

ESCAVAÇÕES EM MACIÇOS ARGILOSOS SUPORTADOS POR PAREDES DE *JET* *GROUT* ARMADO COM PERFIS METÁLICOS

ANTÓNIO JOAQUIM DA SILVA MONTEIRO

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e à Anabela

“O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Quero expressar o meu agradecimento a todas as pessoas e entidades que contribuíram para a elaboração da presente dissertação, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor José Manuel Leitão Borges, orientador científico desta dissertação, por ter tornado este estudo possível, pelo empenho e entusiasmo com que o acompanhou e pela disponibilidade demonstrada a cada instante;
- Aos meus pais pela oportunidade fantástica que me concederam e pelo esforço que se submeteram para tornar este meu caminho possível;
- À minha irmã que me mostrou a importância do percurso académico e por todo o apoio demonstrado;
- À Anabela que me incentivou e mostrou a importância do percurso académico, bem como por todo o apoio e ajuda nos momentos mais difíceis.
- Aos meus amigos e colegas de curso, pela amizade, pelo espírito de companheirismo e entreaajuda que sempre revelaram e pela partilha de conhecimentos que possibilitaram ao longo dos anos de curso;

A todos um muito obrigado.

RESUMO

Pretende-se com o presente trabalho contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento de escavações em maciços argilosos moles suportados por paredes de *jet grout* armado com perfis metálicos. É abordada a questão do comportamento evolutivo no tempo, subjacente ao fenómeno de consolidação em redor da obra. Para além da consulta à bibliografia da especialidade, o trabalho consistiu essencialmente na realização de um grande número de análises por elementos finitos com o programa de cálculo automático RECRIB.

Numa primeira fase são sucintamente apresentadas três técnicas de tratamento do solo (*Jet Grouting*, *Deep Soil Mixing* e *Cutter Soil Mixing*) e para cada uma delas divulgados exemplos de aplicação (casos de obra relativos a contenções).

Descrevem-se as principais características do programa de cálculo utilizado, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot) na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. A modelação do comportamento do solo é feita através de um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Através da análise numérica de um problema base e de estudos paramétricos investigam-se as interações *jet grout*-perfil metálico de modo a compreender os mecanismos de transferência de carga no sistema.

Com o mesmo programa de cálculo, procede-se à simulação numérica de uma escavação em solos argilosos moles. O comportamento da obra é analisado desde o início da construção até ao final do período de consolidação, apresentando-se também resultados de estudos paramétricos com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento a curto e a longo prazo de escavações em solos argilosos moles e as interações solo-*jet grout*-perfil metálico.

Por último, são extraídas as mais relevantes conclusões e apontadas algumas linhas de desenvolvimento futuro da investigação no tema.

PALAVRAS-CHAVE: escavação, solos moles, *jet grout* armado, consolidação, modelação numérica

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute for a better understanding of excavations in soft clayey soils, supported by jet grout walls reinforced with metallic bars. The time-dependent behavior, associated to the consolidation process around the excavation, is discussed. Besides the study of the bibliography, the work essentially consisted of the accomplishment of a large number of finite elements analyses with the finite element program RECRIB.

Firstly, the three techniques of soil treatment (Jet Grouting, Deep Soil Mixing and Cutter Soil Mixing) are briefly presented, as well as some case studies.

The main features of the finite element code used are described, which allows the analysis of consolidation based on a coupled formulation (extended Biot theory). The mathematical modeling of the soil behavior is done by a nonlinear elastic-plastic model, the p - q - θ model, based on the Critical Soil States Mechanics.

Through the numerical analysis of an illustrative case and parametric studies, the interactions jet grout-H-beams are analysed in order to understand the mechanisms of load transfer in the system.

Using the computer program, the results of the numerical simulation of an multi-strutted excavation in soft soils including a jet grout bottom slab are presented. The excavation performance is analyzed from the start of construction to the end of consolidation. Parametric studies are also presented in order to evaluate the influence of several factors on the performance of excavations in soft soils and soil-jet grout-H-beams interactions.

Finally, some overall conclusions are extracted and future research guidelines, related to this subject, are suggested.

KEYWORDS: excavation, soft soils, reinforced jet grout, consolidation, numerical modeling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
 2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. JET GROUTING	5
2.2.1. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO	5
2.2.2. DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE EXECUÇÃO	6
2.2.3. SISTEMAS DE JET GROUTING	9
2.2.4. CAMPO DE APLICAÇÃO DO JET GROUTING	10
2.2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING	11
2.2.6. PARÂMETROS DO PROCEDIMENTO DO JET GROUTING	13
2.2.7. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO	14
2.2.7.1. Dimensão das colunas	14
2.2.7.2. Resistência mecânica do material tratado	16
2.2.7.3. Deformabilidade	18
2.2.7.4. Permeabilidade	19
2.2.8. BREVES CONSIDERAÇÕES SOBRE LAJES DE JET GROUT	19
2.2.9. EXEMPLOS DE CASOS DE APLICAÇÕES DA TÉCNICA DE JET GROUTING	20
2.2.9.1. Reforço numa conduta de esgoto na cidade de Baltimore	20
2.2.9.2. Centro comercial em Vila Nova de Gaia	22
2.2.9.3. Outras obras de contenção com jet grout	24
2.3. DEEP SOIL MIXING (DSM)	26
2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	26
2.3.2. PROCESSO, GEOMETRIA E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO	27
2.4. CUTTER SOIL MIXING (CSM)	30
2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	30
2.4.2. PROCESSO, GEOMETRIAS E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO	31

2.4.3. EXEMPLOS DE CASOS DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE <i>CUTTER SOIL MIXING</i>	35
2.4.3.1. Poços junto às margens do Rio Lima em Ponte de Lima	35
2.4.3.2. Parque de estacionamento subterrâneo “Futurlagos” – Frente Ribeirinha de Lagos	37
3. ESTUDO BASE	41
3.1. INTRODUÇÃO	41
3.2. MODELO NUMÉRICO	42
3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	42
3.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS.....	42
3.2.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO.....	43
3.2.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P-Q- θ	45
3.2.5. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q- θ	47
3.3. ESTUDO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS DO JET GROUT PARA OS PERFIS METÁLICOS	47
3.3.1. GEOMETRIA E DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	47
3.3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS A SIMULAR	49
3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	50
3.4.1. INTRODUÇÃO	50
3.4.2. ESTADO DE TENSÃO NO <i>JET GROUT</i>	50
3.4.3. DESLOCAMENTOS	54
3.4.4. ESFORÇO TRANSVERSO E MOMENTOS FLECTORES NO <i>JET GROUT</i>	55
3.4.5. ESTADO DE TENSÃO NOS PERFIS METÁLICOS	57
3.5. SIMULAÇÃO DE UMA OBRA MODELO	58
3.5.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO	58
3.5.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL	61
3.5.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS.....	62
3.6. ANÁLISE DE RESULTADOS	63
3.6.1. INTRODUÇÃO	63
3.6.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO	64
3.6.2.1. Evolução do estado de tensão	64
3.6.2.2. Deslocamentos	77
3.6.2.3. Esforços axiais no escoramento.....	82
3.6.2.4. Momentos flectores na parede	82
3.6.2.5. Esforços na laje de fundo	83

3.6.2.6. Pressões do solo sobre as faces da parede	85
3.6.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO	85
3.6.3.1. Considerações gerais.....	85
3.6.3.2. Evolução do estado de tensão	86
3.6.3.3. Deslocamentos	97
3.6.3.4. Esforços axiais no escoramento	102
3.6.3.5. Momentos flectores na parede.....	102
3.6.3.6. Esforços na laje de fundo	103
3.6.3.7. Pressões do solo sobre as faces da parede	104

4 ANÁLISES PARAMÉTRICAS: REDISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NA PAREDE

105

4.1. INTRODUÇÃO

105

4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O ESTUDO

105

4.3. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE PERFIS

106

4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....

106

4.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO.....

107

4.3.3. DESLOCAMENTOS

112

4.3.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES.....

114

4.4. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE

115

4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

115

4.4.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO.....

116

4.4.3. DESLOCAMENTOS

120

4.4.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES.....

122

4.5. INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PERFIL

123

4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

123

4.5.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO.....

124

4.5.3. DESLOCAMENTOS

126

4.5.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES.....

127

4.6. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DO TIPO DE PERFIL PARA IPE

129

4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

129

4.6.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO.....

129

4.6.3. DESLOCAMENTOS

132

4.6.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES	132
--	-----

5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS: COMPORTAMENTO DO MACIÇO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

	135
--	-----

5.1. INTRODUÇÃO	135
------------------------------	-----

5.2. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO NO PROBLEMA BASE	135
---	-----

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	135
-----------------------------------	-----

5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	136
--	-----

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra	136
---	-----

5.2.2.2. Tensões efectivas horizontais	137
--	-----

5.2.2.3. Tensões principais efectivas e tensões de corte (τ_{xy})	139
--	-----

5.2.2.4. Níveis de tensão	140
---------------------------------	-----

5.2.3. DESLOCAMENTOS	141
----------------------------	-----

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NOS DIFERENTES NÍVEIS DE ESCORAS	144
---	-----

5.2.5. MOMENTOS FLECTORES	145
---------------------------------	-----

5.2.6. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE	146
--	-----

5.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO	147
--	-----

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	147
-----------------------------------	-----

5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	148
--	-----

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra	148
---	-----

5.3.2.2. Tensões efectivas horizontais e verticais	149
--	-----

5.3.2.3. Tensões de corte	149
---------------------------------	-----

5.3.2.4. Níveis de tensão	149
---------------------------------	-----

5.3.3. DESLOCAMENTOS	155
----------------------------	-----

5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO	157
---	-----

5.3.5. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO	158
--	-----

5.3.6. MOMENTOS FLECTORES	159
---------------------------------	-----

5.3.7. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE	160
--	-----

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

	163
--	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

Fig. 2.1 – Equipamento de <i>Jet Grouting</i> : a) máquina de realização de <i>Jet Grouting</i> em execução; b) jacto horizontal c) múltiplos jactos horizontais (Gazaway et al.,[s.d.]) d) desagregação do solo (Kaidussis e Gomez de Tejada, [s.d.])	6
Fig. 2.2 – Formas correntes de corpos de <i>Jet Grout</i> (adaptado de Francisco, 2007)	7
Fig. 2.3 – Fases do processo de execução das colunas de <i>Jet Grout</i> : a) perfuração até a profundidade projectada b) início da injeção dos jactos com calda de cimento c) injeção de calda e subida em rotação da vara d) final da realização da coluna (Bzówka, 2004)	8
Fig. 2.4 – Conjunto de equipamentos utilizados: 1 - silo de cimento; 2 – misturadora; 3 - bomba de alta pressão; 4 - mangueira de alta pressão; 5 - equipamento de perfuração giratório; 6 – cabeça da vara; 7 - início da injeção dos jactos, depois da perfuração da sonda até a profundidade projectada; 8 – subida rotacional com injeção de calda na primeira coluna; 9 – execução da próxima coluna (Bzówka, 2004).....	8
Fig. 2.5 – Diferentes tipos de jacto de injeção, para cada tipo e sistema (adaptado Menard [s.d.])	9
Fig. 2.6 – Sistema de injeção	9
Fig. 2.7 – Diferentes aplicações do <i>Jet Grouting</i> : a) estrutura de contenção b) protecção do túnel c) restauração da fundação d) reforço de escavações de túneis e) reforço da fundação f) parede de contenção g) fundação profunda h) alívio de pressões de terras i) painel de paredes j) laje de fundo k) cortina de estanquidade l) laje de estanquidade m) cortina de estanquidade n) conjunto de colunas de estanquidade o) laje de estanquidade p) protecção de águas subterrâneas (Keller, [s.d.])	11
Fig. 2.8 – Aplicabilidade do <i>Jet Grouting</i> relativamente a outros tipos de injeção (Loureiro, 2008).....	12
Fig. 2.9 – Aspecto tipo de colunas de <i>Jet Grouting</i> (Bilfinger berger, [s.d.]; Sližytė et al.,2010)	14
Fig. 2.10 – Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto 1999)	15
Fig. 2.11 – Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos coesivos (Carreto 1999)	15
Fig. 2.12 – Principais forças que actuam sobre a laje de <i>Jet Grout</i> : a) escavação em que as paredes de contenção penetram no estrato firme; b) escavação em que as paredes não atingem o estrato firme (Shirlaw et al, 2000; adaptado de Brás, 2009).....	19
Fig. 2.13 – Planta da localização da conduta de esgoto (Klein et al., [s. d.])	21
Fig. 2.14 – Estrutura de contenção: a) interior da escavação e condições de trabalho b) colocação dos perfis metálicos (Klein et al., [s. d.])	21
Fig. 2.15 – Conduta de esgoto: a) corte representativo do projecto b) vista em planta (Klein et al., [s. d.])	22
Fig. 2.16 – Vista geral da obra e da sua periferia (Antunes et al. [s.d.]).....	23
Fig. 2.17 – Esquema de implantação das colunas de <i>Jet Grout</i> (Antunes et al. [s.d.])	23

Fig. 2.18 – Estrutura de contenção do centro comercial “El Corte Inglés” em fase de construção (Antunes et al. [s.d.]).....	24
Fig. 2.19 – Vista dos trabalhos de escavação abaixo da cota da água no rio Tejo (JetSJ, 2010)	24
Fig. 2.20 – Perspectiva do edifício do Museu da Tecnologia e Inovação (JetSJ, 2010)	25
Fig. 2.21 – Vista dos trabalhos relativos à fase final da escavação (JetS, 2010)	25
Fig. 2.22 – Funchal Centrum: a) vista da escavação b) colunas de <i>jet grout</i> armadas com tubos metálicos (JetSJ, 2010)	26
Fig. 2.23 – Diferentes formas de posicionamento das colunas (EN 14679, 2005)	27
Fig. 2.24 – Exemplo de um equipamento para execução da técnica DSM: a) máquina (Larsson, 2005); b) trado (Roybi Kiso, [s.d.]).....	27
Fig. 2.25 – Esquematização do processo de execução da técnica Deep Mixing (EN 14679, 2005) ...	28
Fig. 2.26 – Variantes do Deep Soil Mixing: a) Wet Mixing (Sharman Justin, 2010); b) Dry Mixing (adaptado Raju,[s.d.])	28
Fig. 2.27 – Equipamentos com diferente número de varas e formas (Larsson, 2005)	30
Fig. 2.28 – Execução da técnica de Cutter Soil Mixing (Sousa et al. [s.d.]).....	31
Fig. 2.29 – Representação esquemática dos painéis formados pela técnica (Sousa et al. [s.d.]).....	31
Fig. 2.30 – a) Equipamentos utilizados no Cutter Soil Mixing; b) representação do movimento oposto dos dentes (Peixoto, 2011).....	32
Fig. 2.31 – Diferentes tipos de dentes do equipamento (Peixoto, 2011)	32
Fig. 2.32 – Ilustração do processo de execução da técnica Cutter Soil Mixing (Peixoto 2011)	33
Fig. 2.33 – Representação esquematiza da secção efectiva, comparativamente com métodos tradicionais (Peixoto 2011)	34
Fig. 2.34 – Diferentes tipos de máquinas de execução da técnica: a) RG 19T Profundidade máxima de 18 m; b) SideCutter profundidade máxima 60 m (Peixoto 2011)	35
Fig. 2.35 – Ilustração dos poços e sua localização (Peixoto 2011)	35
Fig. 2.36 – Vista da execução dos painéis de CSM e do poço após escavação (Peixoto 2011)	36
Fig. 2.37 – Corte e planta do projecto (Pinto [s.d.]).....	36
Fig. 2.38 – Localização e planta do projecto (Sousa et al. [s.d.])	37
Fig. 2.39 – Aspecto geral da obra nas várias fases de execução: a) escavação até à profundidade de 6 m; b) pormenor da parede de CSM; c) regularização do fundo de escavação e aplicação do betão de limpeza (Sousa et al. [s.d.])	37
Fig. 2.40 – Esquematização tridimensional da solução estrutural adoptada (Peixoto, 2011)	38
Fig. 2.41 – Deslocamentos verificados (Peixoto, 2011)	39

