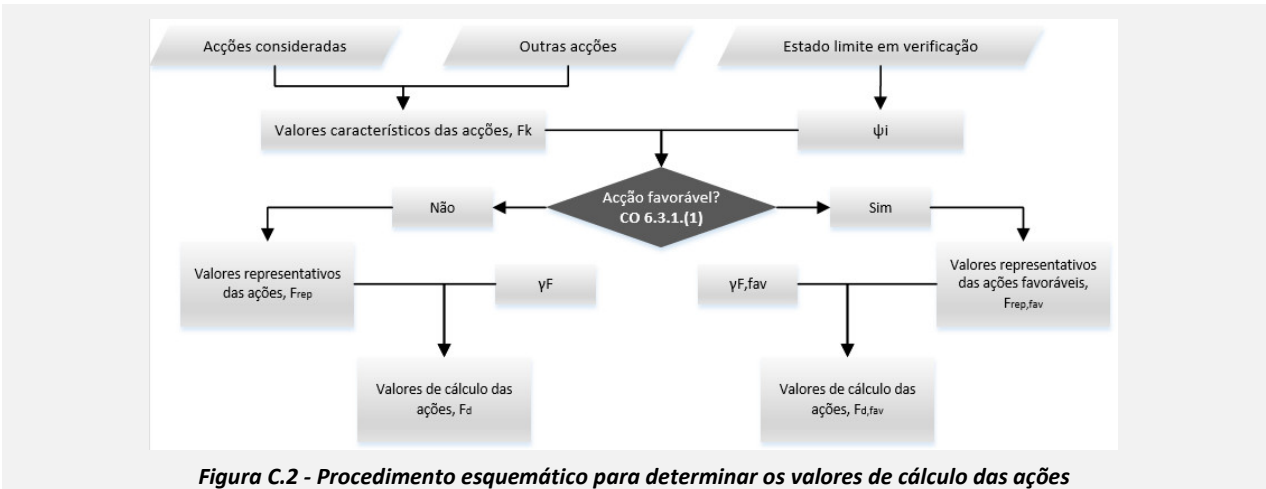
$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (C.2)$$

Em que γ_F é um coeficiente parcial, normalmente diferente, caso a acção seja favorável ou desfavorável. Na Figura C.2 podemos analisar a metodologia para obter os valores de cálculo das acções. É importante referir que se as várias acções permanentes, com a mesma origem, tiverem efeitos favoráveis e desfavoráveis pode-se aplicar os coeficientes parciais à soma das acções ou à soma dos efeitos dessas acções.

No âmbito da análise dos estados limite últimos, os valores de cálculo das acções permanentes são obtidos através da combinação dos valores de cálculo de cada contributo do seguinte modo:

$$G_d = \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) = \sum_j (\gamma_{G,sup,j} \cdot G_{k,sup,j}) + \sum_j (\gamma_{G,inf,j} \cdot G_{k,inf,j}) \quad (D3)$$

Em que o índice *sup* refere-se a superior e *inf* a inferior. A consideração de valores superiores e inferiores só é necessária em algumas situações particularmente sensíveis, ver 4.1.2 do ECO (2009), neste texto aplica-se à equação (D3) coeficientes parciais apenas da forma γ_G .



O valor de ψ é igual a 1,0 para a ação variável principal. Para as restantes ações variáveis ψ é inferior a 1,0 e passa a representar-se por ψ_0 . O valor de cálculo é o seguinte:

$$Q_d = \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot G_{k,i}) \quad (C.4)$$

Em que $Q_{k,1}$ refere-se à ação variável principal e o índice i refere-se às outras ações variáveis. Na equação (C.4) não se considera as ações variáveis favoráveis.

O valor total de cálculo nos casos em que existem ações permanentes, variáveis e ações devidas ao pré-esforço, P , denomina-se de combinação fundamental e é dada por:

$$F_d = \sum_{j>1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.5)$$

Para ações acidentais os coeficientes apresentados são inferiores uma vez que é improvável a simultaneidade de ocorrência dum acidente e duma solicitação máxima da estrutura por ações permanentes e variáveis, os valores de cálculo das ações são dados pela equação (C.6). Em combinações de ações acidentais normalmente γ_G e γ_A são iguais a 1,0. Para situações de projeto sísmicas considera-se uma ação sísmica A_{Ed} , segundo a equação (C.7).

$$F_d = \sum_j (G_{k,j}) + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.6)$$

$$F_d = \sum_j (G_{k,j}) + P + A_{Ed} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.7)$$

Nos estados limite de utilização o dimensionamento e verificação de segurança é efetuado considerando combinações de ações diferentes em função da previsão da duração temporal a que a estrutura estará sujeita, a combinação característica, a combinação frequente e a combinação quase-permanente, dadas respetivamente por:

$$F_d = \sum_{j>1} (G_{k,j}) + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.8)$$

$$F_d = \sum_{j>1} (G_{k,j}) + P + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.9)$$

$$F_d = \sum_{j>1} (G_{k,j}) + P + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (C.10)$$

A Tabela C.1 resume a informação sobre quais os coeficientes de combinação a utilizar.

Tabela C.1 - Coeficientes de combinação para utilizar nas combinações de ações consideradas

Combinação			Equação	Coeficiente para as combinações características das ações				
				$\sum(G_{k,i})$	P	$Q_{k,1}$	$\sum(Q_{k,j})$	A_k ou $Ae_{r,k}$
ULS	Persistentes e transitórias	EQU A	(C.5)	1,0	1,0	1,0	ψ_0	-
		STR/GEO B	(C.5)	1,0	1,0	1,0	ψ_0	
		STR/GEO C	(C.5)	1,0	1,0	1,0	ψ_0	
	Acidentais		(C.6)	1,0	1,0	ψ_1 ou ψ_2	ψ_2	1,0
	Sísmicas		(C.7)	1,0	1,0	-	ψ_2	1,0
SLS	Caraterísticas		(C.8)	1,0	1,0	1,0	ψ_0	-
	Frequente		(C.9)	1,0	1,0	ψ_1	ψ_2	-
	Quase Permanente		(C.10)	1,0	1,0	-	ψ_2	-

Propriedades dos materiais

Os materiais resistentes podem são os vários tipos de solos ou rochas e os materiais das estruturas de engenharia. Vai dar-se particular importância aos materiais geotécnicos. Os valores dos parâmetros geotécnicos devem ser obtidos através de teorias, correlações ou empirismo baseados nos resultados de ensaios. O EC7-2 (2007) fornece informações sobre as metodologias de avaliação dos resultados de ensaios de laboratório e de campo, através de: O planeamento dos estudos de caracterização geotécnica (prospecção e ensaios) para apoio ao projeto; Estabelecendo os requisitos gerais para os ensaios mais comuns de campo e de laboratório; A interpretação dos resultados dos ensaios, tendo em vista a determinação de valores deduzidos dos parâmetros geotécnicos, que deve ser complementada por experiência.

Deste modo é possível chegar a valores estimados dos parâmetro dos solos, para então calcular os valores característicos através de métodos estatísticos. Como alternativa o EC7-1 possibilita a utilização de valores de cálculo obtidos diretamente dos resultados de ensaios, sendo necessário a utilização de valores conservativos. Aos valores característicos das propriedades resistentes dos materiais também são aplicados coeficientes parciais, mas neste caso para baixar o seu valor, conforme de pode verificar na Figura C.3.

