

COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DE POÇOS ELÍPTICOS

Análise da estação do Metro de Salgueiros

JOÃO PEDRO FERNANDES DOS SANTOS

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

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Professor Doutor Jean Vaunat

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

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

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

Aos meus Pais

Success is walking from failure to failure with no loss of enthusiasm.

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Por tudo o que já fizeram por mim e pelo incondicional apoio que sempre demonstraram, dedico esta tese aos meus pais, Rosa e Agostinho. Esta tese é o resultado de um longo percurso académico que sem eles não teria sido possível. Obrigado por todo o amor e especialmente pelo exemplo que sempre me transmitiram do que é dedicação e trabalho.

À Mariana, pelo apoio incondicional que sempre mostrou e por toda a motivação que me fez não desistir, mesmos nos momentos menos bons. Sem a sua presença seria certamente uma pessoa menos feliz.

Aos meus irmãos Zé e Luís, pelas incontáveis horas de brincadeira e boa disposição e por todos os verdadeiros momentos de alegria que já passamos juntos.

Aos meus amigos, por toda a importância que tiveram ao longo deste percurso.

Aos professores da secção de Geotecnia do DEC António Silva Cardoso, António Topa Gomes, António Viana da Fonseca, Eduardo Fortunato, José Couto Marques, Manuel Matos Fernandes e Rui Calçada por todo empenho, dedicação e disponibilidade que tiveram ao longo deste ano. Um obrigado especial ao Professor Matos Fernandes pela extraordinária capacidade que tem em cativar os estudantes e que em grande parte foi responsável pela minha admiração e entusiasmo pela Geotecnia.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e à Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona pela possibilidade da realização do programa de estudos ERASMUS que muito contribuiu para o meu crescimento académico e pessoal.

RESUMO

A aplicação do Método da Escavação Sequencial (MES) para a realização de poços apresenta-se como um processo construtivo relativamente recente, que apresenta inúmeras vantagens em comparação com as soluções tradicionais, sendo que as opções tomadas em projeto estão particularmente relacionadas com as características geotécnicas do local de implantação da obra.

O rebaixamento do nível freático, aspeto indissociável deste método construtivo, instala uma condição de não saturação no solo o que implica a alteração do seu comportamento mecânico. O presente trabalho avalia por isso preponderância que algumas variáveis, de carácter hidráulico e mecânico, podem assumir para o comportamento de poços, nomeadamente no que toca à deformação da estrutura de suporte e do maciço.

Apresenta-se por isso numa primeira fase os aspetos característicos do comportamento de uma obra realizada por este método construtivo, o caso de estudo da Estação de Metro de Salgueiros, bem como as principais noções e ideias-chave relacionadas com a temática dos solos não saturados e a sua influência para o caso dos solos residuais do granito do Porto.

Seguidamente discutem-se os resultados produzidos por diferentes modelos numéricos, utilizando um *software* que permite a realização de cálculos acoplados, concluindo-se de que modo a alteração de certas variáveis pode condicionar o funcionamento estrutural deste tipo de obras. Numa fase final resumem-se as principais conclusões obtidas e os possíveis desenvolvimentos, da perspetiva do autor, para este trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Comportamento hidromecânico de poços, Solos não saturados, Método da Escavação Sequencial, Estação de Salgueiros, *Code_Bright*

ABSTRACT

The application of the Sequential Excavation Method (SEM) to shaft execution is presented as a relatively recent construction process, which has many advantages compared to traditional solutions, and the choices made in the design are particularly related to the geotechnical characteristics of the work site.

The lowering of the water level, an inseparable aspect of this construction method, installs an unsaturated soil condition which implies the change of its mechanical behaviour. This dissertation evaluates the preponderance that some variables, hydraulic and mechanical character, can assume to the behaviour of shafts, particularly regarding the deformation of the support structure and the soil.

Initially it is shown some characteristic aspects of the behaviour of an excavation performed by this construction method, the case study of Salgueiros Metro Station, as well as the main key concepts and ideas related to the theme of unsaturated soils and its influence in the case of residual soils of the Oporto granite.

Then it is discussed the results produced by different numerical models, using a software that allows coupled calculations, analysing how the change of certain variables may influence the structural behaviour of this type of works. In the final phase it is summarized the main conclusions and the possible developments, from the perspective of the author, for this dissertation.

KEYWORDS: Hydromechanical shaft behaviour, Unsaturated soil mechanics, Sequential Excavation Method (SEM), Salgueiros Metro Station, *Code_Bright*

Índice Geral

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO E TEMAS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	2
2. O PROJETO DA ESTAÇÃO E CONCEITOS BASE	3
2.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	3
2.2. PROJETO DA ESTAÇÃO DE SALGUEIROS	4
2.2.1. ENQUADRAMENTO	4
2.2.2. O MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL.....	4
2.2.3. GEOMETRIA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA ESTAÇÃO DE SALGUEIROS.....	6
2.3. INTRODUÇÃO AO COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DOS SOLOS	8
2.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA	8
2.3.2. FASES CONSTITUINTES DE UM SOLO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS	8
2.3.3. DEFINIÇÃO DE POTENCIAL OSMÓTICO, MATRICIAL E CONCEITO DE “SUCÇÃO”	9
2.3.4. FLUXOS DE ÁGUA NOS SOLOS	10
2.3.4.1. Definição de permeabilidade	10
2.3.4.2. Capilaridade.....	11
2.3.4.3. Curva de retenção do solo	11
2.3.5. VARIÁVEIS DO ESTADO TENSÃO E CRITÉRIOS DE ROTURA	13
2.4. SOLOS RESIDUAIS	15
2.4.1. NOTA INTRODUTÓRIA	15
2.4.2. SOLO RESIDUAL DO GRANITO DO PORTO	17
2.4.3. A CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO GRANITO DE SALGUEIROS, PORTO.....	19
2.4.4. INFLUÊNCIA DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA EM SOLOS RESIDUAIS	21
3. COMPORTAMENTO HIDRÁULICO	23
3.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	23
3.2. O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS.....	23

3.3. O MODELO COMPUTACIONAL	25
3.3.1. INTRODUÇÃO	25
3.3.2. MODELO UTILIZADO PARA O CÁLCULO BASE – POÇO CIRCULAR 2D.....	25
3.4. CONSIDERAÇÕES INICIAIS - REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO.....	28
3.5. RESULTADOS DO CÁLCULO BASE.....	30
3.6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS – PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	32
3.6.1. ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE CÁLCULO PURAMENTE MECÂNICO VS. ANÁLISE ACOPLADA.....	32
3.6.2. ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE A INFLUÊNCIA DOS TEMPOS DE PRÉ-REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO	36
3.6.3. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE.....	38
3.6.4. INFLUÊNCIA DA SUÇÃO NO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	42
3.7. NOTA FINAL	43
 4. MODELO DE CÁLCULO TRIDIMENSIONAL	 46
4.1. O MODELO COMPUTACIONAL	46
4.1.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	46
4.1.2. A MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	47
4.1.3. FASES DO CÁLCULO	48
4.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DO SOLO.....	49
4.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA.....	49
4.2.2. DEFINIÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO E PROPRIEDADES DO SOLO	49
4.3. ASPETOS GERAIS DO COMPORTAMENTO	50
4.3.1. O EFEITO DE ARCO E AS PRINCIPAIS DIFERENÇAS EXPECTÁVEIS	50
4.4. VALIDAÇÃO DO MODELO ELÁSTICO.....	53
4.4.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS PARA O CASO DE ESTUDO 2D	53
4.4.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS PARA CASO DE ESTUDO 3D – MALHA COMPLETA	55
4.4.2.1. Análise da deformação das paredes	56
4.4.2.2. Análise do pórtico	57
4.5. NOTA FINAL.....	60
 5. COMPORTAMENTO MECÂNICO	 62
5.1. NOTA INTRODUTÓRIA	62
5.2. MODELOS DESENVOLVIDOS	63
5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS	66

5.3.1. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DA VIGA DE COROAMENTO	66
5.3.2. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DO MACIÇO	69
5.3.3. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DO PÓRTICO.....	71
5.4. NOTA FINAL	75
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	77
6.1. CONCLUSÕES	77
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81

Índice de Figuras

Figura 2.1 – a) Vista global do projeto da Estação de Salgueiros (construção dos poços circulares de pequeno diâmetro e da viga de coroamento); b) Vista do interior da Estação de Salgueiros na fase final da escavação	4
Figura 2.2 – Geometria da estação de metro Salgueiros a) planta da estação; b) corte segundo eixo longitudinal da estação (retirado de Topa Gomes, 2008)	7
Figura 2.3 - a) Modelo simplificado de um solo não-saturado e a representação das 3 fases constituintes; b) Modelo simplificado de um solo não-saturado e a representação das 4 fases constituintes.....	9
Figura 2.4 – Propostas para a classificação da permeabilidade, em função do coeficiente k (m/s), de diferentes autores (retirado de Electronic Journal of Polish Agricultural Universities, Vol.8, 2005)	10
Figura 2.5 – a) Esquema da experiência de Janssen e Dempsey (1980); b) pormenor da zona do menisco num tubo capilar (adaptado de Fredlund 2000)	11
Figura 2.6 – Curva de retenção típica para diferentes tipos de solos (Vanapalli et al., 1999).....	12
Figura 2.7 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (adaptado de Ng e Menzies, 2007).....	15
Figura 2.8 – Perfil de alteração de um solo residual (retirado de Little, 1969).....	16
Figura 2.10 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Norte de Portugal (Viana da Fonseca et al., 1994)	18
Figura 2.11 – Propriedades do Solo Residual de Salgueiros (retirado de Topa Gomes, 2008)	19
Figura 2.12 – Resultados obtidos para o solo residual da estação Salgueiros obtidas com recurso aos métodos de papel de filtro, placas de pressão após ensaios triaxiais em condições não saturadas (retirado de Topa Gomes, 2008).....	20
Figura 2.13 – Variação de rigidez com o nível de sucção: a) ajuste linear obrigando a reta a passar no ponto associado à condição saturada; b) ajuste bilinear (retirado de Topa Gomes, 2008)	22
Figura 3.1 – Geometria e materiais (retirado do Tutorial.VIII do Code_Bright).....	25
Figura 3.2 – Curva de Retenção introduzida no Code_Bright	27
Figura 3.3 – Malha simplificada usada para o Cálculo Base	28
Figura 3.4 – Pressão neutra inicial (nível freático à profundidade de 5 metros)	29
Figura 3.5 – Pressão da água após pré-rebaixamento do nível freático (valores positivos)	29
Figura 3.6 – Pressão da água após pré-rebaixamento do nível freático (valores negativos).....	29
Figura 3.7 – Deslocamentos horizontais para o último fase de cálculo	31
Figura 3.8 – Deslocamentos verticais para o último fase de cálculo	31
Figura 3.9 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação; Assentamentos à superfície do terreno	31

Figura 3.10 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação do modelo Cálculo Base com o modelo No water balance)	34
Figura 3.11 – Movimentos na direção vertical ao longo da superfície do terreno (comparação do modelo Cálculo Base com o modelo No water balance)	34
Figura 3.12 – Manchas de plastificação: a) modelo No water balance; b) modelo Cálculo Base	35
Figura 3.13 – Comparação da evolução dos deslocamentos horizontais para a de profundidade de 17 metros	36
Figura 3.14 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação dos diferentes tempos de pré-rebaixamento do nível freático)	38
Figura 3.15 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação dos diferentes coeficientes de permeabilidade)	40
Figura 3.16 – Movimentos na direção vertical ao longo da superfície do terreno (comparação dos diferentes coeficientes de permeabilidade)	41
Figura 3.17 – Variação da pressão líquida em função da distância à face da escavação (influência do coeficiente de permeabilidade)	41
Figura 3.18 – Variação do módulo de deformabilidade em profundidade devido à sucção - parâmetros escolhidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais em condições não saturadas para a estação Salgueiros (retirado de Topa Gomes, 2008)	42
Figura 3.19 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação do modelo Cálculo Base com o modelo E dependente)	43
Figura 4.1 – a) Vista do topo da malha completa; b) Vista isométrica da malha completa; c) Vista do topo da malha reduzida; d) Vista do plano frontal da malha reduzida	47
Figura 4.2 – Evolução do módulo de deformabilidade em função da profundidade (retirado de Topa Gomes, 2008)	50
Figura 4.3 – a) Distribuição das tensões efetivas horizontais durante a escavação do último anel; b) Ampliação da face da escavação; c) Multiplicadores plásticos	51
Figura 4.4 – Distribuição das manchas de plastificação, último fase de cálculo, modelo Calc. Base 3D	53
Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície (poço axissimétrico, malha 2D)	54
Figura 4.6 – Representação dos pontos críticos da malha para comparação de resultados	55
Figura 4.7 – Deslocamento horizontal da parede no alinhamento 2; deslocamento horizontal da parede no alinhamento 1;	57
Figura 4.8 – a) Deslocamentos finais para o pórtico; b) malha deformada (cinzento) para o pórtico ..	58
Figura 4.9 – Deformação do poço circular para os modelos Cálculo Base e Elástico	58
Figura 4.10 – a) S_{xx} -Stresses – tensões na direção x, eixo maior da elipse; b) S_{yy} -Stresses – tensões na direção y, eixo menor da elipse; c) S_{zz} -Stresses – tensões na direção z, direção vertical	60

Figura 5.1 – Evolução dos deslocamentos em profundidade na direção transversal da Estação - a) I1; b) I4.....	64
Figura 5.2 – Deformada em planta da viga de coroamento (retirado de Topa Gomes, 2008)	65
Figura 5.3 – a) Modelo ax - Propriedades divergentes segundo o eixo de simetria longitudinal (abaixo do eixo as propriedades originais, acima incrementadas 5 vezes); b) Modelo ay - Propriedades divergentes segundo o eixo de simetria transversal (à esquerda as propriedades originais e à direita as incrementadas 5 vezes).....	65
Figura 5.4 – Deformação total da viga de coroamento e dos poços circulares para o modelo Cálculo Base; Assimetria longitudinal (ax); Assimetria transversal (ay)	67
Figura 5.5 – Representação dos pontos críticos da malha para comparação de resultados	69
Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais último fase de cálculo de todos os modelos; a) direção 1 e 3; b) direção 2	70
Figura 5.7 – Evolução dos deslocamentos do contorno exterior dos poços para os diferentes modelos de cálculo desenvolvidos	72
Figura 5.8 – Evolução temporal dos deslocamentos do ponto a meio vão da viga transversal para os modelos numéricos desenvolvidos	73
Figura 5.9 – Malha deformada pórtico, último fase de cálculo (200x ampliada) - a) Modelo ax; b) Modelo ay	73
Figura 5.10 – Deslocamento vertical do contorno médio inferior da viga para os diferentes modelos numéricos	74

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Equipamentos utilizados para a medição da sucção (adaptado de Ridley & Wray, 1995)	12
Tabela 2.2 - Resumo das equações propostas para a definição da curva característica do solo (adaptado de Ng e Menzies, 2007)	13
Tabela 2.3 - Possíveis combinações das variáveis do estado de tensão, para um solo não saturado (adaptado de Fredlund, 1987)	14
Tabela 2.4 – Resumo índices físicos dos solos residuais no Norte de Portugal (adaptado de Matos Fernandes, 2006)	18
Tabela 3.1 - Propriedades hidráulicas introduzidas no Code_Bright	27
Tabela 3.2 - Fases de cálculo para os diferentes tempos de pré-rebaixamento	37
Tabela 3.3 - Coeficientes de permeabilidade adotados para o Calc. Base e para os modelos estudados	39
Tabela 4.1 - Cronograma dos tempos de cálculo	48

Símbolos, Acrónimos e Abreviaturas

Letras Latinas

c – Coesão [kPa]

c' – Coesão efetiva [kPa]

e – Índice de vazios

E – Módulo de deformabilidade [MPa]

G – Densidade das partículas sólidas

$h_{escavação}$ – Altura da escavação [m]

H – Profundidade total de escavação de um poço [m]

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso do terreno

k – Coeficiente de permeabilidade do maciço [m/s]

k_0 – Permeabilidade intrínseca do maciço [m^2]

n – Porosidade do maciço

P_0 – Pressão para uma dada temperatura [MPa]

P_g – Pressão do gás [kPa]

P_l – Pressão do líquido [kPa]

S – grau de saturação

S_e – Saturação efectiva

S_{ls} – Saturação máxima

S_{rl} – Saturação residual

T – Temperatura [$^{\circ}C$]

u – Deslocamento [m]

u_w – Pressão de água [kPa]

u_a – Pressão de ar [kPa]

u_v – Pressão parcial do vapor de água [kPa]

u_{v0} – Pressão de saturação do vapor de água à mesma temperatura [kPa]

V_w – Volume de água no solo [m^3]

V_v – Volume de vazios do solo [m^3]

W – Grau de alteração

w – Teor em água do solo (gravimétrico)

z – Cota de um ponto [m]

Alfabeto grego

ϕ – Ângulo de atrito [°]

ϕ' – Ângulo de atrito [°]

ϕ^b – Ângulo de atrito que exprime a variação da tensão de corte com a sucção matricial [°]

ψ – Sucção total [kPa]

ψ – Ângulo de dilatação do maciço [°]

ν – Coeficiente de Poisson

λ – Coeficiente de forma para a curva de retenção do solo

γ – Peso volúmico do solo [kN/m³]

γ_d – Peso volúmico seco do solo [kN/m³]

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas [kN/m³]

σ_h – Tensão total horizontal [kPa]

σ'_v – Tensão total vertical [kPa]

σ'_h – Tensão efetiva horizontal [kPa]

σ'_v – Tensão efetiva vertical [kPa]

σ_0 – Tensão superficial para a temperatura que P_0 foi medida [N/m]

ρ – Massa volúmica [kg/m³]

θ_v – Teor em água volumétrico θ

τ – Tensão tangencial [kPa]

Siglas

CIMNE – Centro Internacional para Métodos Numéricos em Engenharia

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

HM – Hidromecânico

IAEG – International Association for Engineering Geology and the environment

ISRM – International Society for Rock Mechanics

M – Mecânico

MEF – Método dos Elementos Finitos

MES – Método de Escavação Sequencial

NATM – New Austrian Tunneling Method

N.F. – Nível freático

PR – Pré-rebaixamento

RF – Rebaixamento faseado

SAT – Saturated

SEM – *Sequential Excavation Method*

UPC – Universidade Politécnica da Catalunha

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO E TEMAS

A Mecânica dos Solos sempre se apresentou como uma disciplina entusiasmante não só pela variedade dos temas estudados e dos problemas abordados, mas também pela capacidade altamente versátil e elucidativa, por parte dos Professores, de trabalharem estes assuntos e os tornarem mais facilmente assimiláveis para os estudantes. A opção pela Geotecnia, como parte final do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, tornou-se por isso a escolha evidente a tomar.

Aliando a larga experiência do estudo de solos residuais do granito, por parte do corpo docente da opção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com o vasto conhecimento no campo dos solos não saturados, por parte do corpo docente da Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, e formalizada pela colaboração entre os Professores António Topa Gomes (FEUP) e Jean Vaunat (UPC), resultou a elaboração desta dissertação. Da não total perceção da influência da condição não saturada bem como da importância da consideração da heterogeneidade dos solos residuais no comportamento de escavações, aspetos que podem condicionar de forma mais ou menos clara as opções tomadas no projeto da estrutura de contenção, resultou a presente dissertação. Assim sendo a principal finalidade deste trabalho é constituir um contributo para a melhor compreensão do assunto anteriormente mencionado, com recurso a modelos computacionais baseados em análises hidromecânicas acopladas e que posteriormente serão alvo de discussão.

No presente trabalho não se fará uma detalhada análise da Mecânica dos Solos não saturados, visto ser uma temática de elevada complexidade, recomendando por isso o autor a leitura dos trabalhos de Fredlund & Rahardjo (1993) bem como o de Ng & Menzies (2007). Apresentar-se-á apenas uma descrição pouco extensiva do projeto da Estação do Metro de Salgueiros, servindo esta dissertação para prolongar o trabalho inicialmente desenvolvido por Topa Gomes (2008) no que toca à compreensão do comportamento de poços elípticos, realizados pelo método de escavação sequencial, em condições não saturadas num solo residual do granito do Porto.

Avalia-se numa primeira fase as questões mais relacionadas com a alteração das propriedades hidráulicas dos solos e como é que esta variação pode influenciar o melhor ou pior comportamento da escavação. Seguidamente procura-se clarificar como é que a variabilidade do comportamento mecânico do solo, nomeadamente através da simulação de cenários geotécnicos distintos, pode condicionar as deformações experimentadas quer pelo maciço quer pela estrutura de suporte.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Dado que este trabalho se assume como um prolongamento de um tema particularmente bem desenvolvido por Topa Gomes (2008) e depois Dias (2011), grande parte dos conhecimentos base inerentes à realização desta dissertação já se encontram, por isso, descritos e bem explanados nos trabalhos dos autores referidos. É por isso opção do autor deste trabalho apenas fazer breves referências a certos temas (como a caracterização geotécnica ou alguns estudos paramétricos já realizados, por exemplo) ao invés de se realizar uma longa redação, sendo por isso referidas pontualmente obras de interesse e cuja leitura complementar, em grande parte, a percepção deste trabalho por parte do leitor.

Inicialmente será contudo feita uma abordagem à distinção entre o comportamento saturado e não saturado dos solos bem como os principais conceitos-chave associados a este tema. Estará ainda incluída neste primeiro capítulo uma referência à caracterização do solo residual, nomeadamente ao solo residual do Porto, bem como a influência do comportamento não saturado nos parâmetros de rigidez e deformabilidade. Apresenta-se também uma breve descrição do projeto da Estação de Salgueiros, bem como as principais características associadas ao comportamento desta escavação.

O recurso ao código *Code_Bright* bem como ao programa de interface gráfica *GiD* apresentam-se como ferramentas de trabalho fundamentais para o desenvolvimento desta dissertação sendo por isso o Capítulo 3 dedicado a este assunto. Neste capítulo apresenta-se ainda um primeiro modelo que serve, para além de uma introdução ao modo de funcionamento desta ferramenta computacional, para simular a abertura de um poço através do método da escavação sequencial. O modelo numérico em estudo servirá também para clarificar a influência de algumas propriedades hidráulicas do solo no comportamento global do maciço e da estrutura de suporte.

O Capítulo 4 aborda o estudo a Estação de metro de Salgueiros, integrada no Metro do Porto, e apresenta-se como o prolongamento do trabalho desenvolvido no modelo mais simples incluído no Capítulo anterior. Começa-se por descrever o projeto e a metodologia construtiva, mas visto que se procedeu à alteração no modelo do comportamento do solo, procura-se enquadrar e validar os resultados obtidos comparando-se com o trabalho que havia sido anteriormente desenvolvido e com as medições que se realizaram *in situ* no decorrer da obra.

Procurou-se no Capítulo 5 clarificar a influência de como a variação das propriedades de deformabilidade do solo pode ter no comportamento global da escavação, tendo sido desenvolvidos dois modelos sobre os quais se fará uma detalhada análise. Será por isso avaliada qual a preponderância que a consideração da heterogeneidade do solo, característica indissociável dos solos residuais, pode assumir no comportamento dos diferentes elementos estruturais que constituem a estrutura de suporte da Estação de Salgueiros.

Finalmente reúnem-se os aspetos mais notáveis associados ao desenvolvimento deste trabalho bem como as principais conclusões. Dada a complexidade e a quantidade de trabalho associado, mas também dada a importância e a relevância que este tema assume, estão também incluídas neste capítulo algumas críticas e as possíveis melhorias para que o presente trabalho possa ser alvo de uma continuação.

2

O PROJETO DA ESTAÇÃO E CONCEITOS BASE

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

O comportamento hidromecânico de poços elípticos pelo método da escavação sequencial é uma temática relativamente complexa. Por um lado, os aspetos associados às modelações numéricas revelaram-se, com o desenvolver desta dissertação, bastante mais difíceis do que inicialmente se previra. Por outro lado, a análise e interpretação de resultados nem sempre foi clara, visto que associada à questão do grande número de variáveis intervenientes no problema em estudo está a interdependência que se estabelece entre as mesmas. Para a resolução da problemática introduzida anteriormente optou-se por isso, numa primeira fase, distinguir os aspetos mais importantes do comportamento mecânico e hidráulico do caso de estudo.

Em primeiro lugar faz-se uma introdução ao projeto da Estação de Metro de Salgueiros e aos principais aspetos diferenciadores do processo construtivo utilizado e do comportamento da estrutura de suporte. Como se mencionou anteriormente, é possível encontrar-se no trabalho de França *et al.* (2006) e Topa Gomes (2008) uma descrição particularmente detalhada das inúmeras temáticas relacionadas com este projeto. Seguidamente serão apresentadas apenas as características mais relevantes e que, do ponto de vista do autor, mais contribuirão para a compreensão dos problemas associados à influência da condição não saturada neste tipo de escavações, particularizando-se o caso da Estação de Salgueiros, como se referiu.

Pela necessidade de clarificar a influência da condição não saturada, apresentam-se também alguns conceitos chave teóricos que servirão de ponto de partida para uma mais assimilável compreensão da temática em discussão. Além das principais variáveis intervenientes nestes problemas, faz-se uma breve referência aos critérios de rotura que regem o comportamento de solos em condição não saturada, bem como as equações que permitem modelar o comportamento hidráulico.

Descreve-se ainda o comportamento mecânico e hidráulico dos solos residuais, referindo-se as particularidades dos solos residuais do Norte de Portugal, nomeadamente o caso do solo residual de Salgueiros (Porto, Portugal). No final deste Capítulo, introduzem-se por isso uma série de noções sobre a afetação que a condição não saturada tem no caso concreto dos solos residuais e discute-se qual a influência desta consideração no modelo de comportamento do solo.

2.2. PROJETO DA ESTAÇÃO DE SALGUEIROS

2.2.1. ENQUADRAMENTO

A Estação de Salgueiros situa-se no Porto e integra a Linha Amarela que une o Hospital de S. João a Santo Ovídeo, eixo da rede de transporte do Metro do Porto que estabelece a ligação a Vila Nova de Gaia. O projeto pode ser descrito em termos gerais como uma escavação a céu aberto, constituída pela intersecção de duas elipses e completada com uma viga transversal de grandes dimensões, como mostra as imagens 2.1. Além da construção dos poços circulares de pequeno diâmetro, materializados na intersecção das duas elipses, antes de se proceder à escavação revelou-se também fundamental realizar o pré-rebaixamento do nível freático. Adianta-se desde já que estes aspetos serão objetos de constante discussão no decorrer do presente trabalho.



Figura 2.1 – a) Vista global do projeto da Estação de Salgueiros (construção dos poços circulares de pequeno diâmetro e da viga de coroamento); b) Vista do interior da Estação de Salgueiros na fase final da escavação

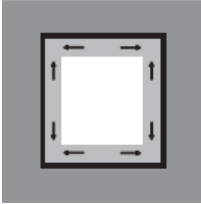
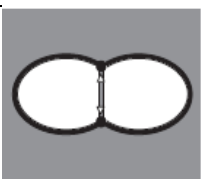
2.2.2. O MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL

Nas últimas décadas, particularmente depois da primeira metade do séc. XX, grandes e profundas escavações *cut-and-cover* foram realizadas para a construção de caves ou infraestruturas de transporte, tornando-se por isso, provavelmente, nas mais emblemáticas obras de engenharia geotécnica em meio urbano. A evolução dos processos construtivos e dos métodos de construção e de dimensionamento deu-se a um ritmo rápido e contínuo, o que originou um grande número de soluções estruturais bem como o aparecimento de uma série de problemas relacionados com a interação solo-estrutura (adaptado de Matos Fernandes *et al.*, 2012).

A construção de poços não é só por si uma solução construtiva recente e inovadora visto que, desde há muito tempo, estes são utilizados para a realização de obras subterrâneas (para chegar à profundidade pretendida, por exemplo). Usualmente os poços eram construídos em maciços rochosos, sendo por isso as referências e o conhecimento associados à construção dos mesmos, relacionados com a mecânica das rochas. Do espírito de engenharia e da necessidade de se adaptar as soluções estruturais existentes a cenários diferentes e mais complexos é possível, hoje em dia, a construção de poços em solos, mesmo que estes sejam mecanicamente pouco competentes (adaptado de Topa Gomes *et al.*, 2012). A

tabela 2.1 foi retirada de um trabalho de Matos Fernandes (2010) e na qual estão presentes, para além das geometrias mais correntes associadas às estruturas de suporte para poços, os principais esforços a que estão sujeitos (descritos por ordem de grandeza).

Tabela 2.1 - Geometrias e principais esforços de poços (adaptado de Matos Fernandes, 2010)

Tipo de estrutura	Designação/Descrição	Principal tipo de carregamento estrutural		
		Parede		
		Plano horizontal	Plano vertical	Suportes
	Total	Flexão e compressão	Flexão	Flexão e compressão
	Poço cilíndrico	Compressão	Flexão	
	Poço elíptico construído pelo MES	Compressão e flexão	Flexão	
	Poço duplo elíptico com travamento central, construído pelo MES	Compressão e flexão	Flexão	Compressão e flexão

O Método de Escavação Sequencial de poços caracteriza-se pela semelhança dos trabalhos e tarefas associadas à construção de um túnel, e cuja interação solo-estrutura é preponderante para o comportamento global da obra: só através da mobilização do efeito de arco se garante, temporariamente, o equilíbrio das faces não suportadas, pela distribuição de tensões nas três direções do espaço. Após a escavação de cada nível (ou anel) é projetado betão, o mais rapidamente possível, já que é esta a única forma de suporte - não existem outros elementos exteriores de suporte como pregagens, escoras ou ancoragens.

Este tipo de obras é particularmente vantajoso em comparação às tradicionais soluções (i.e., paredes moldadas, cortinas ancoradas, entre outras soluções construtivas) devido ao carácter de adaptabilidade sobrejacente a este processo construtivo. Apesar de se poder traduzir num incremento do volume de sobreescavação, existe a possibilidade de se definirem diferentes soluções (mais concretamente em relação à geometria que a escavação pode adotar) e que se adaptem aos condicionalismos do projeto.

Esta vantagem pode ser conseguida através da utilização de formas circulares ou elípticas (ou ainda através da intersecção de várias elipses, como é o caso de estudo da Estação de Salgueiros) sendo que a utilização deste tipo concreto de geometria conduz a que os esforços na estrutura de suporte sejam predominantemente os de compressão, detalhe este que se pode mostrar fundamental em termos de dimensionamento. Topa Gomes (2008) conclui mesmo que, apesar do custo unitário do betão projetado ser superior ao do betão moldado, este tipo de soluções pode traduzir economias de materiais superiores a 50% e o facto de não se utilizarem outros elementos de contenção, como pregagens ou ancoragens, conduz a uma redução adicional do custo global da obra.

A realização de escavações pelo Método da Escavação Sequencial apresenta-se também particularmente atrativo pela redução do tempo necessário para a realização das operações de escavação e suporte. Esta economia temporal deve-se à não utilização de qualquer tipo de suporte externo à própria parede, como se mencionou anteriormente, o que reduz ao valor mínimo o tempo de paragem entre as operações mencionadas. A escavação dos vários patamares é feita por isso em períodos de tempo muito curtos o que se reflete muito positivamente no cronograma da obra (adaptado de Topa Gomes, 2008).

Um último aspeto digno de nota prende-se com a aplicabilidade deste processo construtivo ao caso concreto dos solos residuais. Visto que se procede a um rebaixamento do nível freático antes do início da escavação e dadas as propriedades do solo residual no qual está implementada a obra (uma descrição mais detalhada destas propriedades pode ser encontrada posteriormente), verifica-se que a conjugação deste aspetos se traduz numa contribuição notória para a estabilidade global da obra. Esta questão concreta será abordada num capítulo seguinte, adiantando-se desde já que através da modelação numérica é possível prever e quantificar, por exemplo, a redução dos deslocamentos da estrutura de suporte quando estes efeitos são considerados.

2.2.3. GEOMETRIA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA ESTAÇÃO DE SALGUEIROS

O projeto da estação de salgueiros consiste, como se mencionou no início deste subcapítulo, na intersecção de duas elipses unidas por uma viga de elevada rigidez (viga de travamento horizontal). A solução estrutural adotada neste projeto reflete também a fenomenologia associada ao comportamento de escavações e por isso interessa numa primeira fase abordar o comportamento global desta obra. Da compressão diametral a que a estrutura está sujeita, consequente das pressões de terras que têm de ser suportadas, resultam esforços predominantemente axiais e que, pela interseção das duas elipses, apresentam uma componente não equilibrada (como se pode visualizar na figura 2.3).

Agrava este facto a considerável profundidade a que a cota de fundo da escavação está fixada, próxima dos -22 m em relação à superfície do terreno, o que se traduz num aumento substancial da componente não equilibrada da força em função da profundidade. Assim, além do betão projetado em cada nível de escavação, é fundamental a execução de elementos de suporte adicional. Os poços circulares de pequeno diâmetro e a viga transversal assumem-se por isso como elementos de extrema importância visto que são responsáveis pelo equilíbrio global da estrutura.

Importa referir que estes elementos estruturais são particularmente decisivos no que toca à estabilidade global da obra durante a fase de escavação, sendo contudo a sua importância estrutural menor para a fase definitiva da obra. A existência de quatro níveis adicionais para o travamento definitivo das paredes (laje de fundo, piso técnico, mezanino alto e laje de cobertura) garante o equilíbrio eficaz das pressões de terras, implicando um esforço maior das paredes das elipses na fase provisória ao invés da definitiva.