CAPÍTULO 3 – ESTUDO BASE

Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004).....	43
--	----

Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamentos; c) elemento de barra com 3 nós (adaptado Borges, 1995)	44
Fig. 3.3 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas (Borges, 1995)	45
Fig. 3.4 – Superfícies de cedência do modelo p-q- θ (no referencial p,q) (Borges, 1995)	46
Fig. 3.5 – Estrutura de contenção em <i>jet grout</i> armado utilizada no presente estudo	47
Fig. 3.6 – Secção da estrutura sujeita a simulação	48
Fig. 3.7 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação das colunas de <i>jet grout</i> armado	49
Fig. 3.8 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no <i>jet grout</i>	51
Fig. 3.9 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no <i>jet grout</i> a) escala inicial b) escala refinada	52
Fig. 3.10 – Tensões de corte instaladas no <i>jet grout</i> a) escala inicial b) escala refinada.....	52
Fig. 3.11 – Tensões principais no <i>jet grout</i> a) cruzetas referentes a todo o <i>jet grout</i> b) zona ampliada da parte central do <i>jet grout</i> ; c) zona ampliada da parte superior do <i>jet grout</i>	53
Fig. 3.12 – Configuração da deformada do <i>jet grout</i>	54
Fig. 3.13 – Deslocamentos na direcção y da parede (<i>jet grout</i>) na zona junto ao solo	54
Fig. 3.14 – Deslocamentos verticais da parede (<i>jet grout</i>) na zona junto ao lado escavado	55
Fig. 3.15 – Esforço transversal no <i>jet grout</i>	56
Fig. 3.16 – Momentos flectores na parede.....	57
Fig. 3.17 – Tensões verificadas no perfil metálico a) horizontais (direcção x) b) horizontais (direcção y) c) corte.....	58
Fig. 3.18 – Características da escavação	59
Fig. 3.19 – Planta de escavação	59
Fig. 3.20 – Malha de elementos finitos utilizada no problema base	61
Fig. 3.21 – Condições hidráulicas da obra.....	63
Fig. 3.22 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	66
Fig. 3.23 - Pressões neutras no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	67
Fig. 3.24 - Tensões efectivas horizontais na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	69
Fig. 3.25 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	70

Fig. 3.26 - Tensões efectivas verticais na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	71
Fig. 3.27 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação.....	72
Fig. 3.28 - Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação	74
Fig. 3.29 - Níveis de tensão na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5 m de escavação	75
Fig. 3.30 – Tensões principais efectivas na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação	76
Fig. 3.31 – Tensões principais efectivas na argila mole aos 9,5m de escavação (final da escavação)	77
Fig. 3.32 – Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 9,5m de escavação	78
Fig. 3.33 - Deslocamentos laterais da parede para as diferentes profundidades de escavação	79
Fig. 3.34 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para as diferentes profundidades de escavação.....	80
Fig. 3.35 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para as diferentes profundidades de escavação.....	81
Fig. 3.36 - Deslocamento vertical da base de escavação nas diferentes fases de escavação	81
Fig. 3.37 - Evolução dos esforços de compressão nas escoras no decurso da escavação.....	82
Fig. 3.38 - Diagrama de momentos flectores na parede para diferentes profundidades de escavação	83
Fig. 3.39 - Esforço de compressão axial na laje de jet grout para diferentes profundidades de escavação.....	83
Fig. 3.40 - Momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação	84
Fig. 3.41 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede para diferentes profundidades de escavação.....	85
Fig. 3.42 - Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes,1995)	86
Fig. 3.43 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção	88
Fig. 3.44 - Pressões neutras no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção	89

Fig. 3.45 - Tensões efectivas horizontais na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.	90
Fig. 3.46 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção	91
Fig. 3.47 - Tensões efectivas verticais na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.	92
Fig. 3.48 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.	93
Fig. 3.49 - Tensões de corte (τ_{xy}) na argila no decurso da consolidação: a) final da construção b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.	94
Fig. 3.50 - Níveis de tensão na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.	95
Fig. 3.51 – Tensões principais efectivas na argila no final da escavação (9,5m).....	96
Fig. 3.52 – Tensões principais efectivas na argila no final da consolidação	97
Fig. 3.53 – Configuração das deformadas: a) final da escavação; b) final da consolidação.....	98
Fig. 3.54 – Deslocamentos horizontais da parede no final da escavação e no final da consolidação .	98
Fig. 3.55 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	99
Fig. 3.56 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação.....	99
Fig. 3.57 - Deslocamento vertical da laje de fundo em <i>jet grout</i> no final da escavação e no final da consolidação.....	100
Fig. 3.58 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado.....	101
Fig. 3.59 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado.....	101
Fig. 3.60 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação	101
Fig. 3.61 - Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3.....	102
Fig. 3.62 - Diagramas de momentos flectores na parede no final da construção e no final da consolidação	103
Fig. 3.63 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação.....	103

Fig. 3.64 - Diagrama de momentos flectores na laje de *jet grout* no final da construção e no final da consolidação 104

Fig. 3.65 - Pressão de terras sobre as faces da parede no fim da construção e no fim da consolidação 104

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS: REDISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NA PAREDE

Fig. 4.1 – Diferentes parâmetros alvo de estudo 105

Fig. 4.2 – Secção efectiva a considerar no estudo (adaptado Peixoto, 2011) 106

Fig. 4.3 – Cálculo de momentos flectores em lajes contínuas 106

Fig. 4.4 – Diferentes espaçamentos entre perfis a) 1,30 m (Estudo base) b) 1,10 m c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m 107

Fig. 4.5 – Tensões horizontais (direcção *x*) instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m 109

Fig. 4.6 – Tensões horizontais (direcção *y*) instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m 110

Fig. 4.7 – Tensões de corte nas direcções *x* e *y* instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m 111

Fig. 4.8 – Deslocamentos na direcção *y* no lado suportado 112

Fig. 4.9 – Deslocamentos na direcção *y* no lado escavado 113

Fig. 4.10 – Deformações instaladas no *jet grout*: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m 113

Fig. 4.11 – Esforço transversal no *jet grout* para os diferentes espaçamentos 114

Fig. 4.12 – Momentos flectores para os diferentes espaçamentos 115

Fig. 4.13 – Diferentes espessuras da parede a) 0,76 m (Estudo base) b) 0,55 m c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m 116

Fig. 4.14 – Tensões horizontais (direcção *x*) instaladas no *jet grout* para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m 117

Fig. 4.15 – Tensões horizontais (direcção *y*) instaladas no *jet grout* para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m 118

Fig. 4.16 – Tensões de corte nas direcções *x* e *y* instaladas no *jet grout* para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m 119

Fig. 4.17 – Tensões principais instaladas no *jet grout* para diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 1,10 m 120

Fig. 4.18 – Deslocamentos na direcção *y* do lado suportado da parede para diferentes espessuras 121

Fig. 4.19 – Deslocamentos na direcção *y* do lado escavado da parede para diferentes espessuras 121

Fig. 4.20 – Esforço transverso no <i>jet grout</i> para diferentes espessuras.....	122
Fig. 4.21 – Momentos flectores para as diferentes espessuras	123
Fig. 4.22 – Diferentes posições do perfil metálico: a) no cento da parede (estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação	123
Fig. 4.23 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no <i>jet grout</i> para as diferentes posições do perfil metálico: a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação	124
Fig. 4.24 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no <i>jet grout</i> para as diferentes posições do perfil metálico: a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação	125
Fig. 4.25 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no <i>jet grout</i> para as diferentes posições do perfil metálico: a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação	125
Fig. 4.26 – Tensões principais instaladas no <i>jet grout</i> : a) estudo base b) perfil junto da face da parede	126
Fig. 4.27 – Deslocamentos na direcção y (perpendiculares à face da parede) do lado suportado da parede para diferentes espessuras.....	127
Fig. 4.28 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado escavado da parede para diferentes espessuras.....	127
Fig. 4.29 – Esforço transverso no <i>jet grout</i> para diferentes posições do perfil metálico	128
Fig. 4.30 – Momentos flectores para as diferentes posições do perfil metálico	128
Fig. 4.31 – Diferentes tipo de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE.....	129
Fig. 4.32 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no <i>jet grout</i> para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE	130
Fig. 4.33 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no <i>jet grout</i> para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE	130
Fig. 4.34 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no <i>jet grout</i> para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE	131
Fig. 4.35 – Tensões principais instaladas no <i>jet grout</i> : a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE	131
Fig. 4.36 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado suportado da parede para diferentes tipos de perfil metálico	132
Fig. 4.37 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado escavado da parede para diferentes tipos de perfil metálico	132
Fig. 4.38 – Esforço transverso no <i>jet grout</i> para diferentes tipos de perfil metálico	133
Fig. 4.39 – Momentos flectores para os diferentes tipos de perfil metálico	133

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS: COMPORTAMENTO DO MACIÇO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Fig. 5.1 – Geometria do problema em estudo: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo	136
--	-----

Fig. 5.2 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	137
Fig. 5.3 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	137
Fig. 5.4 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	138
Fig. 5.5 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	138
Fig. 5.6 – Cruzetas de tensões efectivas principais no fim escavação: a) estudo base (com laje de fundo); b) sem laje de fundo	139
Fig. 5.7 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	140
Fig. 5.8 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) na argila mole no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	140
Fig. 5.9 – Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	141
Fig. 5.10 – Níveis de tensão na argila mole final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo	141
Fig. 5.11 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos laterais da parede	142
Fig. 5.12 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos verticais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	143
Fig. 5.13 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos horizontais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	143
Fig. 5.14 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos verticais da base de escavação para o final da escavação e para o final da consolidação	144
Fig. 5.15 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação	145
Fig. 5.16 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos momentos flectores na parede no final da escavação e no final da consolidação	146
Fig. 5.17 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação	147
Fig. 5.18 – Geometria do problema para diferentes profundidades do estrato rígido a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	148
Fig. 5.19 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	150
Fig. 5.20 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	150
Fig. 5.21 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	151

Fig. 5.22 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	151
Fig. 5.23 – Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	152
Fig. 5.24 – Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	152
Fig. 5.25 – Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	153
Fig. 5.26 – Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	153
Fig. 5.27 – Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	154
Fig. 5.28 – Níveis de tensão na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m	154
Fig. 5.29 – Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos laterais da parede	155
Fig. 5.30 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos verticais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	156
Fig. 5.31 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos horizontais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	156
Fig. 5.32 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos verticais da base de escavação para o final da escavação e para o final da consolidação	157
Fig. 5.33 - Influência da profundidade do estrato rígido nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação	158
Fig. 5.34 - Influência da profundidade do estrato rígido nos diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da escavação e no final da consolidação	159
Fig. 5.35 - Influência da profundidade do estrato rígido nos diagramas de momentos flectores na laje no final da escavação e no final da consolidação	159
Fig. 5.36 - Influência da profundidade do estrato rígido nos momentos flectores na parede no final da escavação e no final da consolidação	160
Fig. 5.37 - Influência da profundidade do estrato rígido nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação	161

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 – TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

Quadro 2.1 – Vantagens e desvantagens do <i>Jet Grouting</i> (Carreto,1999)	12
Quadro 2.2 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de <i>Jet Grouting</i> (Carreto,1999)	13
Quadro 2.3 – Resistência à compressão simples do solo tratado por <i>Jet Grouting</i> (adaptado de Carreto,1999)	17
Quadro 2.4 – Resistência à tracção do solo tratado por <i>Jet Grouting</i> (adaptado de Carreto,1999)	18
Quadro 2.5 – Resistência ao corte do solo tratado por <i>Jet Grouting</i> (adaptado de Carreto, 1999)	18
Quadro 2.6 – Vantagens e desvantagens da técnica de Cutter Soil Mixingt.....	34

CAPÍTULO 3 – ESTUDO BASE

Quadro 3.1 – Características do <i>jet grout</i>	49
Quadro 3.2 – Características do perfil metálico	49
Quadro 3.3 – Parâmetros caracterizadores do modelo p-q- θ	61
Quadro 3.4 – Características do maciço argiloso mole	62
Quadro 3.5 – Características da argila muito dura	62
Quadro 3.6 – Características da parede	62

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS: REDISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NA PAREDE

Quadro 4.1 – Síntese do estudo efectuado sobre o espaçamento.....	107
Quadro 4.2 – Síntese do estudo efectuado sobre a espessura da parede	115

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS: COMPORTAMENTO DO MACIÇO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Quadro 5.1 – Síntese do estudo efectuado para diferentes profundidades do estrato rígido	149
--	-----

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

CSM – Cutter Soil Mixing

C_u – resistência não drenada do solo [kPa]

DMM – Deep Mixing Method

DSM – Deep Soil Mixing

e – espessura da parede [m]

E – módulo de elasticidade

EN – Norma europeia

h – altura da parede [m]

JET1 – Sistema de jacto simples

JET2 – Sistema de jacto duplo

JET3 – Sistema de jacto triplo

JJGA – Japanese *Jet Grout* Association

k – declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p$ - v

k_0 – coeficiente de impulso em repouso

k_x – coeficiente de permeabilidade segundo xx

k_y – coeficiente de permeabilidade segundo yy

M – a inclinação da linha de estados críticos no referencial p - q .

$M_{\text{máx}}$ – esforço flector máximo

N – volume específico do solo em compressão isotrópica

N.F. – nível freático

$N_{\text{máx}}$ – esforço normal máximo

N_{SPT} – número de pancadas do ensaio SPT

$\varnothing$ – diâmetro

ϕ' – ângulo de atrito

OCR – grau de sobreconsolidação

P – profundidade de escavação [m]

p – tensão média efectiva;

PVC – policloreto de vinil

q – tensão de desvio;

q_u – resistência à compressão simples

SL – nível de tensão

SPT – Standard Penetration Test

x, y, z – coordenadas cartesianas

γ – peso volúmico

Γ – volume específico do solo em estado crítico

ϵ_q – deformação distorcional

ϵ_v – deformação volumétrica

θ – invariante das tensões

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p, v$)

ν – coeficiente de Poisson

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ – tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)

τ_{xy} – tensões de corte nos planos horizontais e verticais

Ψ – valor residual

1

INTRODUÇÃO

Em Portugal à semelhança do que se verifica na maioria dos países, a população encontra-se desigualmente distribuída no território, tendo-se assistido em especial nas últimas décadas a um acentuar desta desigualdade. Tal desigualdade é consequência da deslocação da população das zonas mais interiores do país para o litoral, que numa primeira fase foi resultado das melhores condições de vida que as cidades do litoral ofereciam, condições estas que atraíam a população rural na procura de novas oportunidades, e mais recentemente da função vital dos saldos de natalidade e do fenómeno de imigração.

Em consequência desta desigual distribuição verifica-se, nas zonas mais povoadas, um aumento da pressão sobre os recursos, das infra-estruturas e dos equipamentos existentes, levando assim a uma saturação da superfície. Esta dificuldade pode ser superada, por um lado, pela construção vertical e, por outro, pelo recurso a obras subterrâneas, nomeadamente a construção de túneis rodoviários e ferroviários, bem como estações metropolitanas, parques e garagens para estacionamento automóvel, que requerem a realização de escavações profundas.

Associado a essa necessidade, acrescenta-se o facto de as zonas densamente povoadas se encontrarem próximas de foz de rios e nesses locais os maciços presentes serem tipicamente aluvionares, geralmente constituídos por solos argilosos de baixa resistência.

Tendo em conta esse facto, torna-se fundamental o estudo do comportamento desse tipo de solo, assim como necessário a utilização de técnicas que permitam a construção dentro dos parâmetros de segurança impostos para este tipo de estruturas.