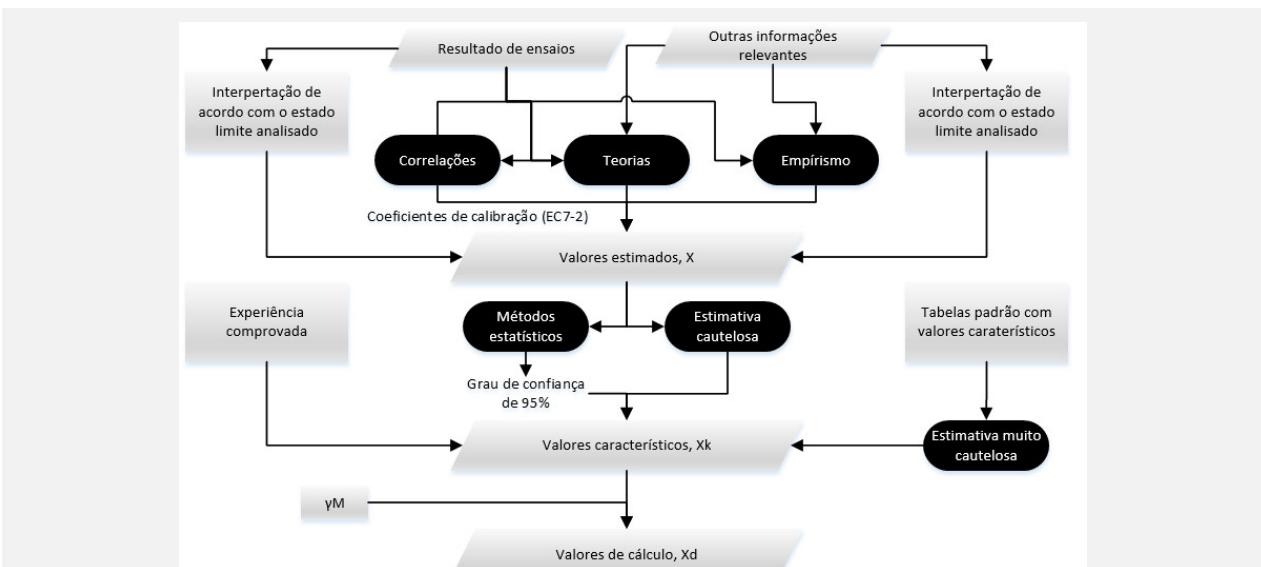


Figura C.3 - Procedimento para determinar os valores de cálculo das resistência, adaptado de Bond et al. (2008)

$$X_d = X_k / \gamma_M = \eta \cdot X_k / \gamma_m \tag{C.11}$$

Em que X é valor da propriedade do material e γ_M e γ_m são coeficientes parciais das propriedades dos materiais.

Dimensões estruturais

As características geométricas são calculadas em função do seu valor nominal da seguinte forma:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \tag{C.12}$$

Em que a é o valor da dimensão e o índice *nom* refere-se a nominal. Na maior parte das situações a variabilidade das dimensões é reduzida quando comparada com a variabilidade das ações ou dos parâmetros de resistência. Por este

motivo normalmente utilizam-se os valores nominais como valores de cálculo. No entanto, no caso específico de estruturas de suporte Δa deverá ser diminuído ao nível do terreno resistente, no valor de 10 % da altura da parede acima da base da escavação para paredes autoportantes ou de 10 % da distância entre a da base da escavação e o primeiro nível de ancoragens ou escoras para paredes apoiadas. O limite máximo para ambos os casos é de 0,5 metros (EC7-1, 2010).

Efeitos das ações e das resistências

As ações e as propriedades resistentes dos materiais vão influenciar o comportamento estrutural através das relações constitutivas consideradas. Os efeitos das ações dependem do valor das ações, das propriedades do terreno e das grandezas geométricas. Os coeficientes parciais de segurança podem ser aplicados às ações ou aos efeitos:

- Aplicados aos valores representativos das ações, F_{rep} :

$$E_d = E \left\{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad (C.13)$$

- Aplicados aos efeitos, E :

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left\{ F_{rep,i}; \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad (C.14)$$

Os parâmetros de resistência do solo são calculados em função das propriedades do solo, das ações e das grandezas geométricas. Os coeficientes s podem ser aplicados às propriedades do solo ou à resistência característica:

$$R_d = R \left\{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \{ F_{rep,i}; X_{k,i}; a_d \} \quad (C.15) \quad (C.16)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left\{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad (C.17)$$

A relação entre os efeitos das ações e a capacidade resistente de cálculo pode ser quantificada do seguinte modo:

$$\Lambda = E_d / R_d \quad (C.18)$$

Em que Λ é o grau de utilização (Bond *et al.*, 2008) e permite quantificar a margem de segurança adicional em relação ao regularmente exigido.

Princípios genéricos da verificação dos estados limite últimos

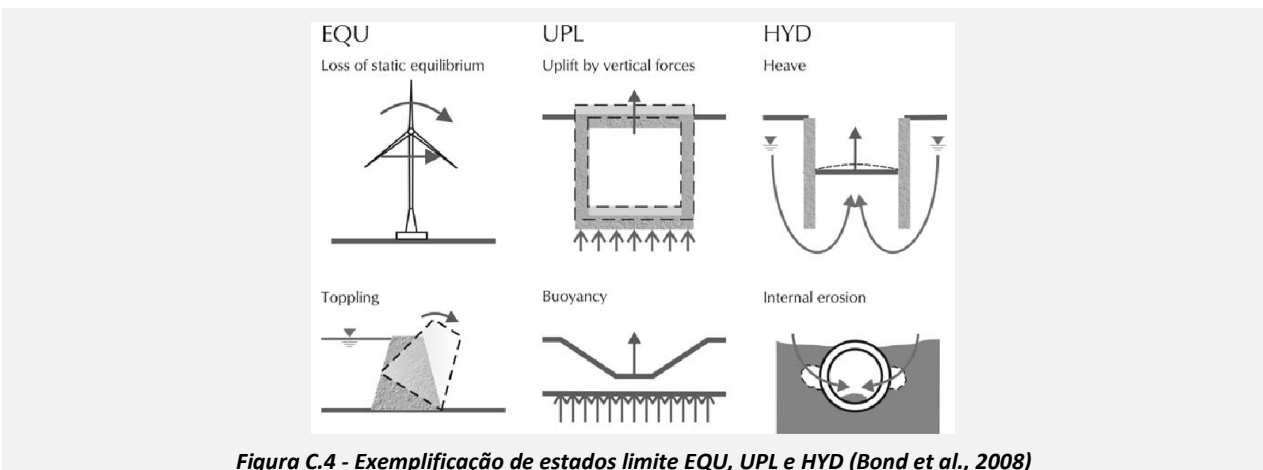


Figura C.4 - Exemplificação de estados limite EQU, UPL e HYD (Bond *et al.*, 2008)

Para qualquer obra geotécnica é necessário verificar a segurança nos seguintes estados (EC7-1, 2010):

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);
- Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou muros de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);

- Rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);
- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL);
- Levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular causado por gradientes hidráulicos (HYD).

EQU, UPL e HYD são estados de destabilização estrutural conforme se pode verificar na Figura C.4. Para estruturas de contenção o estado EQU costuma ser mais limitativo quando estamos em presença de estruturas rígidas apoiadas em substratos rochosos. O estado UPL só poderá ser atingido em situações em que a escavação intercepe o freático. Numa situação genérica poderá ser necessário verificar todos os estados limite.