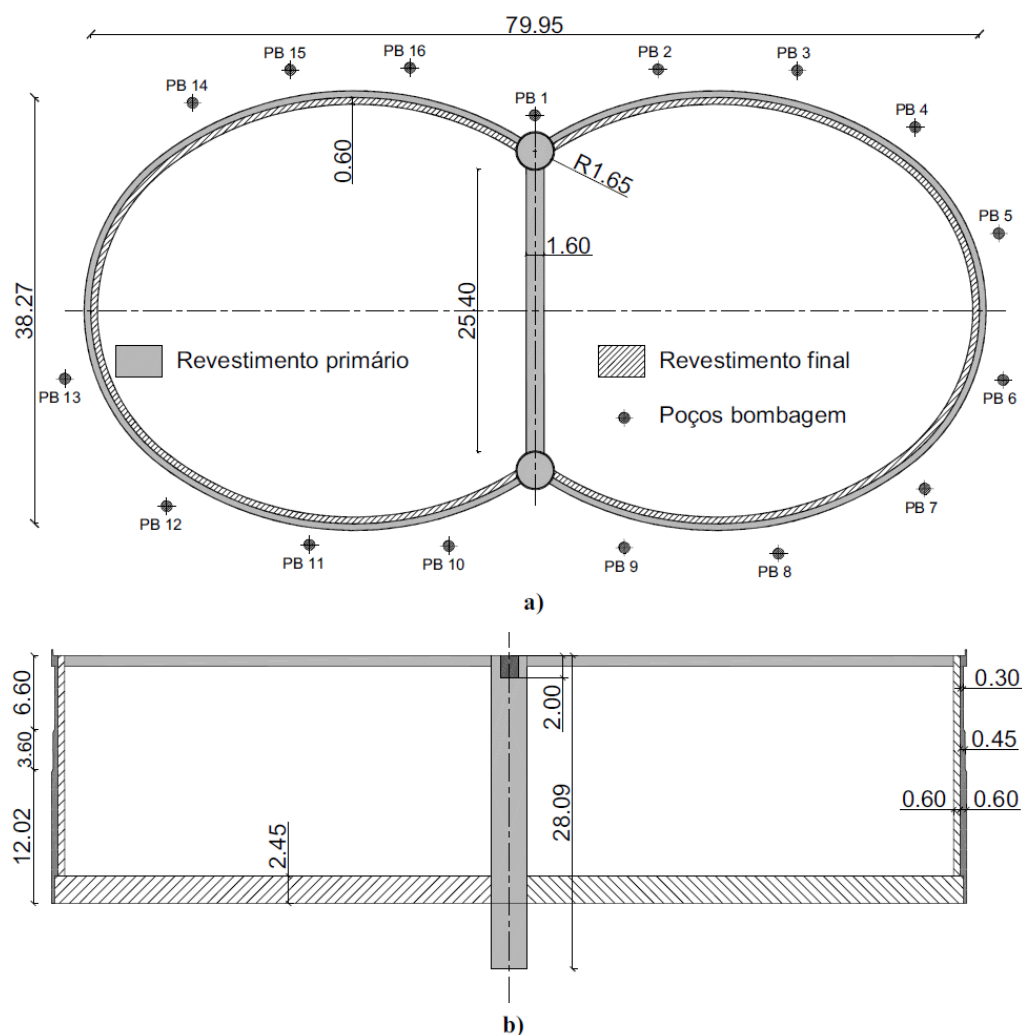


Figura 2.2 – Geometria da estação de metro Salgueiros a) planta da estação; b) corte segundo eixo longitudinal da estação (retirado de Topa Gomes, 2008)

Relativamente ao processo construtivo, numa primeira fase contruíram-se dois poços circulares (com 3,30 m de diâmetro) na intersecção das elipses e que assumem a função estrutural de equilibrar a componente não equilibrada dos esforços de compressão na intersecção das duas elipses, redistribuindo estas cargas para a viga de travamento horizontal. Concluídos os poços circulares executaram-se a viga de coroamento ao longo do perímetro das elipses (com uma dimensão de 60 cm de largura por 100 cm de altura) e a viga de travamento horizontal (cuja secção transversal é de 160 cm por 200 cm).

Terminada a betonagem destes elementos superficiais procedeu-se à escavação pelo SEM (*Sequential Excavation Method*), com painéis de 1,80 m de altura projetando-se assim que possível betão para materializar o suporte da escavação, com espessuras que variavam entre os 0,30 m e os 0,60 m, sendo todo o suporte definitivo composto por uma espessura constante ao longo de toda a escavação de 0,60 m. A descrição do projeto bem como dos elementos estruturais em causa, o planeamento construtivo ou o plano de monitorização são alvo de uma extensa e detalhada análise por Topa Gomes (2008).

É de referir a gama de valores entre a qual varia a espessura do suporte, descrita no parágrafo anterior. Relembre-se que não existe outra forma de suporte externo e que os esforços produzidos por estruturas

elípticas, apesar de predominantemente axiais, têm uma componente não desprezável de momentos fletores na direção vertical.

2.3. INTRODUÇÃO AO COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DOS SOLOS

2.3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

A problemática associada à compreensão dos solos não saturados é em grande medida o resultado dos estudos e investigações que se foram realizando à volta deste assunto, muitas vezes para encontrar uma resposta não atempada, a problemas relacionados com o fraco comportamento estrutural de algumas edificações mas também a questões do âmbito da geotecnia, como são os casos dos problemas associados ao colapso de aterros (ou barragens de materiais granulares) ou mesmo a estabilização de taludes.

2.3.2. FASES CONSTITUINTES DE UM SOLO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

A mecânica dos solos clássica, e por extensão a engenharia geotécnica, têm muitas vezes implícita a ideia de que os solos se apresentam secos (saturação igual a zero por cento) ou saturados (saturação igual a cem por cento) e é usualmente referido que o seu comportamento se governa pelo princípio das tensões efetivas enunciado por Terzaghi. De facto, o estado seco e o saturado são apenas os dois extremos, ou as duas condições limite, de uma larga variação de graus de saturação (entre 0 e 100 por cento) e na qual se encontra grande parte dos problemas de engenharia (adaptado de Ng & Menzies, 2007).

Conhecer a posição do nível freático, bem como a variação da saturação em profundidade, mostra-se por isso fundamental para estabelecer os diferentes modelos de comportamento e mais corretamente prever o comportamento de um solo. A saturação exprime a quantidade de água que preenche os vazios de um solo e pode ser determinada pela seguinte expressão.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 (\%) \quad (2.1)$$

A definição do que é um solo não saturado, as suas fases e a interação entre estas foi também alvo de discussão. Incorretamente descrito, um solo não-saturado não é um sistema de três fases – solo, água e ar – mas antes um sistema de quatro fases onde a interface ar-água assume um papel fundamental. Fredlund (1977).

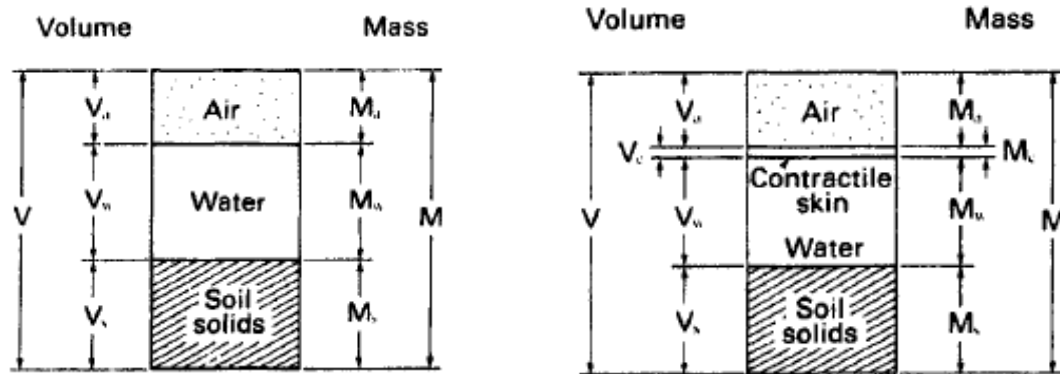


Figura 2.3 - a) Modelo simplificado de um solo não-saturado e a representação das 3 fases constituintes; b) Modelo simplificado de um solo não-saturado e a representação das 4 fases constituintes

2.3.3. DEFINIÇÃO DE POTENCIAL OSMÓTICO, MATRICIAL E CONCEITO DE “SUCÇÃO”

Alonso *et al.* (1987) afirmam que a presença de água no solo deve ser descrita como uma energia potencial que resulta da soma do potencial capilar, composto pela parcela osmótica (ψ_o) e matricial (ψ_m), com a soma do potencial gravitacional (ψ_s). A expressão seguinte foi estabelecida em 1965 na *Review Painel of Research*, e define teoricamente que o potencial total (ψ_t) de água do solo é a soma do trabalho que deverá ser realizado, por unidade de volume de água pura, para transportar, em condição reversível e isotérmica, um volume infinitesimal de água, de um reservatório de água pura, com pressão atmosférica e elevação especificadas, até à água do solo no ponto considerado (Brady, 1983), sendo ψ_p o potencial de pressão, isto é, o valor da pressão de ar no solo caso seja diferente da atmosférica.

$$\psi_t = \psi_o + \psi_s + \psi_m + \psi_p \quad (2.2)$$

O conceito de potencial matricial é o resultado da associação das forças de adsorção (atração da fração sólida do solo com os iões permutáveis da água) e das forças de capilaridade, geradas pela tensão superficial. Por outro lado o potencial osmótico é originado pela solução do solo (iônico ou não iônico), reduzindo a energia livre da água, sendo importante salientar que a movimentação de água através dos poros do solo é pouca influenciada pela osmose. A parcela matricial tem sido reconhecida por inúmeros autores (Fredlund 1979, Edil & Motan 1984, Alonso *et al.* 1987, Ng & Menzies 2007) como preponderante no que toca ao comportamento tensão-deformação dos solos não saturados (adaptado de Viana da Fonseca, 1998).

Dado que os potenciais matriciais e osmóticos são negativos é usualmente utilizado, na Mecânica dos Solos não saturados, o termo “sucção” para expressar estas componentes como cargas positivas. A sucção pode portanto ser definida como a afinidade do solo à água, representando por isso a sucção matricial, $u_a - u_w$, a energia necessária para movimentar uma molécula de água pela matriz do solo e a sucção osmótica, π , a tensão adicional criada pelos sais dissolvidos na água do solo.

A consideração da zona abaixo da linha água como saturada, implica que a pressão de água nos poros seja, geralmente, positiva. Por outro lado a todo o solo acima da linha de água, designado na bibliografia internacional por *vadose zone*, estão associadas pressões de água nos poros negativas, havendo contudo um equilíbrio na condição hidrostática. A extensão da *vadose zone* varia de acordo

com o tipo de solo, sendo também as condições climáticas particularmente influentes devido aos fluxos gerados. De notar que fenómenos como a transpiração, a evapotranspiração e a precipitação, que levam à secagem ou humedecimento de um solo, podem induzir no mesmo valores de sucção consideráveis.

2.3.4. FLUXOS DE ÁGUA NOS SOLOS

2.3.4.1. Definição de permeabilidade

A aplicação das leis de fluxo a problemas de engenharia requer a quantificação das propriedades hidráulicas de um solo. O coeficiente de permeabilidade, k , na lei de Darcy e o coeficiente de difusão, D , na lei de Fick são exemplos de algumas das propriedades hidráulicas. Estas propriedades devem ser determinadas utilizando técnicas que têm sido experimentalmente verificadas, a fim de se obter uma análise fiável do fluxo de água e/ou movimento de ar num solo não saturado (adaptado de Fredlund et al., 1993).

É particular a influência sobre o grau de saturação de um solo e a sua variação a questão da permeabilidade. A permeabilidade é uma propriedade do solo que pode ser definida como a maior ou menor facilidade com que a percolação de água ocorre, através dos poros do solo. A complexa geometria que está associada aos poros do solo e à sua distribuição espacial leva contudo a que se criem inúmeras interfaces e vasos capilares nas quais a água fica retida. A água é atraída e/ou retida nestes interstícios proporcionalmente às forças capilares resultantes.

Fredlund *et al.* (1993) afirma que a permeabilidade de um solo não saturado varia largamente com o seu grau de saturação e que depende ainda do tipo de solo. Materiais granulares, com baixa ou nenhuma coesão, como as areias por exemplo, apresentam uma grande porosidade o que facilita o fluxo de água através do solo. Por outro lado, materiais finos com alguma coesão, de que são exemplo as argilas, apresentam um comportamento em tudo oposto.

Atente-se na figura 2.4 algumas classificações para o coeficiente de permeabilidade, propostas por diferentes autores (Pazdro e Kozerski, 1990; Terzaghi & Peck, 1967; Head, 1985).

Character of permeability (Pazdro, Kozerski 1990)	very good		good	average	weak	semi-permeable		impermeable					
Classification of permeability (Terzaghi, Peck 1967)	large		average		small		very small		practically impermeable				
	(Head, 1985) high		average		low		very low		practically impermeable				
Characteristic of flow water (Head, 1985)	good					weak		practically impermeable					
Soil	stones and gravels		sands			cracked and stale clays		boulder clays		clays with microcracks and noncracked			
								high plasticity clays		hard clays			
coef. of permeability k [m/s]													
1 10 ⁻¹ 10 ⁻² 10 ⁻³ 10 ⁻⁴ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁷ 10 ⁻⁸ 10 ⁻⁹ 10 ⁻¹⁰ 10 ⁻¹¹ 10 ⁻¹²													

Figura 2.4 – Propostas para a classificação da permeabilidade, em função do coeficiente k (m/s), de diferentes autores (retirado de *Electronic Journal of Polish Agricultural Universities*, Vol.8, 2005)

2.3.4.2. Capilaridade

Ainda sobre a questão dos fluxos de água nos solos há que referir o fenómeno da capilaridade e a sua interligação com a sucção matricial. A capilaridade é uma propriedade física que os fluídos têm de se movimentarem, quando em contacto com tubos de reduzida dimensão, contrariando mesmo a força da gravidade. No caso dos solos esse movimento dá-se através dos interstícios de pequenas dimensões que o esqueleto sólido do solo forma, sendo que a altura a que a água consegue ascender depende quer da natureza do material (neste caso o tipo de solo) quer do diâmetro dos vazios.

Fredlund *et al.* (1993) analisam este fenómeno através da consideração de uma tensão superficial, T_s , atuando na circunferência do menisco, com um certo ângulo, α , com a vertical. Este ângulo é usualmente referido como ângulo de contato, e a sua magnitude depende da adesão entre as moléculas na interface ar-água e o material de que é constituído o próprio “tubo”.

Uma experiência interessante foi realizada por Janssen e Dempsey (1980) na qual demonstraram o papel da interface ar-água e a sua influência na ascensão capilar, através da utilização de tubos com diferentes diâmetros. Como se apresenta nas figuras seguintes, o fenómeno da capilaridade é mais notório para o caso das menores dimensões dos vazios existentes no solo, havendo uma redução gradual da altura de água em função do aumento do raio do menisco. A altura de água que se eleva por capilaridade e o raio da curvatura do menisco têm implicações diretas na relação que se estabelecem entre o teor de água e a sucção que se gera no solo.

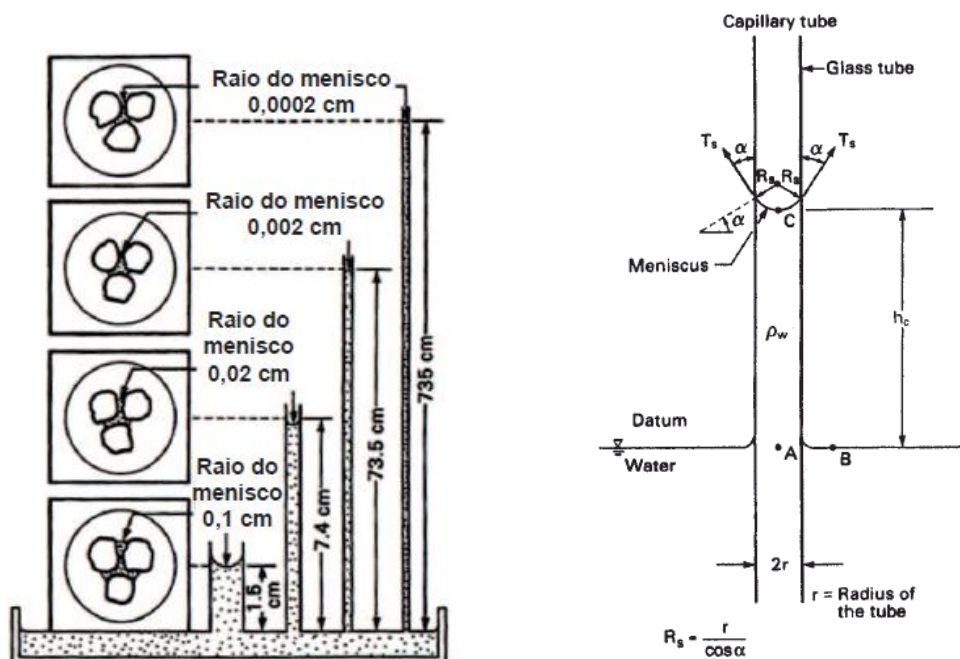


Figura 2.5 – a) Esquema da experiência de Janssen e Dempsey (1980); b) pormenor da zona do menisco num tubo capilar (adaptado de Fredlund 2000)

2.3.4.3. Curva de retenção do solo

A determinação da curva de retenção do solo, ou seja, a variação do teor em água com a mudança de sucção mostra-se fundamental para o estudo do comportamento hidráulico de solos em condições não saturadas. A *Soil-Water Characteristic Curve (SWCC)*, assim geralmente designada, avalia a capacidade de retenção de água por um solo, permitindo por isso inferir algumas propriedades

relevantes a assinalar: a resistência ao corte, a variação volumétrica, a permeabilidade, o calor específico e a condutividade térmica.

Usualmente esta curva apresenta-se como uma função semi-logarítmica, onde se representa em escala logarítmica a sucção e o teor de água no solo em escala linear. Fredlund (1964) afirma que, dependendo do tipo de solo, à medida que o grau de saturação se aproxima de zero, se podem obter valores de sucção da ordem das centenas de MPa. Observe-se, a título de curiosidade, as seguintes curvas de retenção típicas para diferentes tipos de solos proposta por Vanapalli *et al.* (1999). É possível concluir que para argilas, comparativamente ao que acontece com areias, se geram valores muito mais expressivos para a sucção, com o decréscimo do grau de saturação.

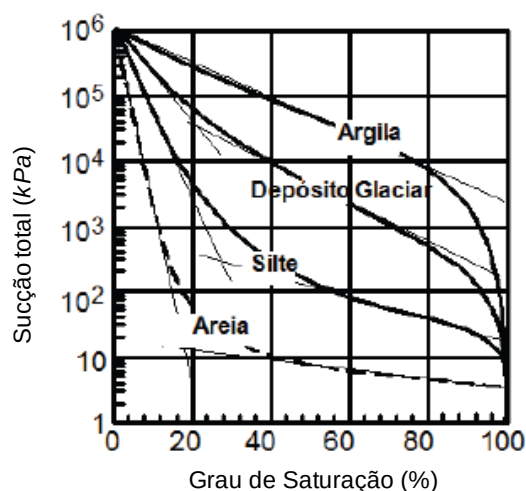


Figura 2.6 – Curva de retenção típica para diferentes tipos de solos (Vanapalli *et al.*, 1999)

A determinação de curvas de retenção de um solo pode ser conseguida através de vários métodos, tais como as placas de sucção, o método do papel de filtro e os psicómetros. Mais recentemente têm surgido técnicas como pequenas centrifugadoras que permitem atingir o mesmo objetivo. Na tabela seguinte apresentam-se alguns dos equipamentos utilizados para a medição da sucção (Ridley & Wray, 1995) bem como a gama de aplicação e o tempo aproximado que é necessário para obter o equilíbrio.

Tabela 2.2 – Equipamentos utilizados para a medição da sucção (adaptado de Ridley & Wray, 1995)

Equipamento	Sucção medida	Gama de aplicação (kPa)	Tempo de equilíbrio aproximado
Psicómetro	Total	100-71000	Minutos
Papel de filtro (em contacto)	Matricial	30-30000	7 dias
Papel de filtro (sem contacto)	Total	400-30000	7 dias
Bloco Poroso	Matricial	30-3000	Semanas
Amostra de condutividade Térmica	Matricial	0-300	Semanas

Placas de Pressão	Matricial	0-1500	Horas
Placas de sucção	Matricial	0-30	Dias
Tensiômetro	Matricial	0-1800	Minutos

Um grande número de autores estudaram e propuseram equações matemáticas para a definição desta curva sendo a tabela 2.3 um resumo de alguns desses exemplos. As propostas de Burdine (1952) e Maulem (1976) são equações de dois parâmetros que resultam de situações especiais, de um caso mais genérico, de uma equação de três parâmetros proposta por van Genuchten (1980). Estas equações apresentam assíntotas com orientação horizontal quer para a gama de valores associados a uma baixa sucção quer para os valores de sucção que ultrapassem os valores residuais, o que implica que mesmo para valores extremos não seja possível obter o valor de zero para o teor de água. Esta correção foi mais tarde tida em consideração pelo modelo matemático proposto por Fredlund e Xing (1994), no qual o fator corretivo impõe a condição de zero no teor de água para o nível de sucção de 1,000,000 *kPa*. Em todos os casos o parâmetro *a* representa a relação da entrada de ar no solo o que se reflete no ponto de inflexão da curva. O parâmetro *n* corresponde ao declive da parte linear principal do gráfico (em secagem ou molhagem) da curva característica do solo (adaptado de Ng e Menzies, 2007).

Tabela 2.3 - Resumo das equações propostas para a definição da curva característica do solo (adaptado de Ng e Menzies, 2007)

Autor (Ano)	Equação	Parâmetros do Solo
Gardner (1958)	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	a_g, n_g
van Genuchten (1980)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Maulem (1976)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	$a_m, n_m, m_m = \frac{1}{1 - n_m}$
Burdine (1952)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_b}\right)^{n_b}\right]^{m_b}}$	$a_b, n_b, m_b = \frac{2}{1 - n_b}$
Fredlund and Xing (1994)	$w = C(\psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a_f}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}}$	$a_f, n_f, m_f, C(\psi)$

2.3.5. VARIÁVEIS DO ESTADO TENSÃO E CRITÉRIOS DE ROTURA

Um primeiro aspeto que deve ser definido com clareza, e que serve de ponto de partida para o seguinte texto é a definição do que é uma variável do estado de tensão. Uma *stress state variable* define-se como uma variável não-material que é necessária para caraterizar o estado de tensão. A título de exemplo surge o conceito de tensão efetiva, ($\sigma - u_w$). Ora esta tensão pode ser considerada uma variável do estado de tensão de um solo saturado já que a sua aplicabilidade não depende do tipo de solo (areia, silte ou argilas), ou seja, é independente das propriedades do solo. Contudo, pode-se definir o processo de mudança de volume ou a variação da resistência ao corte tendo em atenção esta variável. Atendendo ao critério de rotura de *Mohr-Coloumb*, por exemplo, a resistência de um solo saturado pode ser descrita como a soma entre a coesão efetiva, c' , com o produto da tensão efetiva, σ' , pela tangente do ângulo de atrito, ϕ' , como está apresentado na equação seguinte:

$$\tau_f = c' + \sigma' \times \tan \phi' = c' + (\sigma - u)_f \times \tan \phi' \quad (2.3)$$

A questão das variáveis passíveis de descreverem o estado de tensão de um solo em condições não saturadas foi largamente abordada e discutida por Fredlund (Fredlund, 1979; Fredlund e Rahardjo, 1987). Sucintamente, Fredlund afirmou que existiam três possíveis combinações para representar o estado de tensão (ver tabela 2.3) e que estas três combinações eram obtidas das equações de equilíbrio para a estrutura do solo, que eram derivadas em ordem às três diferentes variáveis, isto é, u_a , u_w e σ . Fredlund (1979) acrescenta ainda que é a combinação $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ que se apresenta mais vantajosa para o exercício e prática em engenharia, já que é possível distinguir os efeitos da variação da tensão normal total, σ , dos efeitos da variação da pressão água nos poros, u_w . Ainda em relação às vantagens da utilização desta combinação é de notar que grande parte dos problemas de engenharia o valor da pressão do ar nos poros, u_a , é conhecido e igual ao valor da pressão atmosférica.

Tabela 2.4 - Possíveis combinações das variáveis do estado de tensão, para um solo não saturado (adaptado de Fredlund, 1987)

Pressão de Referência	Variáveis do Estado de Tensão
Ar, u_a	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
Água, u_w	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão Total, σ	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

A expressão (2.4), em tudo semelhante ao critério de rotura mencionado anteriormente, tem em consideração a presença de ar, o que permite avaliar a resistência de um solo em condições não saturadas. A parcela da tensão efetiva passa a ser designada por tensão normal líquida no plano de rotura, $(\sigma - u_a)$, adicionando-se ainda o produto entre a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, e o ângulo de atrito interno associado a esta sucção, ϕ^b , que representa o aumento da tensão de corte com o aumento da sucção matricial.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \times \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \times \tan \phi^b \quad (2.4)$$

É por isso de fácil compreensão que, à medida que o grau de saturação de um solo aumenta, dá-se uma redução gradual da tensão matricial já que a pressão neutra tende a igualar a pressão do ar no solo, o que no limite se pode traduzir por uma anulação desta, transformando-se a expressão (2.4) na expressão (2.3). De notar ainda que o ângulo ϕ' relaciona a variação da tensão tangencial de rotura com a variação da tensão normal líquida, e que o ângulo ϕ^b estabelece a dependência desta tensão com a sucção matricial. Da utilização de duas variáveis de tensão, a envolvente de rotura apresenta a forma gráfica de um plano com duas pendentes, como se mostra na figura 2.7.

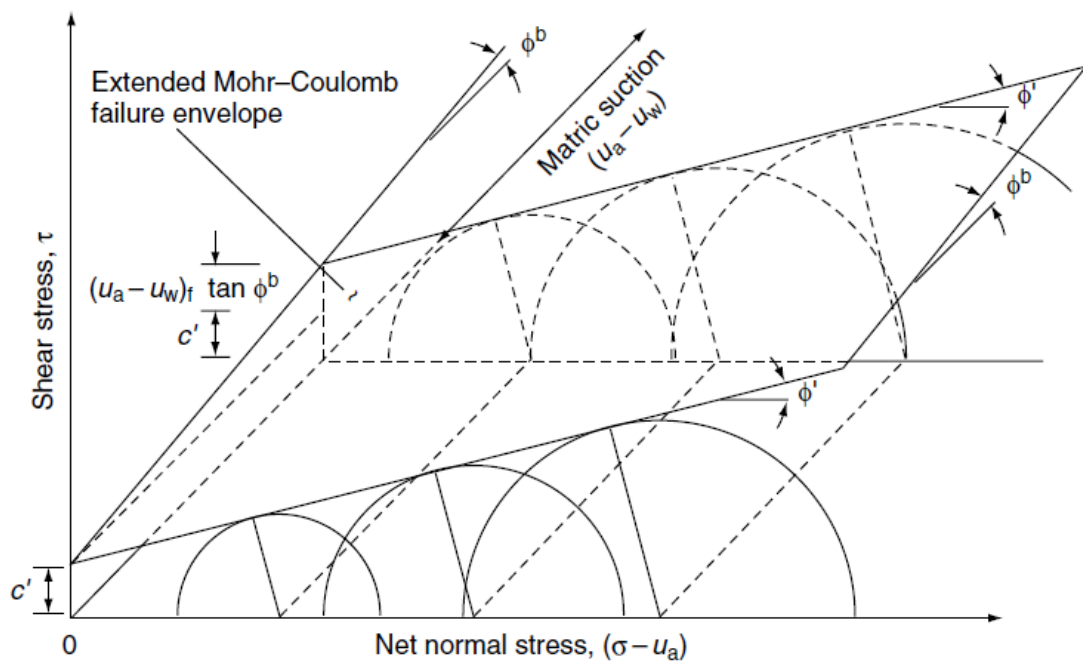


Figura 2.7 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para solos não saturados (adaptado de Ng e Menzies, 2007)

Da análise da imagem anterior depreende-se que a sucção, conceito esse já explanado anteriormente, permite um acréscimo de resistência num maciço parcialmente saturado em comparação com um solo saturado. Uma segunda nota é deixada por Fredlund & Rahardjo (1993) que aponta que o valor de ϕ^b se encontra entre $\frac{1}{3}\phi'$ e ϕ' para um elevado número de solos experimentados.

Uma última nota ainda em relação à sucção matricial prende-se com o facto de que o perfil *in situ* desta se altera com o tempo, sendo a sua variação muito mais acentuada que a da tensão normal líquida. De entre os fatores que mais contribuem para esta alteração destaca-se o papel da superfície do solo e da sua afetação pelas condições climáticas. A alternância entre estações húmidas e secas modifica o perfil de sucções, em particular na zona mais próxima da superfície sendo que, como é explanado por Fredlund & Rahardjo (1993), a sucção matricial aumenta nas estações secas e diminui nas estações húmidas. Durante uma estação seca, dado que a taxa de evaporação é alta há uma perda de água do solo o que leva a que se registem diminuições dos valores das sucções (a condição oposta é passível de ocorrer durante as estações húmidas).

2.4. SOLOS RESIDUAIS

2.4.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Na generalidade dos casos os solos residuais surgem sobre formações rochosas semelhantes à respetiva rocha que lhes deu origem (Matos Fernandes, 2006) podendo por isso um solo residual ser definido como o resultado da decomposição de uma rocha, um processo designado por meteorização, através de agentes químicos, físicos e/ou biológicos, e que permanece no local onde foi formado (não estando por isso associados processos de transporte de grãos). É de notar que as propriedades físicas e mecânicas deste tipo de solos é tanto mais distinta da rocha que os originou quanto maior for o grau de alteração.

Os solos residuais são mais frequentes e envolvem horizontes mais vastos e profundos em regiões caracterizadas por elevadas temperaturas e pluviosidade. Enquanto as altas temperaturas criam ambientes mais favoráveis às reações químicas envolvidas na alteração das rochas, a abundância de água, mais concretamente os fenômenos de percolação perto da superfície, facilitam os processos de lixiviação dos minerais que se vão desenvolvendo, criando novas matrizes texturais e estruturais. Topa Gomes (2008) aponta a percolação de água que ocorre nas descontinuidades com um dos principais agentes de meteorização, no caso mais concreto dos solos residuais do Porto. Um perfil típico destes solos pode ser visualizado na figura 2.8 (Little, 1969).

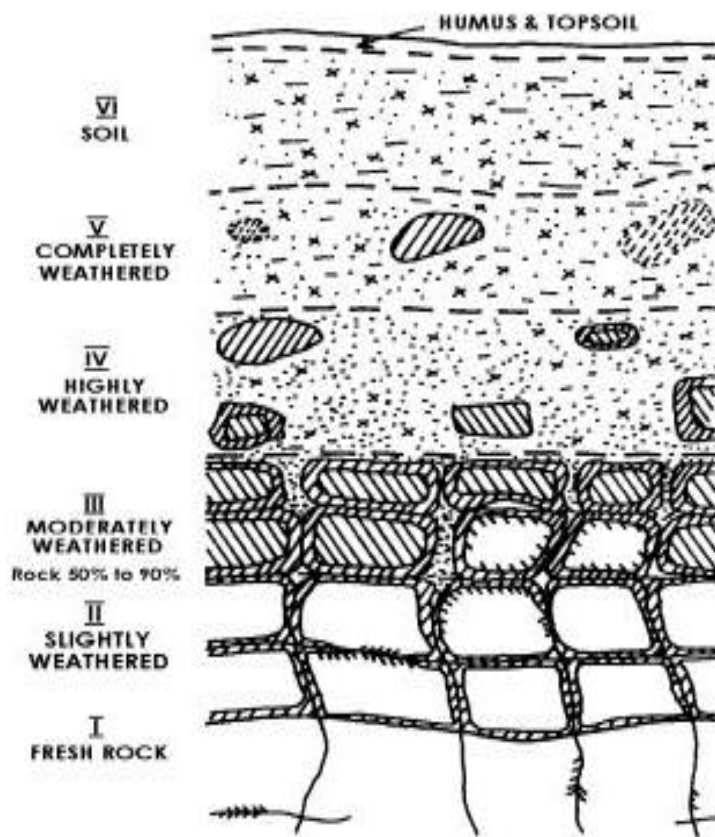


Figura 2.8 – Perfil de alteração de um solo residual (retirado de Little, 1969)

Numerosos sistemas de classificação foram propostos sendo que atualmente é comum aceitar uma divisão em seis classes (W1 a W6) para o grau de alteração, ISRM (1978) e IAEG (1981). Apresenta-se de seguida a descrição de apenas de duas dessas classes:

- W1: A rocha está sã mas pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diáclases imediatamente abaixo da rocha alterada (não são visíveis sinais de decomposição).
- W2: Distintamente alterada na maior parte da rocha e com alguma coloração devida à limonite. Nos granitos há alguma decomposição dos feldspatos. A resistência aproxima-se da da rocha sã. Mais de 90% do material é rocha. Necessita de explosivos na escavação.

- W3: Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência: grandes fragmentos não são partidos à mão. Muitas vezes apresenta coloração devida à limonite. A percentagem de rocha está compreendida entre 50 e 90%. É escavada com grande dificuldade sem utilização de explosivos.
- W4: A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Por vezes é recuperada como testemunho de sondagem em furos de rotação executados cuidadosamente. Apresenta coloração devida à limonite. Contém menos de 50% de rocha.
- W5: A rocha está completamente decomposta pela alteração *in situ*, mas a textura original é ainda visível. Quando a rocha-mãe é o granito, os feldspatos originais estão completamente alterados em minerais de argila, não sendo recuperada como testemunho de sondagem em furos por rotação normal. Pode ser escavada à mão. Não pode ser utilizada como fundação de barragens de betão ou de grandes estruturas. É possível empregar-se como fundação de barragens de aterro e como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos. Requer proteção contra a erosão.
- W6: A rocha está totalmente transformada em solo. A estrutura original e a sua fábrica foram completamente alteradas. Pode haver uma mudança significativa de volume mas o solo não foi transportado. Solos usualmente designados por maduros ou lateríticos.

2.4.2. SOLO RESIDUAL DO GRANITO DO PORTO

O caso do solo residual do granito, nomeadamente o da região do Porto, foi objeto de um extenso leque de trabalhos desenvolvidos por Viana da Fonseca (Viana da Fonseca & Coutinho, 2008; Viana da Fonseca, 2003; Viana da Fonseca, 1996) sendo por isso de salientar que leitura destes em muito complementar os aspetos da presente dissertação. Mais recentemente, a análise deste material em condições não saturadas foi objeto de estudo por Topa Gomes (2008) sendo importante referir que, para além das inúmeras simulações computacionais e estudos paramétricos realizados, o trabalho deste autor incluiu o desenvolvimento de um equipamento para realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas, bem como o *software* para a manipulação de dados.

Um primeiro aspeto caracterizador dos solos residuais do granito do Porto e que é digno de referência prende-se com a elevada heterogeneidade e variabilidade dos perfis de alteração. Viana da Fonseca (2003) enquadra a grande parte dos solos residuais do Porto com um grau de alteração W5, afirmando ainda que os perfis de alteração nestes solos atingem profundidades típicas máximas da ordem dos 20,0 m, sendo comum o variarem entre os 5,0 e os 9,0 m.

Mais recentemente Topa Gomes (2008), do estudo e acompanhamento de escavações para a construção de estações para o Metro do Porto, concluiu que as profundidades de alteração com grau W5 atingem com regularidade os 20,0 m (ultrapassando inclusive essa profundidade em alguns casos) e que é frequente o aparecimento de afloramentos rochosos relativamente pouco alterados adjacentes a material completamente meteorizado.

Dado que a variabilidade associada aos perfis dos solos residuais, em grande medida devido ao grau de alteração, se traduz numa inconstância de propriedades físicas reconheceu-se a importância de enquadrar os índices físicos característicos dos solos residuais do granito na região Norte de Portugal resumindo-se por isso na seguinte tabela 2.5, apresentado por Matos Fernandes (2006), estes parâmetros.