Os solos argilosos apresentam um comportamento particular, face à permeabilidade dos mesmos, que quando sujeito a escavações profundas, ao contrário dos solos granulares, em que a alteração do estado de tensão total se reflecte de imediato no estado de tensão efectiva, nos solos argilosos a sua baixa permeabilidade não permite alterações instantâneas do teor em água, e consequentemente geram-se excessos de pressão neutra. Por esse facto, esse tipo de solos quando sujeitos a escavação apresentam um comportamento com dependência temporal, isto é, necessitam de um determinado tempo para que ocorra o processo de dissipação de excessos de pressão neutra. Durante o processo de dissipação ocorre alteração do estado de tensão e de deformação do maciço, assim como dos deslocamentos horizontais da própria contenção e dos assentamentos do solo à superfície.

Tendo em conta a concentração de edifícios nas zonas urbanas, o estudo e o cálculo das deformações e deslocamentos são fundamentais, pelo facto de poderem provocar danos nos edifícios periféricos sobretudo nos edifícios históricos que apresentam maior limitação estrutural.

De forma a ultrapassar essa dificuldade, na segunda metade do século XX desenvolveram-se técnicas que permitiram um melhoramento do solo, ao nível sobretudo da resistência e rigidez, levando a estruturas de contenção mais eficazes e assim permitindo o aproveitamento do subsolo, com reduzidos riscos para os edifícios existentes na periferia. O *Jet Grouting* é uma das técnicas que se integra nesse conjunto, sendo esta a técnica alvo de estudo no decorrer do presente trabalho.

Assim, a realização da presente dissertação apresenta como finalidade principal compreender o comportamento de escavações em maciços argilosos suportados por paredes de *jet grout* armado com perfis metálicos.

De forma a facilitar a compreensão do estudo que se desenvolve no presente trabalho, seguidamente são expostos de forma sucinta os diferentes assuntos abordados, assim como os estudos realizados ao longo do mesmo.

No capítulo 2 é realizada uma abordagem sobre a técnica de *Jet Grouting*, onde são expostos o processo de execução, os diferentes sistemas que a compõem, bem como os parâmetros necessários para a sua aplicação e as características do terreno tratado. Neste capítulo, são ainda abordadas de forma mais sucinta outras duas técnicas de melhoramento dos solos, em muito semelhantes ao *jet grouting* no tipo de material obtido (solo – cimento), o *Deep Soil Mixing* e o *Cutter Soil Mixing*, sendo para cada uma delas referido os principais aspectos que as caracterizam. De forma a complementar estas técnicas e verificar a sua aplicabilidade são descritos alguns casos de obra de contenções onde estas técnicas foram utilizadas.

Nos capítulos que se seguem (3, 4 e 5) é utilizado um programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos designado por “RECRIB”, desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este programa permite proceder à análise da consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, mais especificamente o modelo p-q- θ .

No que se refere ao capítulo 3, são efectuadas duas análises base distintas, a primeira relativa ao segmento de parede adoptado, onde se procede ao estudo da redistribuição de esforços do *jet grout* para os perfis metálicos. A segunda análise retrata uma obra tipo, na qual se procede ao estudo do seu comportamento global, desde o maciço sujeito à escavação até à estrutura de contenção, englobando a análise do comportamento da obra durante o período de construção e do período de pós-construção, até ao final da consolidação.

Os capítulos 4 e 5 intitulam-se por “análise paramétrica”, nos quais se procede à variação de determinados parâmetros, de modo a compreender a influência que cada um acarreta no comportamento da estrutura em estudo.

O capítulo 4 destina-se ao estudo da redistribuição dos esforços do *jet grout* para os perfis metálicos, perante variações de parâmetros como o espaçamento entre perfis, a espessura da parede, a posição que o perfil metálico ocupa no interior da parede de *jet grout* e, por fim, o tipo de perfil utilizado.

No capítulo 5, a análise paramétrica realizada é direccionada de modo a se perceber de que forma a variação de determinados parâmetros influencia o comportamento da estrutura base analisada no capítulo 3. De entre os vários parâmetros possíveis, optou-se pela análise da influência da laje de fundo em *jet grout*, bem como a profundidade do estrato rígido que a parede se encontra fundada. As análises realizadas têm como objectivo analisar a evolução do estado de tensão, bem como dos deslocamentos e dos esforços instalados nos vários elementos estruturais.

Por fim, no capítulo 6 tecem-se algumas conclusões gerais, na sequência das análises realizadas ao longo do presente trabalho, salientando-se os aspectos mais relevantes. São ainda apontadas algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

2

TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

2.1. INTRODUÇÃO

Na segunda metade do século XX, verificou-se um desenvolvimento das cidades de Lisboa e do Porto, bem como da maioria das cidades do litoral do território português, devido à deslocação da população na procura de melhores condições de vida. Em consequência desse desenvolvimento, surgiu uma saturação do espaço à superfície, tornando indispensável não só uma construção vertical, mas também um aproveitamento do subsolo.

A necessidade de utilização do subsolo tem impulsionado o crescimento de técnicas, que permitem o melhoramento das propriedades do solo. Em Portugal, a utilização do *Jet Grouting* como técnica de melhoramento do solo é cada vez mais utilizada.

Neste capítulo, além de uma abordagem aprofundada acerca do *Jet Grouting*, são também mencionadas outras técnicas de melhoramento do solo, mais precisamente *Deep Soil Mixing* (DSM) e *Cutter Soil Mixing* (CSM), bem como alguns exemplos da aplicação destas técnicas.

2.2. JET GROUTING

2.2.1. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Os jactos de água a elevada pressão, como técnica de desagregação do solo, foram pela primeira vez utilizados nos Estados Unidos da América, em 1962, tendo sido posteriormente desenvolvidas, por vários países, entre os quais o Japão, a Itália e o Reino Unido, várias metodologias baseadas nesta. Em 1970, o japonês Yahiro e seus colaboradores, desenvolveram uma metodologia que consistia na utilização de um jacto de água horizontal unidireccional, com elevada velocidade na desagregação do terreno, que posteriormente seria substituído por calda, técnica esta que designaram por *Jet Grouting* (Carreto, 1999).

O desenvolvimento desta técnica, assim como de outras similares, deveu-se à procura de uma tecnologia que permitisse não apenas aperfeiçoar, através de injeções, solos com características mecânicas baixas e uma permeabilidade elevada ou em solos heterogéneos, mas também causar um reduzido número de perturbações, na obra e na sua periferia.

Em Portugal, o *Jet Grouting* foi pela primeira vez utilizado, em 1993, pela empresa Teixeira Duarte S.A. no reforço da fundação de um edifício na cidade de Setúbal.

Desde essa altura até aos dias de hoje, várias foram as situações em que esta técnica foi utilizada, desde reforços de fundações de edifícios e de pontes, assim como na consolidação de abóbadas, estabilização de taludes, entre outras.

2.2.2. DEFINIÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE EXECUÇÃO

O *Jet Grouting*, como referido anteriormente de uma forma sucinta, consiste numa técnica de melhoramento do solo, que utiliza um ou mais jactos horizontais (Figura 2.1) de elevada velocidade (cerca de 250 m/s) directamente no interior do terreno, de forma a desagregar a estrutura do terreno, misturando as partículas daí resultantes com calda de cimento, originando um composto com características mecânicas reforçadas e uma menor permeabilidade, tendo em conta o material inicialmente presente (Carreto, 1999).

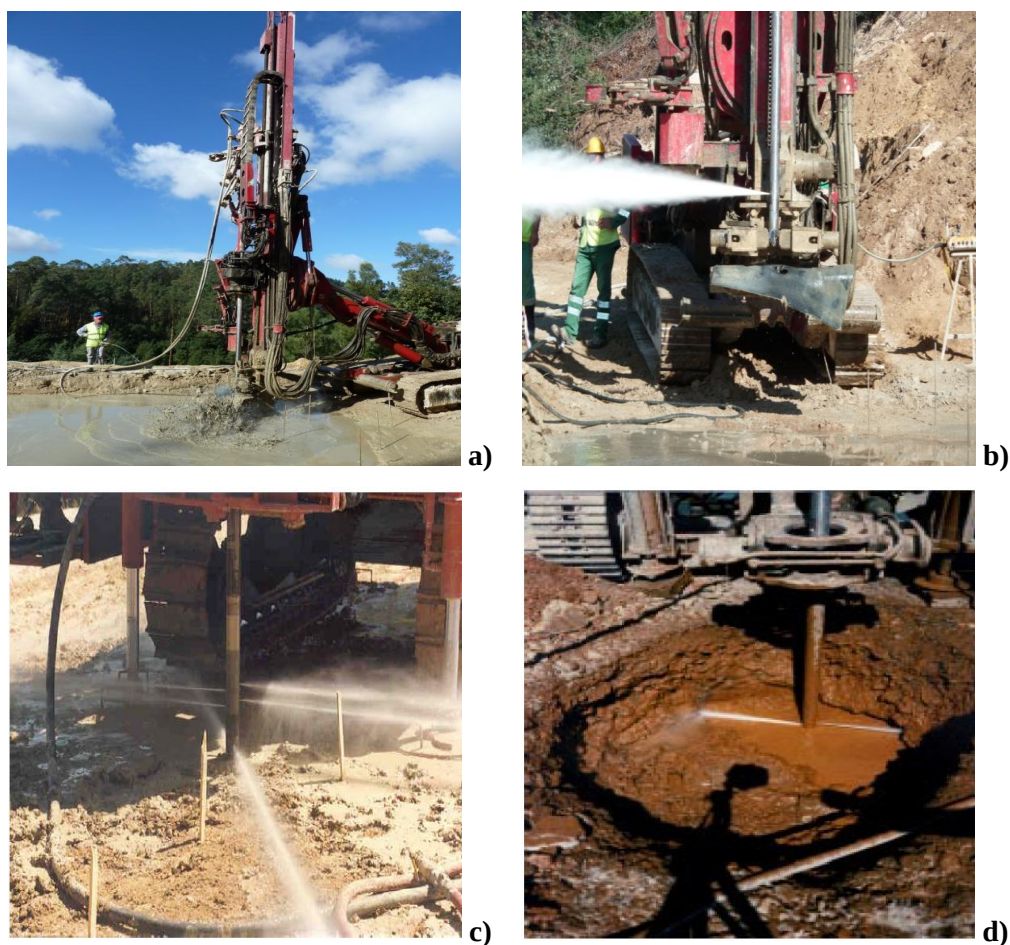


Fig. 2.1 – Equipamento de *Jet Grouting*: a) máquina de realização de *Jet Grouting* em execução; b) jacto horizontal c) múltiplos jactos horizontais (Gazaway et al.,[s.d.]) d) desagregação do solo (Kaidussis e Gomez de Tejada, [s.d.])

Esta técnica inicia-se com a colocação de uma sonda em posição nivelada, em que o eixo da vara coincide com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel, introduzindo-se a vara no terreno com o auxílio de um jacto de água vertical, até que os bicos se encontrem à profundidade desejada. No final desta etapa, é accionada uma válvula de forma a obstruir a saída de água inferior.

A injeção, a segunda parte deste processo, varia de acordo com o tipo de geometria pretendida (Figura 2.2), isto é, para a obtenção de um corpo cilíndrico (situação mais corrente), a vara é sujeita a um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada a uma velocidade constante, de forma que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo. Concluído o tamanho desejado da coluna, a vara é retirada e é preenchido o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo (Carreto, 1999).

No caso da geometria desejada ser plana, este processo é similar, apenas diferindo na ausência do movimento de rotação na ascensão da vara.

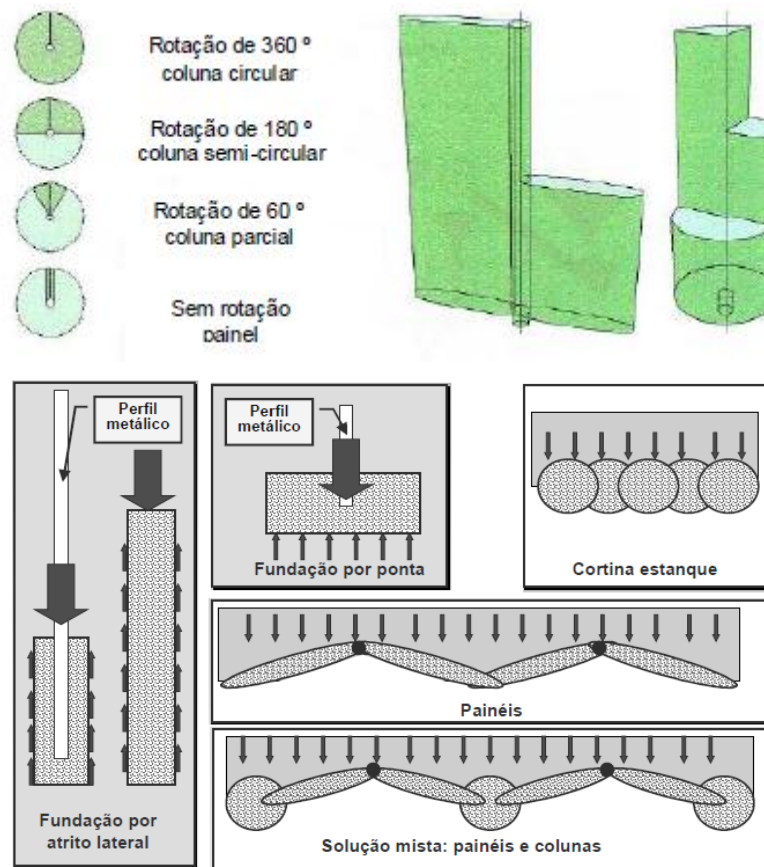


Fig. 2.2 – Formas correntes de corpos de Jet Grout (adaptado de Francisco, 2007)

De uma forma mais sucinta, de seguida é descrito este processo físico através de uma divisão em três etapas, sendo elas:

- Corte - a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas resultantes são dispersas pela acção de um ou mais jactos horizontais de alta velocidade;
- Mistura e substituição parcial - uma parte das partículas de solo é substituída e a outra parte é misturada com a calda de cimento injectada a partir dos bicos de injeção;
- Cimentação - as partículas de solo são aglutinadas entre si através do papel autoendurecedor da calda, formando um material consolidado.

Na figura que se segue (Figura 2.3), é ilustrado todo este processo de forma a facilitar a sua compreensão.

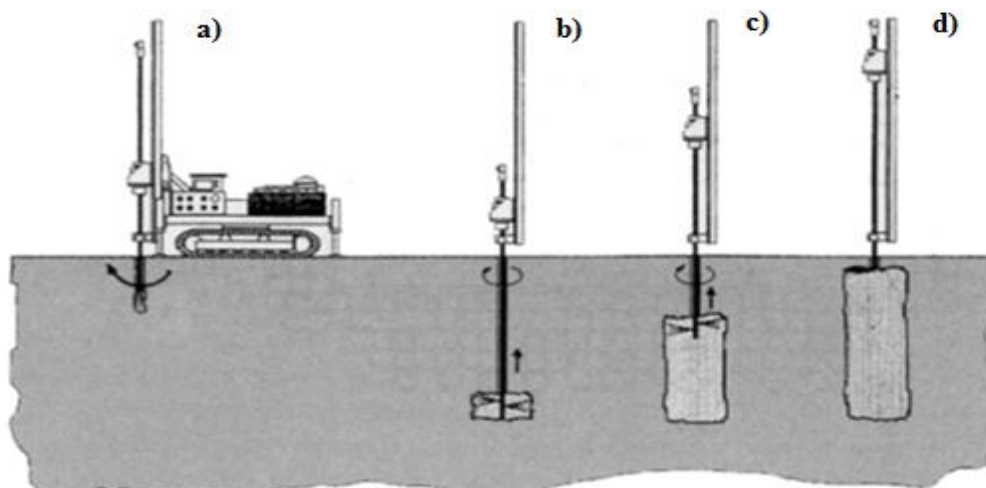


Fig. 2.3 – Fases do processo de execução das colunas de *Jet Grout*: a) perfuração até a profundidade projectada b) início da injeção dos jactos com calda de cimento c) injeção de calda e subida em rotação da vara d) final da realização da coluna (Bzówka, 2004)

Para a execução desta técnica é necessário o equipamento que se segue (Figura 2.4), sendo que este vai depender em parte do sistema de jacto seleccionado, como é abordado posteriormente:

- Central de calda de cimento;
- Bomba de alta pressão;
- Compressor (apenas em alguns sistemas de *Jet Grouting*);
- Sonda hidráulica, com torre
- Varas de *Jet Grouting*, com função de furacão e tratamento;
- Mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.