Verificação do equilíbrio estático (EQU)

Este estado limite aplica-se às situações com perda de equilíbrio da estrutura ou de parte desta quando a estrutura é considerada um corpo rígido. A verificação de segurança está na Figura C.6 e passa por garantir que:

Tabela C.2 - Metodologia para verificar a segurança no estado (EQU)

Valor	Enquadramento	
$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d$	Critério para verificar a segurança	(C.19)
$E_{dst;d} = \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{dst}$	Efeito desestabilizador	(C.20)
$E_{dst;d} = \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{stb}$	Efeito estabilizador	(C.21)

Em que o índice *stb* representa efeitos estabilizadores e *dst* representa efeitos desestabilizadores. T_d é o valor de cálculo da capacidade resistente total ao corte na parte da estrutura que está em contacto com o terreno e que muitas vezes é ignorado. O coeficiente de segurança do ângulo de atrito, para qualquer estado limite considerado, aplica-se da seguinte forma:

$$\phi'_d = \arctg \left[\frac{tg(\phi'_k)}{\gamma_\phi} \right] \quad (C.22)$$

Verificação do levantamento global (UPL)

Este estado limite aplica-se às situações de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global originado por pressões de água ou por outras ações verticais. Sempre que exista água este estado limite tem de ser verificado, a sua verificação de segurança, pode ser analisada na Figura C.6 e passa por garantir que:

Tabela C.3 - Metodologia para verificar a segurança no estado (UPL)

Valor	Enquadramento	
$V_{dst;d} \leq V_{stb;d} + R_d$	Critério para verificar a segurança	(C.23)
$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$	Ações verticais destabilizantes permanentes e variáveis	(C.24)
$V_{stb;d} = G_{stb;d}$	Ações verticais estabilizantes permanentes	(C.25)

Em que R_d é o valor de cálculo de qualquer ação que confira capacidade resistente adicional.

Caso exista escoamento sob a estrutura ou sob o estrato de terreno cuja estabilidade é verificada, o anexo nacional do EC7-1 (2010) refere que deve-se introduzir um coeficiente de modelo na determinação dos valores de cálculo das ações verticais destabilizantes devidas a subpressões exercidas pela água, da seguinte forma:

$$F_d = \gamma_{S;d} \cdot \gamma_F \cdot F_{Rep} \quad (C.26)$$

Em que $\gamma_{S;d}$ é igual a 1,1.

Verificação do levantamento hidráulico (HYD)

O levantamento hidráulico é provocado por pressão ou percolação de água e cria os seguintes modos de rotura:

- Rotura por levantamento global (flutuação) - quando a pressão na água sob uma estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade é mais elevada do que a tensão total vertical média, conforme se pode verificar na imagem esquerda da Figura C.5;
- Rotura por levantamento hidráulico – quando as forças de percolação de sentido ascendente anulam a tensão efetiva vertical, conforme se pode verificar na imagem direita da Figura D.5;
- Rotura por erosão interna – quando se dá o transporte de partículas de solo;

- Rotura por erosão tubular - é uma forma particular de rotura por erosão interna que origina a formação de um túnel.

Tabela C.4 - Metodologia para verificar a segurança no estado (HYD)

Valor	Enquadramento	Notas
$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$	Critério para verificar a segurança	(C.27)
$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}$	Critério para verificar a segurança	(C.28)
$i_d \ll i_{crit} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}$	Critério para verificar a segurança*	Erosão interna (C.29)

Em que S é o valor da força vertical de percolação, G' é o peso submerso, i_d é gradiente hidráulico de cálculo e i_{crit} é o gradiente hidráulico crítico. No EC7-1 (2010) não está definida nenhuma relação quantitativa entre i_d e i_{crit} , Bond et al. (2008) aconselham a que o gradiente seja inferior a 25% do gradiente crítico. Não é necessário que a escavação atinga o nível freático. A percolação em cotas reduzidas poderá criar roturas por erosão interna de estratos inferiores à escavação e deste modo poderão afetar a estrutura.

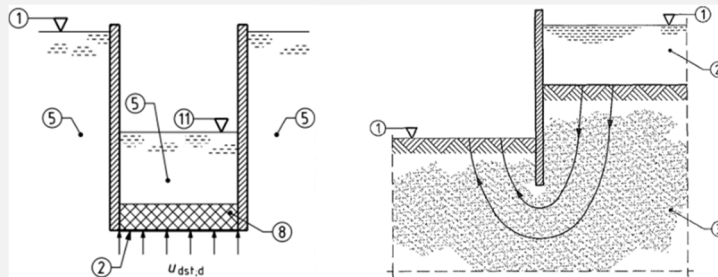


Figura C.5 - Rotura HYD: esq.) Levantamento global (1- superfície, 2- superfície impermeável, 5- areia, 8- areia injetada, 11- nível de água na escavação); dir.) Levantamento hidráulico (2- nível da escavação e nível de água, 2- água, 3- areia)

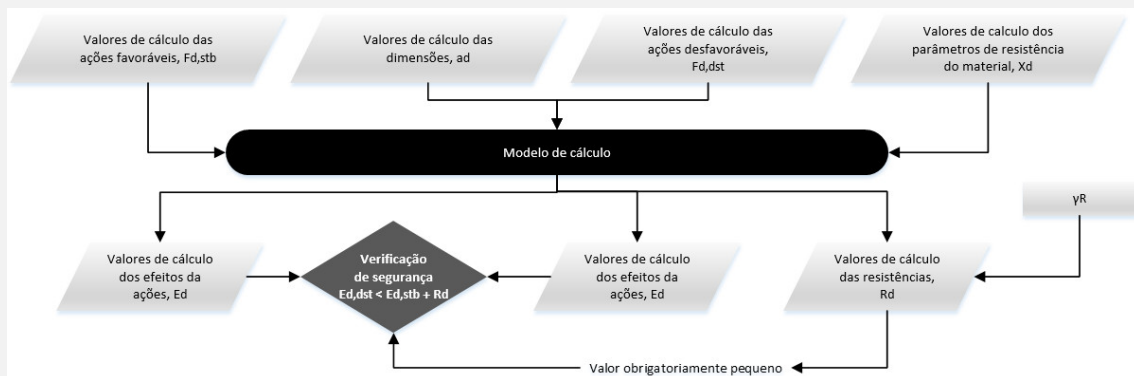


Figura C.6 - Procedimento para a verificação de segurança de EQU, UPL e HYD

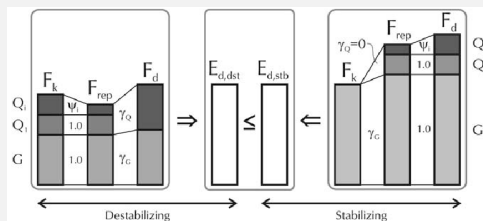


Figura C.7 - Verificação de segurança de estados limite de estabilidade (EQU, UPL e HYD) (Bond et al, 2008)

Verificação da rotura estrutural (GEO e STR)

Estes estados limite estão relacionados com situações de rotura interna ou deformação excessiva de estruturas (STR) ou dos terrenos (GEO). A verificação de segurança passa por garantir que:

Tabela C.5 - Metodologia para verificar a segurança nos estados (GEO e STR)

Valor	Enquadramento	Notas
$E_d \leq R_d$	Critério para verificar a segurança	(C.30)
$E_d = E \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$	Efeito das ações	(C.31)

Valor	Enquadramento	Notas
$E_d = \gamma_E \cdot E \{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}$	Efeito das ações	Aplica-se se a equação (C.31) conduzir a valores inverosímeis (C.32)
$R_d = R \{ \gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \}$	Capacidade resistente	(C.33)
$R_d = R \{ \gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R$	Capacidade resistente	$\gamma_F = 1,0$ (C.34)
$R_d = R \{ \gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d \} / \gamma_R$	Capacidade resistente	$\gamma_F = 1,0$ (C.35)

Em que E é efeito das ações e R é a capacidade resistente.