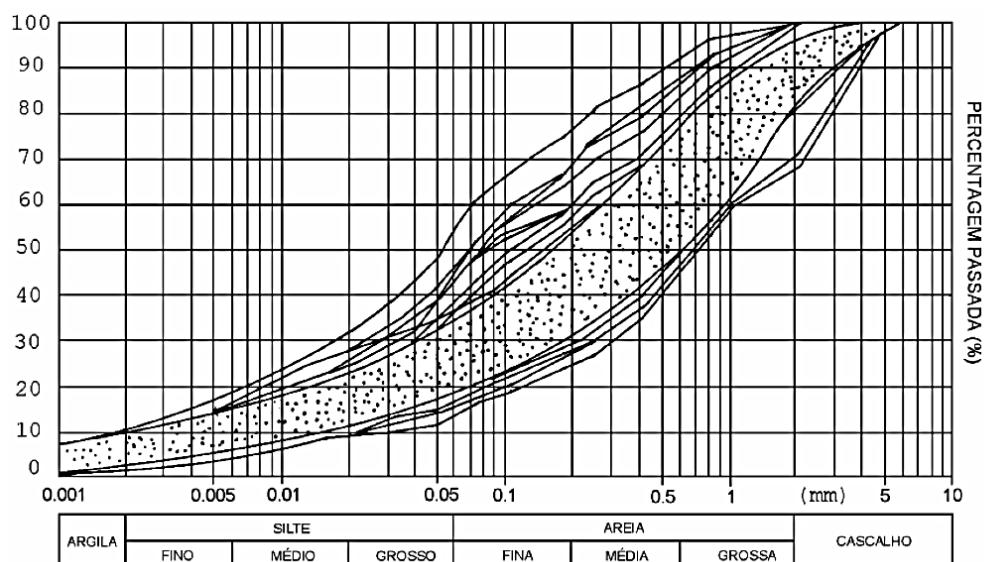
Tabela 2.5 – Resumo índices físicos dos solos residuais no Norte de Portugal (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

γ_s (kN/m ³)*	w_L (%) **	I_p (%) **	w (%)	S (%)	e	γ (kN/m ³)
25,5-26,7	25-40	<13	10-30	60-100	0,40-0,85	17,0-22,0

* É também o peso volúmico do granito são

** Frequentemente os solos são não plásticos

Relativamente à granulometria estes solos apresentam usualmente uma curva granulométrica extensa, com as dimensões das partículas sólidas a variar entre as argilas e os cascalhos, sendo predominante a fração arenosa. Visto que a fração de argila presente nestes solos é relativamente baixa (bem como a sua atividade) estes solos apresentam geralmente um comportamento pouco plástico (ou inclusivamente não plástico) o que impossibilita, em alguns casos, a determinação dos limites de Atterberg. Na imagem seguinte estão representadas um fuso de curvas granulométricas dos solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

Figura 2.9 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Norte de Portugal (Viana da Fonseca *et al.*, 1994)

Uma última nota relacionada com a granulometria e sobre a fábrica deste material é apresentada por Matos Fernandes (2006) que afirma que nestes solos existe uma estrutura primária formada pelas partículas mais grossas enquanto as partículas mais finas formam ligações cimentícias nos pontos de contacto (designa-se usualmente esta configuração por estrutura cimentada). Visto que a peneiração pode quebrar estas ligações, e tendo em consideração este facto, Matos Fernandes (2006) aponta que o comportamento dos solos residuais é mais próximo do comportamento dos solos arenosos do que o das argilas tendo as forças gravíticas mais influência no comportamento destes solos do que as forças de superfície.

2.4.3. A CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO GRANITO DE SALGUEIROS, PORTO

O presente subcapítulo apresenta-se como um resumo dos dados recolhidos e analisados por Topa Gomes (2008) e mais recentemente trabalhados por Dias (2011), não introduzindo nada de novo ao extenso estudo de caracterização deste material.

Relativamente à granulometria Topa Gomes (2008) obteve mais de uma dezena de curvas granulométricas representativas deste solo residual e verificou que estas se enquadrava bem dentro do fuso representado na figura 2.10, sendo o material predominante em Salgueiros uma areia siltosa (SM) de acordo com a classificação unificada (ASTM).

Em relação às propriedades físicas o solo residual do granito de Salgueiros apresenta um peso volúmico das partículas sólidas (γ_s) que varia entre os 25,4 e os 27,7 kN/m^3 , com um limite de liquidez (w_L) enquadrado entre os 26 e os 32 %, apresentando ainda um índice de plasticidade (I_p) inferior a 11 % e um índice de vazios (e) médio de 0,54 (valor médio do intervalo 0,30 – 0,76). Já o peso volúmico seco (γ_d) encontra-se entre os valores de 15,0 a 20,4 kN/m^3 (adaptado de Topa Gomes, 2008).

O zonamento e a prospeção geotécnica, realizados no âmbito do projeto de execução da estação de Salgueiros, incluíram sondagens, ensaios SPT e o uso de Pressiómetros de *Ménard*. Contudo, e tendo em vista uma mais detalhada caracterização do solo em causa, realizaram-se ainda algumas sondagens adicionais como ensaios sísmicos entre furos e ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*. Sobre este último ensaio é de referir que, apesar de alguma dificuldade de interpretação de resultados, aquando a sua utilização só havia sido feita uma única determinação do coeficiente de impulso em repouso *in situ*, para solos residuais do granito do Porto (K_0 determinado assumiu os valores mais representativos entre 0,6 e 0,7). Através de ensaios laboratoriais, definiu-se para efeitos de projeto as propriedades de resistência e deformabilidade apresentadas na figura 2.11 (Topa Gome, 2008).

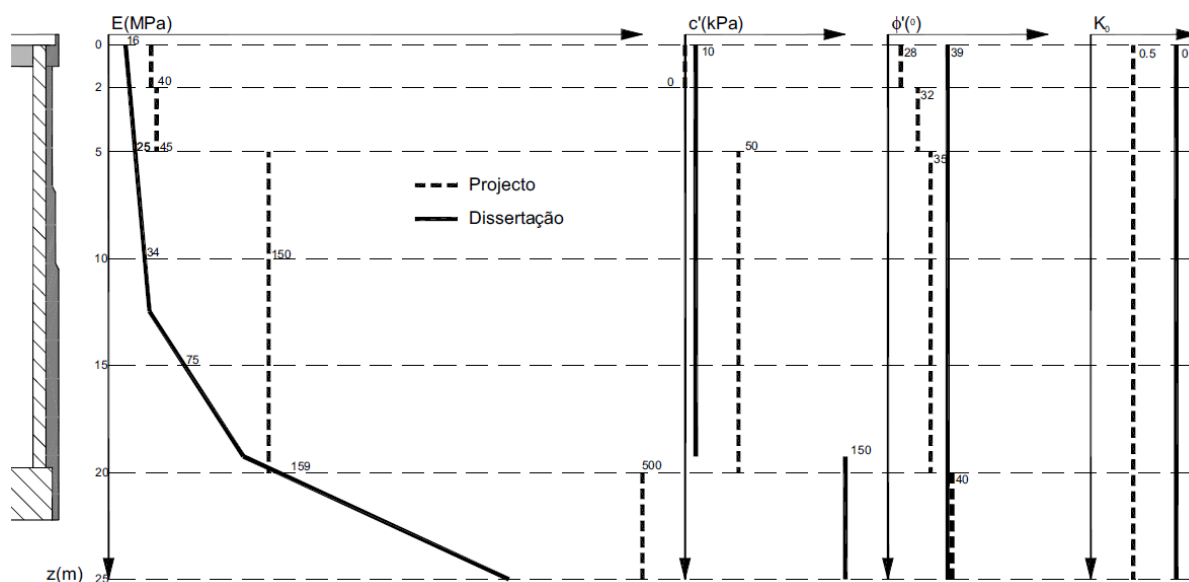


Figura 2.10 – Propriedades do Solo Residual de Salgueiros (retirado de Topa Gomes, 2008)

Para a definição das propriedades hidráulicas do solo é de referir, em primeiro lugar, que este material apresenta um coeficiente de permeabilidade médio, k , de $6,5 \times 10^{-6}$ sendo que esse valor se enquadra perfeitamente nos valores apontados por Viana da Fonseca *et al.* (1997) para solos residuais do granito

do Porto, onde os valores registados variavam entre 10^{-5} e 10^{-6} m/s. De referir ainda que em termos físicos é mais correto designar k como a condutividade hidráulica ou o coeficiente de permeabilidade hidráulica dado que esta grandeza é uma função da viscosidade do material e da temperatura e não uma propriedade intrínseca do mesmo.

O coeficiente de permeabilidade hidráulica, k ($m s^{-1}$), resulta do produto da massa volúmica, ρ ($kg m^{-3}$), pela aceleração da gravidade, g ($m s^{-2}$), viscosidade dinâmica, η ($kg m^{-1} s^{-1}$) e permeabilidade, K (m^2) como se apresenta na equação seguinte:

$$k = \rho g \eta^{-1} K \quad (2.5)$$

A curva característica do solo residual de Salgueiros é aproximadamente trilinear, e com os níveis mais relevantes de sucção a variarem entre cerca de 4 a 5 kPa e aproximadamente 500 kPa (valores expectáveis em obras de escavação em meio urbano). O resultado dos ensaios de corte direto realizados permitiram obter, com um grau de confiança razoável, o valor de 34° para o ângulo de atrito a volume constante (sendo ainda quantificada a dilatância do material e a sua dependência da tensão de confinamento) e a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas conduziu à determinação dos valores próximos de 10 kPa para a coesão e ângulos de atrito a rondar os 39° .

A modelação da curva característica do solo residual de Salgueiros será objeto de estudo no seguinte Capítulo, adiantando-se desde já que para o cálculo numérico se adotou o modelo de *van Genuchten*.

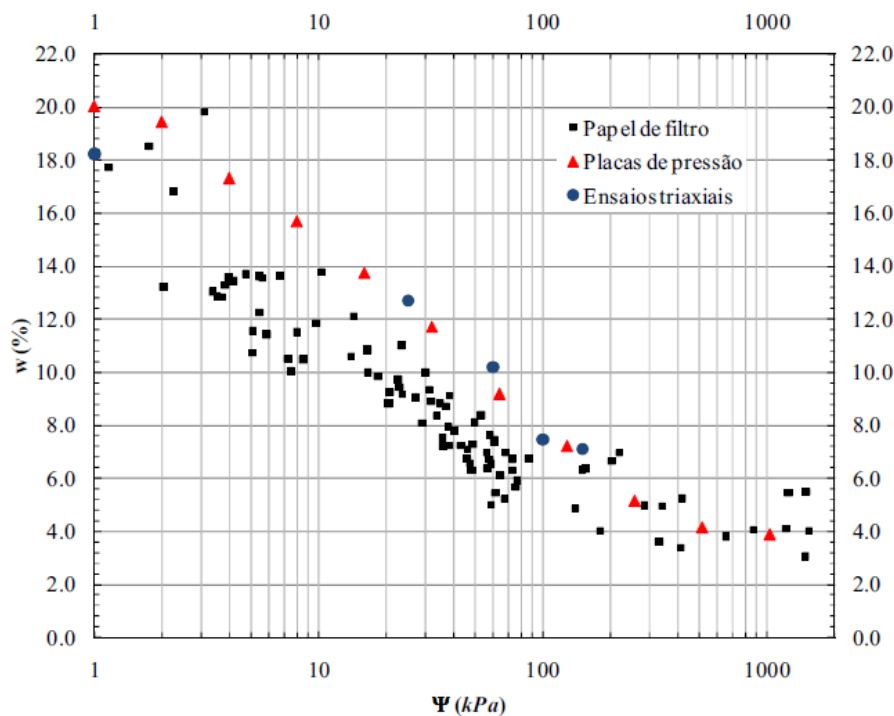


Figura 2.11 – Resultados obtidos para o solo residual da estação Salgueiros obtidas com recurso aos métodos de papel de filtro, placas de pressão após ensaios triaxiais em condições não saturadas (retirado de Topa Gomes, 2008)

A medição da sucção *in situ* e a sua variação ao longo dos vários pontos do maciço mostra-se um aspeto fundamental para a modelação numérica de um terreno em condições não saturadas. O carácter de alta variabilidade e os inúmeros fatores que influenciam o perfil de sucções, revelam a natureza complexa de um problema que geralmente se resolve recorrendo a simplificações. Contudo, numa experiência piloto, realizada no campo experimental da FEUP, Topa Gomes (2008) mediu as sucções *in situ*, tendo validado a consideração de um perfil de sucção linear, em equilíbrio com as pressões de água. Verificou ainda o referido autor que a franja superficial sofria alterações significativas durante o ano, mas que essas oscilações eram apenas relevantes numa espessura superficial relativamente reduzida, da ordem dos 3 m.

2.4.4. INFLUÊNCIA DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA EM SOLOS RESIDUAIS

É reconhecida largamente a influência da sucção, mais propriamente a parcela matricial, e a dependência que se estabelece entre os módulos de distorção e deformabilidade com esta (Cho & Santamarina, 2001; Inci, 2003; Ng *et al.*, 2003). O módulo de deformabilidade, E , e o módulo de distorção, G , são importantes propriedades dos solos no que toca ao controlo do comportamento deformacional das estruturas geotécnicas sobre carregamentos dinâmicos ou cargas estáticas/permanentes. Ng *et al.* (2003) acrescenta que a influência da sucção em solos residuais é particularmente dependente do grau de alteração dado que da meteorização resultam significativas mudanças até ao nível microestrutural.

A consideração da influência da sucção no acréscimo do valor do módulo de *Young*, em função do nível de sucção presente no maciço foi abordada por Topa Gomes (2008) que afirma que, para um dado material, é possível estabelecer uma relação entre o módulo de deformabilidade em condições saturadas e o mesmo parâmetro para uma dada sucção, independentemente do nível de deformação a que se faz esta comparação. É contudo apresentada a ressalva de que para módulos de deformabilidade obtidos a baixas deformações, isto é, inferiores a 0,1%, existe uma maior discrepância de resultados, sendo bastante difícil obter um parâmetro, nestes casos, que ajuste o ganho de rigidez com o nível de sucção.

Pineda-Jaimes & Colmenares (2008) estudaram concretamente a questão abordada anteriormente, para o caso de um solo residual e de um solo saprolítico (note-se que este último apresenta uma menor meteorização), concluindo que a sucção aumenta a rigidez de ambos os materiais estudados mesmo no domínio das pequenas deformações. Apesar da relação entre o grau de alteração do material e a influência que a sucção tem na rigidez ter sido definido como um dos próximos assuntos a desenvolver, os autores mencionados anteriormente verificaram que para o solo residual se desenvolviam sucções superiores (até 10 vezes) em comparação com o saprolítico, para os mesmos níveis de saturação e, acrescentam, que tal questão pode ser interpretada como uma consequência do grau de alteração dos materiais estudados.

O incremento da rigidez de um solo, particularmente o solo residual do granito do Porto, foi também objeto de estudo por parte de Topa Gomes (2008), que através de ensaios triaxiais desenvolvidos especialmente para o estudo dos solos não saturados de Salgueiros, realizou os ajustes apresentados na imagem seguinte, considerando para cada nível de sucção a média dos vários ensaios com esse nível de sucção. No primeiro ajuste, linear, há relativamente à condição saturada um aumento de 0,78% no módulo de deformabilidade por cada 1 *kPa* de sucção instalada no maciço. Já para o caso do ajuste bilinear Topa Gomes (2008) refere que, para níveis de sucção até os 44 *kPa*, não há alteração no valor da rigidez mas que a partir desse valor o incremento é de 1,2% por cada *kPa* de sucção instalada.

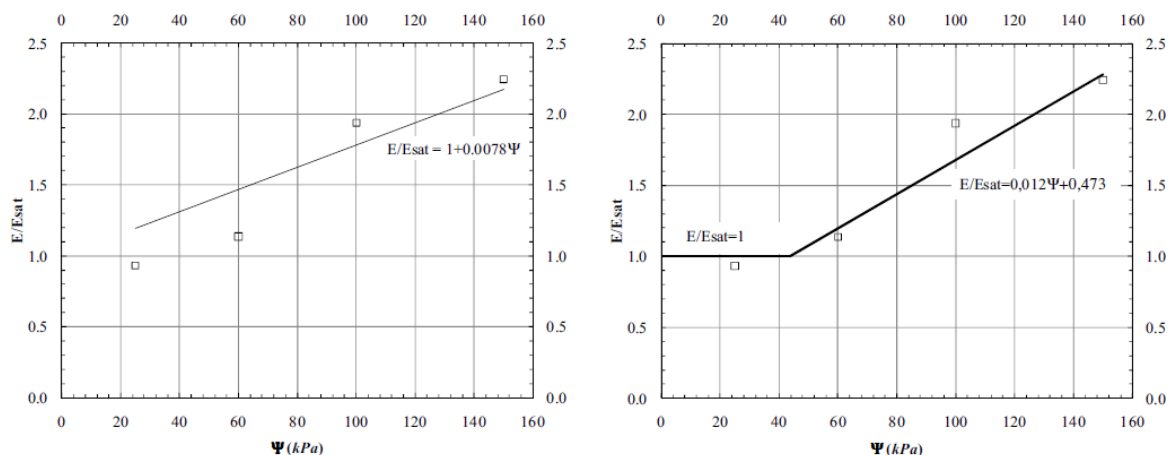


Figura 2.12 – Variação de rigidez com o nível de sucção: a) ajuste linear obrigando a reta a passar no ponto associado à condição saturada; b) ajuste bilinear (retirado de Topa Gomes, 2008)

Relativamente à deformabilidade é também conhecida a variação volumétrica associada à variação da sucção. Um solo não saturado pode ser visto como uma mistura de duas fase que entram em equilíbrio da aplicação de um gradiente de tensão (i.e., as partículas sólidas e a “*contractile skin*”) e duas fases que fluem sob a aplicação deste mesmo gradiente de tensão (i.e., o ar e a água), sendo por isso a mudança de volume descrita como o somatório das mudanças de volume associadas a cada uma destas fases (adaptado de Fredlund & Rahardjo, 1993).

Ora esta consideração é particularmente influente no desenvolvimento do presente trabalho dado que a realização da escavação obriga a um rebaixamento do nível freático, que por sua vez leva à geração e instalação da condição não saturada. Uma primeira premissa é apresentada por Topa Gomes (2008) sobre o facto de os solos possuírem oscilações do nível freático cíclicas, o que pode levar a pensar que as variações volumétricas podem ser desprezadas. Contudo, e como o próprio conclui, no desenrolar dos ensaios, a imposição dos diferentes níveis de sucção evidenciou a existência de uma variação de volume que não se pode considerar como desprezável.

Particularmente para o caso do solo residual do granito do Porto, as extensões volumétricas por kPa de sucção instalada variam entre, aproximadamente, $50 \times 10^{-6}/kPa$ e $80 \times 10^{-6}/kPa$ com um valor médio de $67 \times 10^{-6}/kPa$. A ordem de grandeza deste valor é mais facilmente perceptível se recorrermos a um exemplo para um solo com possança de 10 m, em que se aumente a sucção, em termos médios, de 50 kPa . Admitindo um coeficiente de *Poisson* de 0,5 e que se trata de um estrato confinado, o assentamento superficial é cerca de 3 cm o que representa um valor significativo e que não deve ser desprezado, especialmente quando a obra se enquadra em meio urbano.

3

COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

As análises necessárias para o projeto de uma escavação incluem, além das análises de estabilidade, as análises das tensões e das deformações. Se, por um lado, uma análise das tensões permite projetar os elementos estruturais, uma análise das deformações serve para prever o comportamento da estrutura de suporte bem como os movimentos experimentados pelo solo, em consequência da realização da escavação.

Antes de se proceder à avaliação de resultados e ao cálculo numérico propriamente dito, entenda-se que o estudo do comportamento hidromecânico de poços é uma temática relativamente complexa. Isto porque a interdependência entre as diferentes variáveis constituintes do problema, condicionam a análise deste tipo de problemas tendo-se concluído e definido logo desde o início que seria muito mais vantajoso dividir esta temática. Analisa-se assim numa primeira fase algumas variáveis mais relacionadas com o comportamento hidráulico do solo e como a alteração de alguns destes aspetos pode condicionar o comportamento global da estrutura.

Num Capítulo posterior avalia-se a influência que a variabilidade do comportamento mecânico do solo pode ter na afetação do desempenho global da estrutura de suporte, fazendo-se por isso uma caracterização dos diferentes elementos estruturais do caso de estudo da Estação de Salgueiros e uma avaliação das diferenças que são produzidas no comportamento dos mesmos.

No presente Capítulo começa-se então por fazer uma descrição do programa de elementos finitos utilizado nesta dissertação, o modelo de cálculo que foi utilizado e as principais características (relativas ao comportamento mecânico e hidráulico) que tiveram de ser definidas para o cálculo. Finalmente avalia-se a influência que a variabilidade de alguns parâmetros mais relacionados com o comportamento hidráulico podem assumir.

Refira-se que se optou por manter alguns termos em inglês, provenientes do próprio programa, com o intuito de permitir uma melhor perceção do trabalho feito e da sua interligação com o modo de funcionamento do *Code_Bright*.

3.2. O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

O *Code_Bright* é um programa de elementos finitos escrito em linguagem *FORTRAN* desenvolvido no departamento de Engenharia Geotécnica e Geociências da Universidade Politécnica da Catalunha

(UPC) e que usa um outro *software* de pré/pós-processamento de dados designado de *GiD*, desenvolvido pelo Centro Internacional para os Métodos Numéricos em Engenharia (CIMNE).

Como os solos são constituídos por partículas sólidas, água e ar, estes são governados por aspetos hidráulicos, térmicos e mecânicos. O problema que se irá desenvolver considera que o meio é poroso constituído por grãos sólidos, água e ar. Assim, a sua constituição tem três partes: sólida (s), constituída por minerais; líquida (l), por água e ar dissolvido; e gasosa (s), constituída por uma mistura de ar e vapor de água.

É também relevante focar os pressupostos e aspetos que são tidos em consideração na formulação de problemas neste programa, nomeadamente: (adaptado de *Code_Bright User's Guide, June 2013, UPC*)

- Como o ar seco é considerado uma única espécie e é o elemento principal constituinte da fase gasosa, a lei de Henry expressa o equilíbrio do ar dissolvido;
- Como se assume que existe equilíbrio térmico, considera-se que a fase sólida, líquida e gasosa estão à mesma temperatura;
- A concentração de vapor está em equilíbrio com a fase líquida e a lei psicométrica expressa a sua concentração;
- As variáveis de estado (ou incógnitas) são deslocamentos (u) nas três direções, pressão líquida (P_l), pressão gás (P_g) e temperatura (T);

De referir apenas que, apresentando o problema base do presente trabalho os domínios espacial e temporal, se utiliza o Método dos Elementos Finitos para a discretização espacial e o Método das Diferenças Finitas para a discretização temporal.

A verificação e a validação do *Code_Bright* enquanto instrumento de trabalho é também assegurada. Por um lado é verificada a qualidade do código através da comparação de resultados fornecidos pelo *Code_Bright* com soluções analíticas, encontrando-se alguns exemplos num documento designado *Verification document* (https://www.etcg.upc.edu/recerca/webs/Code_Bright/downloads/quality-assurance-document/view, consultado em Fevereiro de 2014). Por outro lado, a validação das soluções fornecidas por este programa pode ser encontrada num documento (que se encontra também no endereço *web* anterior) designado *Validation document* e no qual estão descritos alguns dos mais relevantes exemplos de projetos de pesquisa e publicações onde se utilizou o *Code_Bright*.

O *GiD* é uma interface gráfica que, numa primeira fase, permite a definição e visualização dos diferentes dados necessários para estabelecer o problema mas que também permite gerar a malha de elementos finitos (se necessário o refinamento da mesma) e, após o cálculo com o *Code_Bright*, observar os resultados das simulações numéricas com recurso a gráficos ou campos de vetores, entre outros. O conjunto de tópicos seguintes representa a metodologia geral para a abordagem e resolução de um problema utilizando este conjunto de *softwares*:

- Escolha do tipo de problema THM, estratégia de resolução e critérios de convergência (*Code_Bright*);
- Definição da Geometria;
- Definição dos Materiais;
- Fase(s) de cálculo do problema;
- Condições do problema;
- Geração da malha de elementos finitos (automática ou refinada pelo utilizador);
- Cálculo com o *Code_Bright*;
- Geração dos *outputs*.

3.3. O MODELO COMPUTACIONAL

3.3.1. INTRODUÇÃO

Sendo o objetivo principal do presente Capítulo a clarificação da influência da condição não saturada no comportamento de solos residuais, optou o autor por realizar uma primeira simulação numérica, onde se recorre a um modelo mais simples, e que servirá tanto para a demonstração das potencialidades do *Code_Bright*, como para o estudo de algumas variáveis relacionadas com o comportamento hidráulico do solo. Para esse efeito foi gerado um modelo em tudo semelhante ao presente num *tutorial* do *Code_Bright* (http://www.etcg.upc.edu/recerca/webs/code_bright/downloads, consultado em Fevereiro de 2014) e o qual será objeto de descrição e análise no presente capítulo. O modelo consiste na construção de um poço circular pelo método da escavação sequencial e no qual se procede a um pré-rebaixamento do nível freático antes do início da escavação.

3.3.2. MODELO UTILIZADO PARA O CÁLCULO BASE – POÇO CIRCULAR 2D

Apesar deste trabalho se apresentar como um desenvolvimento ao estudo iniciado por Topa Gomes (2008) foram desde logo tidas algumas considerações que divergem do raciocínio em que o autor referido se baseou, nomeadamente no que toca à definição do modelo designado por “Cálculo Base”. Sendo que no trabalho de Topa Gomes este modelo resulta de uma análise puramente mecânica e dado que este cálculo serviu para a realização de um grande número de estudos paramétricos, optou-se desde o início neste trabalho pela consideração de um cálculo acoplado para a definição do “Cálculo Base” e será esse modelo que servirá de comparação nos estudos paramétricos que se desenvolverão posteriormente.

Esta primeira simulação consiste num poço circular com 15,0 metros de raio (axissimétrico segundo o eixo vertical) e com 20,0 metros de profundidade, escavado num solo residual com propriedades semelhantes ao solo residual do granito e recorrendo ao método *MES*. A escavação é precedida por um rebaixamento do nível freático ao longo de 30 dias (cuja cota inicial é de -5,0 e a cota final é de -20,0 metros em relação à superfície do terreno) e o processo construtivo baseia-se, genericamente, num ciclo cujas principais fases são a escavação (de um anel de 2,0 metros de altura) e a posterior projeção de betão (de modo a materializar um suporte com 0,30 metros de espessura). Relativamente ao processo construtivo ainda, considerou-se que os tempos associados à escavação de cada um dos anéis, isto é, de cada um dos níveis de escavação, rondam os 7 dias e que a projeção de betão tem a duração temporal de 1 dia. Na figura seguinte apresenta-se uma vista em corte, do modelo base proposto.

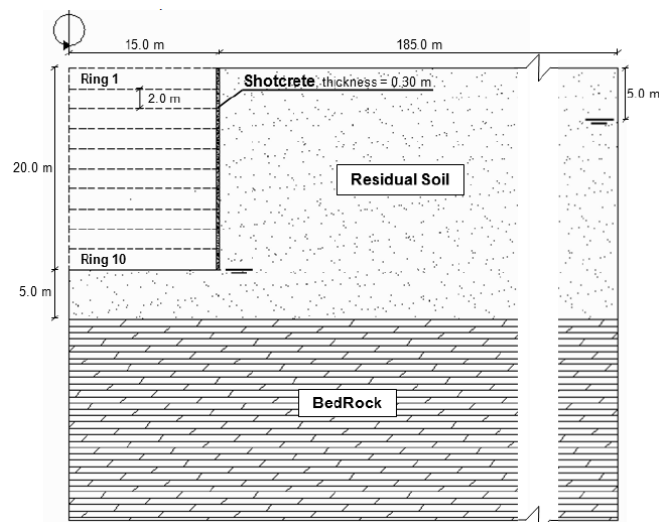


Figura 3.1 – Geometria e materiais (retirado do *Tutorial.VIII* do *Code_Bright*)

Para a modelação do solo residual, nomeadamente do seu comportamento hidráulico, optou-se pela utilização de parâmetros idênticos aos do “Cálculo Base” adotado por Topa Gomes (2008), sendo que os parâmetros hidráulicos resultam da interpretação dos dados recolhidos do solo residual de Salgueiros (em tudo de acordo com as propriedades do solo residual apresentadas no Capítulo segundo). Relativamente aos restantes materiais, nomeadamente o betão projetado e a *BedRock*, adoptou-se o comportamento linear elástico cujos parâmetros são sugeridos no *tutorial VIII – Sequential Excavation Method*, mas que se encontram de acordo com a bibliografia da especialidade.

Considerou-se assim para o *BedRock* um módulo de *Young* igual a 1,0 *GPa* e para o betão projetado o valor de 30,0 *GPa* para este parâmetro. Relativamente às propriedades hidráulicas, optou-se por considerar as permeabilidades intrínsecas de 1×10^{-17} para o betão projetado e de $6,5 \times 10^{-17}$ para o *BedRock* (o que se traduz nos valores de coeficiente de permeabilidade de $1,0 \times 10^{-10}$ m/s e $6,5 \times 10^{-10}$ m/s, respetivamente), sendo o seu comportamento estritamente linear.

Uma primeira crítica que poderia ser feita consiste na imposição da *BedRock* à profundidade de -25,0 metros em relação à superfície e sobre o porquê desta escolha. Contudo, esta consideração deve ser entendida como um artifício de cálculo para eliminar parcialmente o efeito do levantamento do fundo da escavação que numericamente se verificou muito superior à realidade. Isto resulta da não incorporação no cálculo de um módulo de *Young* em descarga diferente do valor em carga, nem da consideração da sua evolução em profundidade, em função do aumento do confinamento.

Caso esta consideração não tivesse sido feita, ao fundo da escavação estaria associada uma espessura muito significativa de um solo relativamente deformável o qual, pela geração de um mecanismo de deformação, condicionaria os resultados obtidos. Topa Gomes (2008) aborda este tema referindo que é pouco comum a ocorrência de solos residuais do granito do Porto a profundidades superiores a 25 metros. Há ainda que referir que a análise do material existente a esta profundidade provou tratar-se de um solo mais competente.

Definiu-se a resistência do solo residual através do critério de *Mohr-Coulomb* sendo que o ângulo de atrito adotado foi de 35° e a coesão de 20,0 *kPa*. Numa primeira fase considerar-se-á o módulo de deformabilidade, *E*, constante, isto é, sem variação em profundidade, e com o valor de 100,0 *MPa* sendo que o coeficiente de *Poisson* assumido é de 0,3. O peso volúmico seco considerado foi de 16,9 *kN/m³* e o saturado de 20,3 *kN/m³*. De notar que os valores assumidos se podem considerar como representativos para um solo residual do granito e enquadrados com as propriedades definidas em projeto para a avaliação do caso de estudo da Estação de Salgueiros. Após ser atingida a cedência as deformações regem-se por uma lei de fluxo associada, cujo ângulo de dilatância é igual ao ângulo de atrito do solo.

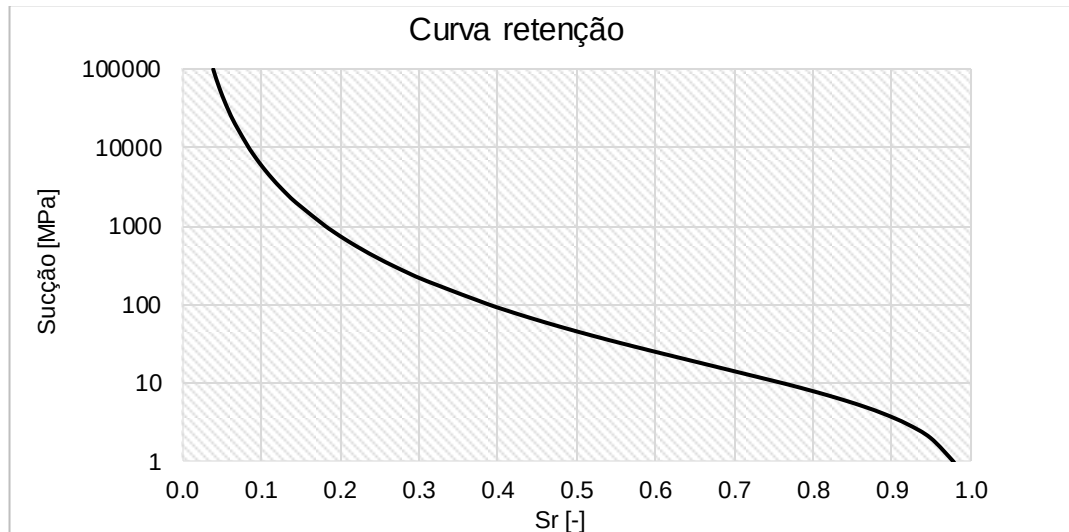
A nível das propriedades hidráulicas considerou-se o modelo de *van Genuchten* para a definição da curva de retenção do solo residual, sendo que foi necessário fornecer ao programa alguns dados como a saturação máxima e residual do solo bem como a função de forma da curva de retenção. Ainda antes de referir quais os valores adotados é importante salientar que o *Code_Bright* é um programa em que os *inputs* se podem designar mais físicos que geotécnicos e daí a adoção do valor da condutividade hidráulica do material como permeabilidade intrínseca, já que para o presente trabalho o mais importante é a definição de uma ordem de grandeza.

Considerou-se por isso uma permeabilidade intrínseca de $6,5 \times 10^{-13}$ o que se traduz, assumindo a água a uma temperatura de 20° C, num coeficiente de permeabilidade de $6,5 \times 10^{-6}$ m/s (com a viscosidade correspondente associada). Na tabela seguinte resumem-se as propriedades hidráulicas introduzidas no *Code_Bright* e representa-se a curva de retenção para esses valores.

O valor de S_{rl} e S_{rs} representam a saturação mínima (ou residual) e máxima. K_0 é a sigla utilizada para designar a permeabilidade intrínseca, s e s_0 a tensão superficial (N/m) registrada, a 20°C, para as pressões P e P_0 (MPa), respetivamente. O parâmetro λ é a função de forma da curva de retenção.

Tabela 3.1 – Propriedades hidráulicas introduzidas no *Code_Bright*

Curva Retenção – cálculo base			
S_{rl}	S_{rs}	K_0 (m ²)	s
0	1	6,5E-13	0,072
s_0 (MPa)	P_0 (MPa)	λ	P
0,072	6	0,25	6

Figura 3.2 – Curva de Retenção introduzida no *Code_Bright*

Ainda sobre as características geométricas e sobre a definição da malha de elementos finitos utilizada no presente trabalho, é necessário clarificar que se condicionou a definição da mesma pelo estudo desenvolvido por Dias (2011) sobre um tema em tudo semelhante ao abordado na presente dissertação. Numa fase inicial do seu trabalho, Dias procura clarificar a influência da inclusão da *BedRock* no processo de cálculo.

É de notar em primeiro lugar que as diferenças máximas observadas por Dias (2011), quando comparando uma malha “simplificada” onde não se inclui a *BedRock* com outra malha onde esta camada está incluída, serem inferiores a 1 mm para os deslocamentos do maciço e de 0,5 mm para os deslocamentos do suporte. Em segundo lugar, e atendendo que se procuram estudar modelos de cálculo acoplado hidromecânicos, Dias (2011) verificou a não existência de diferenças significativas no cálculo das pressões neutras para ambas as malhas, comparando inclusivamente as superfícies livres resultantes, e observando ainda que as principais diferenças nas tensões horizontais se encontravam exatamente ao longo do contorno inferior (de notar que na malha “simplificada” a *BedRock* é substituída por uma condição de fronteira que corresponde a apoios duplos).

Das considerações anteriores enunciadas, e dado que a não inclusão da *BedRock* se traduz numa economia temporal significativa (redução substancial do tempo de cálculo), optou-se para a realização do presente trabalho a utilização desta malha “simplificada” e que se apresenta na figura seguinte, sendo que não se representa a totalidade da malha mas antes uma amplificação (*zoom in*) à zona adjacente à escavação. A malha é constituída por elementos triangulares com um total de 2918 nós.