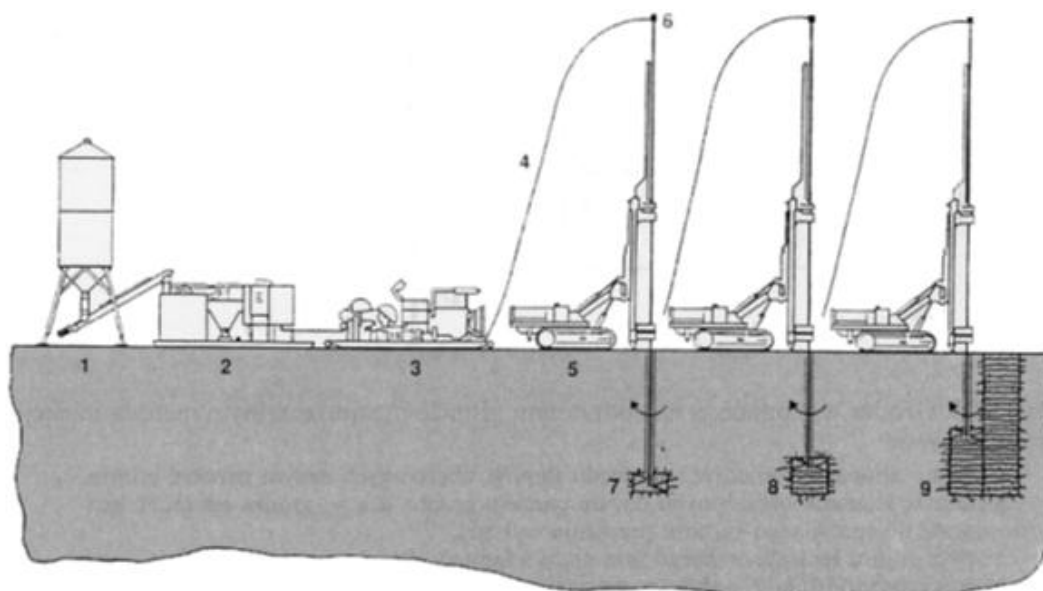


Fig. 2.4 – Conjunto de equipamentos utilizados: 1 - silo de cimento; 2 – misturadora; 3 - bomba de alta pressão; 4 - mangueira de alta pressão; 5 - equipamento de perfuração giratório; 6 – cabeça da vara; 7 - início da injeção dos jactos, depois da perfuração da sonda até a profundidade projectada; 8 – subida rotacional com injeção de calda na primeira coluna; 9 – execução da próxima coluna (Bzówka, 2004)

2.2.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

A técnica de *Jet Grouting* pode ser realizada através de três métodos, métodos estes que se baseiam no mesmo processo físico, os quais se designam por sistema de jacto simples (JET1), sistema de jacto duplo (JET2) e sistema de jacto triplo (JET3) (Figura 2.5).

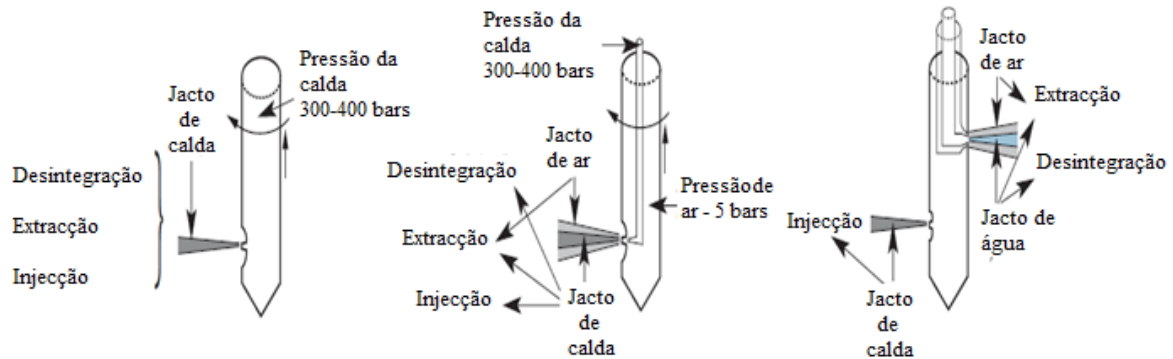


Fig. 2.5 – Diferentes tipos de jacto de injeção, para cada tipo e sistema (adaptado Menard [s.d.])

De modo a elucidar as características reais que o sistema de injeção apresenta, na Figura 2.6 são evidenciados os diferentes constituintes do mesmo.



Fig. 2.6 – Sistema de injeção

O sistema de jacto simples consiste na utilização de um ou mais jactos horizontais de calda de cimento a grandes velocidades, que simultaneamente desagrega a estrutura do solo e mistura as partículas daí resultantes com a calda injectada.

Este tipo de sistema de jacto é adequado a solos coesivos, com valores de SPT inferiores a 5 e até 10 pancadas, e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20, uma vez que, a resistência colocada pelos solos mais densos e consistentes, requer um maior esforço energético, que consequentemente, torna este processo pouco eficiente e muito dispendioso.

O sistema de jacto duplo utiliza, associado ao jacto de calda de cimento, um jacto de ar comprimido que envolve o primeiro jacto, aumentando desta forma o alcance do jacto, que consequentemente permite uma maior remoção do solo original e uma substituição por material injectado, ou seja, as colunas daí resultantes apresentam um maior diâmetro relativamente à utilização do sistema de jacto simples. O restante mecanismo é igual ao sistema de jacto simples, ou seja, promove simultaneamente a desagregação do solo e a aglutinação das partículas à calda.

Este sistema requer um material idêntico ao sistema JET1, sendo apenas acrescentado um compressor de ar comprimido e duas varas concêntricas que permitem a bombagem simultânea de calda e de ar.

Em termos aplicativos, este sistema é adequado para diferentes tipos de solo como argilosos, arenosos e com cascalho, sendo que em solos considerados coesivos, limita-se a sua utilização a terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

Relativamente ao sistema de jacto triplo, este difere dos anteriores em dois factores, a associação de um terceiro jacto de água, ao jacto de calda de cimento e ao de ar comprimido e a separação entre as acções de desagregação do solo e mistura com as partículas resultantes da erosão.

Neste sistema, cada um dos três jactos, apresenta uma função diferente, ao contrário dos anteriores sistemas. O jacto de água é utilizado com o intuito de destruir o terreno, sendo que parte desta água volta à superfície juntamente com algum solo desagregado. O jacto de ar comprimido é injectado no mesmo bico que a água, tendo como objectivo aumentar a acção desagregadora do terreno, assim como de facilitar a mistura da água com o solo erodido, facultando assim a sua saída para o exterior. O terceiro jacto de calda de cimento encontra-se colocado num nível inferior aos anteriores, apresentando a função de misturar aquela com o solo aí presente, após a passagem do jacto com água e ar, originando assim um corpo solidificado.

Este sistema tem a vantagem de permitir um maior controlo das quantidades e das pressões do material injectado, traduzindo-se numa melhoria da qualidade do tratamento final. Deste modo, este sistema pode ser utilizado na maioria dos solos, ao contrário dos sistemas JET1 e JET2. No entanto, geralmente é aplicado em solos considerados coesivos com valores de N_{SPT} inferiores a 15 e em solos incoerentes com valores de N_{SPT} inferiores a 50.

Relativamente ao equipamento, este sistema necessita de uma bomba de injeção de alta pressão, juntamente com todo o material referido para o sistema JET2

Após esta breve análise sobre três sistemas de injeção de *Jet Grouting*, verifica-se que, o sistema JET1 apresenta uma simplicidade, que não se verifica nos restantes sistemas, uma vez que nestes são requeridos outros equipamentos, mais complexos e sofisticados, levando a que a sua aplicação seja menos directa. Em contrapartida, para diâmetros iguais, o sistema JET1 necessita de pressões mais elevadas e conseqüentemente um maior desgaste do equipamento, em comparação com o sistema de duplo jacto, sendo que o limite do diâmetro para o JET1 é inferior ao do JET2 (0,3 a 1,2 m e 0,6 a 2,0 m, respectivamente). No que se refere ao JET3, este sistema consegue construir colunas com diâmetros de 0,8 a 3,0 metros.

A escolha do sistema mais adequada é estabelecida tendo em conta o tipo de solo, assim como as características mecânicas das colunas de *Jet Grouting* que se pretende obter.

2.2.4. CAMPO DE APLICAÇÃO DO JET GROUTING

Como já referido, a técnica de *Jet Grouting* tem aumentado progressivamente a sua aplicação em obras geotécnicas, sobretudo em zonas densamente povoadas, assim como em cidades com uma quantidade significativa de túneis e com zonas com um considerável número de edifícios em processo de reabilitação, por se tratar de uma solução técnica e economicamente vantajosa.

Na imagem que se segue (Figura 2.7), são ilustradas diferentes áreas de aplicações da técnica de *Jet Grouting*.

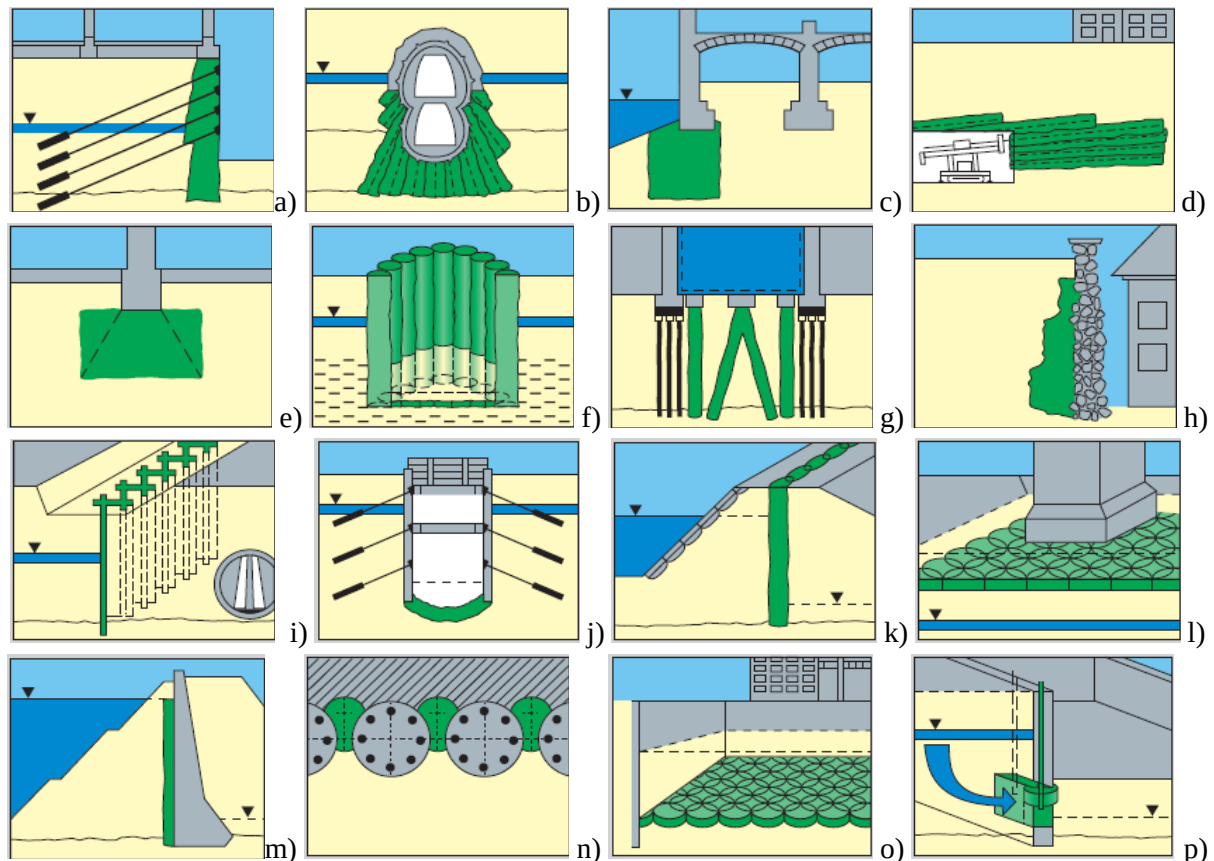


Fig. 2.7 – Diferentes aplicações do *Jet Grouting*: a) estrutura de contenção b) protecção do túnel c) restauração da fundação d) reforço de escavações de túneis e) reforço da fundação f) parede de contenção g) fundação profunda h) alívio de pressões de terras i) painel de paredes j) laje de fundo k) cortina de estanquidade l) laje de estanquidade m) cortina de estanquidade n) conjunto de colunas de estanquidade o) laje de estanquidade p) protecção de águas subterrâneas (Keller, [s.d.])

Tendo em conta o elevado número de aplicações presentes na Figura 2.7, destaca-se para o presente trabalho, as aplicações relativas às escavações, uma vez que serão alvo de estudo nos capítulos que se seguem, sendo elas:

- Na construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de impermeabilização;
- Na construção de contenções laterais de escavações, podendo também funcionar como cortinas de estanquidade, nomeadamente em terrenos com difíceis acessos ou com grandes obstáculos para a execução de estacas pranchas ou paredes moldadas.

2.2.5. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE *JET GROUTING*

O desenvolvimento da técnica de *Jet Grouting* permitiu ultrapassar dificuldades que os métodos de injeção tradicionais apresentam, sobretudo ao nível da aplicação a uma grande variedade de solos, detendo deste modo uma série de vantagens, quando comparada com outras técnicas. No entanto, como qualquer técnica, apresenta também desvantagens. No quadro que se segue (Quadro 2.1), são enunciadas as vantagens e desvantagens segundo Carreto (1999)

Quadro 2.1 – Vantagens e desvantagens do *Jet Grouting* (Carreto,1999)

Vantagens
▪ Aplicabilidade a uma vasta gama de solos, desde o cascalho à argila, bem como no tratamento de rochas brandas; ▪ Possibilidade de tratar solos heterogéneos cujas camadas são conhecidas, pois consegue adaptar os seus parâmetros a cada tipo de solo; ▪ Capacidade de execução de colunas com qualquer declive; ▪ A execução do tratamento de um solo não é afectada pela permeabilidade do mesmo; ▪ Possibilidade de tratar solos com cotas inferiores ao nível freático; ▪ Possibilidade de executar diversas geometrias, através da intersecção de colunas; ▪ Capacidade de aplicação em espaços muito reduzidos, pela utilização de equipamentos de pequenas dimensões; ▪ A sua aplicação produz um nível baixo de ruído e de vibrações.
Desvantagens
▪ Elevada dispersão das características mecânicas finais do material, ao nível da resistência à compressão; ▪ Não é possível identificar as dimensões reais das colunas; ▪ Permite apenas a realização de colunas a uma profundidade inferior de 15 a 20 metros; ▪ Dificuldade de controlar a saída de refluxo, podendo provocar movimentos do terreno à superfície; ▪ Dificuldade de remoção e manuseamento da grande quantidade de material de refluxo; ▪ É alcançada a resistência máxima ao fim de vários dias da aplicação, que, para determinadas obras pode ser um problema.