Na Figura C.8 apresentamos as diferenças entre as abordagens inerentes às equações da tabela anterior. O procedimento de verificação de segurança está esquematizado na Figura C.9.

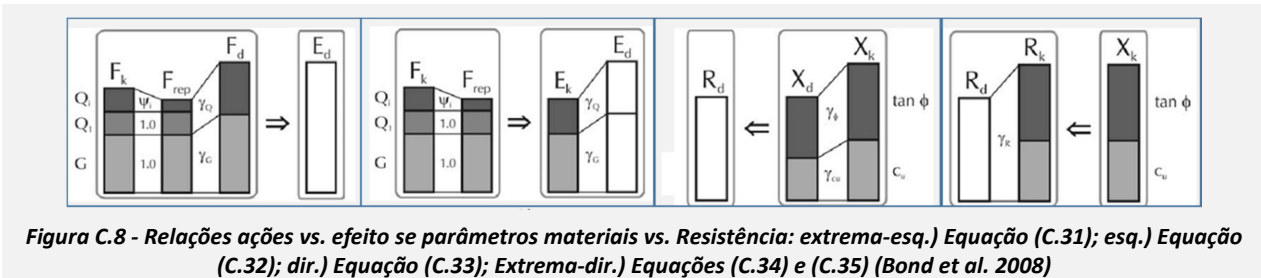


Figura C.8 - Relações ações vs. efeito se parâmetros materiais vs. Resistência: extrema-esq.) Equação (C.31); esq.) Equação (C.32); dir.) Equação (C.33); Extrema-dir.) Equações (C.34) e (C.35) (Bond et al. 2008)

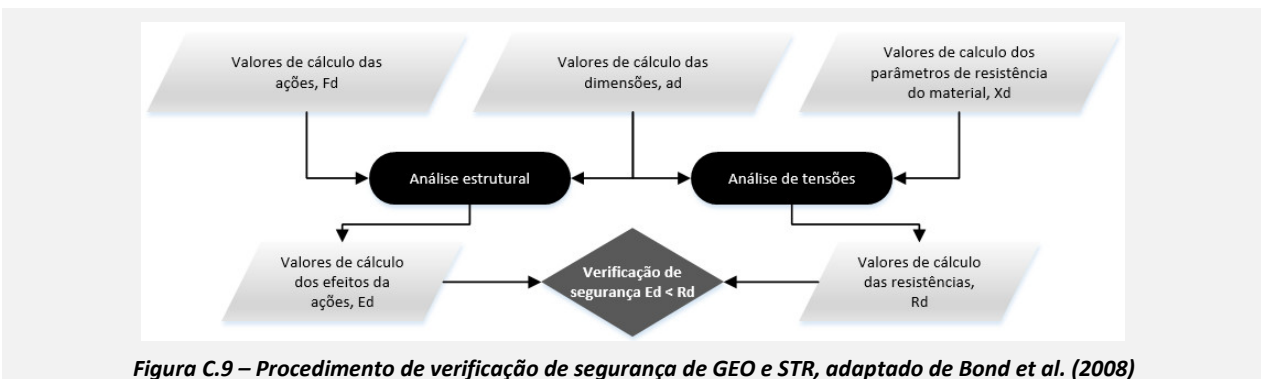


Figura C.9 – Procedimento de verificação de segurança de GEO e STR, adaptado de Bond et al. (2008)

A verificação de segurança para GEO e STR deve ser efetuada através das abordagens de cálculo previstas no EC7-1 (2010):

Tabela C.6 – Combinações para as abordagens de cálculo definidas no EC7-1

Abordagem de cálculo 1 (AC1)	Para estacas carregadas axialmente e ancoragens	Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 Combinação 2: A2 “+” (M1 ou M2)** “+” R4
	Para os restantes casos	Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1 Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1
Abordagem de cálculo 2 (AC2)		Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R2
Abordagem de cálculo 3 (AC3)		Combinação 1: (A1 ou A2)** “+” M2 “+” R3

* Utiliza-se M1 para o cálculo das capacidades resistentes de estacas e de ancoragens e M2 para o cálculo das ações desfavoráveis nas estacas. ** Utiliza-se A1 para as ações estruturais e A2 para as ações geotécnicas.

Em Portugal utiliza-se apenas a abordagem de cálculo 1. Com exceção das ancoragens não se aplicam coeficientes às resistências (R1). Aplicam-se os fatores de segurança, numa fase anterior do cálculo, às ações e aos parâmetros dos materiais, e não aos efeitos destes. Na Figura D.11 podemos verificar as diferenças entre as duas combinações.

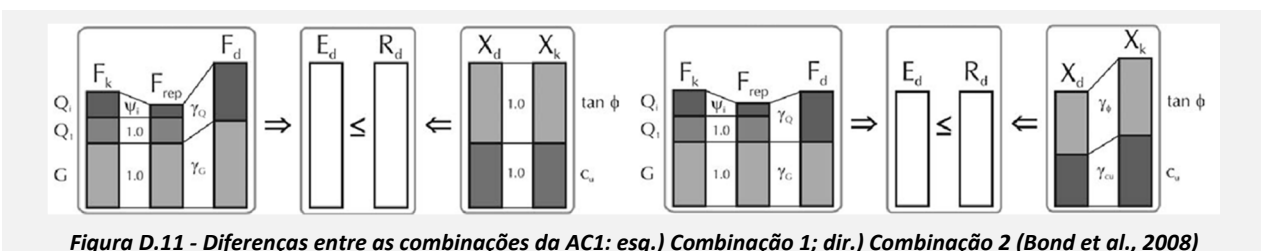


Figura D.11 - Diferenças entre as combinações da AC1: esq.) Combinação 1; dir.) Combinação 2 (Bond et al., 2008)

Princípios genéricos da verificação dos estados limite de serviço

O método alternativo é baseado na experiência e obriga à demonstração de que uma fração reduzida do solo é mobilizada para garantir as deformações e outros efeitos nos níveis pretendidos. Na prática para cumprir este critério assume-se que para valores de efeitos de ações muito afastados dos limites dos ULS garante-se necessariamente o cumprimento dos SLS. Para esta abordagem a verificação de segurança passa por garantir que:

$$E_k \leq R_k / \gamma_{R,SLS} \quad (C.36)$$

Em que $\gamma_{R,SLS}$ é o coeficiente de resistência parcial, normalmente igual a 3,0.

Os SLS de estruturas de contenção periférica normalmente estão associados a assentamentos e deformações do terreno, a deformações da estrutura, a vibrações induzidas ao terreno ou à insuficiente drenagem de água. No caso de deformações os limites já foram apresentados no capítulo referente a danos em estruturas vizinhas e vão ser os únicos critérios de SLS avaliados no caso de estudo.