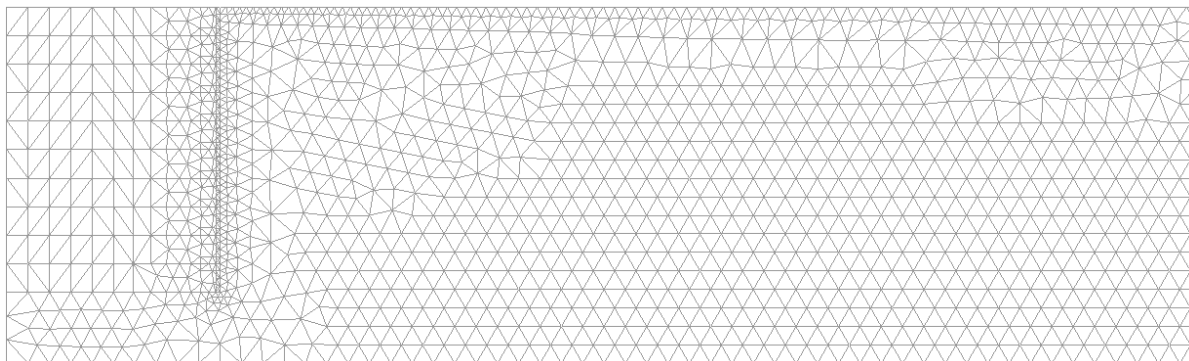


Figura 3.3 – Malha simplificada usada para o Cálculo Base

3.4. CONSIDERAÇÕES INICIAIS - REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Após a introdução de todos os dados necessários realizou-se um cálculo, do qual se apresentam e discutem seguidamente alguns dos resultados mais significativos. Uma primeira questão merecedora de análise é a questão do nível freático e das implicações associadas ao pré-rebaixamento deste, para a cota da base da escavação.

Numa fase inicial, representada na figura seguinte, a posição no nível freático está fixada à cota $-5,0\text{ m}$ em relação à superfície (valor adotado por semelhança aos trabalhos desenvolvidos previamente por Topa Gomes, 2008; Dias, 2011) e o pré-rebaixamento do nível freático, que como descrito no processo construtivo foi realizado durante 30 dias, implica que a linha de água assuma uma curvatura própria, designada usualmente na bibliografia por cone de depressão (do mesmo modo que acontece quando se procede ao rebaixamento do nível freático através de um poço ou a partir do interior de um túnel).

É importante notar o raio de influência para o modelo em estudo mede cerca de 10 a 15 vezes o raio da escavação. Para este exemplo, considerou-se de 200 m medidos a partir do eixo de simetria vertical, o que significa portanto que a partir dessa distância a linha de água assume uma orientação praticamente horizontal, à cota de $-5,0\text{ m}$ (que corresponde à posição inicial do nível freático).

Ora a questão do rebaixamento do nível freático, leva a que se gere no volume de água remanescente no solo acima da condição hidrostática, ou seja acima da linha cuja pressão de água é nula, uma pressão na água contida nos poros de valor negativo. Apesar da ordem de grandeza dos valores calculados poder ascender aos -196 kPa , verifica-se que os níveis mais representativos de sucção (cores entre o ciano e o alaranjado) se encontram entre os -50 e os -150 kPa , sendo os restantes valores apresentados na figura seguinte. De notar que a figura 3.5 é em tudo semelhante à figura 3.6, fixando-se no *Code_Bright* os limites máximos e mínimos a visualizar, o que resulta numa alteração da escala de cores.

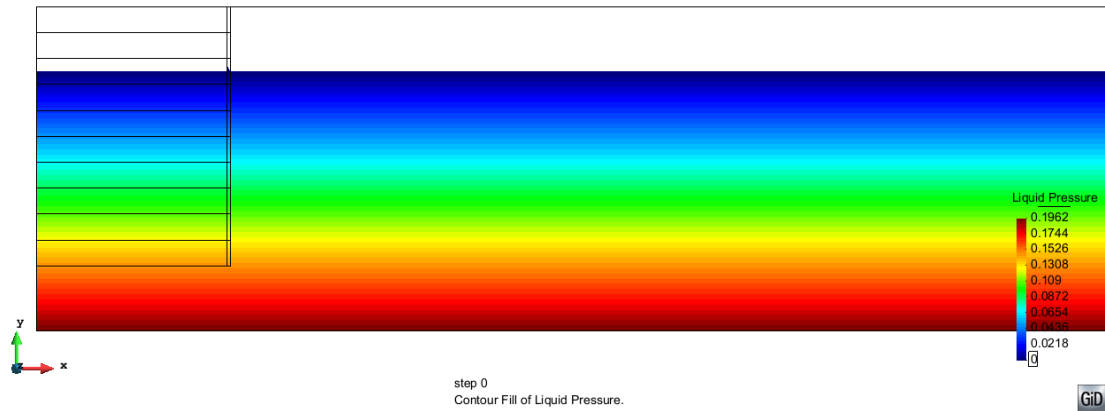


Figura 3.4 – Pressão neutra inicial (nível freático à profundidade de 5 metros)

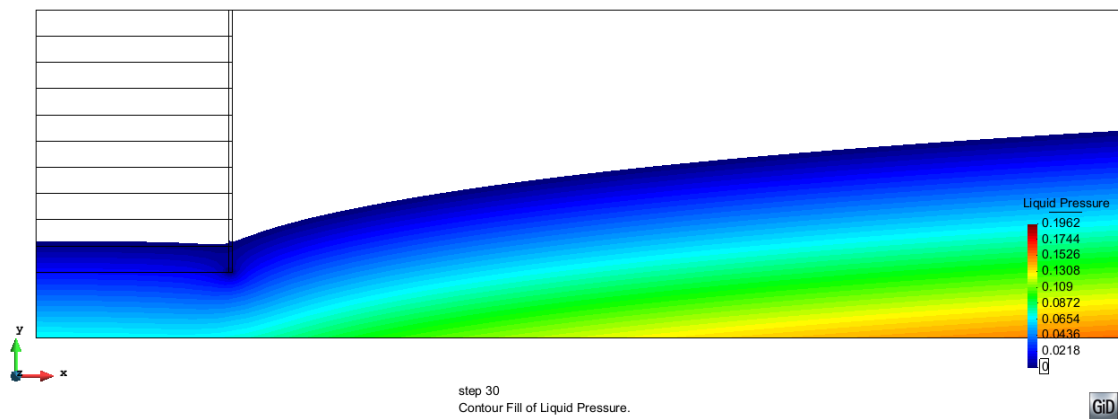


Figura 3.5 – Pressão da água após pré-rebaixamento do nível freático (valores positivos)

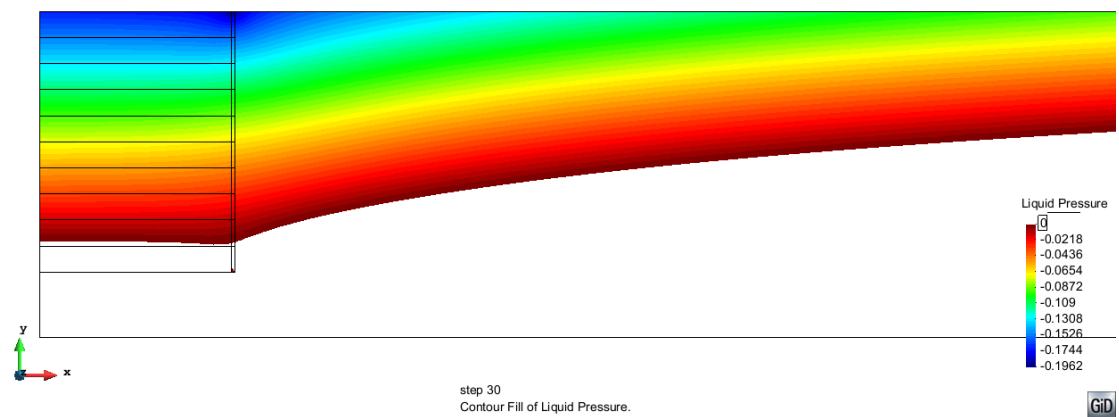


Figura 3.6 – Pressão da água após pré-rebaixamento do nível freático (valores negativos)

Como se apresentou no Capítulo 2, é conhecida a influência que o ar ou, em termos mais concreto, a pressão de ar nos poros pode exercer na geração das sucções. Esta consideração e a sua definição no *Code_Bright* traduzir-se-ia numa modelação mais próxima da situação real de facto, contudo tal questão não foi incluída no presente trabalho dada a complexidade do processo iterativo, o que resultou que mesmo nos modelos de cálculo mais simples vastas horas (5 a 10) só para a computação e visualização dos resultados.

A contribuição dada pela sucção quer para a resistência quer para a deformabilidade dos solos residuais do granito assume uma importância muito significativa, como descrito no Capítulo 2º. Sendo que o presente trabalho procura clarificar algumas das questões associadas ao comportamento de escavações em meio não saturado, reconheceu-se que importância da influência da sucção nestes parâmetros se mostra como um dos aspetos a estudar e a desenvolver adiantando-se desde já que esta temática será abordada em alguns estudos paramétricos, apresentados no final do presente capítulo.

3.5. RESULTADOS DO CÁLCULO BASE

Os resultados obtidos do Cálculo Base apresentam-se seguidamente e servirão para explanar brevemente as questões fundamentais associadas ao comportamento deste tipo de construções, nomeadamente a questão da interação entre a estrutura e o maciço. A primeira questão abordada será por isso a dos deslocamentos e a da deformação experimentada pelo maciço.

Em relação aos deslocamentos horizontais uma primeira análise pode ser feita recorrendo apenas aos vetores associados a estes mesmos deslocamentos e onde é possível observar-se um movimento global das terras no sentido da escavação, como seria expectável. A grandeza destes deslocamentos é crescente em profundidade e, como se mostra pela figura 3.9, atinge um máximo a uma profundidade próxima dos 17 metros.

Ora para um solo com características homogéneas como o simulado, e em que a tensão de confinamento cresce em profundidade, a escavação de cada nível induzirá ao maciço um progressivo aumento das deformações associado a um alívio de tensões. É o efeito de arco que explica uma deformação inferior no nível mais profundo da escavação já que, da proximidade a um estrato com propriedades de resistência superiores, resulta uma distribuição de tensões que traduz uma redução dos deslocamentos experimentados pela parede. Note-se que o facto de o último anel não experimentar um “ciclo” completo, nomeadamente a escavação da fase seguinte, em muito condiciona as deformações desta região da escavação.

A nível dos deslocamentos verticais este modelo apresenta novamente o comportamento característico de uma estrutura de suporte de terras: do alívio de tensões resultantes do processo de escavação é notório um levantamento do fundo da escavação e um decrescente assentamento da superfície do terreno em função do aumento da distância à escavação.

É de notória importância a determinação desta largura de influência já que se procura minimizar a interação deste tipo de estrutura de contenção, isto é, obras enquadradas em meio urbano, com as restantes estruturas vizinhas. Para o caso em análise os assentamentos não são condicionantes, sendo que a uma distância superior a 20 metros da face da escavação se registam valores inferiores a 1 cm.

Apresentam-se seguidamente os resultados provenientes deste cálculo inicial bem como alguns gráficos relevantes para a compreensão do comportamento deste tipo de estruturas. É sobre esses mesmos resultados que foram escritos os parágrafos anteriores.

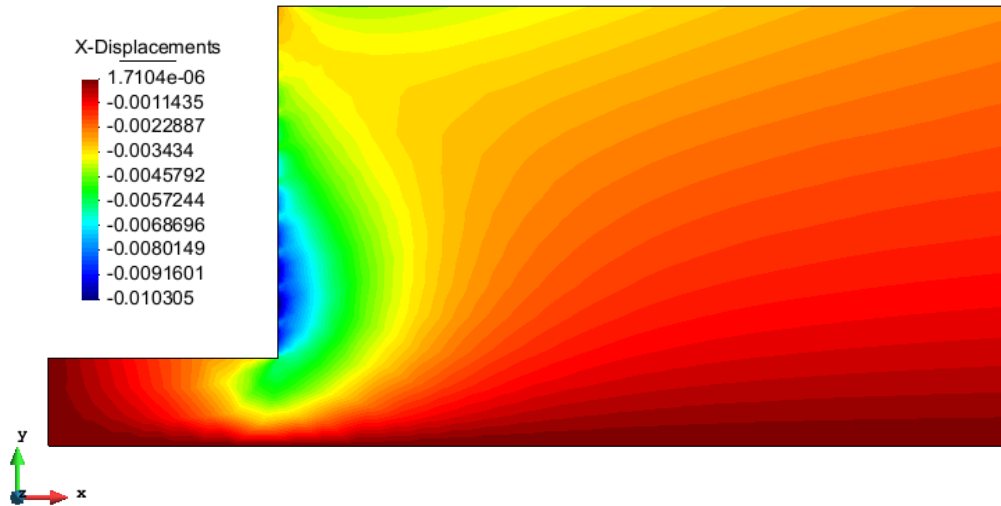


Figura 3.7 – Deslocamentos horizontais para a última fase de cálculo

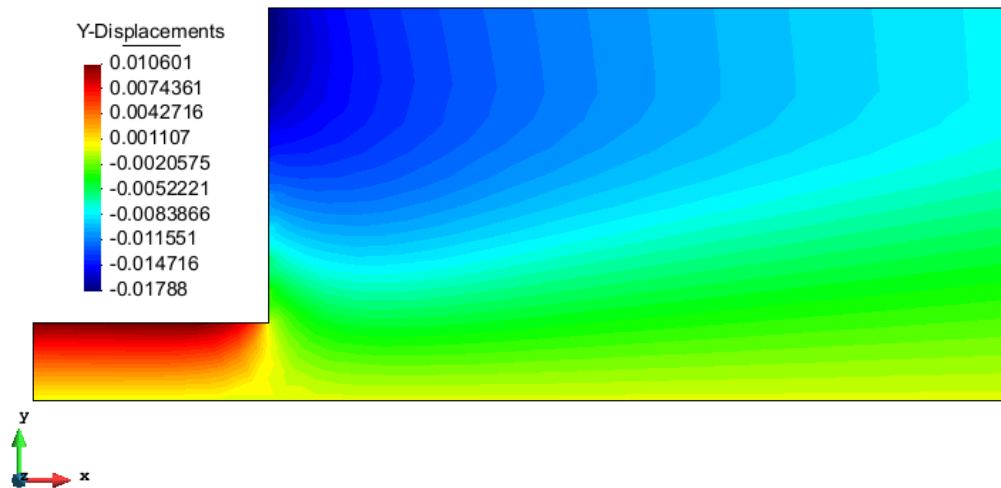


Figura 3.8 – Deslocamentos verticais para a última fase de cálculo

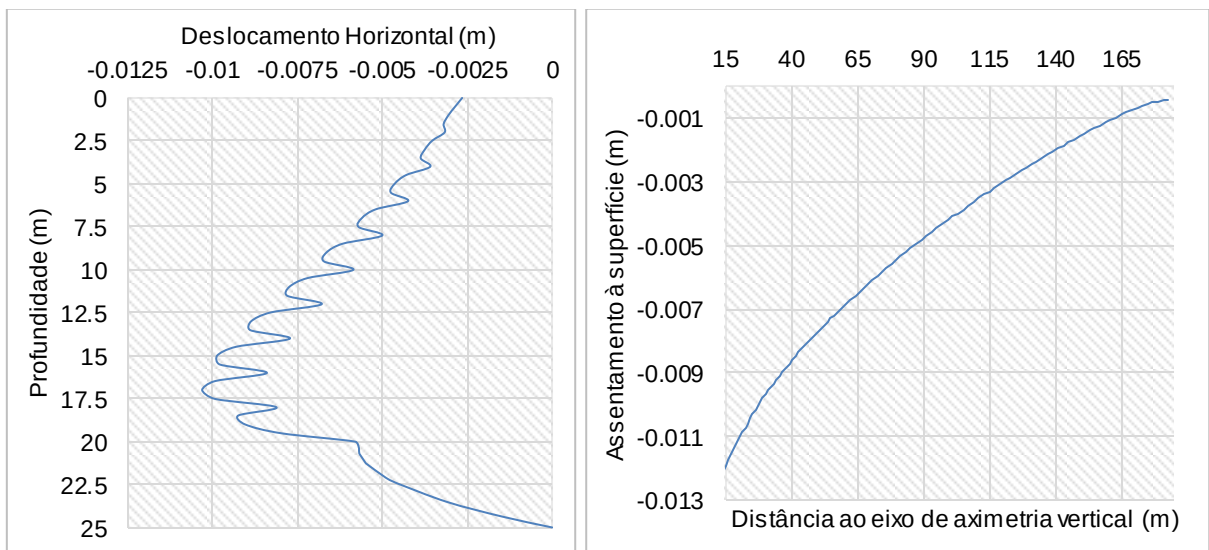


Figura 3.9 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação; Assentamentos à superfície do terreno

3.6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS – PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

Antes de se proceder à realização de alguns estudos paramétricos considerou-se como fundamental fazer um resumo do estado da arte, relativamente à importância que algumas variáveis assumem, no que toca ao desenvolvimento de mecanismos de deformação e como a alteração destas mesmas variáveis pode condicionar os deslocamentos que serão experimentados. É sobre o grande número de estudos que foram realizados por Topa Gomes (2008) que se desenvolverão os seguintes parágrafos, sendo também incluídas algumas análises feitas por Dias (2011).

Relativamente à geometria da escavação, conclui Topa Gomes (2008) que este é um dos parâmetros que mais influencia o comportamento geral dos poços e define como 30,0 metros o valor do raio de escavação a partir do qual a implementação é difícil (sendo que para formas elípticas é possível realizar escavações em que a relação entre o eixo maior e menor é da ordem de 2, obviamente condicionada pela dimensão média da escavação e pelas propriedades do maciço).

A altura de escavação de cada painel foi também objeto de estudo, sendo que foi observado que esta variável em muito influencia o comportamento da escavação, isto porque parte substancial dos movimentos ocorre antes da instalação do suporte, mais concretamente, durante a fase não suportada. A variação e a limitação da altura do painel apresenta-se por isso como uma peça fundamental no que toca ao controlo das deformações, mas a sua definição está particularmente ligada a questões económicas.

Ainda em relação ao suporte é de notar a importância da definição e adoção dos corretos parâmetros de deformabilidade: já que o betão projetado não apresenta a mesma constância em termos de características comparativamente ao betão moldado e, dado que o carregamento é feito em idades muito distintas, este parâmetro tem uma elevada preponderância no conhecimento dos esforços (sendo também notória a sua influência, embora de menor relevância, na previsão das deformações).

Mais recentemente Dias (2011) abordou a questão da variação das tensões e dos deslocamentos através da comparação de diferentes cenários, mais concretamente analisando os resultados provenientes de cálculos puramente mecânicos com os resultados de cálculos acoplados, isto é, os resultantes de uma análise hidromecânica. Uma das mais interessantes análises contidas neste trabalho trata a questão dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais à superfície, sendo que é demonstrada a particular influência da consideração do modelo não saturado (cálculo hidromecânico).

Verificou-se que a nível dos assentamentos à superfície se dá um incremento em uma ordem de grandeza destes (de 0,2 cm para 1,2 cm, junto à face da escavação), comparativamente ao cálculo mecânico, sendo este fenómeno explicado pelo aumento das tensões efetivas associadas à escavação e ao rebaixamento do nível freático. Por outro lado observou-se também que a área de influência dos assentamentos é muito mais extensa que o cálculo mecânico.

Ainda do trabalho realizado por Dias (2011) são tecidas algumas considerações sobre os caudais afluentes à escavação e o interesse económico e ambiental associado à previsão e quantificação dos mesmos.

3.6.1. ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE CÁLCULO PURAMENTE MECÂNICO VS. ANÁLISE ACOPLADA

Um exercício que se mostrou interessante fazer, na mesma ordem de raciocínio dos trabalhos desenvolvidos por Dias (2011) e Topa Gomes (2008), foi a comparação de um modelo de cálculo puramente mecânico com o modelo de cálculo acoplado, resultante de uma análise hidromecânica. Dado que o modelo denominado pelo autor por “*Cálculo Base*” já é um modelo resultante de uma análise acoplada, serve o seguinte estudo para mostrar a importância e o porquê da consideração da

água e da condição de não saturação, no desenvolvimento de modelos de cálculo para a previsão de deformações.

Para a análise desta temática desenvolveu-se assim um modelo em tudo semelhante ao *Cálc. Base* mas no qual foi imposto ao *Code_Bright* a não consideração do pré-rebaixamento do nível freático, isto é, com a posição do nível freático coincidente com a base da escavação. Este modelo não considera por isso a *mass balance of water* ou seja, a geração dos resultados não é condicionada pela condição de não saturação que se instala no maciço após o rebaixamento do nível freático. Os resultados de ambos os deslocamentos horizontais, para a última fase de cálculo, são apresentados na imagem seguinte (a vermelho está o modelo de cálculo sem a consideração da água e a azul o resultado do cálculo base).

Relativamente aos movimentos horizontais, apesar do andamento e forma das curvas representadas ser semelhante é notória a diferença entre as duas. A discrepância de valores para os níveis superiores da escavação (mais próximos da superfície) deve-se aos níveis de sucção, gerados pelo rebaixamento do nível freático. Como consequência destas pressões negativas, o solo no modelo *Calc. Base* (a azul, na figura 3.10) apresenta tensões totais superiores às tensões efetivas do modelo de cálculo mecânico (*No water balance*), que corresponde ao cálculo mecânico, pois o peso do solo não saturado é superior ao do solo seco (apesar da diferença ser pequena). Apresenta-se desde já a ressalva que a consideração do solo como seco é uma simplificação que não tem adesão à realidade.

O código utiliza a tensão normal líquida para controlar o comportamento mecânico de solos não saturados, como esta tensão se caracteriza por ser a tensão total subtraindo-lhe a pressão do ar e como se considerou uma pressão do ar nula, por simplificação, quando nos referimos à tensão total subentenda-se tensão normal líquida.

É curiosa a inversão que se observa entre as profundidades de 7,5 e 10 metros aproximadamente entre os valores registados para os dois modelos. Ora tal fato pode ser explicado através da figura 3.6 onde se apresentou a pressão de água nos poros (*pore water pressure*) resultante do pré-rebaixamento do nível freático. Dado que no modelo *Calc. Base*, da influência do pré-rebaixamento resulta um incremento das propriedades resistentes do terreno, muito mais notório nas camadas de solo menos profundas já que a sucção se reduz em função da profundidade, há uma transferência de tensões para esta região.

É potenciado por isso o desenvolvimento de um fenómeno em tudo semelhante ao efeito de arco (de carácter global), já que da zona mais deformada se dá uma mobilização de tensões para as zonas mais competentes, que implica uma redução das deformações comparativamente ao modelo *Calc. Base*. Adianta-se desde já que uma mais profunda análise sobre a influência do efeito de arco será feita no Capítulo seguinte.

A análise e comparação das manchas de plastificação da última fase dos dois modelos corrobora esta ideia. Como é visível na figura 3.12, apesar de ao longo da face de escavação as manchas de plastificação apresentarem uma distribuição praticamente semelhantes, é desta transferência de tensões para as regiões do maciço mecanicamente mais competente (topo e fundo da escavação), que resulta a redução da extensão das manchas de plastificação nas zonas intermédias/profundas da escavação, na imagem da esquerda (de notar o incremento no fundo da escavação).

Sobre os movimentos na direção vertical percebe-se que consideração do modelo de cálculo mecânico (*No water balance*) se traduz numa diferença significativa para os valores produzidos para o cálculo. O que se concluiu foi que a não consideração da consolidação associada ao pré-rebaixamento do nível freático, tem uma importância notória na geração destes valores, e que por isso neste modelo se verifica uma diminuição considerável destes assentamentos. O maior assentamento vertical registado

no modelo de cálculo mecânico (*No water balance*) corresponde a cerca de 27% do valor obtido no modelo *Calc. Base*. Note-se que para este último, para uma distância de sensivelmente 30 m medidos a partir da face da escavação, os valores dos assentamentos não ultrapassam 1,0 cm.

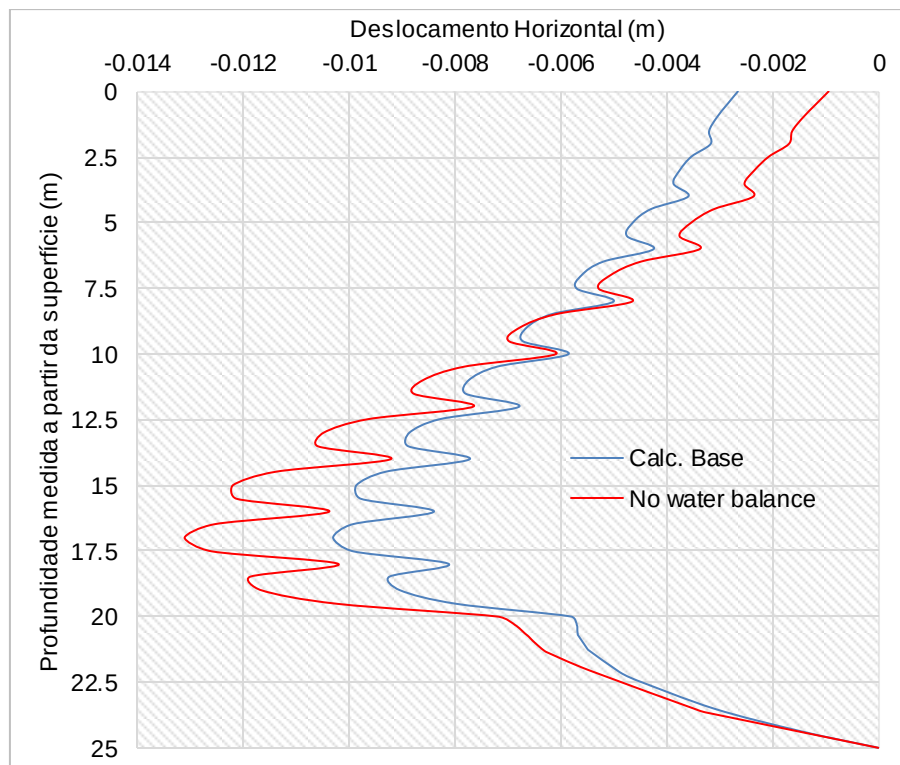


Figura 3.10 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação do modelo Cálculo Base com o modelo de cálculo mecânico (*No water balance*))

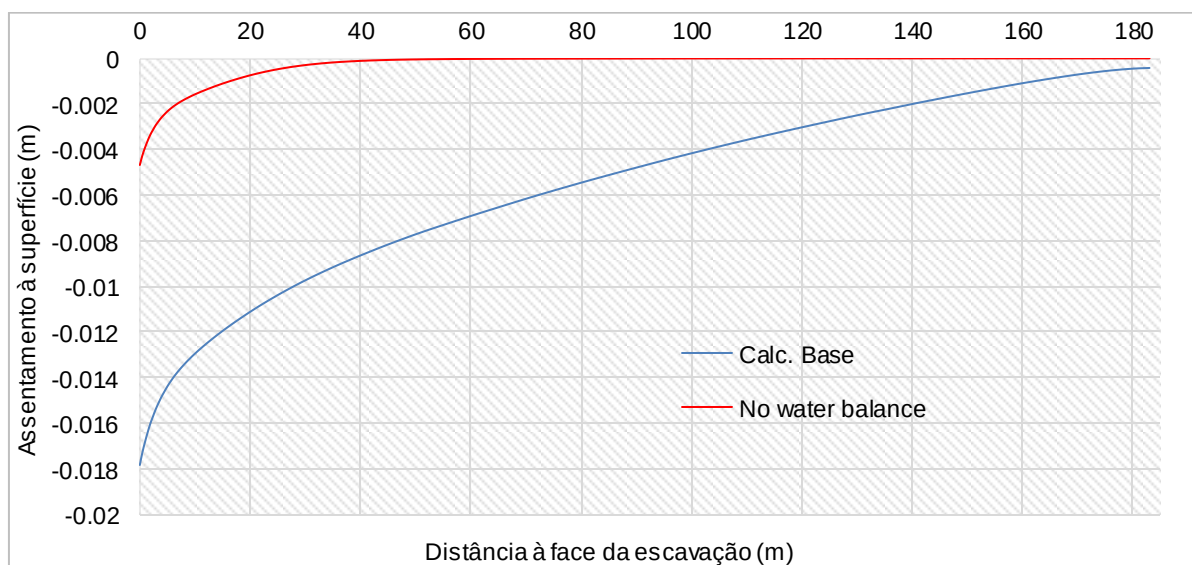


Figura 3.11 – Movimentos na direção vertical ao longo da superfície do terreno (com comparação do modelo Cálculo Base com o modelo de cálculo mecânico (*No water balance*))

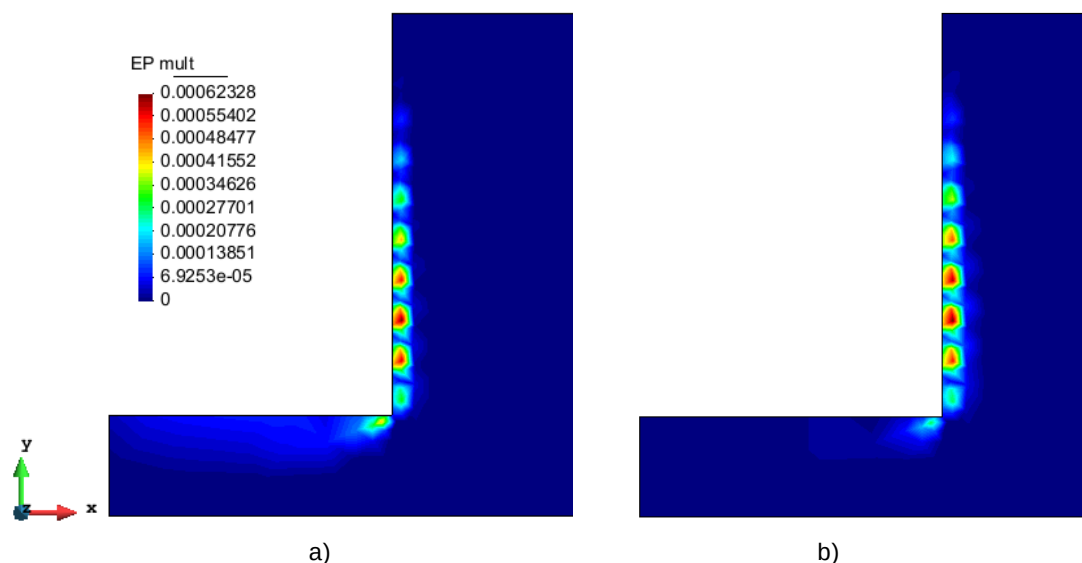


Figura 3.12 – Manchas de plastificação: a) modelo *No water balance*; b) modelo *Cálculo Base*

Mostrou-se também interessante perceber como se dá a evolução dos deslocamentos com a evolução da escavação visto que, por se tratar de uma estrutura flexível, as fases intermédias podem desempenhar um papel preponderante no que toca ao desenvolvimento dos mesmos. Representou-se por isso na figura seguinte o deslocamento horizontal do ponto médio do penúltimo anel (à profundidade de 17 m, na face do suporte), já que foi nesta posição que se verificaram os maiores deslocamentos.

Na figura 3.13 seguinte está representado ainda, a traço interrompido, as datas de início da escavação desse anel (94º dia) e de término da mesma (no 101º dia). É de destacar que, para ambos os casos, aproximadamente metade dos deslocamentos totais se dão antes da escavação (o que evidencia a importância da ideia introduzida anteriormente) e que a escavação, realizada ao longo de 7 dias, apenas contribui em cerca de 30 a 35% para o acréscimo do deslocamento total calculado. O facto de no modelo *Cálc. Base* se registarem deformações antes 30º dia, ao invés do outro modelo, deve-se a uma pequena fração (aproximadamente 5%) dos deslocamentos horizontais que se dão com o pré-rebaixamento do nível freático.

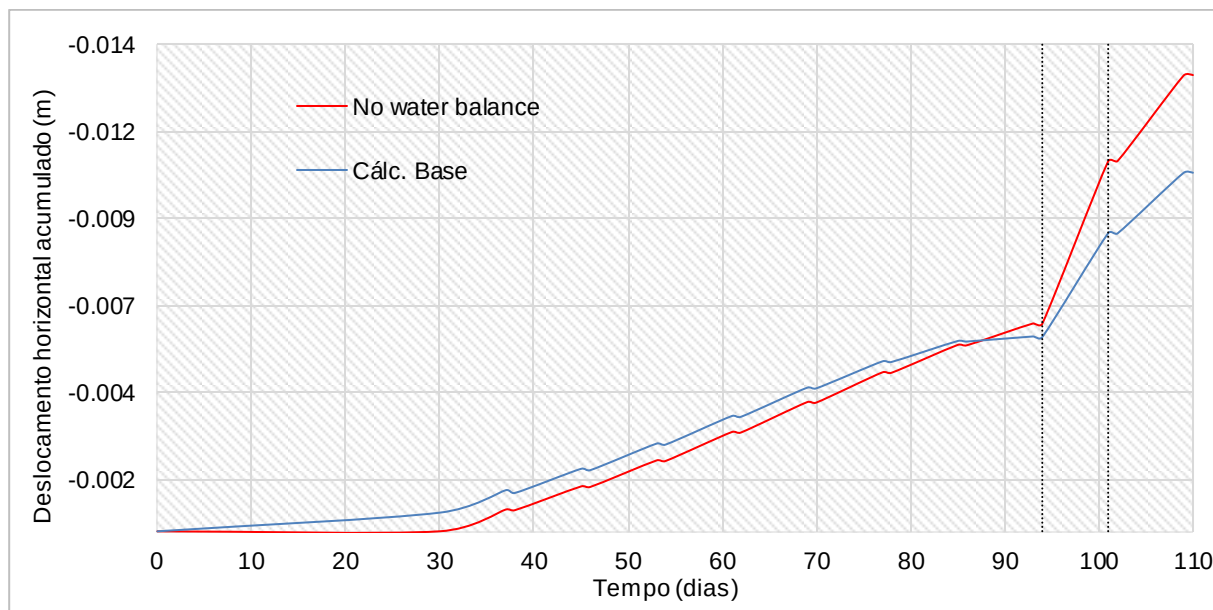


Figura 3.13 – Comparação da evolução dos deslocamentos horizontais para a de profundidade de 17 metros

3.6.2. ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE A INFLUÊNCIA DOS TEMPOS DE PRÉ-REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Em primeiro lugar é importante referir que o estudo paramétrico em causa poderia ser alvo de um extenso desenvolvimento, devido à complexidade da relação entre as propriedades hidráulicas do material com os tempos necessários para que o rebaixamento do nível freático imponha uma condição de não saturação considerável. Quer isto portanto dizer que, o tempo necessário para que o rebaixamento do nível freático gere sucções no maciço, sendo a grandeza dessas sucções suficientemente elevada para afetar as características de rigidez e deformabilidade do maciço, é uma questão de difícil análise especialmente no caso de se tentar prever qual é o período temporal mais adequado consoante o tipo de solo em análise.

Contudo optou-se desde o início, pela realização deste estudo apenas para o caso de um solo cujas propriedades hidráulicas em tudo se assemelham às de um solo residual do granito do Porto. De acordo com o que se descreveu numa parte inicial deste trabalho, a razoável permeabilidade dos solos residuais do granito reduz significativamente a influência do parâmetro tempo, sendo por isso mais importante um estudo desta natureza para solos com menor permeabilidade (ou solos com maior percentagem de finos, isto é, siltsos ou argilosos). Apresenta-se ainda assim uma série de modelos, com diferentes intervalos temporais e sobre os quais se tece um breve comentário.