Uma das vantagens que mais se realça é, sem dúvida, a sua aplicabilidade a uma gama mais alargada de tipos de solos, quando comparada com outras técnicas, como evidenciado pelo gráfico que se segue (Figura 2.8).

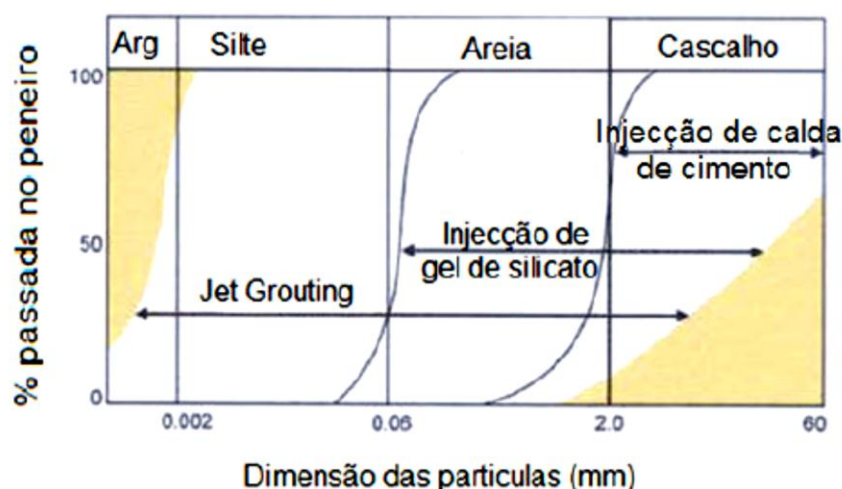


Fig. 2.8 – Aplicabilidade do *Jet Grouting* relativamente a outros tipos de injeção (Loureiro, 2008)

2.2.6. PARÂMETROS DO PROCEDIMENTO DO JET GROUTING

A execução da técnica de *Jet Grouting* requer um planeamento adequado, de forma a garantir a qualidade dos trabalhos realizados por esta técnica. Como tal, é fundamental estabelecer os parâmetros adequados aos objectivos que se pretende atingir e de acordo com o sistema de jactos seleccionado.

Deste modo, segundo Carreto (1999) e Wen (2005), os parâmetros comuns aos três sistemas de jacto a ter em conta passam pela pressão e caudal do fluido aglutinante, número de bicos de injeção e os seus diâmetros, assim como a velocidade da rotação e ascensão da vara e por fim a relação água - cimento.

Nem todos os parâmetros anteriormente citados são fáceis de controlar, pois estão condicionados ao equipamento que a empresa que prestará o serviço possui, nomeadamente o número e o diâmetro dos bicos de injeção e a pressão e caudal do fluido.

No sistema de JET2, são acrescentados à anterior lista, dois parâmetros, em consequência do jacto de ar comprimido, presente neste sistema, sendo eles a pressão do ar comprimido e o seu caudal. À semelhança de outros parâmetros enunciados, também estes estão condicionados pelo equipamento, sendo por isso difícil o seu controlo.

Relativamente ao sistema de jacto triplo, este também requer outros parâmetros, para além dos anteriormente referidos, entre os quais a pressão da água e o seu caudal e o número e diâmetros dos bicos de injeção da água, parâmetros estes necessários devido ao terceiro jacto (água) presente neste sistema.

Ao analisar a bibliografia existente, verifica-se alguma discrepância entre os valores de referência dos diferentes parâmetros obtidos por diferentes autores. Baseada nessa informação, Carreto (1999) elaborou uma compilação com os valores de referência, enunciados no Quadro 2.2:

Quadro 2.2 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de *Jet Grouting* (Carreto,1999)

Parâmetros do procedimento		Jacto simples	Jacto duplo	Jacto triplo
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	Pré-furação	Pré-furação	20 a 60
Caudal	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	Pré-furação	Pré-furação	30 a 150
Diâmetro dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	Pré-furação	Pré-furação	1 a 3
Número de bicos de injeção	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	Pré-furação	Pré-furação	1 a 2
Relação água-cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

A determinação dos parâmetros adequados às características do terreno deve ser realizada ainda na fase de projecto e tendo em conta os resultados obtidos através de ensaios realizados inicialmente no solo, ou em condições semelhantes às que se verificam para as colunas definitivas. Posteriormente, durante o tratamento do solo, os parâmetros devem ser controlados, nomeadamente as pressões dos materiais injectados e a velocidade, tanto de rotação como de subida da vara.

2.2.7. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO

A determinação das características finais do solo tratado é uma das dificuldades que a técnica de *Jet Grouting* apresenta, não só pela execução interna da técnica, que impede a visualização dos resultados finais, mas também pelo processo de execução desta técnica. As imagens que se seguem ilustram o aspecto das colunas, de modo a facilitar a percepção dos resultados desta técnica (Figura 2.9).



Fig. 2.9 – Aspecto tipo de colunas de *Jet Grouting* (Bilfinger berger, [s.d.]; Sližytė et al.,2010)

A metodologia deste método, como referido anteriormente, baseia-se, não na substituição total do solo desagregado mas, numa mistura parcial do solo com calda de cimento, que desta forma impede a identificação da composição final do terreno e, consequentemente a determinação da resistência à compressão e deformação, bem como da resistência ao corte e da permeabilidade que as colunas finais de *Jet Grouting* apresentarão.

Assim, os resultados finais que o solo vai apresentar vão depender das suas características iniciais, da percentagem de solo que foi misturado com a calda, bem como do próprio processo de uniformização da mistura.

Outros aspectos que influenciam as características finais do terreno são, como já abordado neste capítulo, os parâmetros determinados para o procedimento, bem como o tipo de solo e o sistema de jactos seleccionado.

Com o intuito de ultrapassar esta dificuldade, na fase inicial da obra, devem ser verificados os valores estabelecidos na fase projecto, através da execução de ensaios realizados com condições semelhantes às colunas definitivas, de forma que seja possível, analisando os resultados obtidos, alterar os parâmetros, caso seja necessário.

2.2.7.1. Dimensão das colunas

A dimensão das colunas de *Jet Grouting* é outro aspecto difícil de caracterizar desta técnica, na medida em que, embora como referido no subcapítulo que aborda os sistemas de jacto, o sistema

escolhido influencie o diâmetro das colunas, a acção dinâmica do jacto determina a quantidade de solo desagregado e consequentemente a dimensão da coluna. Associado a estes factores influenciadores (o sistema e a energia) do diâmetro das colunas, também as características e condições iniciais interferem.

Como já foi abordado, o diâmetro das colunas é influenciado pelo sistema de jacto, na medida em que este vai determinar a quantidade de solo desagregado, que no caso de o jacto de injeção de calda se apresentar envolvido por ar comprimido (JET2), aumenta consideravelmente o diâmetro das colunas. Relativamente ao JET3, a separação que existe entre a função de desagregação do solo e mistura, tem o objectivo de aumentar o raio de acção do jacto, comparativamente com os restantes sistemas, permitindo assim uma execução de colunas de maior diâmetro. Stroud (1994) considera ainda que a natureza do fluido de injeção, água ou calda, não apresenta um efeito significativo na utilização de jactos de alta potência da injeção.

Relativamente às condições e características iniciais do solo, o tipo de solo e as suas características apresentam um papel fundamental na dimensão das colunas, uma vez que a granulometria vai determinar a resistência que o solo apresenta e consequentemente a energia que o jacto vai necessitar para ultrapassar esta resistência, pois, por exemplo quando se tratam de argilas do tipo duras a rijas, a realização de colunas superiores a 1,5 metros é bastante dificultada.

Os gráficos (Figuras 2.10 e 2.11) apresentam os limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas tanto para solos incoerentes como coesivos, nos três sistemas de jacto, de forma a ilustrar os diferentes diâmetros que as colunas apresentam perante solos com diferentes valores de N_{SPT} .

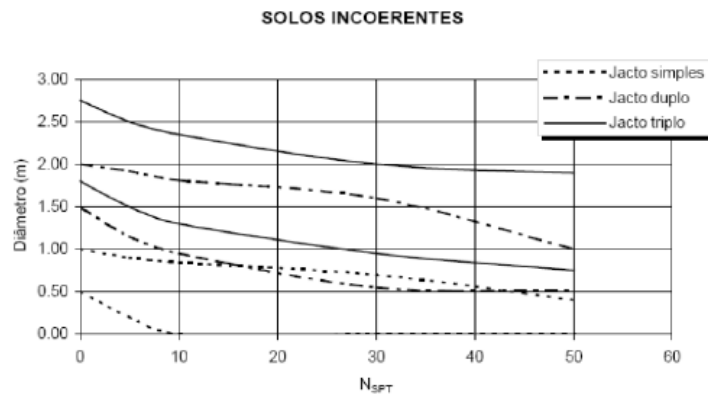


Fig. 2.10 – Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto 1999)

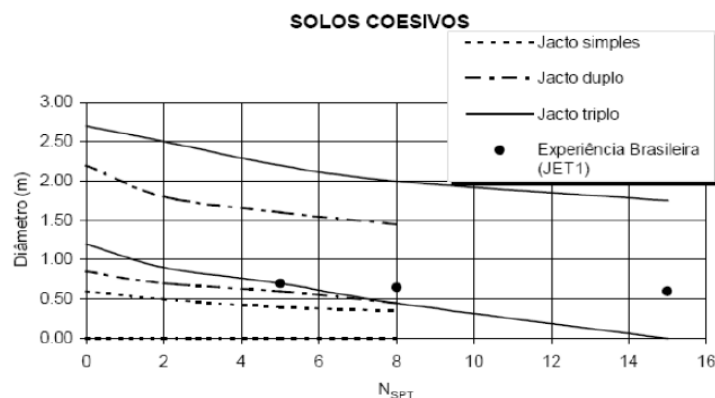


Fig. 2.11 – Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos coesivos (Carreto 1999)

Carreto (1999) baseada em estudos presentes na bibliografia, e analisando os gráficos anteriormente citados, concluiu que o diâmetro das colunas executadas em solos coesivos e incoerentes através do sistema JET1 é inferior ao diâmetro dos outros sistemas, assim como o sistema de jacto triplo consegue um maior diâmetro das colunas, em relação aos restantes. Outro aspecto verificado pela autora foi que, independentemente do sistema de jacto utilizado, o diâmetro das colunas em solos incoerentes é superior aos do solo do tipo coesivo com valores iguais de SPT e também que os diâmetros destes dois tipos de solo, aumentam com a elevação da pressão da injeção, isto quando o sistema utilizado é o JET1. Carreto também concluiu que independentemente do sistema de jacto utilizado, quanto maior for a velocidade de ascensão da vara, menor é o diâmetro que a coluna vai apresentar.

A resistência ao corte é outra característica de solo que influencia as dimensões das colunas, pois estudos realizados verificaram que, em solos coesivos, grande parte da energia do jacto é utilizada na destruição do solo, implicando desta forma uma redução das dimensões.

De referir ainda que a realização de colunas de *Jet Grouting* a cotas inferiores ao nível freático, não apresentam uma influência significativa no diâmetro das mesmas.

2.2.7.2. Resistência mecânica do material tratado

A resistência mecânica que, no final da técnica de *Jet Grouting*, o solo tratado vai apresentar é um aspecto fundamental a considerar no projecto que envolve a técnica.

São vários os factores que condicionam a resistência que no final o solo tratado vai apresentar, nomeadamente a natureza do solo, o sistema utilizado, bem como a composição da calda e tempo de impacto do jacto e de cura, entre outros.

A natureza do solo é um dos principais condicionadores da resistência, mais especificamente a permeabilidade, na medida em que uma drenagem deficiente da água da calda em solos de partículas mais finas, traduzem-se numa menor resistência, comparativamente a solos do tipo incoerente.

O sistema de jactos utilizados é outro factor condicionante, uma vez que cada tipo de sistema apresenta diferentes características que conduzem a diferentes percentagens de solo desagregado e consequentemente de diferentes quantidades de mistura entre a calda e o solo. Estudos realizados por Xanthakos em 1994, concluíram que o JET1 conduz a uma maior resistência quando se trata de solos arenosos; em contrapartida, nos restantes tipos de solo, devido à maior substituição de solo que ocorre no JET3, existe uma maior uniformização e geralmente uma maior resistência do material tratado. Já no que se refere ao JET2, devido à presença de ar, os solos tratados apresentam uma menor resistência (Carreto 1999).

No que respeita à composição da calda, o tipo de cimento vai, sem dúvida, determinar a resistência final do produto. Constatou-se ainda que a presença de bentonite conduz a uma diminuição da drenagem em solos arenosos, ou seja uma diminuição da permeabilidade e ao mesmo tempo uma menor resistência. Outro aspecto a realçar baseia-se no facto de, qualquer que seja o tipo de solo e o sistema utilizado, se verificar uma menor resistência para valores superiores de água – cimento, em consequência da redução da quantidade de cimento injectado, aliado ao aumento da quantidade de água.

O tempo de impacto e a quantidade de cimento injectado são outros aspectos que influenciam a resistência mecânica final do material tratado. O tempo de impacto é determinado pelo produto inverso da velocidade de subida da vara com o número de bicos, sendo a quantidade de cimento

injectada directamente proporcional ao tempo de impacto do jacto. Segundo investigações presentes na bibliografia, a resistência à compressão aumenta significativamente, nos diferentes tipos de solo, com o aumento para o dobro do tempo de impacto de jacto, em consequência do aumento da quantidade de cimento injectado.

Por fim, relativamente ao tempo de cura, este influencia a resistência, na medida em que a calda utilizada na aglutinação das partículas no *jet grout* é caracterizada por um determinado tempo de cura, do qual depende o valor da resistência do material tratado.

Num solo sujeito a tratamento pela técnica de *Jet Grouting*, a previsão da sua resistência à compressão simples é dificultada devido a diversos aspectos, nomeadamente devido à composição desconhecida do material tratado, assim como da granulometria no final da erosão e do teor de água existente em relação à quantidade de cimento injectado, entre outras.

Todos estes aspectos levam a uma dificuldade em conhecer a resistência à compressão simples que no final do todo o processo o material tratado apresentará. Desta forma, diversos autores, realizaram estudos, de forma a compreender os limites que a resistência à compressão simples pode apresentar de acordo com cada tipo de solo, valores estes que estão descritos no Quadro 2.3, a seguir exposto, realizado por Carreto (1999):

Quadro 2.3 – Resistência à compressão simples do solo tratado por *Jet Grouting* (adaptado de Carreto,1999)

Autores / Data	Relação água-cimento	Tipo de solo – Resistência a compressão simples (MPa)				
		Argila Orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Welsh e Bruke /1991	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann et al. / 1984	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Paviani / 1989	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira et al. / 1987	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA / 1995	-	0,3	1	1 a 3	-	-
Guatteri et al./ 1994	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

No que se refere à resistência à tracção, na bibliografia existente, não existe muita informação sobre este assunto, uma vez que as colunas de *jet grout* são normalmente dimensionadas para esforços de compressão.

No quadro que se segue (Quadro 2.4), são expostos os valores tipo de resistência à tracção simples e de resistência à tracção por flexão fornecidos por vários autores:

Quadro 2.4 – Resistência à tracção do solo tratado por *Jet Grouting* (adaptado de Carreto, 1999)

Autores / Data	Tipo de solo	Resistência à compressão simples, q_u [MPa]	Resistência à tracção simples / q_u	Resistência à tracção na flexão / q_u
Guatteri e Teixeira (1987)	Argila	1,5 a 3,5	0,14	0,25
	Silte	2 a 4,5	0,11	0,20
	Areia	2,5 a 8	0,08	0,14
JJGA (1995)	Argila Orgânica	0,3	-	0,22
	Argila	1,0	-	0,20
	Areia	1 a 3	-	0,11 a 0,13

Relativamente à resistência de corte do solo tratado por *Jet Grouting*, segundo Carreto (1999), esta pode ser assumida como sendo 10 a 15% da resistência à compressão simples. Por outro lado, segundo Welsh e Burke (1991) para solos granulares, o valor de resistência ao corte pode ser considerado igual a 0,5 MPa, e para solos coesivos igual a 0,3 MPa. No Quadro 2.5, são expostos os valores de referência para a resistência ao corte, segundo outros autores.