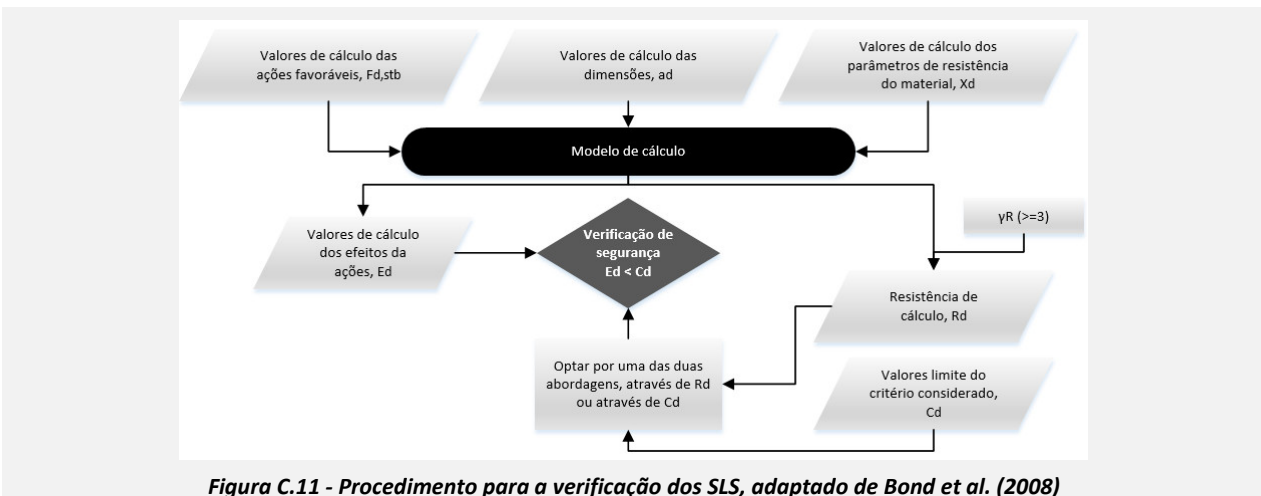


Figura C.11 - Procedimento para a verificação dos SLS, adaptado de Bond et al. (2008)

Princípios específicos para estruturas de suporte flexíveis

Em estruturas de suporte flexíveis considera-se, no mínimo, os seguintes estados limites (EC7-1, 2010):

- Perda de estabilidade global (GEO ULS);
- Rotura de um elemento estrutural ou do terreno, (STR ULS) ou (GEO ULS), tal como um muro, uma ancoragem, uma viga de distribuição ou uma escora, ou rotura da ligação entre elementos estruturais;
- Rotura por levantamento hidráulico, por erosão tubular, ou transporte inadmissível de partículas de solo sob ou através da estrutura de suporte (HYD ULS) que poderá ocorrer na fundo de escavações profundas quando existe uma diferença significativa entre os níveis freáticos nos lados opostos das estruturas;
- Movimentos da estrutura de suporte que possam causar colapso ou afetar a aparência ou a eficiência da utilização da estrutura ou de estruturas ou malhas de serviços vizinhas delas dependentes (SLS);
- Alteração inadmissível do regime hidrogeológico (SLS).
- Rotura por rotação ou por translação da cortina ou de partes desta (GEO ULS);
- Rotura por perda de equilíbrio vertical (EQU ULS).

Estruturas de suporte flexíveis que funcionam como fundações

Caso a contenção periférica transmita uma carga significativa ao solo a parede também funciona como fundação. Nestes casos é necessário considerar os aspectos específicos das fundações superficiais ou profundas, conforme for mais indicado. Neste texto apenas vamos abordar as questões relacionadas com os modos de rotura GEO associados à transmissão de cargas aos solos.

Em fundações superficiais é usual a execução duma sapata na base da parede. Dependendo da retirada, ou não, dos perfis metálicos verticais, as sapatas podem ser os únicos elementos estruturais a transmitir cargas verticais ao terreno. Neste texto vamos considerar apenas o método analítico de dimensionamento, onde para cada estado limite considerado é necessário demonstrar a veracidade das relações da tabela seguinte.

Tabela C.7 - Verificação dos modos de rotura GEO de fundações superficiais

Valor	Enquadramento	Notas
$V_d \leq R_d$	Critério para verificar a segurança do terreno ao carregamento	Forma alternativa da equação (C.30) (C.37)
$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	Critério para verificar a segurança do terreno ao deslizamento	(C.38)

V_d é a carga vertical transmitida e deve incluir o peso da fundação, o peso do aterro de reenchimento e todas as pressões de terras favoráveis e desfavoráveis. As pressões da água que não sejam causadas pelo carregamento da fundação devem ser incluídas como ações. H_d deve incluir os valores de cálculo dos impulsos ativos.

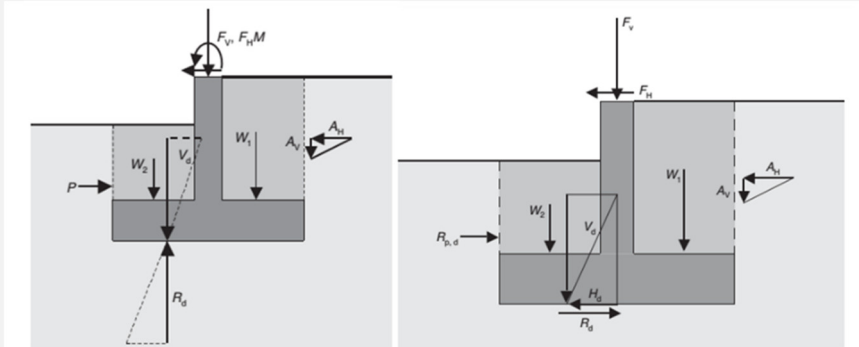


Figura C.12 - Verificação de segurança para fundações superficiais: (esq.) Carregamento; (dir.) Deslizamento (Gulvanessian, et al., 2005)

No anexo D do EC7-1 (2010) encontram-se expostos métodos para determinar o valor da capacidade resistente ao carregamento. Para verificar a segurança ao deslizamento utilizam-se relações da tabela seguinte.

Tabela C.8 - Relações para verificar a segurança ao deslizamento

Valor	Enquadramento	Notas
$R_d = V_d' \cdot tg(\delta_d)$	Condições drenadas	(C.39)
$R_d = A' \cdot C_{u,d}$	Condições não drenadas	(C.40)
$R_d \leq 0,4 \cdot V_d$	Com acesso de água ou de ar ao contacto da fundação com um solo argiloso o subjacente não drenado	(C.41)

δ_d é o valor de cálculo do ângulo de atrito que poderá ser considerado igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito interno em tensões efetivas no estado crítico, $\varphi'_{cv,d}$, para fundações de betão moldadas no local, e igual a dois terços desse valor para fundações prefabricadas de baixa rugosidade.

Caso se utilizem fundações profundas podem-se utilizar métodos via cálculo e via ensaios. As estacas, ou grupo de estacas, podem estar carregadas axialmente ou transversalmente. Deve-se considerar a possibilidade de existirem camadas de solo moles atravessadas pela estaca. Com a consolidação destas camadas pode ocorrer um carregamento adicional da estaca devido à adesão do solo à estaca. Este fenómeno denomina-se de *downdrag*. As estacas, ou grupo de estacas podem estar carregadas axialmente e sujeitas à compressão. Nestas situações a verificação de segurança segue a metodologia da Tabela C.9.