Para uma melhor compreensão dos fenómenos associados aos diferentes tempos de rebaixamento utilizar-se-ão os resultados provenientes do modelo *Calc. Base*, nomeadamente os deslocamentos finais da parede, como medida de comparação entre as diferentes simulações efetuadas. Na tabela 3.2 resumem-se os tempos adotados para a realização deste estudo sendo que a única diferença reside nos diferentes intervalos de tempo associados ao rebaixamento do nível freático (de notar que a consideração do valor -500 dias, para o “tempo inicial” de cada uma das modelações, é novamente um artifício de cálculo, já que após a geração do estado de tensão inicial os deslocamentos foram fixados em zero).

Tabela 3.2 – Fases de cálculo para os diferentes tempos de pré-rebaixamento

Fase	1 dia		7 dias		30 dias		180 dias		365 dias		Altura Escavada	Descrição
	$t_{inicial}$	t_{final}	t_i	t_f	t_i	t_f	t_i	t_f	t_i	t_f		
1	-500	0	-500	0	-500	0	-500	0	-500	0	0	Geração do estado de tensão inicial
2	0	1	0	7	0	30	0	180	0	365	0	Rebaixamento do nível freático
3	1	8	7	14	30	37	180	187	365	372	2	Escavação Anel 1
4	8	9	14	15	37	38	187	188	372	373	2	Suporte Anel 1
5	9	16	15	22	38	45	188	195	373	380	4	Escavação Anel 2
6	16	17	22	23	45	46	195	196	380	381	4	Suporte Anel 2
7	17	24	23	30	46	53	196	203	381	388	6	Escavação Anel 3
8	24	25	30	31	53	54	203	204	388	389	6	Suporte Anel 3
9	25	32	31	38	54	61	204	211	389	396	8	Escavação Anel 4
10	32	33	38	39	61	62	211	212	396	397	8	Suporte Anel 4
11	33	40	39	46	62	69	212	219	397	404	10	Escavação Anel 5
12	40	41	46	47	69	70	219	220	404	405	10	Suporte Anel 5
13	41	48	47	54	70	77	220	227	405	412	12	Escavação Anel 6
14	48	49	54	55	77	78	227	228	412	413	12	Suporte Anel 6
15	49	56	55	62	78	85	228	235	413	420	14	Escavação Anel 7
16	56	57	62	63	85	86	235	236	420	421	14	Suporte Anel 7
17	57	64	63	70	86	93	236	243	421	428	16	Escavação Anel 8
18	64	65	70	71	93	94	243	244	428	429	16	Suporte Anel 8
19	65	72	71	78	94	101	244	251	429	436	18	Escavação Anel 9
20	72	73	78	79	101	102	251	252	436	437	18	Suporte Anel 9
21	73	80	79	86	102	109	252	259	437	444	20	Escavação Anel 10
22	80	81	86	87	109	110	259	260	444	445	20	Suporte Anel 10

Na figura 3.14 estão representados os resultados dos deslocamentos horizontais da parede, para a última fase de cálculo, dos diferentes modelos simulados. Como se referiu anteriormente, a questão da permeabilidade do solo residual do granito mostrou-se como preponderante para os resultados obtidos, não sendo observáveis diferenças significativas. Ora tal questão pode ser explicada pelo facto de, após o rebaixamento do nível freático, rapidamente se obter um equilíbrio. Apesar de se ter optado por não se representar, verificou-se no Code_Bright a não existência de significativas diferenças, no que toca à gama e distribuição das sucções que se instalam no maciço, quando o tempo de rebaixamento é de apenas 1 dia em comparação com os 365 dias.

Apesar dos resultados obtidos e da sua reduzida variação observou-se que, um incremento no valor do intervalo de tempo durante o qual se procede ao rebaixamento do nível freático, de facto pode contribuir para uma redução dos movimentos que serão experimentados pela estrutura de suporte. Usando como termo de comparação os resultados obtidos no modelo em que se considerou apenas 1 dia para o pré-rebaixamento do nível freático, com o que se considerou 365 dias, apresenta este último uma redução inferior a 10% para os deslocamentos máximos. Relativamente aos assentamentos superficiais verificou-se que os resultados para o último fase de cálculo em ambos os modelos são coincidentes, optando-se por isso por não representar estes resultados.

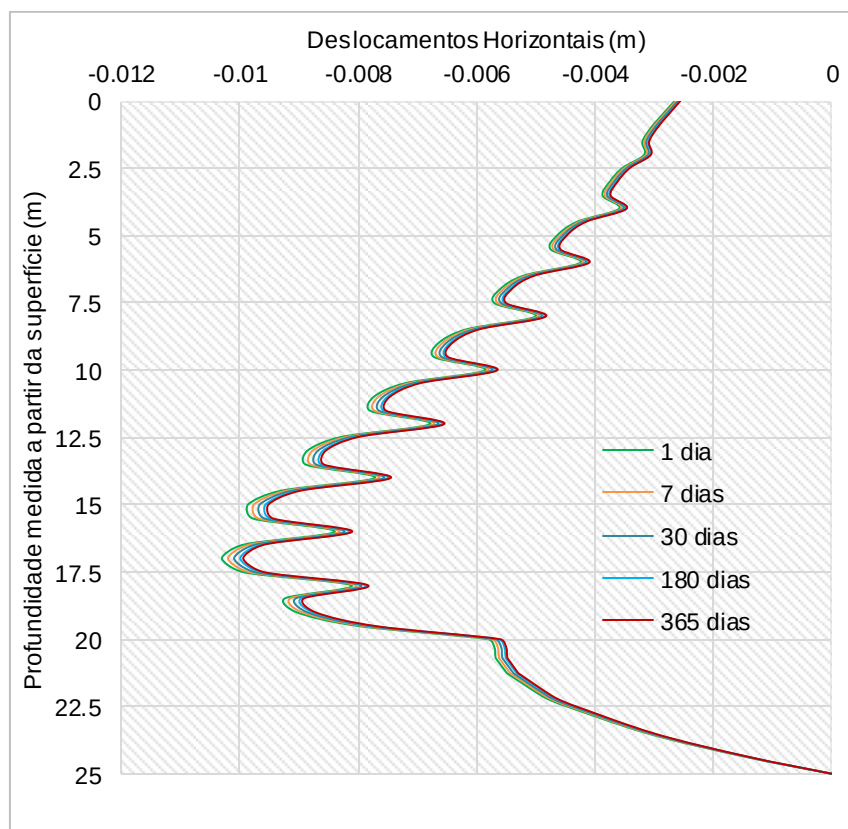


Figura 3.14 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação dos diferentes tempos de pré-rebaixamento do nível freático)

3.6.3. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Ora como se introduziu anteriormente, a questão da avaliação da permeabilidade do solo residual é complexa já que é uma das propriedades do solo que mais variabilidade apresenta. Para melhor perceber esta questão, e de certa maneira avaliar a preponderância da permeabilidade no que toca ao comportamento da estrutura de suporte, desenvolveram-se modelos computacionais em tudo semelhantes ao proposto para o *Calc. Base*, mas nos quais se alterou esta propriedade hidráulica.

De notar que no caso do *Calc. Base*, a permeabilidade corresponde à conversão do coeficiente de permeabilidade do solo residual de Salgueiros (areia siltosa), para a permeabilidade intrínseca. Resumem-se na tabela 3.3 os valores adotados para o estudo paramétrico em causa, sendo que se decidiu apenas abranger duas ordens de grandeza acima e duas ordens de grandeza abaixo, comparativamente ao cálculo base (linha central da tabela).

Tabela 3.3 – Coeficientes de permeabilidade adotados para o *Calc. Base* e para os modelos estudados

Modelo	Permeabilidade intrínseca – k_0 (m^2)	Coeficiente de permeabilidade – k (m/s)
	$6,5 \times 10^{-11}$	$6,5 \times 10^{-4}$
<i>Calc. Base</i>	$6,5 \times 10^{-13}$	$6,5 \times 10^{-6}$
	$6,5 \times 10^{-15}$	$6,5 \times 10^{-8}$

Relativamente aos resultados obtidos, e que se apresentam na figura 3.15, não se verificaram diferenças significativas nos deslocamentos experimentados pela estrutura de suporte nem uma redução significativa desta parcela das deformações com o incremento da permeabilidade. Os valores obtidos para o *Calc. Base* ($k_0=6,5 \times 10^{-13}$, representado a azul) e para o modelo em que se aumentou o coeficiente de permeabilidade (para $k_0=6,5 \times 10^{-4}$, representado a vermelho) são praticamente coincidentes.

A explicação para tal acontecimento prende-se essencialmente com o fator tempo e com a já considerável permeabilidade associada ao modelo *Calc Base*. Visto que o tempo associado ao pré-rebaixamento do nível freático (realizado ao longo de 30 dias) é um período temporal relativamente extenso, isto permite que se dissipem excessos de pressão neutra, o que se traduz na reduzida variabilidade dos resultados para os resultados produzidos entre ambos os modelos.

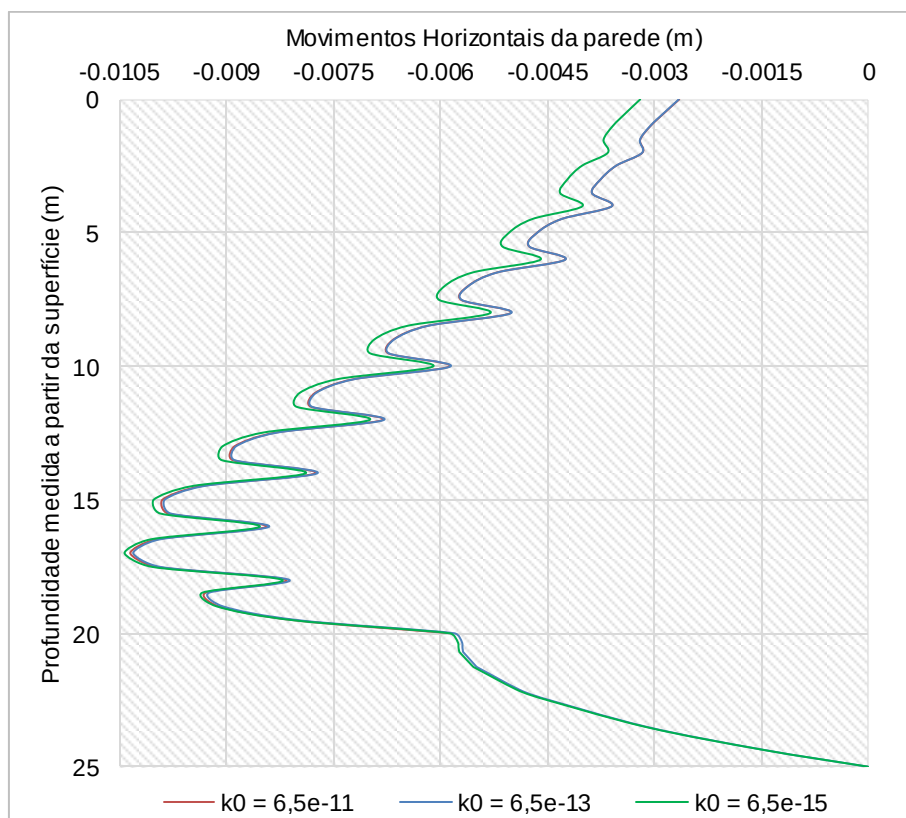


Figura 3.15 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação dos diferentes coeficientes de permeabilidade)

Matos Fernandes (2006) afirma que é expectável que caso se continue a diminuir o coeficiente de permeabilidade, se verifique um comportamento cada vez mais distinto, sendo que ao fazê-lo nos afastamos de um solo residual do Porto e aproximamo-nos de um Silte. Ora este aspeto pode servir como ponto de partida para a análise dos restantes resultados já que da redução deste valor (para $6,5 \times 10^{-8}$, representado a verde), se verificou um incremento nos valores dos deslocamentos horizontais, especialmente para os níveis superiores da escavação. Esta inércia adicional ao escoamento e ao movimento de água, que fisicamente se traduz por uma dissipação mais lenta de pressões neutras, implica que nestas profundidades da escavação não se desenvolvam sucções tão elevadas o que por sua vez implica um incremento nos deslocamentos comparativamente ao *Calc. Base* (importa novamente referir que ambos os modelos resultam de análises hidromecânicas acopladas).

A redução da permeabilidade intrínseca em duas ordens de grandeza, de $6,5 \times 10^{-13}$ para $6,5 \times 10^{-15}$, traduziu-se num aumento máximo dos deslocamentos em cerca de 20% para os níveis superiores da escavação, sendo que para profundidades superiores a 5 m, os incrementos dos movimentos horizontais comparativamente ao cálculo base, não ultrapassaram os 8%. Esta redução das diferenças máximas em profundidade em tudo traduz um aspeto que já foi mencionado inúmeras vezes ao longo deste trabalho, isto é, a diminuição da influência da condição não saturada em função da profundidade.

Relativamente aos assentamentos à superfície verificou-se a situação oposta, o que quer dizer que uma redução do coeficiente de permeabilidade implica uma redução dos movimentos verticais, como se pode ver na figura 3.16. É necessário contudo deixar a ressalva que um incremento da permeabilidade não se traduz necessariamente num aumento dos assentamentos superficiais.

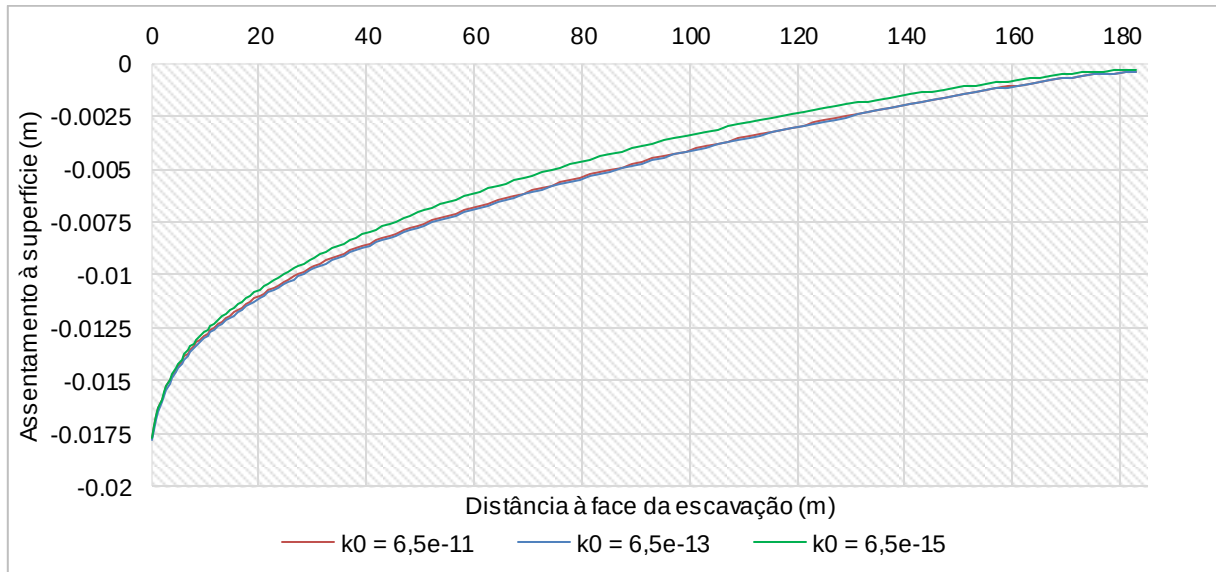


Figura 3.16 – Movimentos na direção vertical ao longo da superfície do terreno (comparação dos diferentes coeficientes de permeabilidade)

Sendo que é a pressão neutra no maciço que controla a consolidação, principal componente associada a este tipo de deslocamento, mostrou-se interessante representar a pressão líquida medida a partir da base da escavação (a 20 metros de profundidade) para os diferentes coeficientes de permeabilidade estudados (ver figura 3.17). Os resultados são em tudo coincidentes com a análise que tem vindo a ser feita já que para os casos de solos com permeabilidade alta/média, representados a vermelho e a azul, a pressão líquida praticamente não se consegue distinguir o que se reflete em assentamentos verticais semelhantes. Contudo para uma permeabilidade reduzida, representada a verde, verifica-se uma pressão líquida ligeiramente superior aos casos anteriores, o que permite explicar a ligeira redução dos assentamentos verticais obtidos.

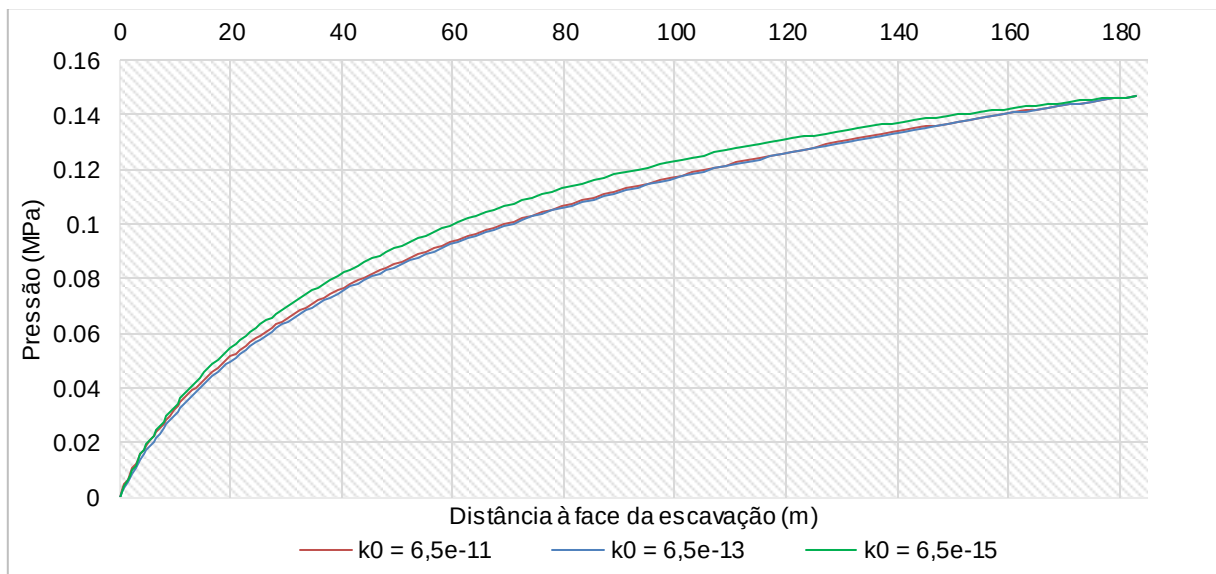


Figura 3.17 – Variação da pressão líquida em função da distância à face da escavação (influência do coeficiente de permeabilidade)

3.6.4. INFLUÊNCIA DA SUÇÃO NO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Como foi mencionado num Capítulo anterior, é também condicionante o incremento da rigidez com o incremento da sucção (ver subcapítulo 2.4.3 – Influência da condição não saturada em Solos Residuais). Do desenvolvimento de ensaios triaxiais para o estudo concreto dos solos não saturados de Salgueiros, estimou Topa Gomes (2008) a variação do módulo de deformabilidade de um solo com o nível de sucção instalada. O seguinte estudo paramétrico parte das conclusões registadas pelo autor supracitado sobre esta temática, fazendo-se novamente uma comparação com o resultado obtido para os deslocamentos finais da parede do cenário *Cálc. Base*.

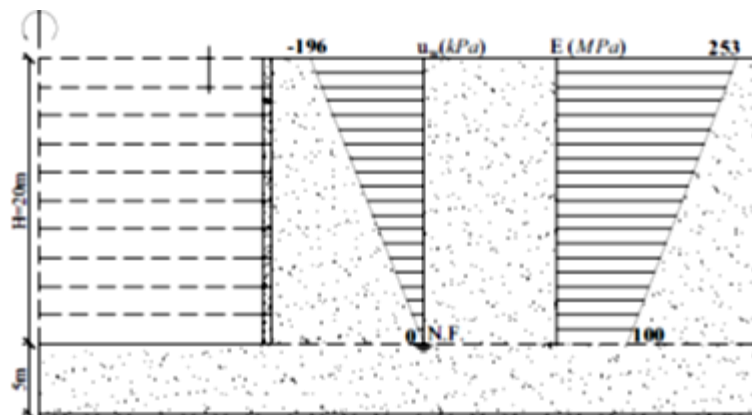


Figura 3.18 – Variação do módulo de deformabilidade em profundidade devido à sucção - parâmetros escolhidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais em condições não saturadas para a estação Salgueiros (retirado de Topa Gomes, 2008)

Como expectável, a mais notória diferença será visível na zona mais próxima da superfície já que é para estas profundidades que se encontram os maiores níveis de sucção. Esta consideração, por sua vez, implica um mais significativo acréscimo do módulo de deformabilidade nesta região, quando comparada com o restante maciço, como se pode observar na figura 3.18. Note-se que para o modelo *Calc. Base* o módulo de *Young* é constante e vale 100 MPa, apresentando-se por isso à direita (na figura 3.18) a variação deste parâmetro em função da profundidade, para o modelo desenvolvido.

Os resultados obtidos para o último fase de cálculo para os deslocamentos da estrutura de suporte estão representados na figura 3.19. Como se discutiu anteriormente, a consideração de um valor do módulo de *Young* dependente do nível de sucção implicará que a maior diferença para os resultados obtidos se verifique para as menores profundidades de escavação. De facto, os resultados obtidos para os níveis menos profundos da escavação apresentam uma diferença na ordem dos 50%, sendo que essa diferença vai reduzindo em profundidade, observando-se que para os níveis mais profundos da escavação os valores obtidos são praticamente coincidentes.

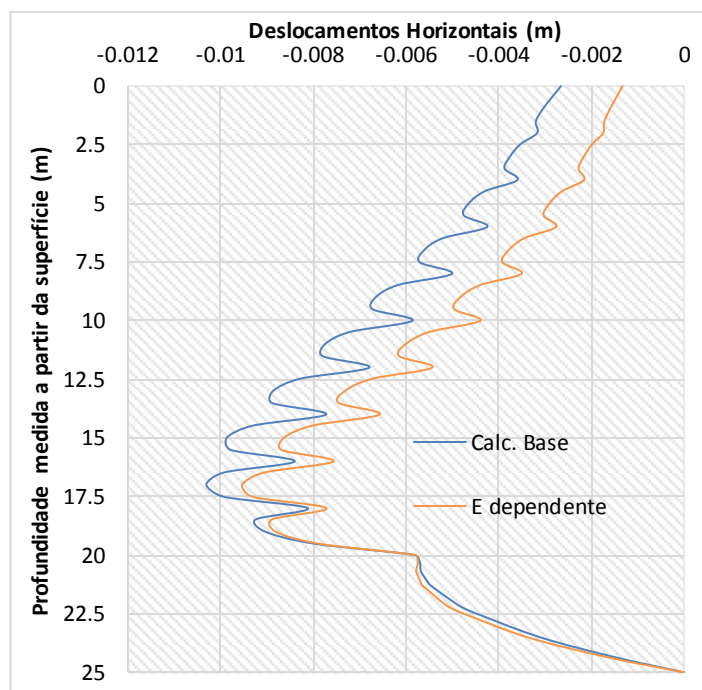


Figura 3.19 – Movimentos na direção horizontal ao longo da face de escavação (comparação do modelo Cálculo Base com o modelo E dependente)

A nível de projeto e dimensionamento de uma estrutura de suporte, a análise realizada anteriormente pode assumir extrema importância. Este incremento das propriedades mecânicas do maciço, nomeadamente através do incremento do valor do módulo de *Young*, pode resultar num dimensionamento menos conservativo. Visto que os deslocamentos experimentados pela estrutura de suporte se reduzem significativamente (a redução pode ascender aos 50%), há por isso a possibilidade de uma redução do custo global da obra pela redução da dimensão da espessura da estrutura de suporte.

3.7. NOTA FINAL

No início deste trabalho considerou-se que seria mais interessante analisar, de forma quase independente, as variáveis relacionadas com o comportamento hidráulico e as associadas ao comportamento mecânico. Procurou-se por isso no presente Capítulo avaliar qual a influência que a alteração de alguns parâmetros hidráulicos do solo podem assumir para o comportamento global da escavação.

Percebe-se logo numa fase inicial que a realização de um cálculo acoplado é condicionante para uma correta avaliação e previsão das deformações. A comparação dos resultados produzidos pelo modelo em que este cálculo foi realizado, com os resultados produzidos pelo modelo puramente mecânico traduzem esta mesma ideia, observando-se diferenças quer na ordem de grandeza do deslocamento máximo obtido, quer na região do maciço que experimenta maiores deformações.

Relativamente à variação dos tempos em que se dá o pré-rebaixamento do nível freático, concluiu-se que esta consideração não é condicionante para o caso do solo residual em estudo. A permeabilidade

relativamente alta traduz-se num rápido equilíbrio, não havendo por isso uma diferença considerável nos resultados produzidos.

Avaliou-se por isso a influência que o parâmetro da permeabilidade poderia assumir no melhor ou pior comportamento da escavação. Estudou-se por isso dois materiais, cujas propriedades mecânicas em tudo são semelhantes às usadas para o cálculo base, variando-se o valor do coeficiente de permeabilidade em duas ordens de grandeza. Por um lado, observou-se que a redução deste parâmetro implica maiores deformações, nomeadamente para os níveis superiores da escavação. Por outro lado, o incremento deste coeficiente não traduz significativas diferenças no comportamento da escavação o que traduz a ideia inicial da média/alta permeabilidade do solo em análise.

Sobre a variação do valor do módulo de *Young* em função do nível de sucção instalado, era expectável que a ordem de grandeza dos deslocamentos sofresse uma redução considerável. Os resultados obtidos refletem essa mesma noção, o que permite classificar o pré-rebaixamento do nível freático como uma das questões fundamentais a ter em consideração, para a melhoria do comportamento global da escavação.

O seguinte Capítulo avalia a questão das propriedades mecânicas do solo e como é que a variação e alteração desses valores se pode traduzir num melhor ou pior comportamento global da escavação. A questão da heterogeneidade dos solos residuais (nomeadamente o do granito do Porto) será por isso objeto de discussão seguidamente, avaliando-se a sua preponderância para o caso de estudo da Estação de Salgueiros.

4

MODELO DE CÁLCULO TRIDIMENSIONAL

4.1. O MODELO COMPUTACIONAL

4.1.1. NOTA INTRODUTÓRIA

O projeto da Estação de Salgueiros e a sua modelação computacional revelaram-se mais demorados do que estava previsto. Isto porque, mesmo partindo de uma malha bem definida (usada por Topa Gomes, 2008), as sucessivas actualizações que sofreram quer o *GiD* quer o *Code_Bright* impossibilitaram a aplicação direta desse trabalho, o que significa que não foi possível simplesmente realizar um cálculo a partir do modelo 3D já desenvolvido devido aos problemas de incompatibilidade das diferentes versões.

Agrava isto o facto de o cálculo demorar um considerável período de tempo (12 a 48 horas), o que impede uma rápida interpretação dos resultados gerados, bem como uma difícil avaliação e correção dos possíveis erros associados à introdução dos dados. Verificou-se ainda que a utilização da nova versão do *GiD* introduzia um erro no cálculo da malha completa da estação e cuja identificação e correção produziu um atraso considerável no presente trabalho.

A solução que foi adotada passou pela conversão do modelo original, cujo comportamento do solo se baseia no critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, para o comportamento elástico linear. Discute-se por isso, numa primeira fase, a adequabilidade deste modelo para produzir soluções que se enquadrem com as obtidas por Topa Gomes (2008) bem como com as medições realizadas *in situ*. Avalia-se a influência desta consideração para o caso de estudo do poço axissimétrico (problema 2D apresentado no Capítulo 3) e para o caso em que se estuda a malha completa da Estação de Salgueiros (problema 3D). Optou-se, para uma mais perceptível análise do modelo em que se utilizou a malha completa, realizar uma discretização dos elementos estudando-se o seu comportamento de forma individual (movimentos da estrutura de suporte no eixo maior e menor da elipse, poços circulares de pequeno diâmetro e viga transversal).

Globalmente analisando os resultados verificou-se que, para todos os casos apresentados, os valores resultantes do *Modelo Elástico* são inferiores aos obtidos pelo cálculo realizado por Topa Gomes (2008). Esclareça-se que o objetivo da validação e adequabilidade deste modelo de comportamento do solo não era tanto a afirmação de como este poderia ser utilizado para o dimensionamento da estrutura de suporte (através da avaliação de deslocamentos máximos, níveis de tensão, entre outros) mas antes, que se poderia utilizar este cálculo como uma solução viável para se realizarem alguns estudos paramétricos, sem comprometer a finalização atempada do presente trabalho, pela significativa redução dos tempos de computação e processamento de dados.

4.1.2. A MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Como se referiu por diversas vezes anteriormente, a presente dissertação apresenta-se como um desenvolvimento do já extenso e profundo trabalho realizado por Topa Gomes (2008). A geometria da malha de elementos finitos em nada sofreu alterações para o desenvolvimento deste trabalho tendo sido apenas regenerada. A malha considerada contém 43608 volumes, representando macro elementos de 8 pontos nodais e 8 pontos de *Gauss*, com um total de 42240 nós aos quais se atribuíram propriedades homogêneas. De notar que todos os elementos estruturais possuem duplicação de elementos para que as tensões neles existentes passem a ser contabilizadas apenas a partir do momento em que são construídos e não a partir do momento em que se gera o estado de tensão inicial (adaptado de Topa Gomes, 2008). Apresenta-se na figura 4.1 duas vistas da malha utilizada bem como uma perspectiva da vista 3D do modelo considerado.

Visto que a Estação de Salgueiros possui dois eixos de simetria, que coincidem com o eixo longitudinal e transversal da estação, realizou-se também uma simulação parcial, considerando-se apenas um quarto da estação em planta. Esta aceitável simplificação permite reduzir em grande parte o número de nós e elementos (quando comparada com um modelo em que se considera a estação toda), havendo por isso uma economia temporal relativamente aos tempos de cálculo e processamento de dados, permitindo por isso um refinamento da malha especialmente na zona mais próxima da face da escavação. A malha reduzida da estação contém apenas 10362 volumes, também representados por macro elementos de 8 pontos nodais e 8 pontos de *Gauss* (perfazendo um total de 10505 nós). Apresenta-se seguidamente duas vistas desta malha simplificada.

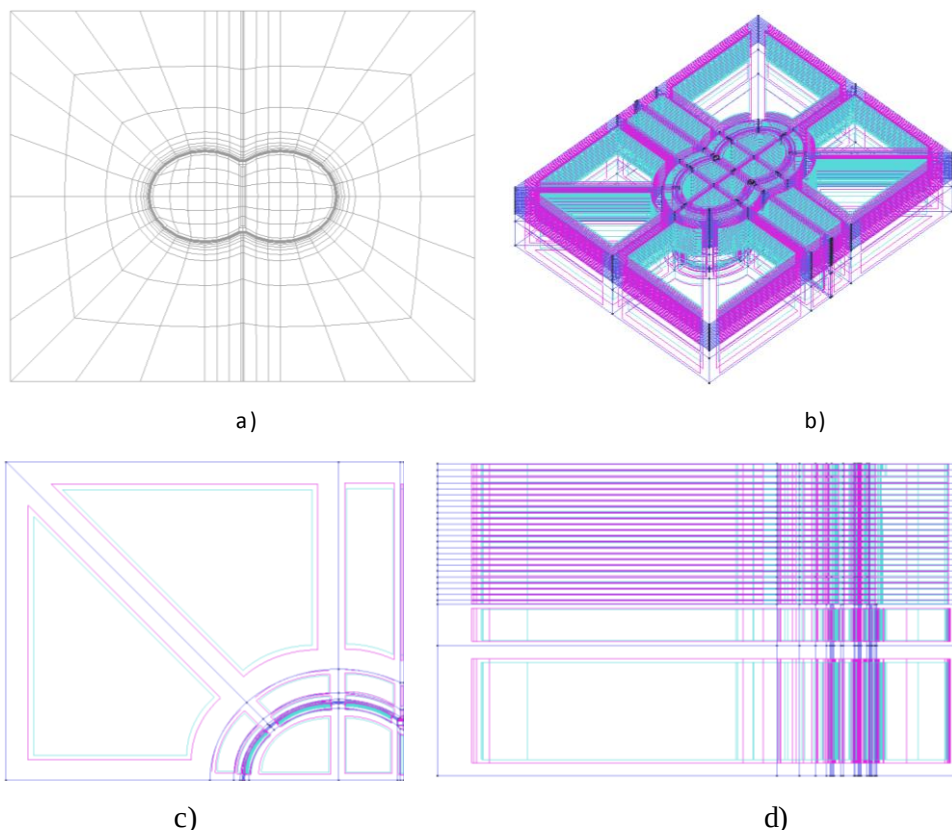


Figura 4.1 – a) Vista do topo da malha completa; b) Vista isométrica da malha completa; c) Vista do topo da malha reduzida; d) Vista do plano frontal da malha reduzida

4.1.3. FASES DO CÁLCULO

A realização da modelação computacional tentou adequar-se o mais possível às etapas construtivas efetivamente adotadas na construção da Estação de Salgueiros, mais concretamente no que toca à definição das fases de cálculo e à sua duração. As simplificações adotadas prendem-se com a modelação da construção dos poços circulares de pequeno diâmetro, que serviram como pilares do pórtico, já que se definiu que estavam totalmente construídos aquando da geração do estado de tensão inicial, e com a simulação da escavação em planta dos painéis.

Em relação a este último aspeto atenda-se à consideração tecida por Topa Gomes (2008) que afirma que, “tendo em conta que a largura de abertura dos painéis é bastante superior à sua altura (6 a 12 metros de largura por 1,80 metros de altura), o efeito em planta é pouco relevante quando comparado com o efeito vertical”, definindo-se por isso que a escavação de cada anel se dá numa única fase. A tabela seguinte resume o cronograma temporal imposto ao *Code_Bright*, bem como a altura escavada e a descrição das diferentes fases de cálculo.

Tabela 4.1 – Cronograma dos tempos de cálculo

Fase	Tempo		Altura Escavada	Altura Esc. Acumulada	Descrição
	$t_{inicial}$	t_{final}			
1	-500	0	0	0	Geração do estado de tensão inicial
3	0	4	1	1	Escavação 1 m
4	4	5	0	1	Viga coroamento
5	5	9	1	2	Escavação 1 m
6	9	10	0	2	Viga travamento
7	10	24	1	3	Escavação restante Anel 1
8	24	25	0	3	Suporte Anel 1
9	25	32	1,8	4,8	Escavação Anel 2
10	32	33	0	4,8	Suporte Anel 2
11	33	45	1,8	6,6	Escavação Anel 3
12	45	46	0	6,6	Suporte Anel 3
13	46	54	1,8	8,4	Escavação Anel 4
14	54	55	0	8,4	Suporte Anel 4
15	55	68	1,8	10,2	Escavação Anel 5
16	68	69	0	10,2	Suporte Anel 5
17	69	80	1,8	12	Escavação Anel 6
18	80	81	0	12	Suporte Anel 6
19	81	106	1,8	13,8	Escavação Anel 7

20	106	107	0	13,8	Suporte Anel 7
21	107	131	1,8	15,6	Escavação Anel 8
22	131	132	0	15,6	Suporte Anel 8
23	132	163	1,8	17,4	Escavação Anel 9
24	163	164	0	17,4	Suporte Anel 9
25	164	173	1,8	19,2	Escavação Anel 10
26	173	174	0	19,2	Suporte Anel 10
27	174	189	2,4	21,6	Escavação Anel 11
28	189	190	0	21,6	Anel 11

4.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DO SOLO

4.2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Como se introduziu no início do presente capítulo mostrou-se particularmente interessante a inclusão e comparação dos resultados produzidos pelos diferentes cálculos e modelos associados, na medida em que se tentou validar a conversão para um modelo elástico.