Quadro 2.5 – Resistência ao corte do solo tratado por *Jet Grouting* (adaptado de Carreto, 1999)

Autores / Data	Tipo de solo	Resistência à compressão simples, q_u [MPa]	Coesão / q_u	Coesão (*) (MPa)
Guatteri e Teixeira (1987)	Argila Orgânica	0,5 a 2,5	-	-
	Argila	1,5 a 3,5	0,30	-
	Silte	2 a 4,5	0,25	-
	Areia	2,5 a 8	0,19	-
JJGA (1995)	Argila Orgânica	0,3	0,33	0,1
	Argila	1,0	0,30	0,3
	Areia	1 a 3	0,16 a 0,20	0,2 a 0,5

(*) A JJGA recomenda estes valores independentemente da resistência à compressão simples do material (Carreto 1999)

2.2.7.3. Deformabilidade

Analisando a bibliografia existente, verifica-se que os valores constantes de deformabilidade do material sujeito ao tratamento pela técnica de *Jet Grouting* apresentam uma elevada dispersão.

Assim, a *Japanese Jet Grout Association* (JJGA) recomenda que, independentemente do sistema de jacto utilizado, os valores de módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão, devem ser:

- Solos arenosos: $E_{50\%} = 100$ a 300 MPa

- Solos argilosos: $E_{50\%} = 100 \text{ MPa}$
- Argilas orgânicas: $E_{50\%} = 30 \text{ MPa}$

Os solos considerados arenosos, quando tratados através da técnica de *Jet Grouting*, apresentam uma deformabilidade menor, relativamente aos solos coesivos.

2.2.7.4. Permeabilidade

Numa parede constituída por colunas de *Jet Grouting* a permeabilidade, depende não só do material que a constitui, mas sobretudo da continuidade da mesma. Este factor, a continuidade da cortina, é tanto mais importante quanto maior a profundidade desta, devido à dificuldade em controlar a verticalidade das colunas de grande comprimento.

A permeabilidade de um solo tratado que se encontre a certa profundidade é influenciada pelo diâmetro das colunas assim como pelo espaçamento que apresentam entre si, pela sua verticalidade e profundidade (Carreto, 1999)

Yahiro e Yoshida (1975) verificaram que o coeficiente de permeabilidade dos solos sujeitos à técnica de *Jet Grouting* diminuiu entre 100 a 10 000 vezes, relativamente ao valor inicial.

2.2.8. BREVES CONSIDERAÇÕES SOBRE LAJES DE JET GROUT

Numa escavação, o processo de execução de uma laje de fundo em *Jet Grouting*, assim como o próprio processo de escavação acarretam alguns riscos. Tendo em conta isso, alguns autores identificaram os principais mecanismos de rotura em escavações constituídas por lajes de *jet grout*, fazendo uma distinção entre as escavações cuja parede de contenção atinge um estrato firme e aquelas em que o mesmo não acontece.

Na Figura 2.12, estão ilustradas as principais forças que uma laje é sujeita, em ambas as situações anteriormente citadas.

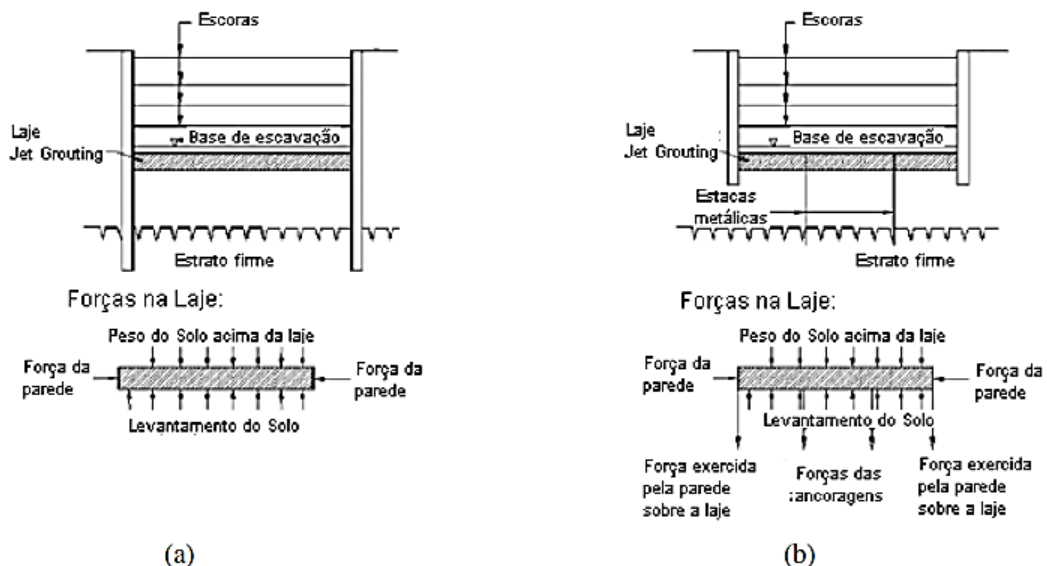


Fig. 2.12 – Principais forças que actuam sobre a laje de *Jet Grout*: a) escavação em que as paredes de contenção penetram no estrato firme; b) escavação em que as paredes não atingem o estrato firme (Shirlaw et al, 2000; adaptado de Brás, 2009)

Analisando a Figura 2.11 a) é possível identificar algumas causas para que ocorra rotura da laje, como o levantamento excessivo do solo na base de escavação, devido possivelmente a uma expansão de argilas moles sob a base da laje, assim como uma força axial excessiva, transmitida pelo deslocamento horizontal das paredes de contenção e defeitos na execução do *Jet Grout*.

Na Figura 2.11 b) que se refere a uma situação em que a parede de contenção não atinge o estrato firme, as principais causas de rotura da laje são as causas referidas para a situação anterior, sendo apenas acrescentadas a incapacidade de resistir às forças descendentes transmitidas, normalmente associadas às componentes verticais das forças nas ancoragens (caso existam) e deficiências na ligação entre a laje e as paredes de contenção, dificultando a transferência de esforços desta quer para as paredes quer para as escoras.

Wen (2005) ao analisar a execução da laje de fundo através da técnica de *Jet Grouting* em diversas escavações, deparou-se com o facto de ocorrer um levantamento e uma movimentação lateral do solo no exterior à escavação, facto explicado pelo processo de execução desta técnica, pois no seu decurso, são introduzidas grandes quantidades de água, ar e calda de cimento, sendo devolvidos para a superfície os seus excessos através do orifício efectuado aquando da furação. Contudo, caso esta cavidade se apresente obstruída, impedindo a exteriorização dos resíduos, ocorre uma expansão na zona em que foi realizada o tratamento, ocorrendo movimentos do solo. De forma a evitar estas situações, devem ser tomadas algumas medidas, entre as quais a execução de uma cavidade de furação de maior diâmetro para que o espaço entre a sonda e o limite desse furo permita o fácil refluxo do material excedentário, assim como reduzir a densidade do material a expelir e entubar o furo, por exemplo com um tubo de PVC, para prevenir o bloqueio da cavidade de expulsão do material excedente (Brás, 2009).

2.2.9. EXEMPLOS DE CASOS DE APLICAÇÕES DA TÉCNICA DE JET GROUTING

2.2.9.1. Reforço numa conduta de esgoto na cidade de Baltimore

Na cidade de Baltimore, um tecto de um esgoto com mais de 100 anos foi-se degradando ao longo do tempo, ao ponto de ocorrer uma fenda com uma dimensão considerável, num bairro residencial.

Com o intuito de inspecionar e reparar a fenda presente na estrutura, foi utilizada uma escavação convencional em madeira, como forma de apoio. No entanto esta operação não obteve os resultados esperados, uma vez que as características que o solo apresentava não eram compatíveis com o tipo de estrutura de contenção seleccionada, não sendo assim possível reunir as condições ideais para a realização da inspecção, pois o solo era do tipo arenoso e apresentava um elevado teor de água. Como tal estas características tornavam o solo instável, considerando-se por isso necessário a realização de uma estrutura de contenção de apoio.

Contudo, um aspecto que dificultava o trabalho neste projecto era a localização do mesmo, uma vez que a obra encontrava-se numa zona residencial, com casas em alvenaria em tijolo, assim como junto a uma igreja, também ela em tijolo, como é ilustrado pela planta presente na Figura 2.13.

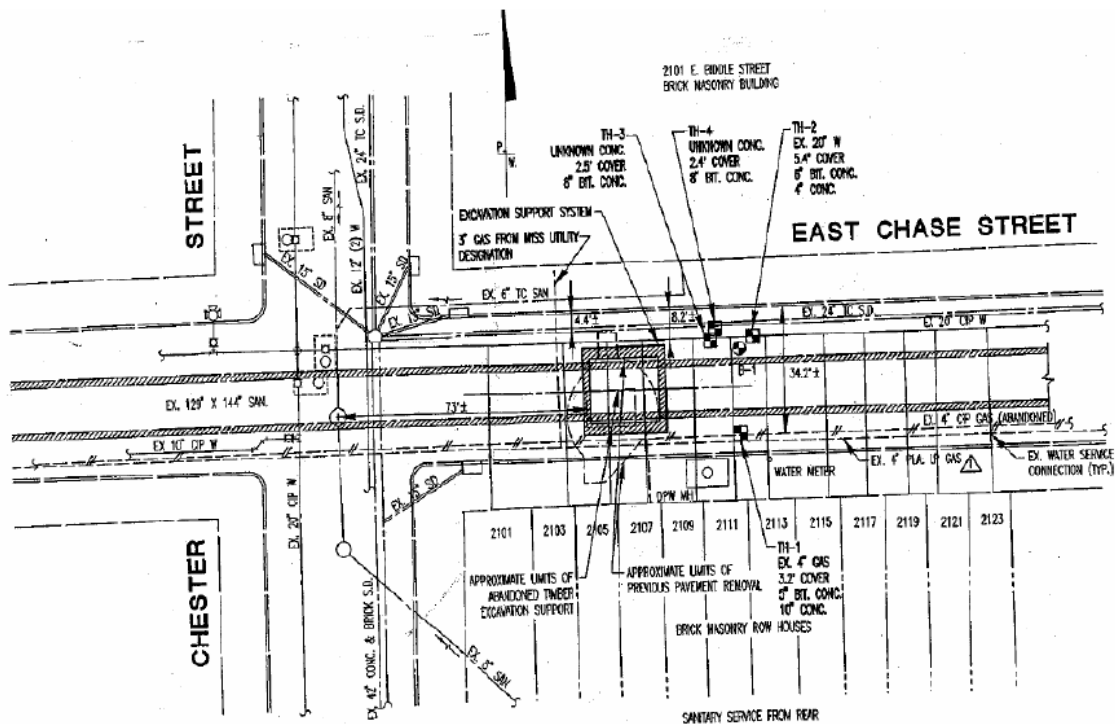


Fig. 2.13 – Planta da localização da conduta de esgoto (Klein et al., [s. d.])

Tendo em conta a localização da obra, a selecção da técnica de contenção mais adequada tinha que ter em conta a presença de vários edifícios na periferia, de forma a evitar não só o ruído, mas sobretudo as vibrações que perturbariam a vizinhança. Assim a técnica de contenção escolhida foi o *Jet Grouting*, uma vez que este método não causaria vibrações excessivas, ao contrário de outros métodos convencionais, como por exemplo a cravação de estacas.

Relativamente às dimensões, a estrutura de contenção foi projectada de forma a permitir o acesso do equipamento e a expor toda a largura da conduta de esgoto (Figura 2.14 a)).

Para aumentar a capacidade de resistência e rigidez das colunas, foram utilizados perfis metálicos em aço no seu interior (Figura 2.14 b)) de forma a reforçar a parede de *jet grout*.



Fig. 2.14 – Estrutura de contenção: a) interior da escavação e condições de trabalho b) colocação dos perfis metálicos (Klein et al., [s. d.])

Desta forma, a estrutura de contenção foi executada como ilustrado na Figura 2.15.

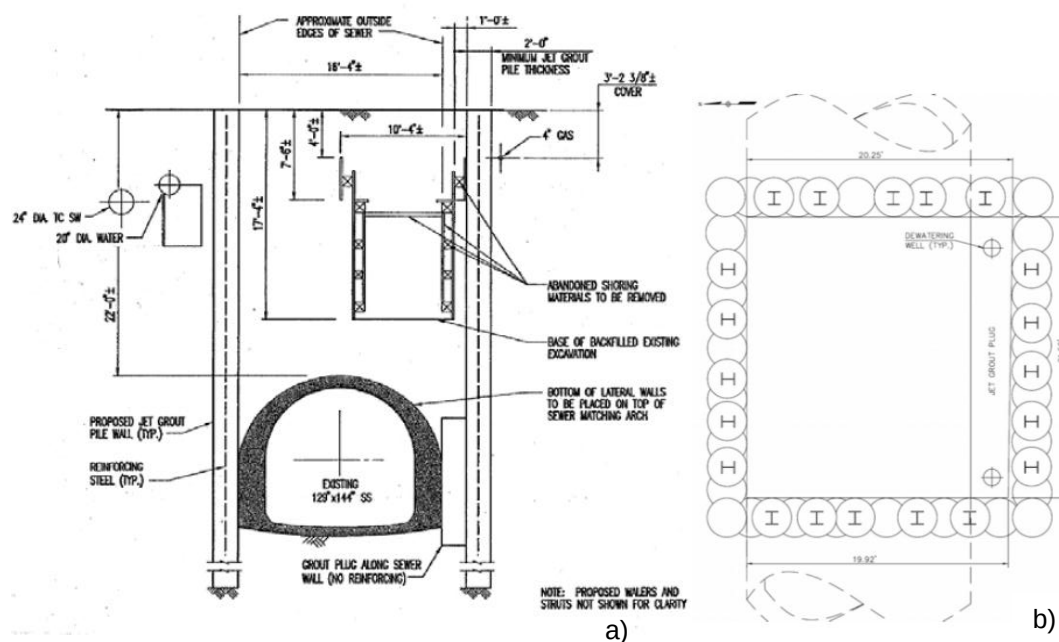


Fig. 2.15 – Condução de esgoto: a) corte representativo do projecto b) vista em planta (Klein et al., [s. d.])

A obra foi concluída em 2003, tendo apresentado um custo final de construção de cerca de 694000 dólares, que tendo em conta as características da obra, foi considerado um custo razoável, pois embora a profundidade de escavação não fosse elevada, o solo presente era bastante instável e apresentava um nível freático elevado.

2.2.9.2. Centro Comercial em Vila Nova de Gaia

O Centro comercial “El Corte Inglés” na cidade de Vila Nova de Gaia é outro exemplo em que a técnica de *Jet Grouting* foi utilizada numa estrutura de contenção. Neste caso, no entanto, o *Jet Grouting* é utilizado apenas como barreira impermeável.

Este edifício foi construído no centro da cidade, numa zona densamente povoada, como é demonstrado pela Figura 2.16, e por isso, de forma a rentabilizar o espaço existente, foi realizado um aproveitamento do subsolo, aproveitamento este que consistiu na realização de 6 pisos enterrados, num total de altura de escavação de 23 metros.



Fig. 2.16 – Vista geral da obra e da sua periferia (Antunes et al. [s.d.])