Tabela C.9 - Verificação de segurança de estacas carregadas axialmente sujeitas à compressão

Valor	Enquadramento	Notas
$F_{c,d} \leq R_{c,d}$	Forma alternativa da equação (C.30)	(C.42)
$R_{c,k} = R_{s,k} + R_{b,k}$	Soma das resistências laterais e na base	(C.43)
$R_{c,d} = R_{s,k}/\gamma_s + R_{b,k}/\gamma_b$	Determinação através do cálculo considerando resultados de ensaios do terreno	(C.44)
$R_{c,d} = R_{t,k}/\gamma_t = (R_{s,k} + R_{b,k})/\gamma_t$	Determinação quando não é possível separar as componentes laterais e de base	(C.45)
$F_{c,k} = P_{G,k} + W_{G,k} + D_{G,k}$	Consideração do efeito de <i>downdrag</i>	(C.46)
$R_{c,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s \cdot \gamma_{R,d}} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b \cdot \gamma_{R,d}}$	$\gamma_{R,d} = 1,5$, para STR/GEO e UPL	(C.49)

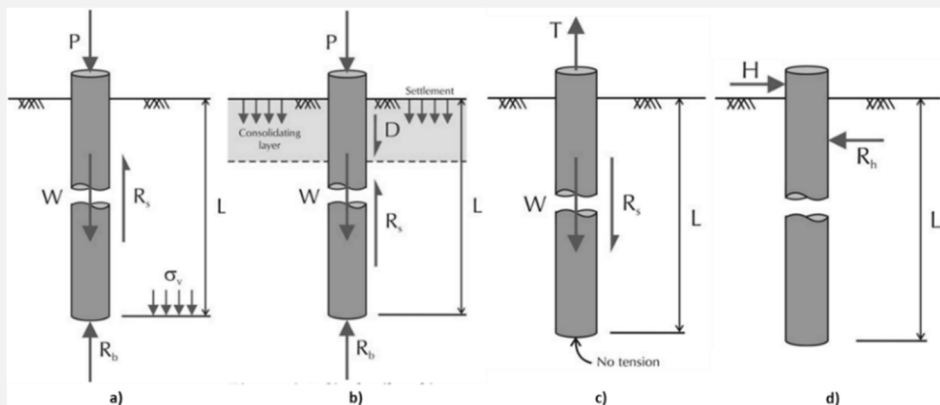


Figura C.13 - Funcionamento de estacas a) carregamento axial de compressão; b) carregamento axial de compressão com efeito downdrag; c) carregamento axial de tração; d) carregamento transversal (Bond, et al, 2008)

O coeficiente $\gamma_{R,d}$ é introduzido no Anexo Nacional. $F_{c,d}$ é o valor de cálculo da carga axial de compressão numa estaca ou num grupo de estacas, $R_{c,d}$ é o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão ou com um grupo de estacas, $R_{s,k}$ é a resistência característica lateral, $R_{b,k}$ é a resistência característica de ponta, $R_{t,k}$ é a resistência característica total, $P_{G,k}$ é a carga normal de compressão característica transmitida no topo da estaca, $W_{G,k}$ é o peso característico da estaca e $D_{G,k}$ é o valor característico do *downdrag* que pode ser calculado através de:

$$D_{G,k} = \alpha \cdot c_{ud} \cdot A_{s,D} = \alpha \cdot (\gamma_{cu} \cdot c_{uk}) \cdot A_{s,D} \quad (C.48)$$

Em que α é um coeficiente de adesão, $A_{s,D}$ é a área superficial da estaca em contacto com as camadas consolidadas. Para o cálculo da capacidade resistente última à compressão com base em ensaios do terreno os valores característicos podem ser dados por:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \quad R_{s,k} = \sum_i (A_{s,i} \cdot q_{s,i,k}) \quad (C.49) \quad (C.50)$$

Em que A_b é a área da ponta da estaca, $A_{s,i}$ é a área superficial da estaca em contacto com a camada de solo i , $q_{b,k}$ é o valor característico da capacidade resistente de ponta e $q_{s,i,k}$ é o valor característico da capacidade resistente lateral na camada de solo i . No caso de estacas sujeitas à tração a resistência deve-se unicamente ao atrito lateral, assim sendo é necessário verificar as relações da tabela seguinte:

Tabela C.10 - Verificação de segurança de estacas carregadas axialmente sujeitas à tração

Valor	Enquadramento	
$F_{t,d} = R_{t,d}$	Forma alternativa da equação (C.30)	(C.51)
$R_{t,k} = R_{st,k}$	Apenas existe a resistência lateral	(C.52)
$R_{t,d} = R_{st,k} / \gamma_{st}$		(C.53)
$R_{t,d} = R_{t,k} / (\gamma_{st} \cdot \gamma_{R,d})$	$\gamma_{R,d} = 1,5$, para STR/GEO e UPL	(C.54)

O coeficiente $\gamma_{R,d}$ é introduzido no Anexo Nacional. Para o cálculo da capacidade resistente última à compressão com base em ensaios do terreno os valores característicos podem ser dados por:

$$R_{t,k} = \sum_i (A_{s,i} \cdot q_{s,i,k}) \quad (C.55)$$

Dependendo da rigidez e do comprimento das estacas, a resistência horizontal pode dever-se à resistência de corte do solo ou à combinação da resistência da estaca e do solo.

Tabela C.11 - Verificação de segurança de estacas carregadas axialmente sujeitas a esforços transversos

Valor	Enquadramento	Notas
$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$	Forma alternativa da equação (C.30)	(C.56)
$H_{R,k} = R\{X_{k,solo}\}$	Resistência devido apenas ao solo, normalmente para estacas curtas.	(C.57)
$H_{R,k} = R\{X_{k,solo}; M_{R,k,estaca}; V_{R,k,estaca}\}$	Resistência devido ao solo e à estaca, normalmente para estacas longas.	(C.58)

$H_{R,k}$ é o valor característico da resistência horizontal da estaca

Estimativa da resistência do terreno ao carregamento de estacas

Caso não se realizem ensaios de carga, a resistência do terreno pode ser estimada através de relações teóricas e empíricas. Os valores das resistências das equações (C.49) (C.50) podem ser estimados através da metodologia descrita em Santos (2002) e no anexo D do EC7-1 (2010).

$$R_b = q_b \cdot A_b = (c' \cdot N_c + \sigma_0' \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma) \cdot A_b \quad (C.60)$$

$$R_s = q_s \cdot A_s = (\alpha \cdot c' + K \cdot tg(\delta) \cdot \sigma_0) \cdot A_s \quad (C.61)$$

Em que N_c , N_γ e N_q são factores de capacidade de carga e α é um coeficiente corrector. À última equação está associado uma elevada incerteza. Existem relações para calcular os factores de capacidade, no entanto, vamos apresentar apenas as relações do EC7-1 (2010), que permitem estimar estes factores em função de ϕ .

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\phi')} \cdot tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot cotg(\phi') \quad (C.62) (C.63)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\phi'), \text{ com } \delta \geq \frac{\phi'}{2} \quad (C.64)$$

Princípios específicos para ancoragens

A resistência característica interna de ancoragem, $R_{i,k}$ é calculada através de:

$$R_{i,k} = P_{t,k} = A_t \cdot f_{t,k} \quad (C.65)$$

Em que $P_{t,k}$ é a carga característica de rutura da armadura de ancoragem, A_t é a área da secção transversal da armadura e $f_{t,k}$ é a resistência característica da armadura. A regra de segurança para limitar a relaxação e que se considera o critério de verificação de segurança de ancoragens está na tabela seguinte.