Sobre o cálculo desenvolvido por Topa Gomes e sobre os resultados obtidos para o cálculo da malha integral da Estação de Salgueiros adianta-se que não se debaterão os resultados obtidos pelo autor supracitado mas incluir-se-ão estes no presente trabalho como medida de comparação. O extenso trabalho desenvolvido e o particular enquadramento com as medições realizadas *in situ* traduzem a validade dos resultados obtidos nesse trabalho.

4.2.2. DEFINIÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO E PROPRIEDADES DO SOLO

A solução que se adotou consistiu na conversão do modelo desenvolvido para os estudos anteriores, baseado no critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, para um modelo em que o comportamento do solo é elástico linear regido pela seguinte equação:

$$d\sigma_{ij}^M = D_{ijld}^{eM}(d\varepsilon_{ij}^M) \quad (4.1)$$

em que a matriz de rigidez D_{ijld}^{eM} é formada pelo módulo de deformabilidade E_M e pelo coeficiente de Poisson, ν_M , a partir das expressões clássicas da teoria da elasticidade para materiais isotrópicos. O termo $d\sigma_{ij}^M$ representa a tensão instalada na matriz do solo enquanto $d\varepsilon_{ij}^M$ a matriz das extensões. Nas equações anteriores os índices superiores M referem-se à matriz e e à parcela de deformação elástica (adaptado de Topa Gomes, 2008).

Os parâmetros fornecidos ao *Code_Bright* são em tudo semelhantes aos usados ao longo deste trabalho. Dada a impossibilidade de impor na modelação uma lei de comportamento em que se considere a evolução das propriedades em função da profundidade, optou-se por discretizar o terreno em camadas com espessura aproximada de 1,0 m, atribuindo-se a essas camadas propriedades representativas. Apesar de se mostrar um processo relativamente pouco sofisticado é passível de se quantificar desta maneira a influência da tensão de confinamento e do nível de sucção sobre os

parâmetros de deformabilidade no terreno (adaptado de Topa Gomes, 2008). A variação do módulo de deformabilidade em função da profundidade apresenta-se na imagem seguinte.

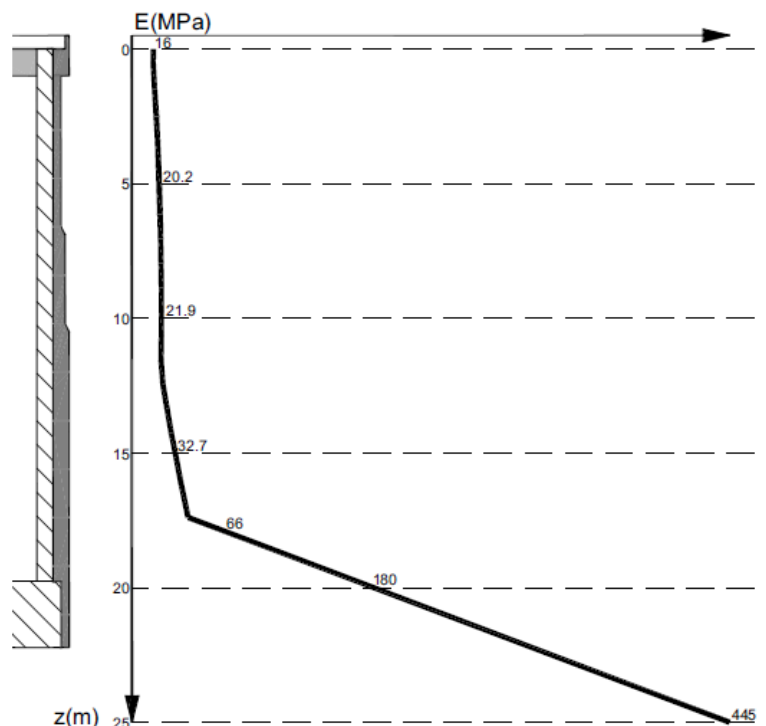


Figura 4.2 – Evolução do módulo de deformabilidade em função da profundidade (retirado de Topa Gomes, 2008)

4.3. ASPETOS GERAIS DO COMPORTAMENTO

4.3.1. O EFEITO DE ARCO E AS PRINCIPAIS DIFERENÇAS EXPECTÁVEIS

Um aspeto que se apresentou anteriormente como fundamental, no que toca à estabilidade deste tipo de obras, mais concretamente durante a fase não suportada da escavação é o designado efeito de arco. Importa agora explicar da maneira mais clara possível este fenómeno e a sua afetação no comportamento global da estrutura.

Quando uma parte da massa de um solo plastifica, enquanto o remanescente permanece na mesma posição, a parcela plastificada move-se da sua posição original, entre as massas adjacentes de solo não plastificado. É do movimento relativo entre as parcelas do solo (plastificada e não plastificada), que surgem forças resistentes de corte que tendem a manter a parte plastificada na sua posição original, reduzindo a tensão atuante nesta região, mais deformada, e transferindo-a para as zonas adjacentes com menor deformação (adaptado de Terzaghi, 1940).

É desta transferência de tensões, mais concretamente da sua não consideração no modelo de cálculo elástico, que surgirão as maiores diferenças no que toca ao comportamento da estrutura de suporte. Discutem-se seguidamente os fenómenos do efeito de arco local e global, e qual as principais diferenças que são expectáveis de produzir no modelo elástico.

Comece-se por avaliar o modelo do poço axissimétrico circular (modelo 2D), descrito com mais detalhe no Capítulo 3. O estudo deste modelo mais simples permite clarificar a preponderância que o

efeito de arco local tem na estabilidade e segurança da obra. De facto, a não existência deste fenómeno inviabilizaria a escavação dos sucessivos níveis em segurança.

A sequência de figuras seguintes representa o estado de tensão horizontal efetivo (S_{xx} -Stresses) para a fase de cálculo representativa da escavação do último anel, para o caso de estudo enunciado anteriormente. Na ampliação da imagem inicial, observa-se uma redução do nível de tensão nas zonas intermédias de cada nível de escavação, havendo um incremento de tensões nas zonas adjacentes (de notar que o tom avermelhado representa o menor valor na escala das tensões, próximo de zero). Ora os resultados obtidos em tudo coincidem com a analogia de Terzaghi já que, como o próprio enunciou, quanto mais deformação experimentar uma massa de solo, maior será a redução das tensões nessa região.

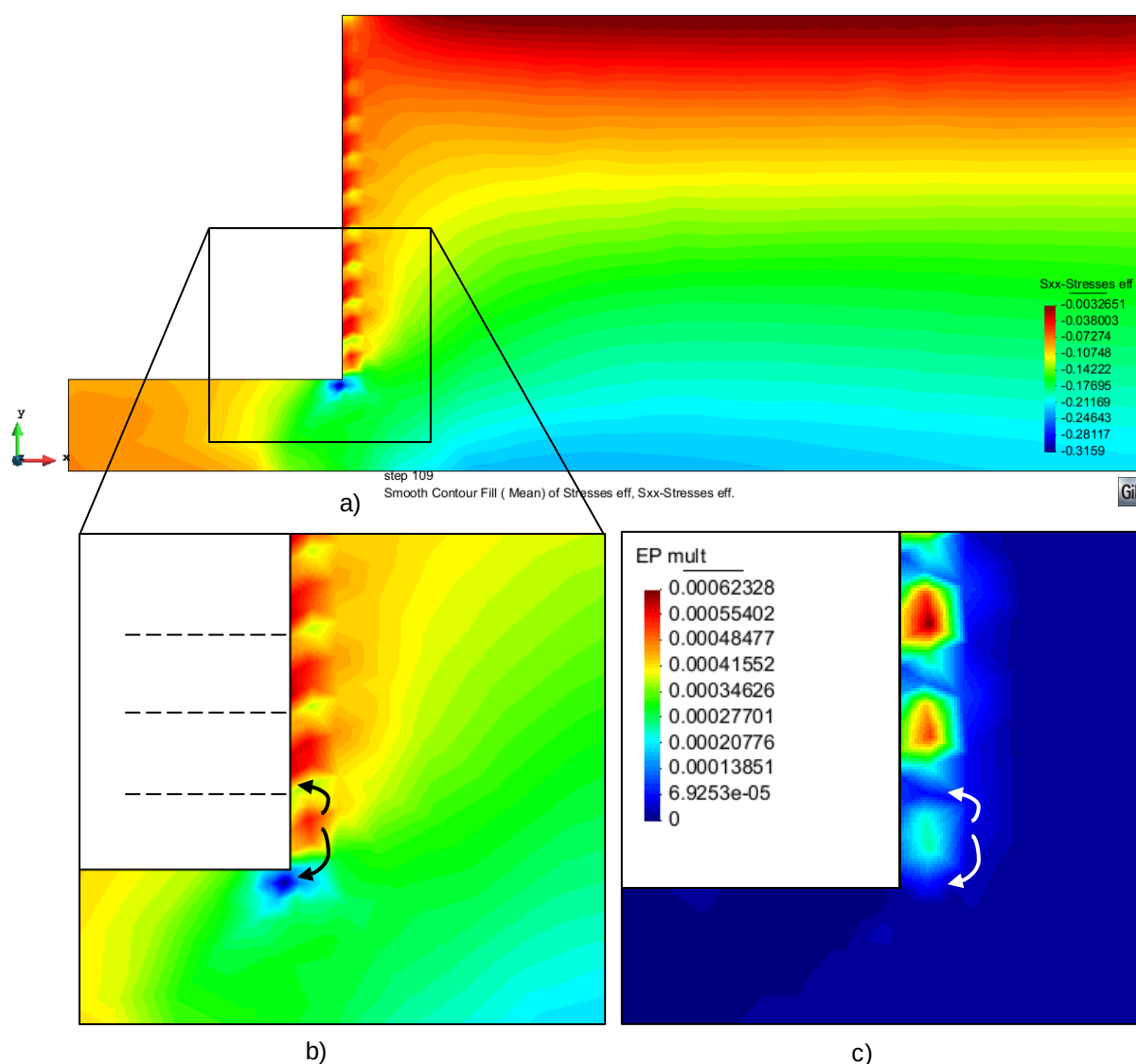


Figura 4.3 – a) Distribuição das tensões efetivas horizontais durante a escavação do último anel; b) Ampliação da face da escavação; c) Multiplicadores plásticos

Na imagem ampliada da esquerda verifica-se que a zona mais carregada, para o último nível de escavação, corresponde à zona até onde o suporte já foi colocado e à zona do fundo de escavação que

assume um comportamento semelhante a uma escora. É de salientar que, pelo notório contraste de rigidez e deformações experimentadas, o incremento de tensões se dá especialmente para a zona do fundo de escavação. De notar que a cor vermelha e laranja correspondem a níveis de tensões reduzidos (inferiores a 30 *kPa*), a verde estão representados níveis de tensão intermédios (entre os 120 e os 200 *kPa*) e a azul os maiores níveis de tensão (superiores a 200, mas não ultrapassando os 320 *kPa*).

Curiosa ainda é a observação da mesma imagem, mas desta vez comparando com as deformações plásticas que ocorrem. Em termos gerais conclui-se que associados aos menores níveis de tensão (cores vermelha e laranja, na imagem da esquerda) estão as maiores regiões de plastificação (cores vermelho e amarelo, na imagem da direita) e que, mais uma vez de acordo com o efeito descrito por Terzaghi como o efeito de arco, em zonas cuja deformação é praticamente nula estão associadas as maiores redistribuições de tensões. O último aspeto enunciado é particularmente visível na zona do fundo da escavação, onde se obtiveram as menores regiões plastificadas e, ao mesmo tempo, e os maiores níveis de tensão.

Apesar da ordem de grandeza destes multiplicadores plásticos não ser particularmente significativa, um último tópico merecedor de discussão prende-se com a evolução em profundidade das zonas plastificadas. Apesar de ser espectável que o nível de deformação aumentasse em profundidade, observa-se que no último nível de escavação há uma redução da zona plastificada associada o que reflete a deformação da estrutura de suporte, como se apresentou no Capítulo anterior. É necessário novamente referir que a diferença destes valores, para este nível da escavação, depende também do facto de não se completar todo o “ciclo” de construção –escavação, colocação do suporte, transferência de tensões.

Estes últimos dois aspetos enunciados são fundamentais para se perceber o fenómeno de efeito de arco global que também se desenvolve ao longo da escavação dos sucessivos patamares. De facto, à medida que a escavação vai progredindo, há um gradual incremento de tensões para os níveis mais profundos da escavação. O aumento das deformações relativas para um mesmo nível de escavação e o incremento dos deslocamentos entre níveis de escavação sucessivos (as “barrigas” de deformação serem cada vez maiores) são o resultado deste efeito de arco global.

A mais interessante análise resulta da consideração da malha completa da Estação de Salgueiros (modelo *Calc. Base 3D*), visto que a influência do efeito de arco global é visivelmente mais notória num modelo de cálculo tridimensional. Note-se que a geometria de Salgueiros é mais “plana” em planta, o que significa que o efeito de arco é sobretudo vertical e menos horizontal. Apresenta-se na figura 4.4 a evolução dos multiplicadores plásticos em profundidade, para o fase de cálculo final, para uma vista em alçado da escavação (plano *XZ*, em *X* corresponde ao eixo longitudinal da estação e *Z* ao eixo vertical).

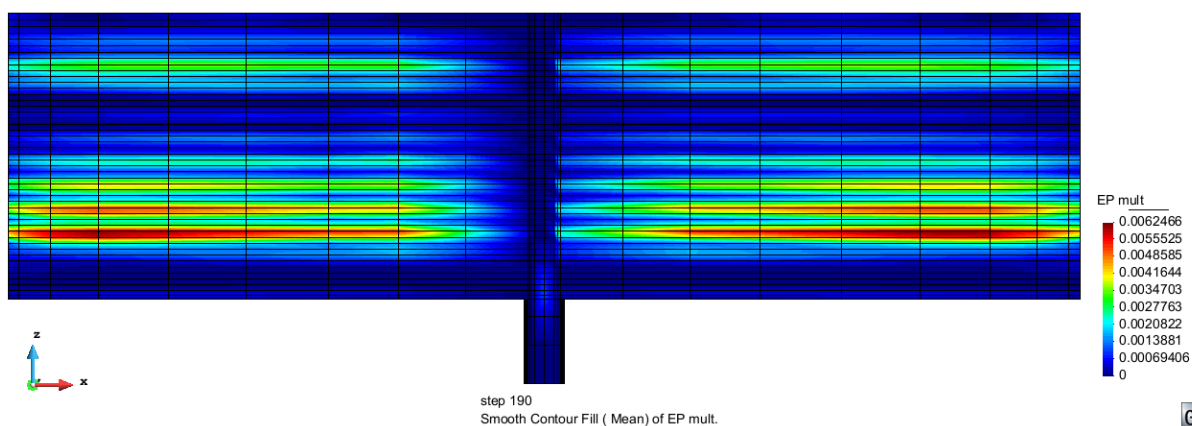


Figura 4.4 – Distribuição das manchas de plastificação, última fase de cálculo, modelo *Calc. Base 3D*

Destaque-se a zona do suporte mais plana (zona do eixo menor), onde se observam as manchas de plastificação mais extensas e com maior valor. O efeito de arco global condiciona as deformações associadas ao modelo de cálculo *Mohr-Coulomb*, verificando-se que as deformações da estrutura de suporte (nomeadamente as paredes) são bastante semelhantes às do poço axissimétrico. Isto significa que a concentração de tensões numa zona mais próxima do fundo da escavação implica que o desenvolvimento dos maiores deslocamentos se dê nessa mesma zona.

Ora é expectável que a deformação associada à consideração de um modelo elástico se traduza numa diferença em relação aos resultados deste cálculo, mais concretamente na redução dos mesmos. A diferença de valores, além de ser visível na ordem de grandeza das deformações experimentadas, também se irá refletir na região do maciço que experimenta maiores deformações, pois não há essa mobilização de tensões das zonas que iniciam a plastificação para a zona mais intacta do maciço (zona a escavar).

Seguidamente apresenta-se a validação do modelo elástico, comparando-se numa primeira fase os resultados obtidos no modelo 2D e avaliando-se numa fase final deste capítulo o comportamento da Estação de Salgueiros. Através da comparação das deformações dos elementos estruturais principais de maneira individual procura-se resumir o comportamento global da estação e enquadrar os resultados produzidos pelo cálculo elástico com os obtidos no trabalho de Topa Gomes.

4.4. VALIDAÇÃO DO MODELO ELÁSTICO

4.4.1. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS PARA O CASO DE ESTUDO 2D

Uma primeira crítica que se pode fazer, logicamente, é a afetação dos resultados consequente da alteração do modelo de comportamento do solo e como tal consideração pode influenciar os resultados obtidos nos diferentes tipos de malhas estudadas.

Numa primeira fase recorreu-se ao modelo computacional 2D, criado para o estudo de um poço circular (apresentado no Capítulo anterior), impondo-se um comportamento do solo baseado no modelo elástico. Os resultados que se apresentam seguidamente, obtidos para a última fase de cálculo, traduzem os deslocamentos horizontais para o modelo de cálculo mecânico (*No water balance* - a traço contínuo azul), que corresponde a um cálculo puramente mecânico, e para o *Modelo Elástico* (a traço interrompido vermelho).

Da análise da figura 4.5 observa-se que o andamento das curvas é semelhante e que as maiores diferenças entre os resultados obtidos correspondem aos níveis de escavação mais profundos. É de salientar que para profundidades superiores a 10 metros, as diferenças entre as curvas podem ascender aos 30%. Relembre-se a evolução das manchas de plastificação em profundidade (figura 3.12) onde se pode visualizar um progressivo aumento das regiões plastificadas em função do aumento da profundidade o que, pela adoção de um critério de rotura que considera patamar de cedência, resulta em valores de deslocamentos da parede maiores que os obtidos pelo modelo elástico.

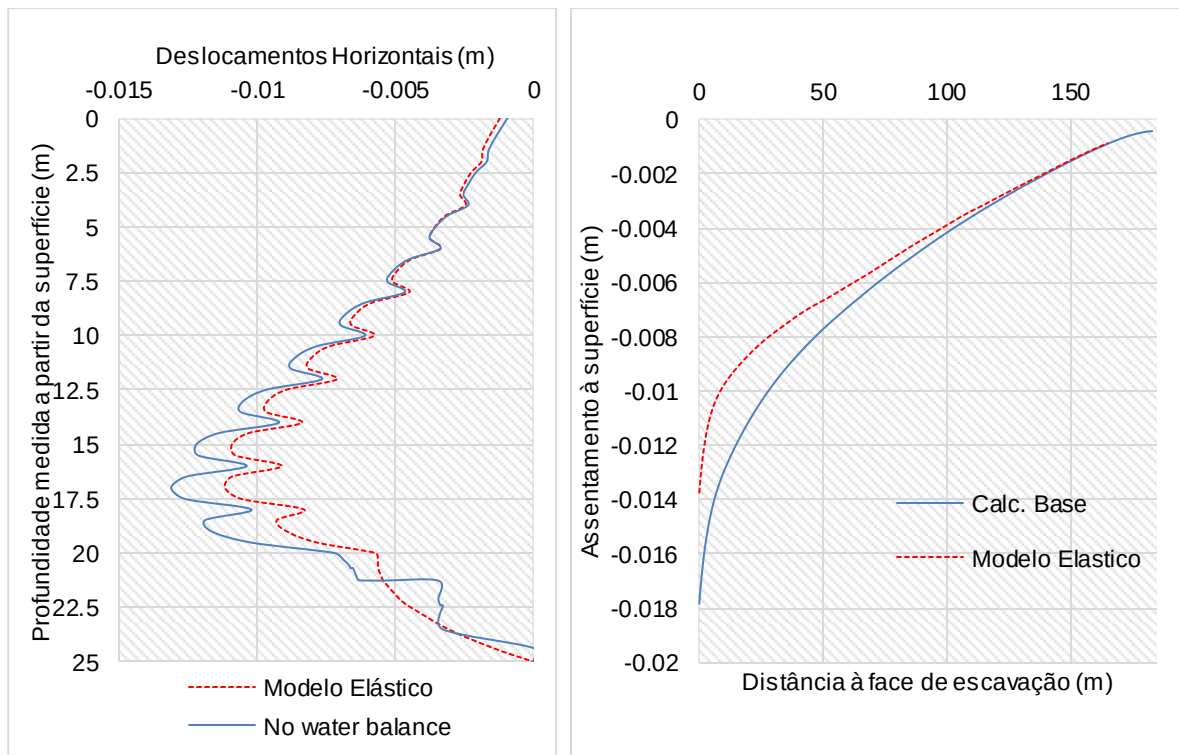


Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais e assentamentos à superfície (poço axissimétrico, malha 2D)

Relativamente aos movimentos na direção vertical optou-se por representar graficamente os resultados obtidos para o *Modelo Elástico* e para o modelo *Cálc. Base* por se terem observado as maiores diferenças neste caso. A adoção de um modelo de comportamento elástico pode-se revelar condicionante isto porque se obteve uma redução dos assentamentos à superfície em cerca de 25% em comparação com os resultados obtidos do modelo *Cálc. Base*. Deixa-se por isso a ressalva de que, apesar de a uma distância superior a 25 metros (medida partir do eixo de aximetria vertical) o valor da diferença não ultrapassar os 20%, o enquadramento deste tipo de obras em meio urbano e a importância da correta previsão destas deformações pode inviabilizar a adoção deste modelo para se fazer um correto dimensionamento.

Relembre-se novamente que o objetivo desta análise não se prende tanto com a exata previsão dos assentamentos e deslocamentos da parede, mas antes a possibilidade da consideração do modelo elástico como ferramenta de trabalho para a análise do comportamento global da Estação de Salgueiros. Sobre este aspeto pode-se concluir que, apesar dos valores obtidos serem ligeiramente menores, o perfil de deslocamentos e assentamentos retrata bem o caso de estudo.

4.4.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS PARA CASO DE ESTUDO 3D – MALHA COMPLETA

Apesar das considerações tecidas anteriormente revelarem o carácter pouco conservativo deste modelo face à previsão dos assentamentos à superfície e dos deslocamentos do maciço num modelo 2D, dado que a ordem de grandeza das diferenças está na casa dos milímetros, concluiu-se que seria importante clarificar a influência da utilização deste mesmo modelo para uma simulação numérica 3D. A utilização do modelo elástico permitiria reduzir significativamente os tempos de cálculo e processamento de resultados (uma economia temporal da ordem dos 70%, passando o cálculo a demorar cerca de 6 horas) o que levou ao desenvolvimento de alguns casos de estudo, que se apresentarão no final deste trabalho.

Realizou-se por isso um estudo de cada um dos elementos individualmente, com o objetivo de melhor compreender o comportamento global deste tipo de obra. Desde já se deixa a ressalva que uma mais detalhada descrição e análise dos elementos que seguidamente serão apresentados pode ser encontrada no trabalho de Topa Gomes (2008), com especial destaque para o comportamento diferido da viga transversal, a qual foi analisada recorrendo a um modelo computacional vocacionado para a análise visco-plástica de estruturas com construção evolutiva suscetíveis de serem discretizadas através de elementos lineares, desenvolvido em conjunto com Ferraz (2009).

A imagem seguinte apresenta uma amplificação da malha completa na zona da escavação, representando os pontos 1 e 2 as direções onde se compararam os valores dos deslocamentos da parede (eixo menor da elipse e eixo longitudinal, respetivamente). Avaliou-se ainda a deformação dos poços circulares de pequeno diâmetro (contorno exterior, número 3) e a evolução do levantamento da viga a meio vão (direção 4).

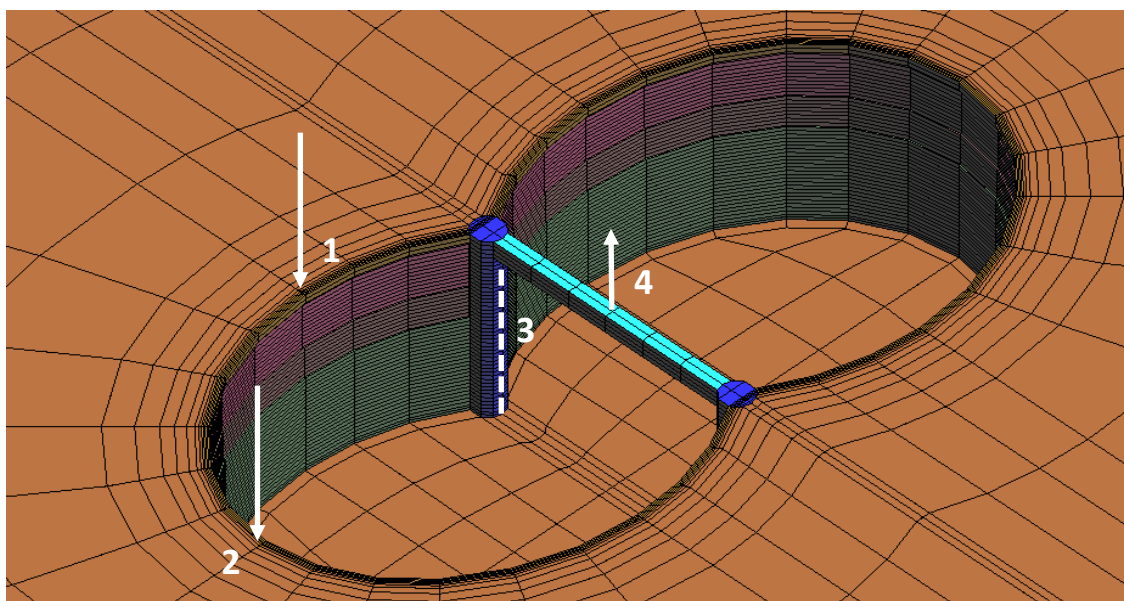


Figura 4.6 – Representação dos pontos críticos da malha para comparação de resultados

A notação que se utiliza de seguida procura ser o mais simples possível. Assim, para designar os resultados obtidos por Topa Gomes (2008) utilizar-se-á a designação *CB* ou *Cálculo Base*, que corresponde a um cálculo baseado no modelo de *Mohr-Coulomb*. Os modelos *Elastic* representam obviamente o cálculo em regime elástico linear e a notação “malha completa” e “malha simplificada” representam, respetivamente, a malha integral da Estação de Salgueiros e a malha em que só se

representa um quarto desta. A designação “ponto” ou “nó” não deve ser tida como literal, usando-se esta nomenclatura para designar as direções segundo as quais se compararam valores.

4.4.2.1. Análise da deformação das paredes

O comportamento global da escavação é em tudo semelhante ao que se apresentou e discutiu no Capítulo 3, mais concretamente a evolução e o andamento dos deslocamentos horizontais. Verificou-se que segundo a direção longitudinal, que corresponde ao eixo maior da elipse (nó 2), os deslocamentos experimentados pelo maciço são inferiores aos que se desenvolvem na direção perpendicular, isto é, segundo a direção do menor eixo. Segundo o eixo maior da elipse (nó 2), verificou-se uma convergência do maciço no sentido da escavação que não ultrapassa os 0,9 cm para a profundidade que experimenta maiores deformações (entre os 10 e os 12 m de profundidade) sendo de referir que o topo da estrutura de suporte, para esta direção, se desloca no sentido do maciço. O cálculo através do modelo elástico traduziu-se numa diferença máxima de 5 mm, valor esse que se traduz numa redução de cerca de 30% para os deslocamentos horizontais no sentido da escavação.

Já para a direção do eixo menor da elipse os deslocamentos apresentam uma visível diferença nomeadamente no que se refere à sua evolução em profundidade. A consideração do modelo elástico implica que o comportamento da estrutura de suporte se diferencie já que, ao invés do modelo *Calc. Base*, os deslocamentos máximos não se verificam para as profundidades mais próximas da cota de fundo da escavação mas antes para uma profundidade intermédia, que ronda os 9-10 metros. Os deslocamentos podem ascender aos 2,5 cm, sendo que a maior diferença registada não ultrapassa os 6 mm (o que se traduz numa diferença máxima de cerca de 25%).

São particularmente interessantes as diferenças observadas na direção do nó 1. Como se discutiu anteriormente, esta diferença deve-se ao fenómeno do efeito de arco. A movimentação do maciço e a deformação experimentada pelos níveis inferiores (registada no modelo *CB*) implica que se dê uma espécie de rotação e o consequente movimento das zonas superiores do maciço no sentido oposto à escavação, explicando isto o facto de se obterem maiores valores de deslocamentos para o modelo *Elastic* nos níveis menos profundos da escavação. Note-se que existe também alguma contribuição do efeito de arco em planta na medida em que, a plastificação do maciço, leva a que haja uma transferência em planta para as zonas mais rígidas, isto é, os poços e o eixo longitudinal. Há por isso um alívio de carga no eixo menor da elipse, o que faz com que a diferença seja menos significativa.

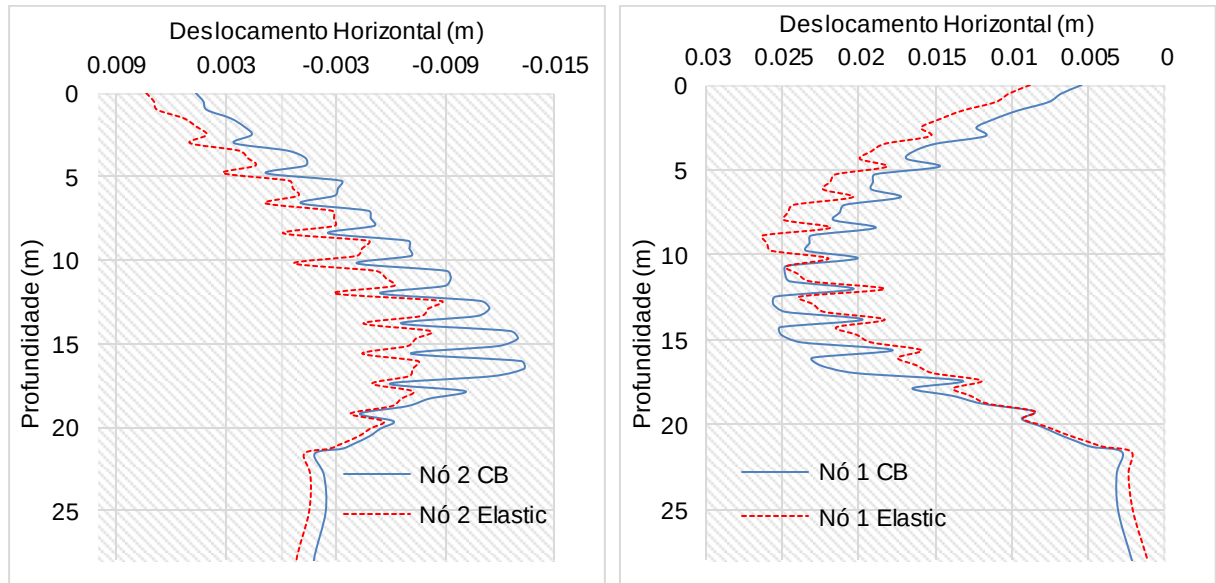


Figura 4.7 – Deslocamento horizontal da parede no alinhamento 2; deslocamento horizontal da parede no alinhamento 1;

4.4.2.2. Análise do pórtico

Outro aspeto merecedor de consideração é a deformação da estrutura de suporte, nomeadamente o pórtico, e a interação entre os poços circulares de pequeno diâmetro e a viga transversal de elevada rigidez. Como se mencionou num capítulo anterior, o comportamento deste tipo de estrutura é condicionado maioritariamente pelos esforços axiais, que se desenvolvem ao longo da membrana, resultantes dos impulsos das terras suportadas.

Mencionou-se anteriormente também que o valor dos momentos, na direção vertical, não pode ser desprezável mas verificou-se que a sua influência é sobretudo notória no desenvolvimento das deformações da parede, mais concretamente para os níveis mais profundos da escavação. Refira-se novamente que apesar do esforço axial ter uma parcela que se anula (pela intersecção das elipses), a componente não equilibrada desta força implica uma deformação dos poços circulares de pequeno diâmetro, como se mostra na imagem seguinte.

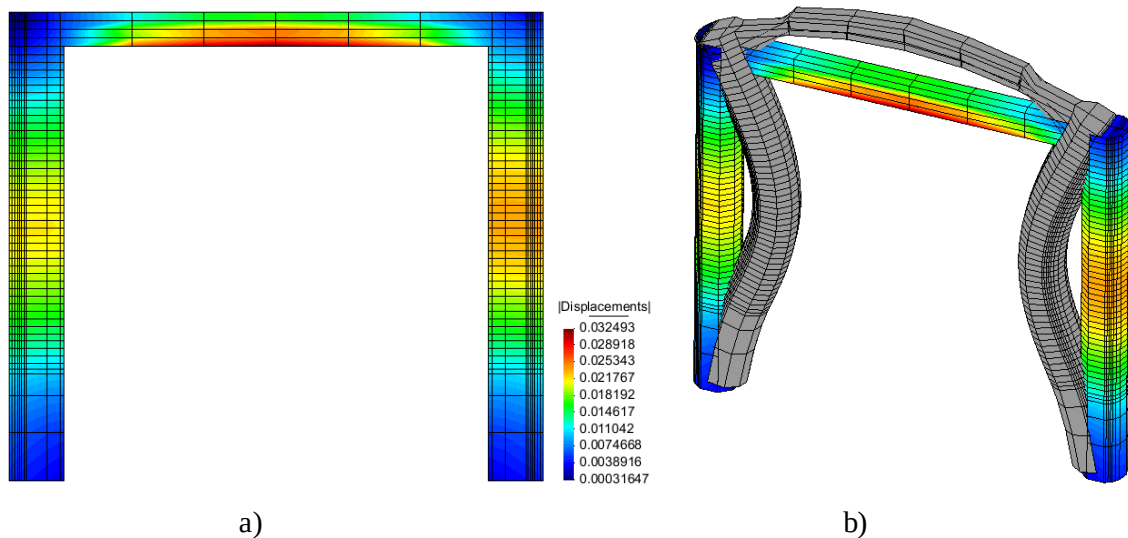
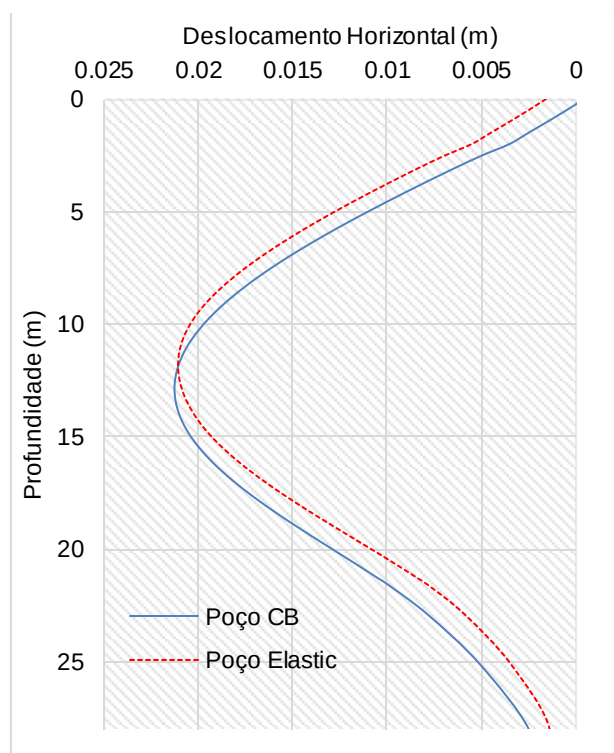


Figura 4.8 – a) Deslocamentos finais para o pórtico; b) malha deformada (cinzento) para o pórtico

Na imagem do lado direito apresenta-se uma malha deformada (a cinzento) dos deslocamentos com um fator de ampliação alto (de 200). Sobre a deformação do pilar do pórtico observa-se o considerável movimento a meio vão no sentido da escavação (obteve-se um deslocamento máximo de 2,1 cm para o ponto de média altura, para o modelo elástico) e é deste movimento de flexão, juntamente com o facto de parte do poço se encontrar enterrado, que se imprime uma rotação à viga de elevada rigidez, contrariando o efeito do peso próprio.