Inicialmente, a técnica de *jet grouting* não estava contemplada no projecto, estando projectado a execução de uma contenção periférica ao abrigo de uma cortina de estacas secantes de betão armado. Contudo, devido à grande quantidade de trabalhos e os prazos estabelecidos, optou-se por alterar o projecto e colocar uma cortina de estacas com 1 metro de diâmetro, com um afastamento entre eixos de 1,30 m e colunas de *jet grout* com um diâmetro de 0,8 m entre as estacas no tardo da contenção, como esquematizado pela Figura 2.17. A execução das colunas de *jet grout* teve como objectivo o tratamento do solo de forma a melhorar as suas condições de escavação, nomeadamente na redução da permeabilidade entre as estacas, e consequentemente uma diminuição da afluência de água ao interior da escavação, tanto na fase inicial, como na fase definitiva.

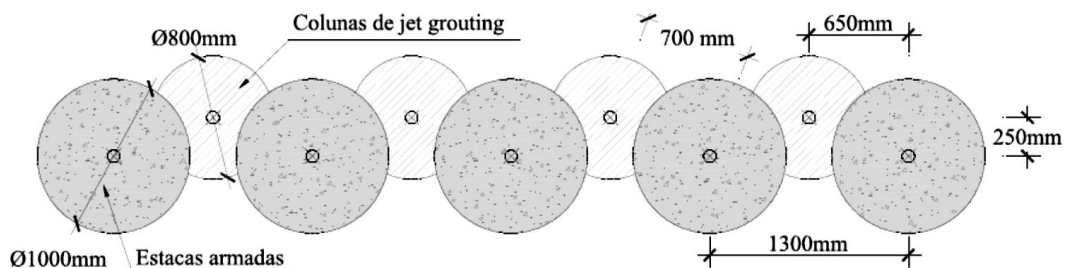


Fig. 2.17 – Esquema de implantação das colunas de *Jet Grout* (Antunes et al. [s.d.])

Assim na construção desta obra, foram executadas 406 colunas, com um diâmetro de 0,8 metros, variando os seus comprimentos entre 12 a 24,5 metros. As colunas foram executadas através do sistema de jacto triplo.

De forma a aferir os parâmetros necessários para a realização das colunas com um diâmetro de 0,8 m, foram ensaiadas três colunas tipo, com as quais se alcançou diâmetros superiores ao projectado.

Na Figura 2.18 é possível observar a estrutura de contenção, sendo de realçar a profundidade que esta apresenta, bem como os cinco níveis de ancoragem presentes.



Fig. 2.18 – Estrutura de contenção do centro comercial “El Corte Inglés” em fase de construção (Antunes et al. [s.d.])

2.2.9.3. Outras obras de contenção com *jet grout*

De seguida, serão apresentadas e descritas mais algumas das obras (JetSJ, 2010), com o objectivo de ilustrar a aplicabilidade e a mais-valia do uso desta técnica em obras de contenção:

- Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel, Parque das Nações – Lisboa, Conclusão: Junho 2007

Nesta obra, com o intuito de se proceder à realização de uma escavação, para a construção de 2 pisos enterrados em pleno Tejo, recorreu-se à utilização de uma contenção tipo cortina de estacas prancha e de colunas de *jet grout*, com diâmetros de Ø 1,50 m e Ø0,80 m, armadas com perfis metálicos, ancoradas e escoradas provisoriamente. Recorreu-se ainda à tecnologia de *Jet Grouting* para a realização de um tampão de fundo em colunas de *jet grout* com diâmetro de Ø 3,00 m.



Fig. 2.19 – Vista dos trabalhos de escavação abaixo da cota da água no rio Tejo (JetSJ, 2010)

- Museu da Tecnologia e Inovação - Funchal. Conclusão: Maio 2006;

Na realização do Museu da Tecnologia e Inovação, foi realizada uma escavação para a construção de 3 pisos enterrados, tendo sido utilizado para a sua execução uma cortina de colunas de *jet grout* verticais Ø1,20 m armadas com tubos metálicos. Esta cortina foi associada a painéis de betão armado, formando, desta forma, uma parede definitiva, sendo este conjunto travado através de elementos de laje, a executar previamente para o efeito e a incorporar na estrutura definitiva dos pisos enterrados.



Fig. 2.20 – Perspectiva do edifício do Museu da Tecnologia e Inovação (JetSJ, 2010)

- Edifício na Rua Prof. Salazar de Sousa, Lumiar – Lisboa. Conclusão: Junho 2006;

Para a construção do edifício em causa, foi realizada uma escavação com cerca de 6.000m³, constituída por uma cortina de colunas de *jet grout* verticais Ø1,20 m armadas com tubos metálicos, com o intuito de construir 3 pisos enterrados sobre o túnel do Metropolitano de Lisboa, ao abrigo de uma contenção periférica.

A cortina realizada foi solidarizada a painéis de betão armado, constituindo assim a parede definitiva, sendo o conjunto travado provisoriamente através de treliças metálicas. No fundo da escavação foi realizada uma laje de colunas de *jet grout* Ø1,20 m, pregada ao terreno através de microestacas com a dupla função de tirantes, na fase de escavação, e de fundação do edifício após a sua construção.



Fig. 2.21 – Vista dos trabalhos relativos à fase final da escavação (JetS, 2010)

- Funchal Centrum - Funchal. Conclusão: Dezembro 2004;

No Funchal Centrum, com o objectivo de prevenir a rotura por levantamento hidráulico do fundo da escavação, durante a fase de escavação, bem como garantir a amarração da laje de fundo ao terreno, face às sub-pressões hidroestáticas instaladas na fase definitiva, utilizou-se como forma de tratamento do solo, uma solução de colunas de *jet grout* com diâmetro Ø 1,00 m, em geral armadas com tubos metálicos.

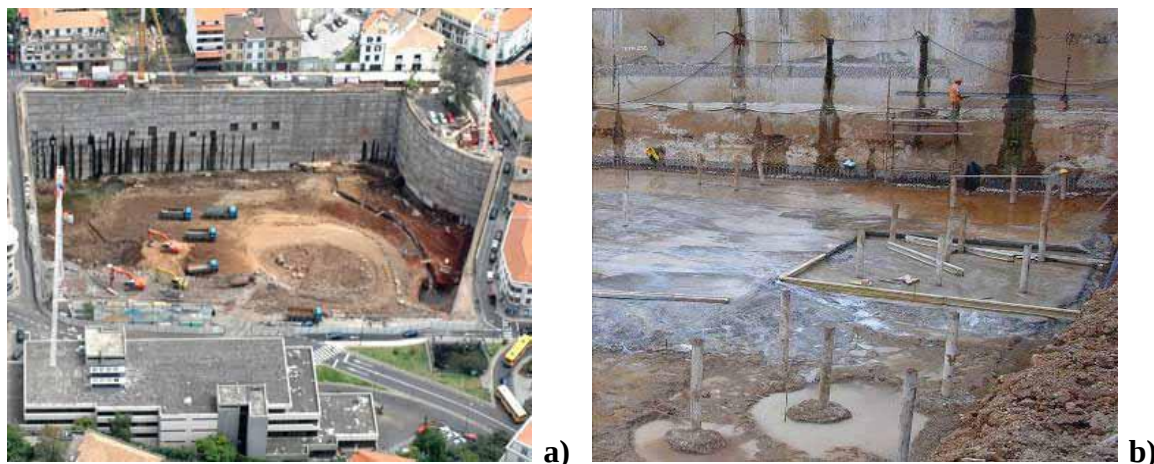


Fig. 2.22 – Funchal Centrum: a) vista da escavação b) colunas de *jet grout* armadas com tubos metálicos (JetSJ, 2010)

2.3. DEEP SOIL MIXING

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente trabalho, a técnica *Deep Soil mixing* não é utilizada como técnica de melhoramento de solo, sendo apenas referenciada como forma de comparação com as técnicas alvo de estudo. Desta forma, apenas foi realizada uma abordagem sucinta, sendo esta baseada na bibliografia da especialidade, bem como de acordo com a Norma Europeia 14679 de 2005. À semelhança do *Jet Grouting*, o *Deep Soil Mixing* pode igualmente ser utilizado em estruturas de contenção armadas com perfis metálicos, que constitui o tipo de obras em estudo no presente trabalho.

O *Deep Soil Mixing* consiste numa técnica de melhoramento das características do solo, características estas que se baseiam na resistência à compressão, ao corte e à tracção, assim como a compressibilidade e permeabilidade que o solo tratado vai apresentar após a injeção de aditivos químicos, que reagem em contacto com este.

Esta técnica, também designada por *Soil Mixing* ou por *Deep Mixing Method (DMM)*, teve origem na década de 60, no Japão e na Suécia e tem como processo de execução a mistura do solo com cimento e outros materiais, como por exemplo a cal, gesso ou cinzas, que uma vez em contacto com o solo, reagem quimicamente de uma forma aglutinante.

A forma como os materiais aglutinantes podem ser introduzidos varia, isto é, podem ser introduzidos de uma forma seca, designando-se de *Dry Mixing*, ou em forma de pasta, designado por *Wet Mixing*.

2.3.2. PROCESSO, GEOMETRIA E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO

Esta técnica pode apresentar várias formas de tratamento, nas quais as colunas são executadas e interceptadas, de modos diferentes, tendo em vista os propósitos finais que se pretendem, como é possível verificar na Figura 2.23.

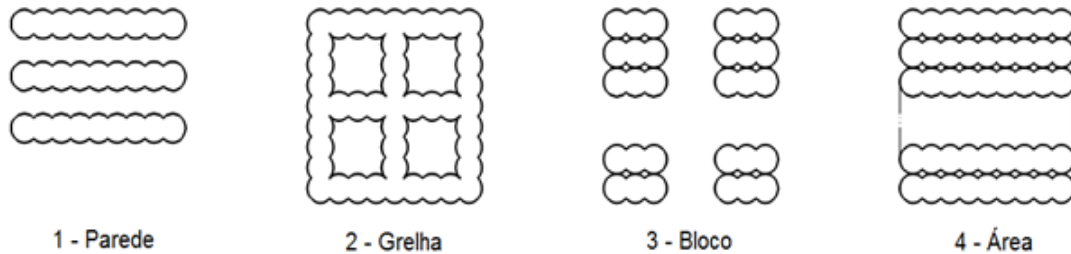


Fig. 2.23 – Diferentes formas de posicionamento das colunas (EN 14679, 2005)

O processo de execução desta técnica, consiste numa primeira etapa na realização de uma furação no solo até à profundidade determinada para o final do tratamento, sendo para esta fase necessário a utilização de um trado, como o presente na Figura 2.24 que após a furação, permite uma injeção de calda a uma pressão baixa.

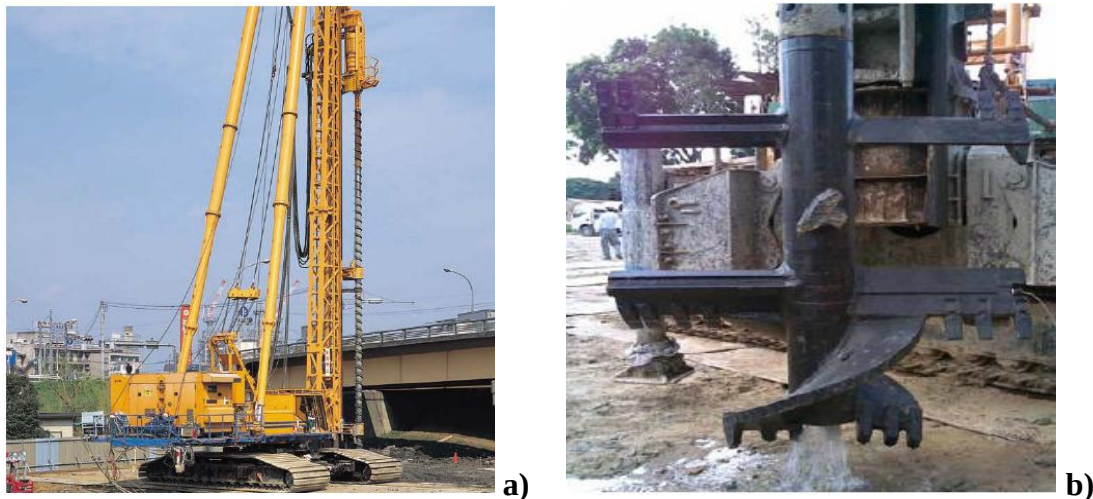


Fig. 2.24 – Exemplo de um equipamento para execução da técnica DSM: a) máquina (Larsson, 2005); b) trado (Roybi Kiso, [s.d.])

Assim, pode-se definir o processo de execução da técnica de *Deep Soil Mixing* em posicionamento, penetração e retorno do equipamento com mistura. Tendo em conta estes aspectos, a Figura 2.25 ilustra o processo de execução desta técnica, que compreende as seguintes etapas:

- Posicionamento vertical do trado;
- Furação e desagregação do solo, com recurso ao trado, de modo a atingir a profundidade determinada;
- Após atingir a profundidade desejada, procede-se à subida do trado, a um ritmo constante, ao mesmo tempo que ocorre a injeção a baixa pressão e mistura por rotação do material aglutinante com o solo;
- O processo termina com a subida do trado até à altura da coluna pretendida.

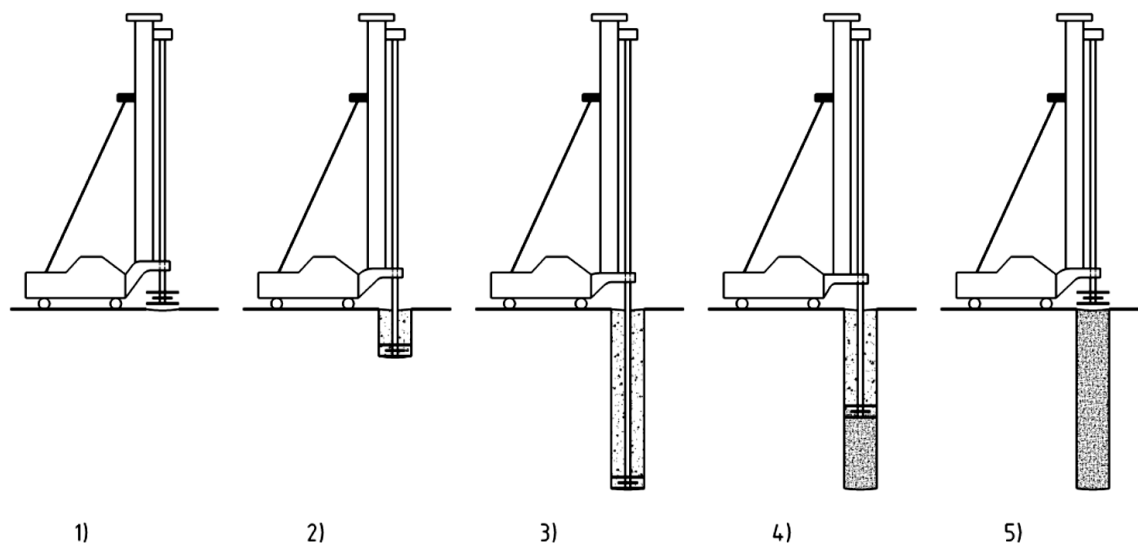


Fig. 2.25 – Esquematização do processo de execução da técnica *Deep Mixing* (EN 14679, 2005)

No final da execução desta técnica, o solo tratado apresenta uma elevada resistência, uma baixa permeabilidade e uma menor compressibilidade, quando comparado com o solo inicialmente presente, em resultado não só do processo de execução da técnica e dos parâmetros adoptados (como a velocidade da mistura, velocidade de descida e de subida do trado), mas também das próprias características e condições que o solo inicial apresenta.