Tabela C.13 - Valores de tração máximos a considerar em ancoragens

Valor/equação	Enquadramento	Notas
$P_{max} \leq 0,6 \cdot P_{t,k}$	Valor máximo da tração de blocagem	Inferior aos valores limite de fluência e de perda de carga
$P \leq 0,65 \cdot P_{t,k}$		

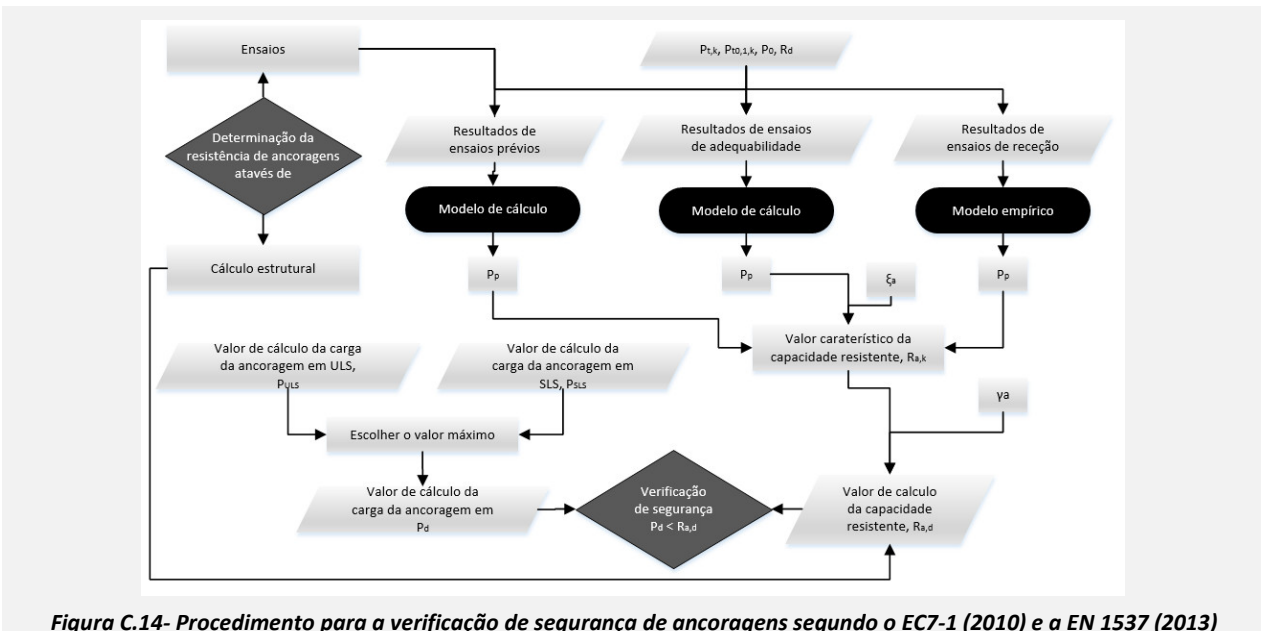


Figura C.14- Procedimento para a verificação de segurança de ancoragens segundo o EC7-1 (2010) e a EN 1537 (2013)

Note-se que a equação (C.66) é equivalente à consideração dum coeficiente parcial de segurança para as características resistentes das armaduras de 1,67. À carga de pré-esforço transmitida ao terreno é necessário somar as perdas que pré-esforço. As perdas diferidas ao longo do tempo que normalmente são estimadas em 5 % do valor de pré-esforço aplicado. As perdas de carga por reentrada das cunhas podem ser estimadas por:

$$\Delta P = \frac{E \cdot A}{L} \cdot \Delta d \quad (C.68)$$

Em que L é o comprimento livre da ancoragem, e Δd é a reentrada de cunhas. Para o dimensionamento e verificação de segurança dos bolbos de selagem pode-se aplicar o método de Bustamante que permite calcular o comprimento do bolbo de selagem necessário para a mobilização do atrito lateral adequada. O comprimento mínimo é dado por:

$$L_s = \frac{P}{\pi \cdot \alpha \cdot D \cdot q_s} \cdot \gamma \quad (C.69)$$

em que D é o diâmetro médio do bolbo de selagem, α é um coeficiente de correção do diâmetro do bolbo que é função da natureza do solo e do método de injeção, q_s é um parâmetro que define o atrito limite unitário e depende da natureza do solo e do tipo de injeção e γ é um factor de segurança.

Acções sísmicas

Para a verificação de segurança das estruturas quando sujeitas a ações sísmicas utilizou-se as metodologias abordadas na NP EN 1998-1:2009 e NP EN 1998-5. Em Portugal os coeficiente de importância para determinar a_g são:

Tabela C.14 – Coeficientes de importância para utilizar em Portugal

Classe de importância	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,0	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Em Portugal continental é necessário considerar dois tipos de ações sísmicas: Um cenário “afastado” referente aos sismos com epicentro na região atlântica e que corresponde à ação sísmica Tipo 1. Os acelerogramas artificiais devem ser no mínimo de 30 segundos; Um cenário “próximo” referente aos sismos com epicentro Continente, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à ação sísmica Tipo 2. Os acelerogramas artificiais devem ser no mínimo de 10 segundos. Para o dimensionamento utilizam-se os espectro de cálculo que permitem considerar os efeitos plásticos sem se efetuar um calculo plástico explícito. Aproveita-se o facto do comportamento plástico permitir alguma absorção energética. Isto é efetuado através dum coeficiente de comportamento q . O espectro de cálculo é:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = A \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (C.70)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = A \cdot 2,5/q \quad (C.71)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = A \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (C.72)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_d(T) \begin{cases} = A \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (C.73)$$

em que T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade, a_g é o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$); T_B é o limite inferior do patamar de aceleração constante; T_C é o limite superior do patamar de aceleração constante; T_D é o valor do início do ramo de deslocamento constante; S é o coeficiente de solo; η é um coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso, β é coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal e em Portugal tem o valor de 0,2 e A é igual a $a_g \cdot S$ para a componente horizontal e igual a a_{vg} para a componente vertical.

Tabela C.14 – Valores para definir o espectro de resposta em função do tipo de terreno para Portugal

Res-posta	Terreno	Tipo 1							Tipo 2				
		S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$T_E(s)$	$T_F(s)$	a_{vg}/a_g	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	a_{vg}/a_g
Horizontal	A	1,0	0,10	0,60	2,0	4,5	10,0	-	1,0	0,10	0,25	2,0	-
	B	1,35	0,10	0,60	2,0	5,0	10,0	-	1,35	0,10	0,25	2,0	-
	C	1,6	0,10	0,60	2,0	6,0	10,0	-	1,6	0,10	0,25	2,0	-
	D	2,0	0,10	0,80	2,0	6,0	10,0	-	2,0	0,10	0,30	2,0	-

Res-posta	Terreno	Tipo 1							Tipo 2				
		S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	$T_E(s)$	$T_F(s)$	a_{vg}/a_g	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	a_{vg}/a_g
	E	1,8	0,10	0,60	2,0	6,0	10,0	-	1,8	0,10	0,25	2,0	-
Vertical	Todos	-	0,05	0,25	1,0	-	-	0,75	-	0,05	0,15	1,0	0,95

Para as ancoragens dever-se-á considerar ainda o EC8-5 (2010) sobre as ancoragens que refere que estas devem ter uma resistência e um comprimento suficientes para garantir o equilíbrio da cunha de solo crítica em condições sísmicas. A distância livre, L_e , entre a zona de selagem situada num depósito de solo com características semelhantes às do solo do muro e terrenos com superfície de nível é dada por:

$$L_e = L_s \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \right) \quad (C.74)$$

Elementos estruturais de betão armado

No dimensionamento das estacas deve-se considerar a especificidade referida em 2.3.4.1.(2) da parte 1 do eurocódigo 2 que refere que o diâmetro de cálculo é obtido em função do diâmetro nominal (d_{nom}) da seguinte forma:

$$d = \begin{cases} d_{nom} - 20 \text{ (mm)} & \text{se } d_{nom} < 400 \text{ mm} \\ 0,95 \cdot d_{nom} & \text{se } 400 \text{ mm} \leq d_{nom} \leq 1000 \text{ mm} \\ d_{nom} - 50 \text{ (mm)} & \text{se } d_{nom} > 1000 \text{ mm} \end{cases} \quad (C.75)$$

Para verificar a segurança à resistência de elementos sujeitos a esforços de compressão é necessário garantir que:

$$N_{Ed} \leq N_{rd} = A_c \cdot \sigma_c + A_a \cdot \sigma_a \quad (C.76)$$

Em que N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante, N_{rd} é o valor de cálculo do esforço resistente de compressão a σ_i é a tensão máxima de compressão, A_c é a área comprimida do elemento, o índice c representa o betão e o índice a representa as armaduras de aço.