A máxima diferença obtida, quando se comparam os resultados do modelo elástico com os produzidos no cálculo base, é da ordem dos 2 mm. A figura 4.9 representa a evolução dos deslocamentos do contorno exterior dos poços circulares de pequeno diâmetro, em função da profundidade, para os dois modelos de cálculo. Observa-se novamente uma discordância para a profundidade na qual se dão os deslocamentos máximos podendo tal facto ser explicado pela deformação experimentada pelas paredes (como se apresentou anteriormente).

Figura 4.9 – Deformação do poço circular para os modelos *Cálc. Base* e *Elástico*

O controlo das deformações, especialmente a previsão da deformação da viga, mostram-se fundamentais para o correto dimensionamento da mesma. Relembre-se que é esta peça que assegura a estabilidade global da obra, no final da escavação, sendo contudo a sua importância estrutural menor para a fase definitiva da obra. A existência de quatro níveis adicionais para o travamento definitivo das paredes (laje de fundo, piso técnico, mezanino alto e laje de cobertura) implica um esforço maior das paredes das elipses em fase provisória ao invés da definitiva.

Procurou-se numa primeira fase avaliar o desenvolvimento dos deslocamentos verticais do ponto médio a meio vão da viga em função do tempo. Visto que a viga transversal só fica materializada no modelo computacional ao 9º dia, verifica-se um assentamento de cerca de 5 mm devido ao efeito do peso próprio. A partir desta fase observa-se uma evolução quase linear dos deslocamentos em função do tempo, atingindo-se um valor máximo de cerca de 32,5 mm no último fase de cálculo. Importa referir que os valores registados em obra foram de cerca de 6 mm para os efeitos do peso próprio e de 32,6 mm no que se refere ao levantamento total da viga, o que corresponde a um erro por defeito muito pouco significativo resultante da consideração do modelo elástico. Importa contudo referir que a evolução destes deslocamentos no tempo é consideravelmente distinta das medições feitas em obra.

Visto que as deformações experimentadas pelo pórtico divergem muito pouco significativamente dos valores que foram registados no *Calc. Base*, concluiu-se que as tensões que se instalam nesta parte da estrutura, pelo cálculo em modelo elástico, também não apresentam consideráveis diferenças. Apresentam-se por isso seguidamente apenas os resultados obtidos para este último cálculo.

Da consideração tecida no parágrafo anterior, optou-se ainda por fazer uma análise das tensões nas três direções do espaço, já que esta discretização permite clarificar alguns conceitos introduzidos ao longo deste Capítulo sobre o comportamento e deformação desta parte da estrutura de suporte. Na série de imagens seguintes estão representadas assim as tensões instaladas para a última fase de cálculo, para meio pórtico, nas direções x , y e z respetivamente, sendo que o referencial utilizado está alinhado com os eixos de simetria da estação.

As tensões na direção x , alinhada com o eixo de maior dimensão da elipse, que se apresentam na primeira imagem refletem o comportamento de toda a estrutura de suporte. O progresso da escavação introduz sucessivamente acréscimos na tensão axial nas paredes da elipse, tensões essas que da condição de simetria do poço, convergem e parcialmente se anulam na zona de intersecção, materializada pelos poços circulares de pequeno diâmetro. É por isso visível que segundo esta direção os esforços predominantes nos poços sejam os de compressão. Apesar de na direção y , alinhada com o eixo de menor dimensão da elipse, a escala de cores deixar a dúvida sobre que tipo de tensões está sujeito o poço circular, verificou-se numa análise mais detalhada a este elemento que as tensões predominantes nesta direção são também as de compressão. De referir que os valores na escala se encontram em *MPa*.

No que concerne às tensões na direção y , alinhada também com a viga de travamento, evidencia-se o efeito mencionado anteriormente do levantamento da viga. É dessa condição que resultam os níveis de compressão na parte inferior da viga bem como os níveis de tração quer na parte superior da viga, quer no topo dos poços. As tensões na direção z , apresentadas na imagem mais à direita, resultam também da deformação experimentada pelos poços circulares, referida anteriormente. A flexão provocada pelos impulsos de terra implica o desenvolvimento de tensões de tração que podem ascender até aos 5 *MPa*.

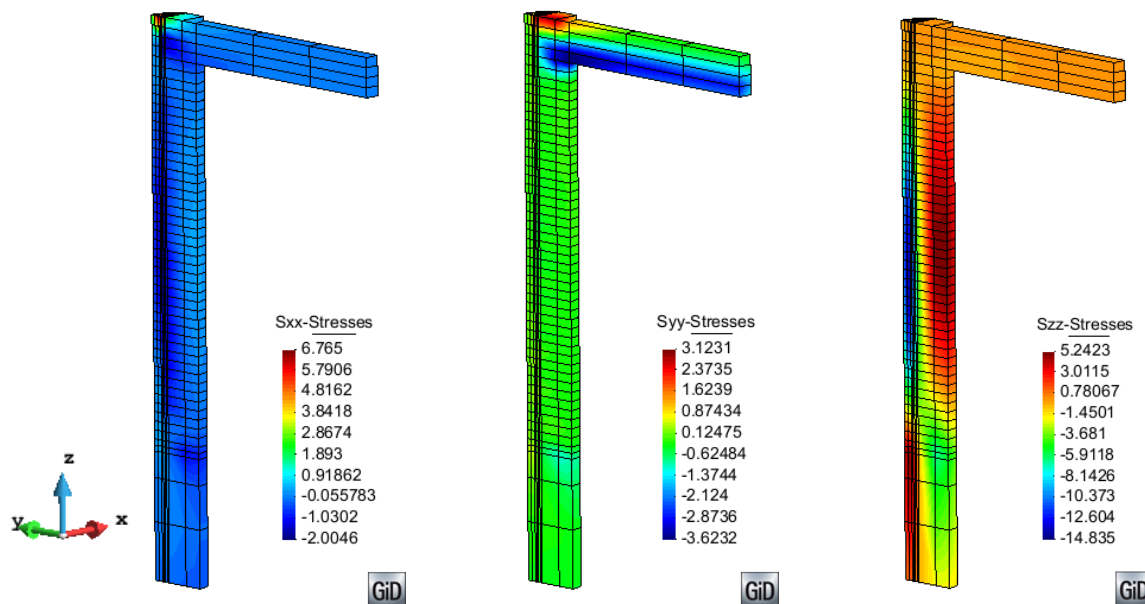


Figura 4.10 – a) S_{xx} -Stresses – tensões na direção x, eixo maior da elipse; b) S_{yy} -Stresses – tensões na direção y, eixo menor da elipse; c) S_{zz} -Stresses – tensões na direção z, direção vertical

4.5. NOTA FINAL

Como se tentou mostrar ao longo do presente Capítulo, os resultados produzidos pela consideração do modelo elástico não introduzem diferenças substanciais no que toca á geração dos resultados. Pontualmente foram discutidas as diferenças mais significativas e as suas causas, sendo que de um modo geral se obtiveram valores ligeiramente inferiores ao cálculo base realizado anteriormente por Topa Gomes. Importa referir novamente que a adoção deste modelo foi a solução preconizada visto que o modelo de cálculo original, e nos estudos paramétricos que o autor se propôs a fazer, verificou-se um problema de não convergência do cálculo ou eram gerados resultados com pouca adesão à realidade.

Refira-se ainda que o presente estudo sobre poços elípticos sempre foi orientado para clarificar aspetos típicos do comportamento deste tipo de estruturas. O objetivo era por isso perceber a influência de algumas variáveis e qual a sua importância quer a nível hidráulico quer a nível mecânico. Considerou-se por isso mais útil, do ponto de vista da aplicação deste processo construtivo, fazer um estudo do andamento global das deformações e como poderiam sofrer alterações (pela mudança de algumas variáveis do problema), do que propriamente quantificar e determinar com a maior precisão possível estas mesmas deformações.

Como se mencionou, dos problemas experimentados ao longo deste trabalho, determinou-se que o mais produtivo seria abordar separadamente as variáveis que poderiam influenciar o comportamento

hidráulico das que poderiam afetar o comportamento mecânico. Assim sendo, e dado que já foram abordadas algumas variáveis hidráulicas no Capítulo anterior, apresenta-se seguidamente alguns estudos paramétricos onde se procurou abordar a questão da heterogeneidade do solo, avaliando dessa maneira os aspetos principais associados ao comportamento mecânico.

5

COMPORTAMENTO MECÂNICO

5.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Um aspeto que se revelou particularmente caracterizador deste tipo de processo construtivo é a sua adequabilidade e a sua empregabilidade para a realização de escavações em meio urbano. Além das vantagens económicas como a redução do volume de sobrecavação, a não utilização de elementos de

suporte externos (entre outras), a escavação de poços pelo método da escavação sequencial traduz-se numa significativa redução do período da obra, quando comparada com as soluções tradicionais. Contudo, desde o início se apresentou a premissa de que o comportamento deste tipo de estrutura seria tanto melhor quanto mais homogêneas fossem as propriedades do maciço envolvente. A realidade contudo é bem diferente o que, particularmente no caso dos solos residuais, se reflete pela variabilidade de propriedades como se apresentou no Capítulo 2.

A questão dos parâmetros resistentes do maciço, mais concretamente a coesão, o ângulo de atrito e o coeficiente de impulso em repouso, foram também objeto de estudo sendo notório o efeito destas características nos deslocamentos durante a fase não suportada da escavação, como conclui Topa Gomes (2008). Apesar do coeficiente de impulso em repouso K_0 não ser verdadeiramente uma propriedade resistente do terreno, o estudo revelou que a variação deste parâmetro se traduz numa acentuada alteração quer dos valores dos deslocamentos previstos para o maciço, quer dos esforços gerados na estrutura de suporte. Do estudo paramétrico que foi alvo este parâmetro e para uma dada gama de valores (aceitáveis para o caso de solos residuais do granito do Porto) obtiveram-se diferenças que atingiram os 30% no que se refere aos deslocamentos e alguns esforços, quando comparando um valor de K_0 superior ao definido para o cálculo base.

Para se compreender como a variação das características mecânicas do maciço poderiam influenciar o comportamento da estrutura de suporte, e de acordo com o que se apresentou no Capítulo anterior, percebe-se que a propriedade que mais influencia a deformação é o módulo de *Young*. É precisamente sobre esta variável que se desenvolveram dois modelos numéricos onde se simulou completamente a Estação de Metro de Salgueiros e sobre os quais se fará uma análise seguidamente. O modelo utilizado por Topa Gomes (2008) como *Calc. Base* servirá como medida de comparação dos resultados já que, de acordo com o que se apresentou no capítulo anterior, a utilização do modelo elástico não se revela preponderante para a avaliação do comportamento global da obra.

Os dois modelos que se desenvolveram resultam da melhoria das propriedades do maciço, nos quais se incrementou o valor do módulo de *Young* em cinco vezes, e onde se optou por fazer uma distinção das propriedades de deformabilidade segundo os eixos de simetria (eixo de simetria longitudinal e eixo de simetria transversal). Note-se que a malha utilizada para estes cálculos é sempre a mesma, divergindo apenas as características do maciço.

5.2. MODELOS DESENVOLVIDOS

Das considerações tecidas anteriormente um primeiro aspeto que pode ser alvo de discussão prende-se com as propriedades que foram adotadas, isto é, o porquê da consideração de um incremento em cinco vezes do módulo de *Young*. Ora o valor definido não é uma escolha aleatória e sem fundamento, resultando a adoção deste valor de uma questão que Topa Gomes (2008) aborda no seu trabalho, sobre a heterogeneidade do solo residual.

Um primeiro aspeto que condicionou a escolha de valores do módulo de deformabilidade tão diferentes prende-se com as medições registadas pelos inclinómetros no decorrer da obra e as diferenças significativas que se verificaram para as medições em diferentes quadrantes da estação. Apresentam-se seguidamente as medições realizadas pelos inclinómetros 1 e 4 (I1 e I4), na direção do eixo transversal da Estação.

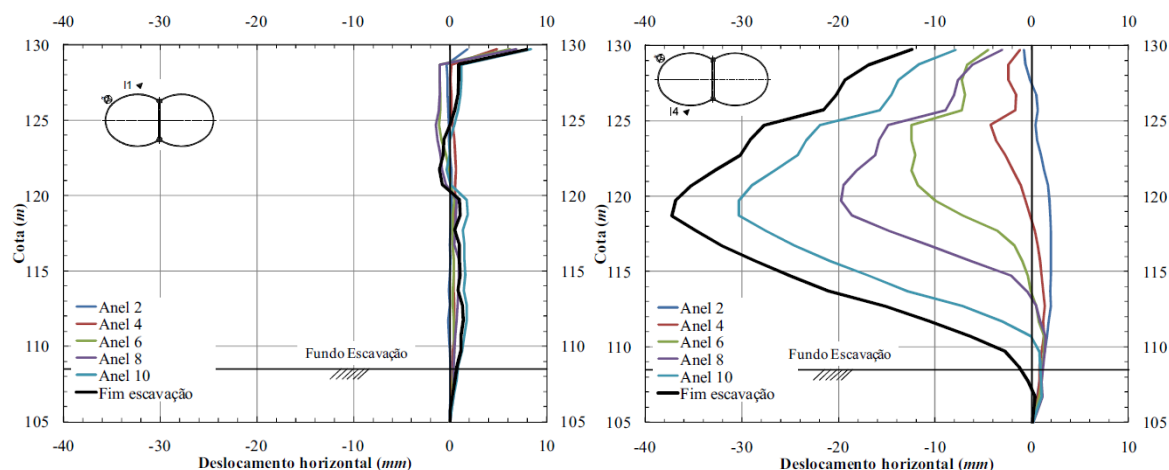


Figura 5.1 – Evolução dos deslocamentos em profundidade na direção transversal da Estação - a) I1; b) I4

Sobre o andamento dos perfis de deslocamentos da parede, é notoriamente visível o contraste entre as duas imagens apresentadas acima. Se para o inclinómetro I1 (figura 5.1 a) os deslocamentos são praticamente nulos, para o inclinómetro I4 (figura 5.1 b) do lado direito observa-se que os deslocamentos podem ascender a cerca de 40 mm para os níveis intermédios da escavação. Ora a explicação de tal facto reside em dois fatores: por um lado, a distância a que os inclinómetros foram instalados da parede condiciona os deslocamentos registados (de notar que o inclinómetro 1 está colocado a 7 m e o inclinómetro 4 a apenas 2 m). Por outro lado, sendo este o principal fator condicionante para a variação dos deslocamentos, verifica-se uma forte heterogeneidade do maciço e cujas alterações nas propriedades mecânicas do maciço se traduzem numa redução considerável das deformações.

Topa Gomes (2008) afirma que, da análise dos ensaios *Cross-Hole* que foram realizados, os valores de G_0 obtidos podem variar entre cerca de 90 MPa e mais de 500 MPa, para diferentes quadrantes da estação, o que significa uma variação de mais de 5 vezes. Acrescenta ainda o autor supracitado que uma análise mais cuidadosa dos valores obtidos é passível de se observar para os níveis superiores, uma variação de G_0 entre 90 e 240 MPa e, para os níveis inferiores, entre 300 e 530 MPa.

Conclui o autor que estas diferenças na ordem de grandeza apontam no sentido de a heterogeneidade do maciço assumir particular importância tanto ou mais do que qualquer fenómeno induzido artificialmente, como por exemplo a sucção originada pelo rebaixamento do nível freático. É exatamente esta questão da heterogeneidade, associada à dimensão considerável da obra, que pode criar dificuldades à modelação de um cenário geotécnico representativo do solo residual, no caso concreto, o do granito do Porto.

Um último aspeto merecedor de atenção, e que de certa forma resume as considerações tecidas nestes últimos parágrafos, prende-se com a deformação da viga de coroamento. A imagem seguinte (retirada do trabalho de Topa Gomes, 2008) apresenta a deformação em planta da viga de coroamento quando se concluiu a escavação.

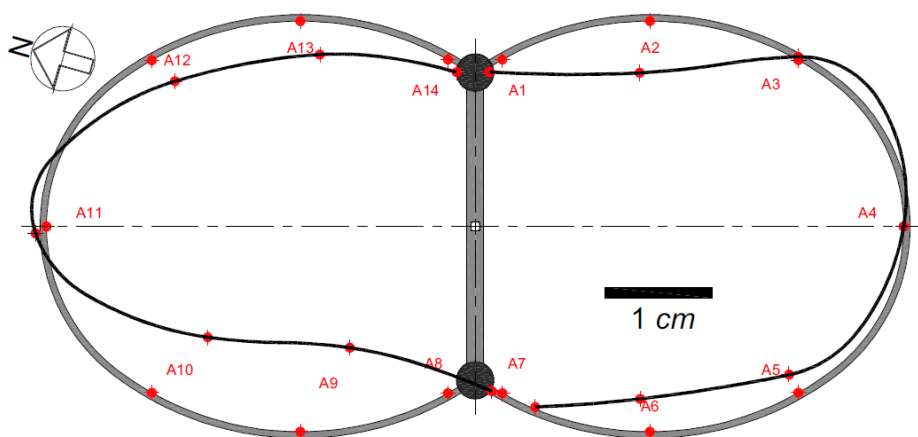


Figura 5.2 – Deformada em planta da viga de coroamento (retirado de Topa Gomes, 2008)

Como refere Topa Gomes (2008) um aspeto muito interessante da deformada que se apresentou na imagem anterior está relacionado com a identificação da heterogeneidade do maciço. Dividindo a estação em 4 partes, verifica-se que a maior deformação ocorre do lado Norte/Poente. De seguida os maiores movimentos ocorrem no lado Sul/Nascente. Esta observação é muito relevante na medida em que se consegue observar como distintos cenários geotécnicos, em diferentes quadrantes da estação, podem afetar o melhor ou pior comportamento global da estrutura de suporte.

Da necessidade de clarificar esta influência desenvolveram-se por isso os modelos, cuja vista de topo se apresenta na figura 5.3. No primeiro caso, mantiveram-se as propriedades “originais”, isto é, as consideradas no cálculo em modelo elástico (que se apresentou no capítulo anterior) abaixo do eixo de simetria longitudinal. No segundo caso, as propriedades foram mantidas constantes à esquerda do eixo de simetria transversal.

Do incremento das propriedades mecânicas, nomeadamente através do aumento do módulo de deformabilidade em parte considerável do maciço, é expectável que se obtenha uma redução nos deslocamentos e nas tensões que se desenvolvem na estrutura de suporte. Adianta-se desde já que se fará uma discretização dos elementos estruturais principais ao longo do subcapítulo seguinte.

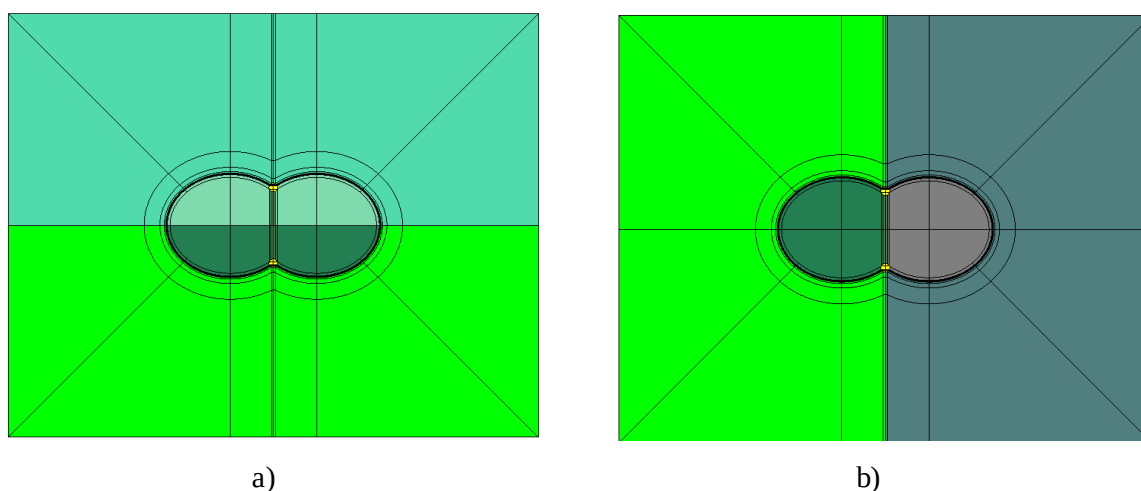


Figura 5.3 – a) Modelo ax - Propriedades divergentes segundo o eixo de simetria longitudinal (abaixo do eixo as propriedades originais, acima incrementadas 5 vezes); b) Modelo ay - Propriedades divergentes segundo o eixo de simetria transversal (à esquerda as propriedades originais e à direita as incrementadas 5 vezes)

5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

De um modo geral verificaram-se que as deformações experimentadas pela estrutura de suporte eram em tudo semelhantes às que tinham ocorrido nos modelos que se apresentaram no Capítulo anterior. Além do levantamento a meio vão da viga transversal e da flexão para o interior da escavação dos poços de pequeno diâmetro, observou-se um “achatamento” da dupla elipse, sendo a ordem de grandeza dos deslocamentos inferior aos obtidos num cálculo anterior.

Como se introduziu no Capítulo 4, o comportamento do pórtico e a interação entre os poços circulares de pequeno diâmetro e a viga transversal de grande rigidez, assumem particular importância para a segurança e para a estabilidade da obra. Desta consideração, os resultados produzidos pelo modelo em que se alteraram as propriedades segundo o eixo de simetria transversal (Figura 5.3 b) mostrar-se-ão menos importantes, do ponto de vista de clarificar a influência da heterogeneidade do maciço, visto que o incremento das propriedades na metade “direita” do maciço em muito condicionará as deformações dos poços circulares.

5.3.1. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DA VIGA DE COROAMENTO

Comece-se por analisar a deformação da viga de coroamento, isto porque se observou que nos modelos *Cálc. Base* e *Elastic* houve um movimento peculiar deste elemento. Se por um lado se verificou uma divergência da estrutura de suporte adjacente às extremidades do eixo longitudinal no sentido do maciço, por outro lado houve uma convergência das regiões vizinhas às extremidades dos eixos menores das elipses no sentido da escavação (zona onde o suporte é mais flexível e com maior raio de curvatura). Para avaliar a influência que a alteração das propriedades do maciço tem na deformação deste elemento estrutural representaram as malhas deformadas para este elemento para os diferentes modelos numéricos.

A sequência de imagens seguinte representam um pormenor da deformação quer da viga de coroamento quer dos poços circulares de pequeno diâmetro, onde estão representados os deslocamentos totais para a última fase de cálculo (com um fator de ampliação de 300 vezes) e onde é notório o comportamento mencionado no parágrafo inicial sobre o “achatamento” da elipse.

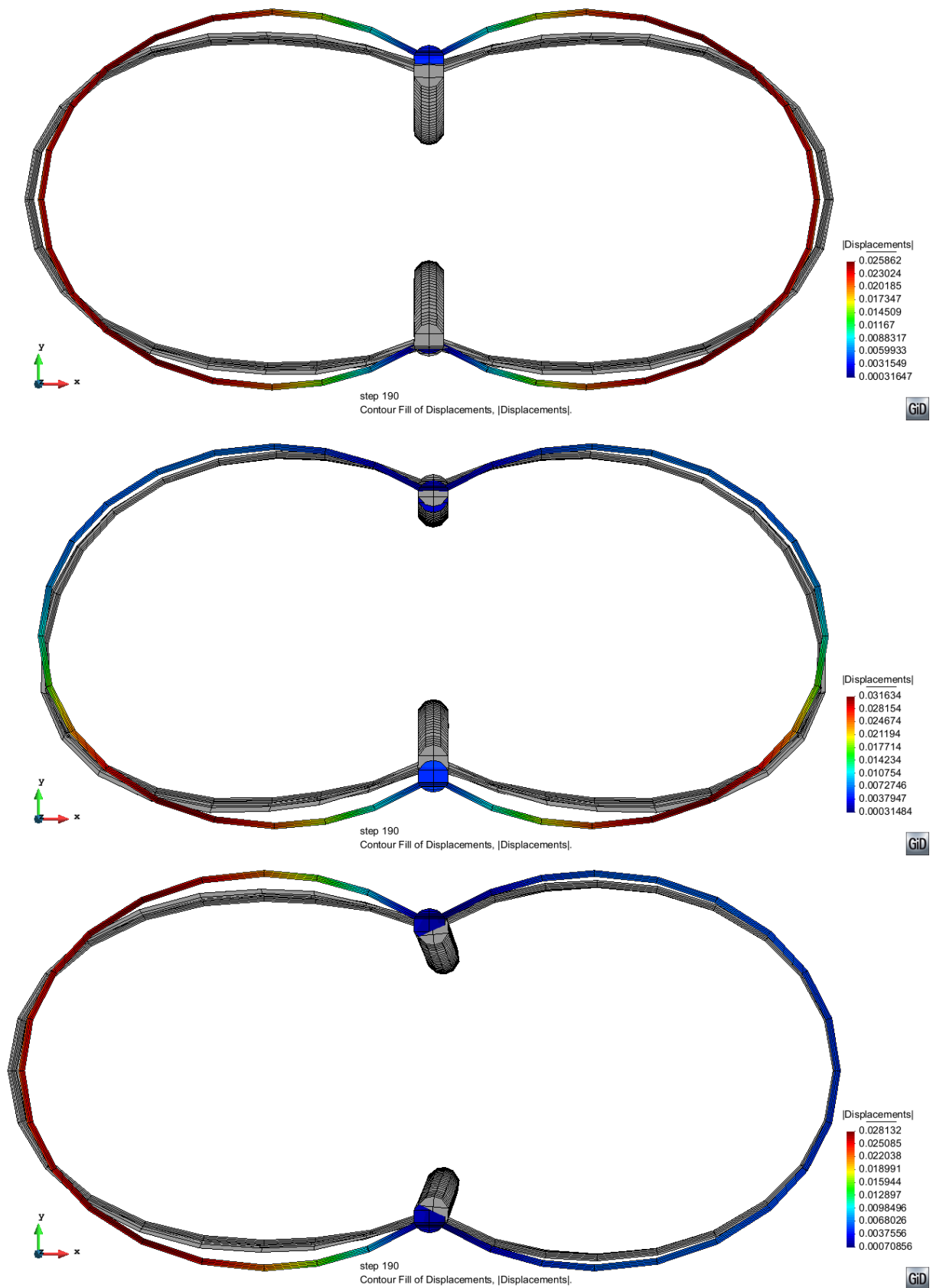


Figura 5.4 – Deformação total da viga de coroamento e dos poços circulares para o modelo *Cálculo Base*; Assimetria longitudinal (a_x); Assimetria transversal (a_y)

A consideração de um solo com propriedades homogêneas entre todos os quadrantes da estação é um fenómeno altamente irrealista como se referiu, mas é desta consideração que resulta uma deformada simétrica. De facto, e como seria expectável durante a construção da estação de metro de Salgueiros, o conjunto de alvos que se instalaram na obra e as consequentes medições que se realizaram, permitiram compreender a forte influência que as propriedades do solo têm no comportamento da estrutura de suporte.

Observa-se por isso na primeira imagem que na região adjacente às extremidades do eixo longitudinal há um movimento da viga de coroamento no sentido do maciço bem como uma convergência, das zonas adjacentes ao eixo menor das elipses, no sentido da escavação. Sobre este aspeto, a consideração dos modelos assimétricos traduziram-se numa diferença notória no comportamento. Por um lado, o modelo em que se considerou uma alteração das propriedades segundo o eixo longitudinal, resulta numa redução significativa dos deslocamentos experimentados ao longo da viga de coroamento junto à zona do maciço em que se incrementou o módulo de *Young*. Este aspeto é visível pela cor azulada, que representa deformações totais praticamente nulas.

Por outro lado, no modelo em que a assimetria de propriedades se faz segundo o eixo transversal da estação, ocorre uma deformação que em tudo representa as condições adotadas no desenvolvimento deste modelo numérico. Isto significa portanto que se verifica novamente que toda a viga de coroamento adjacente à zona do maciço em que as propriedades foram incrementadas, tem deslocamentos praticamente nulos.

É de notar a grandeza dos deslocamentos associada aos diferentes modelos, dado que os valores apresentados correspondem ao deslocamento total, estando contabilizadas as parcelas nas três direções do espaço. De referir ainda que a parcela vertical, ou seja, os deslocamentos segundo o plano *z*, se assume como a principal já que se verifica um assentamento considerável da viga de coroamento para todos os modelos (cerca de 2 a 2,5 *cm* na zona mais deformada).

Tendo em atenção o que se mencionou anteriormente, em conjunto com a consideração do modelo elástico e com a melhoria das propriedades de deformabilidade de parte do maciço, seria expectável que os valores máximos do deslocamento deste elemento estrutural fossem menores em ambos os modelos estudados. Contudo o que se verifica é que ambos os modelos elásticos produzem deslocamentos maiores, quando comparados com o modelo *Cálc. Base (Mohr-Coulomb)*, o que evidencia desde já um aspeto que caracteriza a influência da heterogeneidade do solo: a pior resposta da estrutura de suporte, quando em comparação com um cenário de características homogêneas.

Apresenta-se contudo a ressalva de que o parâmetro que serviu para esta reflexão, isto é, os deslocamentos totais (*Displacements*) não são a melhor ferramenta para avaliar a questão do melhor ou pior comportamento estrutural.

Um último comentário sobre a influência da heterogeneidade do solo em profundidade prende-se com a influência que esta consideração tem nos dois modelos desenvolvidos. Como se apresentou, o plano de simetria transversal da Estação contém o eixo dos poços e é segundo este plano que se diferenciam as propriedades do maciço para o segundo modelo desenvolvido. O que se observa é que em todos os modelos há um levantamento do fundo da escavação consequente do alívio de tensões verticais, mas que estes movimentos verticais e o consequente levantamento parcial dos poços circulares, quando comparado com os restantes modelos, é inferior para o caso da assimetria de propriedades segundo o plano transversal.

Uma consequência desta redução dos levantamentos, e o facto dessa redução se dar apenas para metade do poço, condiciona a deformação global que este elemento estrutural experimenta havendo

para além da deformação por flexão (que se discutirá posteriormente), uma pronunciada rotação do poço no sentido da escavação (para a zona onde as propriedades foram incrementadas) e como mostra a última imagem da sequência 5.4.

De notar que os valores obtidos para o levantamento do fundo da escavação têm pouca adesão à realidade porque o modelo que foi estabelecido para o comportamento do solo, em todos os casos, não incorpora a variação do módulo de *Young* consoante a trajetória de tensão. Isto significa portanto que os valores produzidos pelos modelos numéricos são relativamente maiores aos que se registaram em obra. O que se verifica na realidade portanto é que o módulo de deformabilidade em carga é notoriamente diferente do módulo de deformabilidade de descarga (sendo o valor em descarga consideravelmente superior). Pretendeu-se sobretudo avaliar a influência da heterogeneidade do maciço no comportamento da estrutura do que propriamente prever deslocamentos e analisar com precisão as deformações.

Optou-se por isso novamente por discretizar os principais elementos intervenientes no comportamento e deformação da estrutura de suporte. Avalia-se por isso no subcapítulo seguinte as deformações da estrutura de suporte nas direções principais (que se apresentam na imagem seguinte), bem como a deformação dos poços circulares de pequeno diâmetro (contorno exterior) e a evolução do levantamento da viga transversal. Numa fase final discute-se ainda as principais diferenças que os modelos onde se impõe uma condição de heterogeneidade poderão condicionar as opções tomadas em projeto, nomeadamente para o dimensionamento da viga.

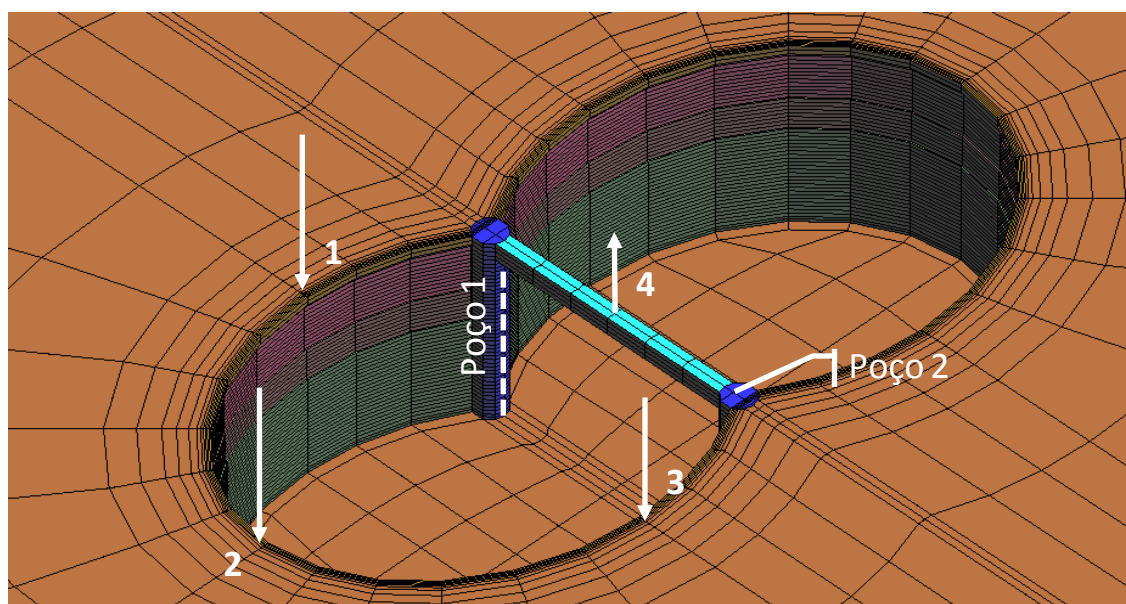


Figura 5.5 – Representação dos pontos críticos da malha para comparação de resultados

5.3.2. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Uma primeira consideração que deve ser tida em conta, antes de se proceder à discussão dos resultados obtidos, prende-se com os dados que se mostram interessantes comparar para clarificar qual a influência que a heterogeneidade do solo pode assumir. Optou-se, relativamente a este aspeto, por não se representarem as deformações experimentadas pelas paredes nas regiões do maciço cujas propriedades foram incrementadas visto que esses valores eram muito reduzidos (praticamente nulos) e a sua representação em nada contribuiria para a análise do problema.

Um primeiro aspeto particularmente interessante sobre a heterogeneidade do maciço, e que se mostra como um aspeto comum entre todos os modelos desenvolvidos, prende-se com a influência desta característica concreta dos solos residuais no comportamento da estrutura de suporte, nomeadamente a sua influência local ou pontual. De facto, com o incremento do módulo de *Young* em metade do maciço, era espectável que os deslocamentos experimentados pelas paredes reduzissem significativamente quando comparados com o modelo *Cálc. Base*. Tal consideração só se mostra como verdadeira nas regiões do maciço em que o módulo de deformabilidade foi aumentado já que, nas restantes zonas da escavação, o comportamento da estrutura de suporte em muito se assemelhou à que foi apresentada no Capítulo 4, aquando da discussão e validação do modelo de cálculo em regime elástico linear.