Para verificar a segurança à resistência elementos sujeitos à flexão é necessário garantir que:

$$M_{Ed} \leq M_{rd} \quad (C.77)$$

Em que M_{Ed} é o valor de cálculo do momento flector atuante, M_{rd} é o valor de cálculo do momento flector resistente. Para dimensionar o valor de M_{rd} determina-se o momento flector reduzido. Para secções retangulares duplamente armadas e para secções circulares é dado por:

$$\mu_{Rd} = \frac{M_{rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{M_{rd}}{2 \cdot \pi \cdot r^3 \cdot f_{cd}} \quad (C.78)$$

Em que, b é largura do elemento rectangular, d é a altura útil, r é o raio do elemento circular e f_{cd} é a tensão de rotura de cálculo do betão dada por:

$$f_{cd} = f_{ck} / (\gamma_c \cdot k_f) \quad (C.79)$$

Em que o coeficiente k_f apenas aplica-se às estacas moldadas e tem o valor de 1,1. O coeficiente parcial de segurança do betão é de 1,5 para estados limite persistentes e transitórios e de 1,2 para estados limite acidentais. O esforço normal reduzido é dado por a:

$$\nu_{Rd} = \frac{N_{rd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{N_{rd}}{\pi \cdot r^2 \cdot f_{cd}} \quad (C.80)$$

O teor de armadura é obtido através de tabelas e também pode ser dado, de forma aproximada, por:

$$w_{Rd} = u_{Rd} \cdot (1 + u_{Rd}) \quad (C.81)$$

A partir dos teores de armadura determina-se a área de armadura necessária, através de:

$$A_s = w_{Rd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (C.82)$$

A área de armadura longitudinal de tracção mínima é dada por:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot t \cdot d \quad (C.83)$$

Em que f_{ctm} é a tensão de rotura do betão à tracção.

Se $V_{Ed} < V_{Rd,C}$ só é necessário a armadura de esforço transverso mínima. No caso de não existirem armaduras pré-esforçadas, como no caso de estudo, de acordo com o EC2 o valor de cálculo de $V_{Rd,C}$ é dado por:

$$V_{Rd,C} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (C.84)$$

Em que os parâmetros considerados são dados por:

$$C_{rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad k = 1 + \sqrt{200/d} \quad \rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \quad (C.85) \quad (C.86) \quad (C.87)$$

Em que A_{sl} é a área de armadura de tracção prolongada. O valor mínimo de $V_{Rd,C}$ é dado pela equação seguinte:

$$V_{Rd,C} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (C.88)$$

Em que o valor de v_{min} é dado por:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (C.89)$$

Se $V_{Ed} > V_{Rd,C}$ é necessário calcular a armadura necessária para verificar a segurança. O valor de cálculo do esforço transverso resistente é dado pelo menor valor obtido através das equações (C.90), referente à cedência do aço e da equação (C.91) referente ao esmagamento do betão.

$$V_{Rd,s} = \left(A_{sw}/s \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) \quad (C.90)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot g(\theta) + \tan(\theta)) \quad (C.91)$$

Em que θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, z é o braço do binário das forças interiores, f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transverso, A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversos, s é o espaçamento entre estribos, α_{cw} é o coeficiente que tem em conta o estado de tensão na zona comprimida, v_1 é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, dado por:

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (C.92)$$

Se a secção não for circular é necessário calcular a largura (b_e) e o diâmetro equivalentes (d_e) da seguinte forma:

$$d_e = 0,9 \cdot r + 0,64 \cdot (d - r) \quad d_e = 1,8 \cdot r \quad (C.93) \quad (C.94)$$

Elementos estruturais de aço

O critério de verificação de segurança de elementos sujeitos a esforços de tracção é o seguinte:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1,0 \quad (C.95)$$

Em que N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço de tracção atuante e $N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço resistente de tracção, que nos elementos utilizado no estudo de caso é dado por:

$$N_{pL,Rd} = A_y \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (C.96)$$

Em que γ_{M0} é o coeficiente parcial do aço associado à resistência das secções transversais, que é igual a 1,0.

O critério de verificação de segurança de elementos sujeitos a esforços de compressão com possível encurvatura é o seguinte:

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1,0 \quad (C.97)$$

Em que N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço de compressão atuante e $N_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à encurvatura dum elemento comprimido, que nos elementos utilizado no estudo de caso é dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_y \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (C.98)$$

Em que γ_{M1} é o coeficiente de segurança parcial do aço associado à resistência das secções transversais, que é igual a 1,1 para as microestacas e 1,0 para os restantes elementos. Para se obter o valor de χ utilizam-se curvas de referência do EC3-1.1 (2010) ou a expressão seguinte:

$$\chi = \text{mínimo} \left\{ 1,0 ; \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \right\} \quad (C.99)$$

Em que define-se N_{cr} como o valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvatura elástica relevante e α como sendo um factor de imperfeição fornecido no EC3-1.1 (2010) em função da curva de encurvatura. $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada.

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (C.100)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A_y \cdot f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (C.101)$$

Em que L_{cr} é o comprimento de encurvatura no plano considerado, i é o raio de giração em relação ao eixo apropriado e λ_1 é dado por:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{235 / f_y} \text{ [MPa]} \quad (C.102)$$

No caso das microestacas o comprimento crítico é dado por:

$$L_{cr} = k \cdot H \quad (C.103)$$

Em que k é um parâmetro que tem em consideração a ligação entre a cabeça da estaca e o elemento de ligação estrutural que pode ser obtido por consulta ao EC3-5 (2007).

O critério de verificação de segurança de elementos sujeitos a momentos flectores é o seguinte:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1,0 \quad (C.104)$$

Em que M_{Ed} é o valor de cálculo do momento flector atuante e $M_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do momento flector resistente, que nos elementos utilizado no estudo de caso é dado por:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (C.105)$$

O critério de verificação de segurança de elementos sujeitos a esforços transversos é o seguinte:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1,0 \quad (C.106)$$

Em que V_{Ed} é o valor de calculo esforço transverso atuante e $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transverso resistente, que nos elementos utilizado no estudo de caso é dado por:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} \quad (C.107)$$

Em que A_v é a área resistente ao esforço transverso. Se o esforço transverso atuante for inferior a metade do esforço transverso resistente plástico pode-se desprezar este efeito no momento flector resistente, caso contrário o momento flector resistente deve ser reduzido considerando uma tensão de cedência reduzida dada por:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y = \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \cdot f_y \quad (C.108)$$