O que se verificou portanto foi que a melhoria das propriedades mecânicas em parte do maciço não produzem uma melhoria significativa no comportamento da totalidade da estrutura de suporte. As zonas do suporte adjacentes às regiões do maciço em que as propriedades se mantiveram iguais às originais, experimentaram deslocamentos horizontais com ordem de grandeza muito semelhante aos obtidos no *Calc. Base* o que mostra a afetação pontual, ou local, que a heterogeneidade pode desempenhar.

Novamente se verificou que, para os modelos desenvolvidos, os deslocamentos máximos se verificam a uma altura intermédia da escavação (mas relativamente menos profunda, quando comparada com a altura em que se dão os máximos deslocamentos no *Cálc. Base*) o que reflete a importância do efeito de arco global, como se apresenta no Capítulo 4.

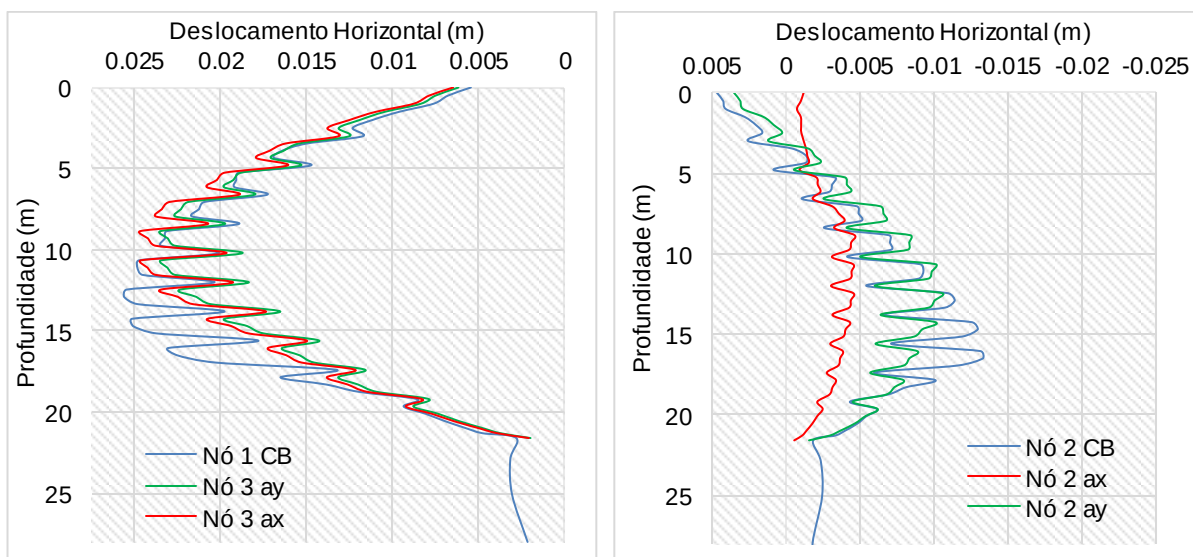


Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais última fase de cálculo de todos os modelos; a) direção 1 e 3; b) direção 2

As imagens anteriores representam a evolução dos deslocamentos em profundidade para as direções 1, 2 e 3 (ver figura 5.5), sendo que a nomenclatura “ay” e “ax” representa a direção segundo a qual há assimetria nas propriedades do maciço (*i.e.*, “ax” corresponde ao modelo em que as propriedades divergem segundo o eixo de simetria longitudinal) e a sigla *CB* representa o modelo *Cálc. Base* (usado por Topa Gomes, 2008). Note-se que as direções 1 e 3 correspondem ao alinhamento no eixo menor da elipse (sendo por isso comparáveis) e que a direção 2 corresponde ao alinhamento no eixo maior da elipse.

Relativamente aos movimentos horizontais para as direções 1 e 3, verifica-se que o andamento das curvas é bastante semelhante. A principal diferença que se observa na figura 5.6 a) resulta, como se mostrou anteriormente, do fenómeno de efeito de arco global e que condiciona os deslocamentos no modelo *CB*, resultando em maiores níveis de deformação para profundidades mais próximas da cota da base de escavação (-21,6 m). Da comparação dos modelos desenvolvidos observa-se ainda que, apesar da ordem de grandeza das diferenças não ultrapassar os 3 mm, o modelo *ay* apresenta deslocamentos menores o que resulta do facto de, neste modelo, os poços circulares de pequeno diâmetro estarem em contacto com a parte do maciço em que as propriedades foram incrementadas, o que condiciona os deslocamentos experimentados por estes e consequentemente reduz a deformação das paredes

Para a direção 2, que corresponde ao alinhamento na extremidade do eixo maior da elipse, as notórias diferenças do modelo *ax* (assimetria segundo o eixo longitudinal) advém do incremento das propriedades do maciço. Relembre-se que a direção 2 está contida no plano longitudinal de simetria da Estação de Salgueiros e segundo o qual foram diferenciadas as propriedades do modelo. Apesar dos deslocamentos serem praticamente nulos (inferiores a 5 mm) há um movimento global no sentido da escavação. Esta noção (do movimento no sentido da escavação) e este perfil de deslocamentos, se analisado independentemente em nada contribuiria para a compreensão do comportamento da Estação. Apenas pela comparação com os restantes modelos se valida a ideia de que, associado ao movimento do maciço no sentido da escavação (para profundidades intermédias a profundas), há também um movimento do maciço em sentido contrário para profundidades menores, que pode ser visto como uma rotação da estrutura de suporte. A comparação dos modelos *ay* e *CB* evidenciam esta ideia já que, para o caso onde se verificam os maiores deslocamentos horizontais no sentido da escavação também se confirmam os maiores movimentos do topo da estrutura de suporte no sentido do maciço.

5.3.3. ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO DO PÓRTICO

Como se apresentou numa primeira fase, é expectável que as deformações do pórtico e a interação entre os elementos estruturais que o constituem sejam particularmente afetados pela consideração de um maciço com propriedades heterogéneas. No presente subcapítulo avalia-se qual o papel que a heterogeneidade pode assumir na deformação dos poços circulares de pequeno diâmetro bem como no levantamento da viga, adiantando-se desde já que a melhoria das propriedades do maciço se traduzirá numa redução considerável das deformações em ambos os modelos.

Sobre o comportamento dos poços circulares, de facto, o que se verifica é que a deformação destes elementos sofre uma redução. A consideração do modelo *ax*, onde a assimetria das propriedades do maciço se faz segundo o eixo longitudinal da Estação, implica que o comportamento dos poços seja notoriamente diferente. Por um lado, na zona onde as propriedades do maciço foram incrementadas, verifica-se uma redução considerável das deformações (série *Poço 2 ax*) passando a deformação máxima a ser cerca de 5 mm. Contudo, na zona do maciço onde as propriedades se mantiveram iguais às adotadas no modelo original, a redução do deslocamento máximo do poço não ultrapassa os 10%, o que novamente traduz a ideia de que a heterogeneidade assume uma particular influência local.

São muito interessantes os deslocamentos que ambos os poços do modelo *ay* apresentam na medida em que os valores obtidos correspondem a 50 % dos obtidos para o *Poço 1 ax* e, ao mesmo tempo, equivalem ao dobro dos obtidos para o *Poço 2 ax*. Relembre-se que o *Poço 1 ax* está totalmente em contacto com a parte do maciço em que as propriedades foram mantidas constantes mas que, por outro lado, o *Poço 2 ax* se encontra numa região onde as propriedades foram incrementadas. Esta precisão e constância nas diferenças obtidas é por isso o resultado das opções tomadas no desenvolvimento dos modelos de cálculo nomeadamente do facto de no modelo *ay* metade dos pilares do pórtico estarem

em contacto com um solo onde se melhoraram as propriedades mecânicas (e note-se que é exatamente metade do poço, visto que o plano de simetria transversal da Estação contém o eixo dos poços).

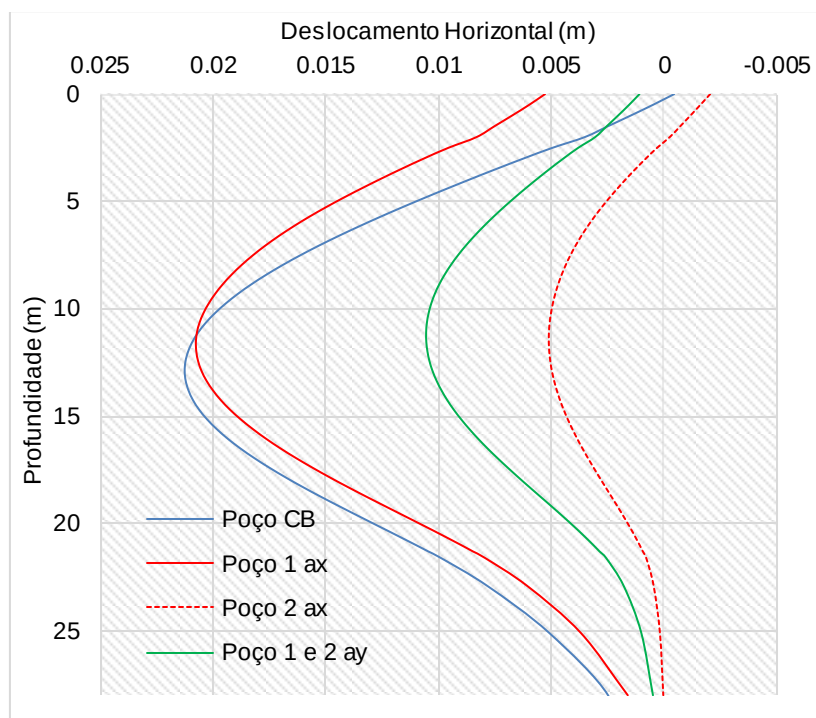


Figura 5.7 – Evolução dos deslocamentos do contorno exterior dos poços para os diferentes modelos de cálculo desenvolvidos

Procurou-se por isso clarificar a influência que o comportamento distinto dos poços circulares assume na deformação da viga e como esta consideração se pode mostrar mais ou menos gravosa para o dimensionamento deste elemento estrutural. Avalia-se por isso numa primeira fase a evolução dos deslocamentos verticais do ponto a meio vão da viga em função do tempo.

Antes de se compararem os dois modelos numéricos desenvolvidos explique-se o porquê da comparação da evolução dos deslocamentos deste ponto em concreto da viga. A dimensão da viga (160x200 cm) associada à dimensão dos poços circulares (165 cm de raio), o facto de ambos os elementos se encontrarem fortemente armados bem como as deformações que se observaram entre a ligação destes elementos estruturais (praticamente nulas, isto é, os 90° mantiveram-se inalterados para todos os fases de cálculo para todos os modelos) permitem classificar que a ligação entre os poços circulares e a viga transversal funciona como um encastramento.

Por essa razão, associada ao facto de não se terem alterado as propriedades de rigidez nem de deformabilidade da viga para os diferentes modelos, a comparação dos deslocamentos a meio vão (figura 5.8) permite avaliar a influência da heterogeneidade do solo visto que, a partir deste valor se pode ter uma ideia dos esforços que se irão desenvolver (mais concretamente o esforço transversal e os momentos). Deixa-se a ressalva que esta análise é muito simplista e que uma mais correta previsão de esforços deveria resultar da integração das tensões na secção crítica e consequente cálculo de esforços. Logicamente maiores deslocamentos a meio vão traduzem maiores esforços transversos e maiores valores de momentos (que condicionarão as opções tomadas em projeto).

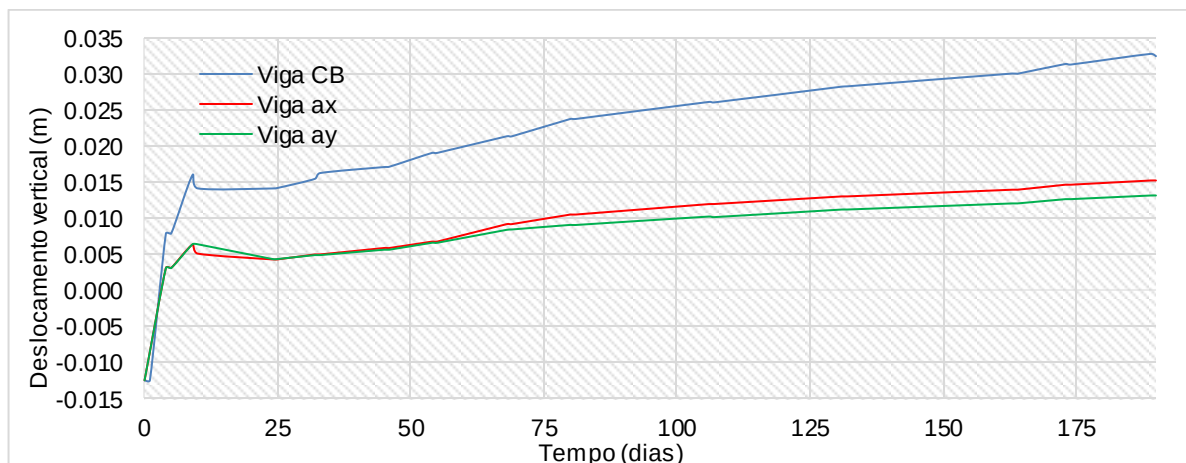


Figura 5.8 – Evolução temporal dos deslocamentos do ponto a meio vão da viga transversal para os modelos numéricos desenvolvidos

O andamento e forma das diferentes evoluções do movimento do ponto a meio vão da viga são bastante semelhantes, o que traduz a adequabilidade da consideração de um modelo elástico para avaliar o comportamento global desta estrutura. Contudo, e como expectável, o melhoramento das propriedades do solo traduz-se numa significativa redução dos deslocamentos máximos que se diminuem de 3,2 *cm* para aproximadamente 1,5 *cm* (cerca de 50%).

Da comparação entre os modelos *ax* e *ay* (assimetria longitudinal e transversal de propriedades, respetivamente) conclui-se que a questão da heterogeneidade se pode mostrar fundamental para a correta avaliação dos esforços que se desenvolvem na viga transversal. A previsão dos esforços que este elemento estrutural experimenta é crítica, para além das opções que se irão tomar em projeto, para a segurança global da obra. O que se observa é que a heterogeneidade do maciço e a sua afetação no comportamento diferencial dos poços se traduz num agravamento do deslocamento máximo da viga, sendo por isso o modelo *ax* mais crítico. Isto significa portanto que uma notória heterogeneidade do solo adjacente aos poços circulares pode condicionar em muito o comportamento global da estrutura. Observem-se as imagens seguintes onde se apresentam as malhas deformadas do pórtico, para a última fase de cálculo, dos modelos desenvolvidos (*ax* e *ay*).

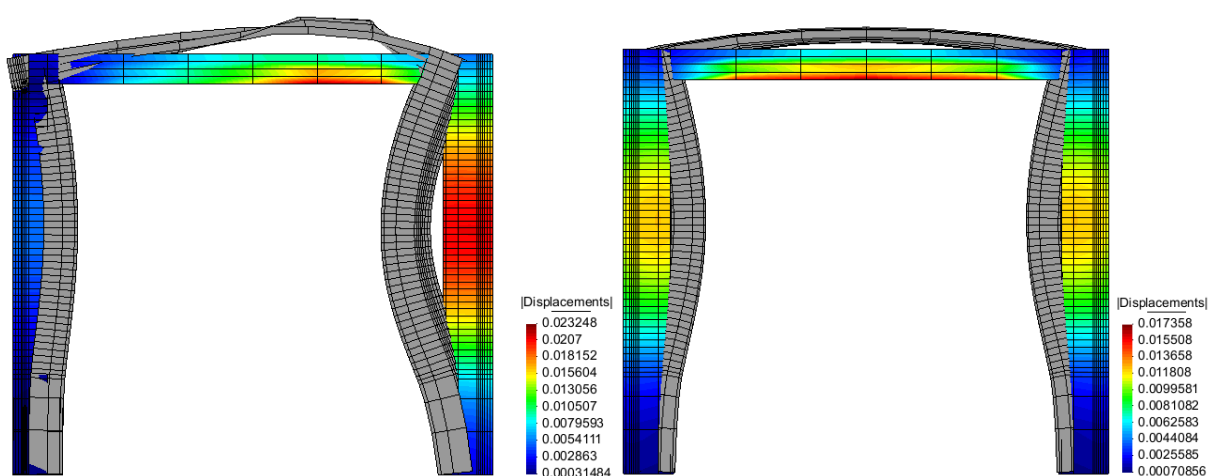


Figura 5.9 – Malha deformada pórtico, última fase de cálculo (200x ampliada) - a) Modelo *ax*; b) Modelo *ay*

Apesar do que se introduziu inicialmente sobre como a avaliação do deslocamento a meio vão pode permitir inferir algumas considerações sobre os esforços que se vão desenvolver, percebe-se contudo que esta representação não é de todo a ideal. Se por um lado no modelo *ay* de facto o ponto a meio vão da viga é o que experimenta maiores movimentos na direção vertical, no caso do modelo *ax* os maiores levantamentos da viga dão-se na proximidade do poço que experimenta maiores deformações, o que traduz novamente a preponderância que o comportamento distinto dos pilares do pórtico têm neste elemento.

Representa-se na figura 5.10, para a última fase de cálculo, todos os deslocamentos do contorno médio inferior da viga e onde se subtraem os deslocamentos verticais experimentados pelos poços circulares. Verificou-se que o levantamento do fundo da escavação assume um papel importante para os movimentos segundo a direção vertical, nomeadamente para o comportamento dos poços no modelo *CB*. Neste caso a maior parcela dos movimentos verticais é reduzida em cerca de 20%, passando o deslocamento máximo dos 3,2 cm para um deslocamento relativo máximo de 2,6 cm. De notar que nos outros modelos esta redução não é tão significativa porque o incremento do módulo de *Young* do solo se fez para todas as profundidades, o que se traduz numa redução considerável desta parcela. É importante que se refira novamente a noção de que em todos os modelos numéricos se obtém valores do levantamento vertical superior aos que efetivamente se verificaram em obra e daí se ter optado por “zerar” estes valores (os comprimentos de 0 e 25,4 m, correspondem ao poço circular 1 e 2 respetivamente).

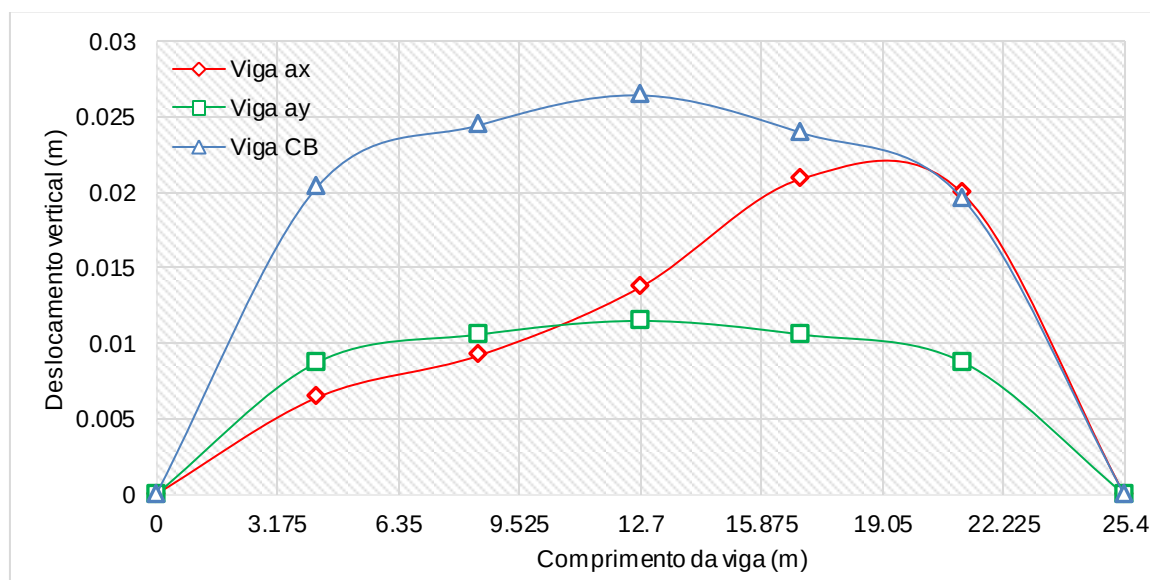


Figura 5.10 – Deslocamento vertical do contorno médio inferior da viga para os diferentes modelos numéricos

Sobre a evolução dos deslocamentos um primeiro aspeto particularmente visível é a semelhança entre a evolução dos deslocamentos associados ao modelo *CB* e ao modelo *ay*. Ora este aspeto resulta da condição de heterogeneidade que foi imposta neste modelo numérico, sendo que do incremento das propriedades mecânicas segundo o eixo transversal de simetria resulta numa redução nos deslocamentos máximos em 50% (de acordo com o que se se tinha verificado na figura 5.8).

A evolução dos deslocamentos do ponto a meio vão da viga permite caracterizar com algum detalhe como é a deformação deste elemento estrutural para ambos os modelos enunciados no parágrafo

anterior, mas para o modelo *ax* compreende-se através da observação das malhas deformadas e da figura anterior, que essa representação é claramente insuficiente. É por isso particular a influência que a variabilidade das propriedades do maciço assume no comportamento e deformação da viga. O que se verificou foi que, mesmo com a melhoria significativa do comportamento mecânico em metade do maciço, se obtiveram níveis de deformação muito semelhantes ao *Cálc. Base*, mais concretamente na proximidade do Poço 2 (onde as propriedades foram mantidas iguais às originais).

5.4. NOTA FINAL

O presente capítulo procurou clarificar o papel e a influência que a heterogeneidade do maciço, aspeto particularmente caracterizador dos solos residuais do granito, pode assumir no comportamento global da estrutura de suporte. De um modo geral o que se verificou, através dos modelos numéricos desenvolvidos, foi que o incremento (em cinco vezes) do módulo de deformabilidade em metade do maciço apenas se traduz num significativo melhoramento no comportamento da estrutura de suporte que está adjacente a essas mesmas zonas.

É por isso de frisar que, uma melhoria significativa das propriedades mecânicas em parte do maciço, não implica um comportamento estrutural melhor. Este aspeto evidencia o efeito local que a heterogeneidade pode assumir no melhor ou pior comportamento da estrutura. Da análise individual dos principais elementos estruturais que compõe a Estação de Salgueiros verificou-se que, nas zonas do maciço onde as propriedades se mantiveram constantes, os deslocamentos praticamente não sofreram reduções.

O efeito local, relativamente ao comportamento estrutural, que a heterogeneidade pode assumir, apresenta-se por isso como um dos aspetos mais importantes a ter em consideração para as opções tomadas em projeto.

Uma das conclusões mais interessantes advém da existência de cenários geotécnicos distintos, nas zonas adjacentes aos poços. Esta consideração condiciona particularmente o comportamento do pórtico, sendo novamente de referir que o desempenho estrutural destes elementos é tanto melhor quanto mais homogêneas forem as propriedades do maciço.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

A execução de poços pelo Método da Escavação Sequencial e toda a fenomenologia associada ao comportamento hidromecânico de poços elípticos, apresentam-se como uma temática particularmente interessante, nomeadamente pela influência que algumas das questões abordadas no presente trabalho se poderem mostrar como fundamentais para o projeto e dimensionamento deste tipo de obras. É de notória importância a consideração tecida anteriormente pelo facto deste processo construtivo se revelar economicamente mais atrativo e versátil (para o caso de espaços superficiais mais exíguos), comparativamente às soluções tradicionais.

Considerou-se numa fase inicial, de maneira a avaliar a preponderância que as variáveis intervenientes neste tipo de problema podem assumir, analisar individualmente parâmetros mais relacionados com o comportamento hidráulico dos solos residuais. Através da realização de um cálculo acoplado e da comparação dos resultados produzidos pelas diferentes simulações numéricas, concluiu-se que a condição não saturada implica uma diferença quer na ordem de grandeza dos deslocamentos máximos obtidos, quer na região do maciço que experimenta maiores deformações, comparativamente a uma análise puramente mecânica.

A variação dos tempos em que se faz o pré-rebaixamento do nível freático, aspeto indissociável deste tipo de processo construtivo, revelou-se pouco condicionante para o caso do solo residual em estudo. A permeabilidade relativamente alta traduz-se num rápido equilíbrio, não havendo por isso uma diferença considerável nos resultados produzidos.

Avaliou-se por isso a influência que o parâmetro da permeabilidade poderia assumir no comportamento da escavação através da comparação com dois materiais, cujas propriedades mecânicas são em tudo semelhantes às usadas para o cálculo base. Para estes materiais alterou-se o valor do coeficiente de permeabilidade em duas ordens de grandeza. Por um lado, observou-se que a redução deste parâmetro implica maiores deformações, nomeadamente para os níveis superiores da escavação. Por outro lado, o incremento deste coeficiente não traduz significativas diferenças no comportamento da escavação o que traduz a ideia anterior do rápido equilíbrio que se estabelece, derivado da média permeabilidade do solo em análise.

Sobre a variação do valor do módulo de *Young* em função do nível de sucção instalado, era expectável que a ordem de grandeza dos deslocamentos sofresse uma redução considerável. Os resultados obtidos refletem essa mesma noção, o que permite classificar o pré-rebaixamento do nível freático como uma das questões fundamentais a ter em consideração, para a melhoria do comportamento global da escavação, apresentando-se a presente questão como um dos principais aspetos a ter em consideração no dimensionamento da estrutura de suporte. A consideração de um maciço mecanicamente mais

competente pode ser determinante para as opções tomadas em projeto, especialmente pelo carácter crítico para a segurança global da obra aquando da conclusão da escavação.

Avaliou-se seguidamente questão das propriedades mecânicas do solo e como é que a variação e alteração desses valores poderia condicionar o comportamento global da escavação. A questão da heterogeneidade, característica intrínseca dos solos residuais (como é exemplo o do granito do Porto), foi objeto de estudo particularizando-se as simulações numéricas para o caso de estudo da Estação de Salgueiros.

Como se tentou mostrar ao longo do Capítulo 4, os resultados produzidos pela consideração do modelo elástico não introduzem diferenças substanciais no que toca á geração dos resultados. De um modo geral, e como expectável, obtiveram-se valores ligeiramente inferiores ao cálculo base realizado anteriormente por Topa Gomes. Note-se que a adoção deste modelo foi a solução preconizada para o problema de não convergência do cálculo ou pela geração de resultados com pouca adesão à realidade.

Refira-se ainda que o presente estudo sobre poços elípticos sempre foi orientado para clarificar aspetos típicos do comportamento deste tipo de estruturas. O objetivo principal sempre foi perceber a influência que algumas variáveis assumem. Considerou-se por isso muito mais útil, do ponto de vista da aplicação deste processo construtivo, fazer um estudo do andamento global das deformações e como poderiam sofrer alterações (pela alteração das propriedades mecânicas), do que propriamente quantificar e determinar com a maior precisão possível estas mesmas deformações.

Procurou-se por isso no penúltimo Capítulo clarificar o papel e a influência que a heterogeneidade do maciço pode assumir no comportamento global da estrutura de suporte. De um modo geral o que se verificou, através dos modelos numéricos desenvolvidos, foi que o incremento (em cinco vezes) do módulo de deformabilidade em metade do maciço apenas se traduz num significativo melhoramento no comportamento da estrutura de suporte que está adjacente a essas mesmas zonas.

Este aspeto evidencia o efeito local que a heterogeneidade pode assumir no melhor ou pior comportamento da estrutura. Da análise individual dos principais elementos estruturais que compõe a Estação de Salgueiros verificou-se que, nas zonas do maciço onde as propriedades se mantiveram constantes, os deslocamentos praticamente não sofreram reduções. Uma das conclusões mais interessantes advém da existência de cenários geotécnicos distintos, nas zonas adjacentes aos poços. Esta consideração condiciona particularmente o comportamento do pórtico, sendo novamente de referir que o desempenho estrutural destes elementos é tanto melhor quanto mais homogêneas forem as propriedades do maciço.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Relativamente aos desenvolvimentos futuros mostrar-se-ia relevante a realização de uma análise hidromecânica para a malha completa (que se apresentou) da Estação de Salgueiros. Apesar da variação dos parâmetros mais relacionados com o comportamento hidráulico, e que foram estudados ao longo do presente trabalho, permitir avaliar a preponderância de cada um destes para o comportamento global de uma obra em tudo semelhante, a realização de um cálculo acoplado poderia produzir resultados mais interessantes do ponto de vista da mais clara compreensão do comportamento deste tipo de estruturas.

A questão da heterogeneidade dos solos residuais apresenta-se também como uma das temáticas a explorar, sendo por isso uma das possibilidades para o desenvolvimento futuro do presente trabalho a incorporação no modelo de cálculo de um cenário geotécnico mais representativo do caso de estudo. Pretende o autor com isto dizer que fazer variar as propriedades do solo aleatoriamente poderia ser um

aspecto a desenvolver. Note-se que as simulações numéricas que se realizaram para o estudo da heterogeneidade do maciço, apesar de terem produzidos resultados com alguma relevância para a compreensão da influência da variação das propriedades mecânicas, têm pouca adesão à realidade.

Sobre a forma da escavação, avaliar as diferenças significativas que poderão advir da interseção de um maior número de formas elípticas (ou circulares) poderia ser um dos passos a dar. Relembre-se que o bom funcionamento estrutural deste tipo de obras depende, para além da constância de propriedades do maciço envolvente, da forma aproximadamente circular e que implica a geração de esforços predominantemente axiais. A conjugação de um maior número de escavações poderia, em parte, condicionar este princípio e condicionar o comportamento global da estrutura.

Por fim, e do ponto de vista global, a realização de um estudo para a adequabilidade deste processo construtivo a tipos de solos diferentes, nomeadamente um solo com um comportamento típico dos solos granulares (como são exemplo as areias) e típico dos coesivos (como são exemplo as argilas). Avaliar as principais diferenças do ponto de vista de projeto ou as implicações económicas que poderão daí resultar, seria uma das mais importantes perspetivas a desenvolver, servindo de contributo para um aumento das relativamente reduzidas referências bibliográficas sobre a temática em causa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bernardes, Sérgio. *Aspectos críticos no dimensionamento de poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial. O caso da Estação de Metro do Marquês*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- Burland, J. B. (1997). *Assessment of risk of damage due to tunneling and excavation*. Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, pp. 1189-1201.
- Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica I Geofísica. *Code_Bright Tutorial Manual*. Fevereiro 2014.
- Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica I Geofísica. *Code_Bright User's Guide*. Março 2010.
- Dias, C. *Comportamento hidro-mecânico de Escavações em Condições Não Saturadas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- França, Pedro; Taborda, David; Pedro, António; Almeida e Sousa, Jorge; Topa Gomes, António (2006). *Estação de Metro Salgueiros do Metro do Porto: Aspectos executivos e estudo do comportamento*. Proc. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba – Brasil, 27 a 31 de Agosto 2006. Vol. 1, pp. 369-374.
- Fredlund, D. G. (1996). *The emergence of unsaturated soil mechanics*. November, 8. Texas A&M University.
- Fredlund, D. G. (2005). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, March 2006, pp. 286-312
- Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, N. 3, pp. 313-321.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc.
- Huat, B.; Toll, D. & Prasad, A. (2012). *Handbook of Tropical Residual Soils Engineering*. Taylor & Francis, London
- IAEG (1981). *Rock and soil description and classification for engineering geological mapping*. Bulletin of International Association of Engineering Geology, 24, pp. 253-274.
- ISRM (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses* International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 15, pp. 319-368.
- Janssen, D. J.; Dempsey, B. J. (1980). *Soil-moisture properties of subgrade soils*. 60th Annual Transportation Res. Board Meeting, Washington, DC.
- Krohn, James P.; Slosson, James E. (1980). *Assessment of expansive soils in the United States*. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, CO, Vol. 2, pp. 596-608.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. 1ª Edição.

- Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Topa Gomes, A. & Borges, J.L. (2012). *Deep excavations in urban areas — finite element modelling for three geotechnical scenarios and retaining solutions*. Innovative Numerical Modelling in Geomechanics 1st Edition, Taylor & Francis, London
- Ng, C. W. W.; Menzies, Bruce (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. 1st Edition, Taylor & Francis.
- Olivella, Sebastià; Gens, A.; Carrera, J.; Alonso, E. E. (1996). *Numerical formulation for a simulator (Code_Bright) for the coupled analysis of saline media*. Engineering Computation, Vol. 13, N. 7, pp. 87-111.
- Olivella, Sebastià; Vaunat, Jean (2006). *Application of Code_Bright – GiD to geotechnical problems*. Proc. 3rd GiD Conference, Barcelona, Spain,
- Ou, C. (2006). *Deep Excavation – Theory and Practice* 1st Edition, Taylor & Francis, London
- Phani Kumar, B.R.; Sharma, R.S.; Garg, S. (2002). *A review of in situ properties of unsaturated soils with reference to suction*. Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil, Vol. 1, pp. 351-355.
- Pineda-Jaimes, J. A.; Colmenares, J. E. *Anisotropy stiffness of unsaturated residual and saprolitic soils from a granodiorite, at very small strain*
- Puller, M. (1996). *Deep excavations – a practical manual* 1st Edition, Thomas Telford Services, London
- Puzrin, A. M.; Burland, John B. (1996). *A logarithmic stress-strain function for rocks and soils*. Geotechnique, Vol. 46, N. 1, pp. 157-164.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 9th Edition, pp. 66-77. John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Topa Gomes, A. *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical. O caso do Metro do Porto*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- Topa Gomes, A.; Cardoso, A. S.; Almeida e Sousa; Andrade, J. C.; Campanhã, C. A. (2008). *Design and behavior of Salgueiros station for Porto Metro*. Proc. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, 11-16 August, 2008.
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predictiong the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Soc. American Journal. Vol. 44, N. pp. 892-898.
- Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G.; Pufahl, D. E. (1999). *The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till*. Geotechnique, Vol. 49, pp. 143-159.
- Vaunat, J.; Gens, A. (2003). *Bond degradation and irreversible strains in soft argillaceous rock*.
- Vaunat, Jean; Olivella, Sebastià (2002). *Code_Bright/GiD: A 3-D program for thermo-hydromechanical analysis in geological media*. CIMNE.
- Viana da Fonseca, A. *Caracterização Geotécnica de um Solo Residual do Granito da Região do Porto*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1988.

Viana da Fonseca, A. *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para dimensionamentos de Fundações directas*. Dissertação de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996.

Viana da Fonseca, A.; Coutinho, R. (2008). *Characterization of residual soils*. Proc. The 3rd International Conference on Site Characterization, Taiwan, 1-4 April 2008. Vol. 1, pp. 195-248.

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S. (1997). *Interpretation of a footing load test in a saprolitic soil from granite*. Geotechnique, Vol. 47, N. 3, pp. 633-651.

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Barreiros Martins, J. (1994). *Portuguese experience on geotechnical characterization of residual soils from granite*. Proc. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, India, Vol. 1, pp. 377-380.

https://www.etcg.upc.edu/recerca/webs/code_bright?set_language=en, consultado entre Fevereiro e Maio de 2014

<http://www.gidhome.com/whats-gid/preprocess>, consultado entre Fevereiro e Maio de 2014

<http://www.ejpau.media.pl/volume8/issue2/art-13.html>, *Electronis Journal of Polish Agricultural Universities*. Vol. 8, 2005, consultado em Abril de 2014