Como já referido, a técnica de *Deep Soil Mixing* apresenta duas variantes de tratamento de solo, *Dry Mixing* e *Wet Mixing* (Figura 2.26), sendo que o equipamento utilizado em cada uma destas varia de acordo com o país que as desenvolveu; esta técnica foi desenvolvida paralelamente em dois países, no Japão e na Suécia, apresentando assim equipamentos com características diferentes (EN 14679, 2005)

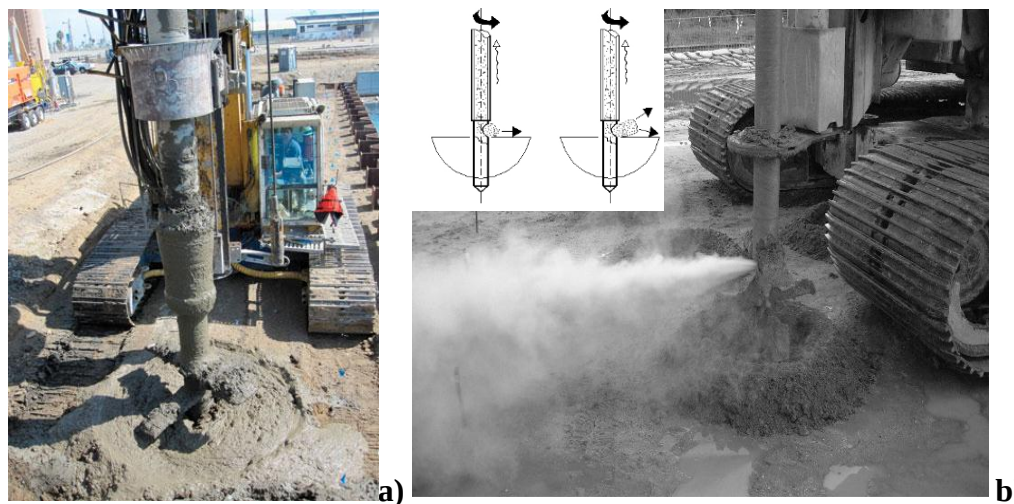


Fig. 2.26 – Variantes do Deep Soil Mixing: a) Wet Mixing (Sharman Justin, 2010); b) Dry Mixing (adaptado Raju,[s.d.])

Pelas suas características distintas, abordadas de seguida, cada tipo de tratamento direcciona a sua aplicação para um determinado tipo de solo, sendo o *Dry Mixing* sobretudo utilizado em solos coesivos e o *Wet Mixing* em solos do tipo granular.

Em termos de características, na técnica de *Dry Mixing*, o equipamento varia consoante o país em que foi desenvolvido.

Assim, os equipamentos desenvolvidos nos países nórdicos apresentam máquinas com apenas uma vara de mistura, com a capacidade de controlar a energia necessária, bem como a homogeneização do solo manualmente ou automaticamente, de forma que o processo de uniformização seja mais eficaz, permitindo colunas com diâmetros entre 0,6 e 1,0 m com capacidade para atingir os 25 m de profundidade, através da injeção do material de mistura pelo fundo da vara.

Relativamente aos equipamentos da técnica japonesa, estes são mais desenvolvidos, podendo apresentar uma ou duas varas com lâminas, que funcionam de modo a destruir o solo e promover a homogeneização através de uma rotação adicional que impede a adesão do solo às lâminas. Em termos da posição da saída da mistura, nesta técnica ocorre não apenas no fundo da vara mas também nas lâminas de mistura, tornando possível alcançar colunas com diâmetro 0,8 a 1,3 m e profundidades de até 33 m.

No que respeita à variante que utiliza uma pasta como material de mistura (*Wet Mixing*), como material injectado, utiliza-se normalmente o cimento, sendo que a determinação das quantidades necessárias variam de acordo com a profundidade a que a vara se encontra, bem como os propósitos propostos. De forma a aumentar a resistência das colunas, pode utilizar-se barras de aço, sendo por vezes a sua colocação auxiliada por vibradores de forma a facilitar a introdução.

No Japão, a técnica de *Wet Mixing* é utilizada tanto em terra como no mar, apresentando características e capacidades diferentes. A técnica aplicada no mar é caracterizada por usar um número de varas superior (2 a 8), com capacidade para realizar colunas com diâmetros de 1,0 a 1,6 m e uma profundidade de 70 m, em relação ao nível da água. Em contrapartida, a técnica associada ao tratamento de solos em terra, apresenta máquinas que utilizam 1 a 4 varas, conseguindo realizar colunas com 1,0 a 1,3 de diâmetro e profundidades até 48 metros. Em ambas as técnicas, o material que é mistura com o solo, é injectado através do fundo da vara e nas lâminas de mistura (EN 14679, 2005).

Por fim, no que respeita à técnica europeia do *Wet Mixing*, esta apresenta uma menor capacidade, uma vez que a máquina possui um menor número de varas (1 a 3), o seu diâmetro é mais reduzido (0,4 a 0,9 m) e a profundidade alcançada é de apenas 25 metros, sendo o material de mistura injectado através do fundo da vara.

Tendo em conta a evolução e o desenvolvimento levado a cabo por ambos os países (Japão e Suécia), ao longo dos anos, para as diferentes técnicas *Wet Mixing* e *Dry Mixing*, o equipamento usado apresenta diferentes tipos de varas, no seu número e na sua forma. Na figura de que segue (Figura 2.27), são apresentados vários tipos de varas usadas na técnica *Deep Soil Mixing*.



Fig. 2.27 – Equipamentos com diferente número de varas e formas (Larsson, 2005)

Em termos de vantagens e desvantagens, a técnica *Deep Soil Mixing* apresenta a vantagem, em relação à técnica de *Jet Grouting* de produzir uma baixa quantidade de material de refluxo. O DSM apresenta também a vantagem de produzir baixos ruídos e poucas vibrações, assim como a facilidade de ser utilizado em quase todos os tipos de solo, à semelhança da técnica de *Jet Grouting*. Com desvantagem, esta técnica necessita de uma grande área de manobra, devido aos seus equipamentos de altas dimensões e exige um elevado custo no transporte destes mesmos equipamentos. Outras desvantagens desta técnica dizem respeito à dificuldade de uniformizar o solo tratado, não obstante a sua adequação a solos densos, consistentes ou com presença de calhaus.

2.4. CUTTER SOIL MIXING

2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O *Cutter Soil Mixing* é um inovador método de tratamento do solo, que combina o movimento de rotação em eixos horizontais da tecnologia do equipamento moderno, designado por Bauer de cutter, com a rotação em eixos verticais do convencional sistema de *Deep Soil Mixing* (Peixoto, 2011).

Esta técnica foi desenvolvida por uma empresa alemã Bauer Maschinen GmbH, em 1993, sendo uma derivação da técnica de *Deep Soil Mixing*. Nos últimos anos, tem sido cada vez mais utilizada, tendo em Portugal aumentado a sua utilização nos últimos dois anos (Pinto [s.d.]).

A diferença desta técnica para outras mais antigas como o *Deep Soil Mixing*, baseia-se no facto de nas técnicas mais antigas, o solo ser misturado *in situ* através de trados que rodam em torno de eixos

verticais. Na técnica de *Cutter Soil Mixing*, a cabeça de corte é composta por duas rodas dentadas que rodam em sentidos opostos em torno de um eixo horizontal, que fragmenta e posteriormente mistura o solo com a argamassa introduzida através de um orifício existente no espaço entre as duas rodas, dando origem a um painel uniforme em que a mistura e a interligação das partículas do solo com a argamassa são factores bastante diferenciadores, face aos métodos mais antigos (Figura 2.28).

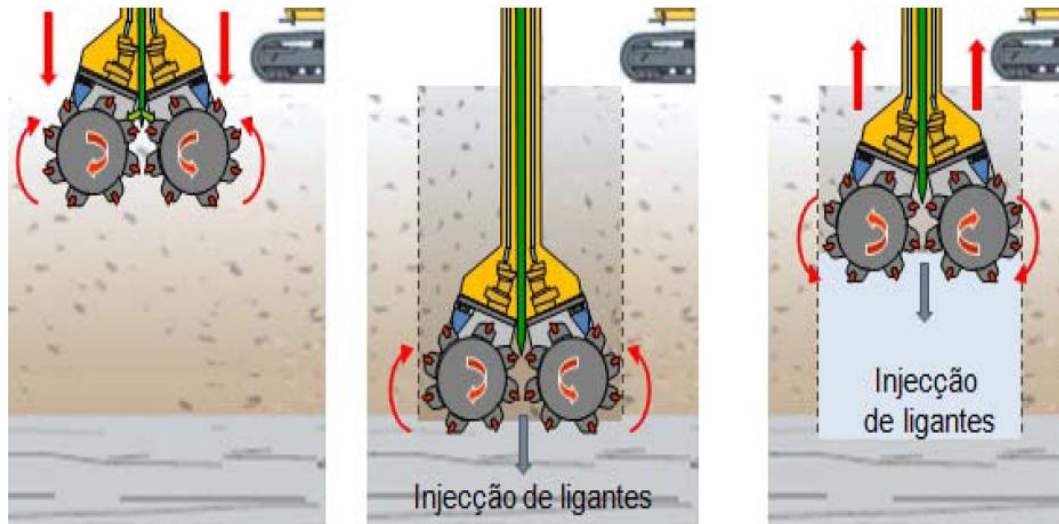


Fig. 2.28 – Execução da técnica de *Cutter Soil Mixing* (Sousa et al. [s.d.])

2.4.2. PROCESSO, GEOMETRIAS E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO

Como já referido, no final do processo de execução desta técnica é formado um painel, painel esse que ao unir-se com outros painéis formam uma parede contínua (Figura 2.29). A parede é formada pela sobreposição de painéis primários e secundários, sendo que os painéis secundários podem ser executados imediatamente após a conclusão dos primários, ou apenas quando a argamassa se encontrar endurecida.

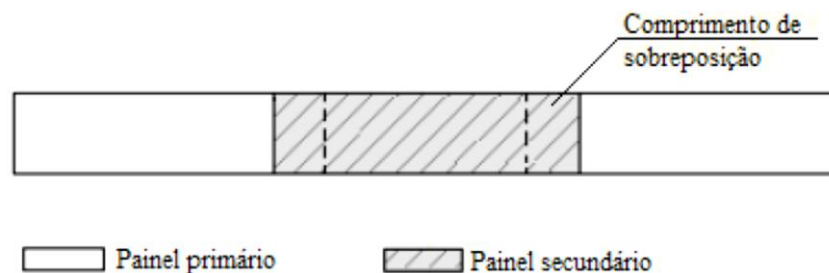


Fig. 2.29 – Representação esquemática dos painéis formados pela técnica (Sousa et al. [s.d.])

A *Cutter Soil Mixing* apresenta um equipamento inovador, que acarreta resultados mais satisfatórios, quando comparado com outras técnicas e essa diferença no equipamento baseia-se na presença de uma cabeça de corte constituída por duas rodas dentadas, também designadas por fresas que rodam em sentidos opostos sobre um eixo horizontal, como é possível verificar com a Figura 2.30.

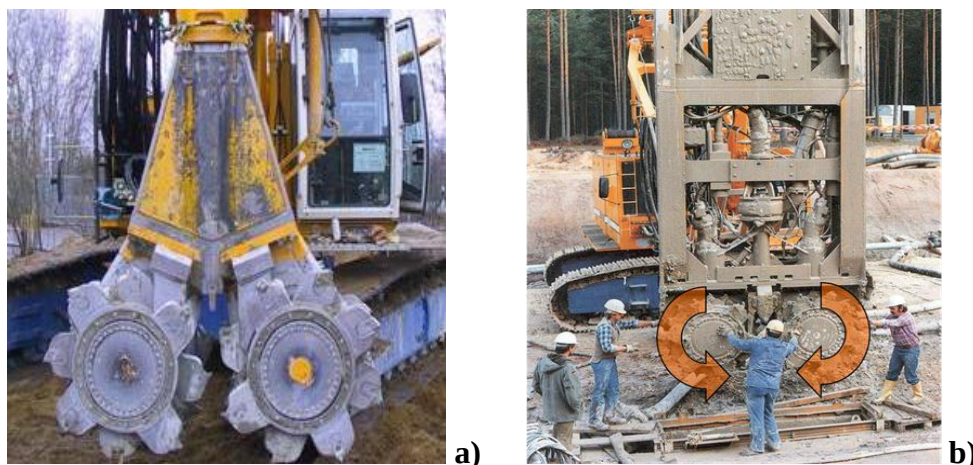


Fig. 2.30 – a) Equipamentos utilizados no *Cutter Soil Mixing*; b) representação do movimento oposto dos dentes (Peixoto, 2011)

De acordo com a função pretendida, os dentes presentes na cabeça do equipamento variam na sua quantidade e forma, como é possível verificar com os exemplos colocados na figura que se segue (Figura 2.31). Em termos de dimensões dos painéis executados, estas encontram-se dependentes do equipamento utilizado, variando a largura do painel bem como a sua espessuras.



Fig. 2.31 – Diferentes tipos de dentes do equipamento (Peixoto, 2011)

O processo de execução desta técnica encontra-se ilustrado na Figura 2.32 e baseia-se nas seguintes fases:

- Pré escavação de um muro guia para o correcto posicionamento do equipamento de corte (Figura 2.32 a));
- Início da descida do *cutter* através do corte e mistura do terreno, com auxílio de injeção do ligante ou fluidificador (Figura 2.32 b) e c));
- Refluxo do material em excesso (Figura 2.32 d));
- Subida do *cutter* através da continuação da mistura do terreno (com o ligante ou fluidificador adaptados na descida) com injeção de ligante;
- Extracção completa, com um ajustamento da quantidade de material adequada (Figura 2.32 e));
- Amostragem *in situ* (Figura 2.32 f))
- Instalação da armadura (perfis metálicos) com o auxílio de um pequeno vibrador, para conferir uma maior rigidez e resistência das paredes (Figura 2.32 g) h) i)).



Fig. 2.32 – Ilustração do processo de execução da técnica *Cutter Soil Mixing* (Peixoto 2011)

Esta técnica apresenta uma vasta gama de aplicações, podendo ser aplicada de preferência em solos de argila mole a média, bem como em solos constituídos por areia ou gravilha, sendo possível obter, neste tipo de solos, painéis longos, com secções estreitas e elevadas profundidades. Em contrapartida, em solos considerados densos a muito densos, bem como com presença de rochas, pode ocorrer uma geometria irregular da parede, assim como obter-se profundidades relativamente inferiores, concluindo-se que nestas condições é difícil a utilização desta técnica. Além desta desvantagem, esta técnica apresenta outras desvantagens bem como vantagens, que são indicadas no quadro que se segue (Quadro 2.6)

Quadro 2.6 – Vantagens e desvantagens da técnica de Cutter Soil Mixing

Vantagens
▪ Solo presente é utilizado no tratamento do mesmo; ▪ Menor desgaste no equipamento, nomeadamente o <i>cutter</i>; ▪ Durante a realização da técnica é possível realizar interrupções no trabalho; ▪ A quantidade de refluxo é menor uma vez que parte do mesmo pode ser reutilizado; ▪ A logística e os custos dos materiais são reduzidos, nomeadamente o cimento e aço; ▪ Pequena unidade base em relação à alta produtividade e grande profundidade que é possível atingir; ▪ Permite uma alta precisão na verticalidade através da regulação independente das <i>cutter wheels</i>; ▪ A realização de painéis em substituição das colunas utilizadas nas técnicas mais tradicionais, permitindo assim uma redução de desperdícios (Figura 2.33) ▪ O desenvolvimento desta técnica conduziu ao aparecimento de um novo equipamento suspenso por cabos que permite a realização de profundidades acima dos 35 m (Figura 2.34);
Desvantagens
▪ Técnica relativamente recente, ainda pouco investigada; ▪ Movimento descendente relativamente lento 10 a 60 cm/min; ▪ Custo de execução elevado.

Como indicado no Quadro 2.6, esta técnica permite uma menor quantidade de desperdícios, uma vez que ao contrário de outras técnicas que leva à formação de colunas, nesta técnica apenas é executada a selecção efectiva necessária, como é evidenciado na Figura 2.33.

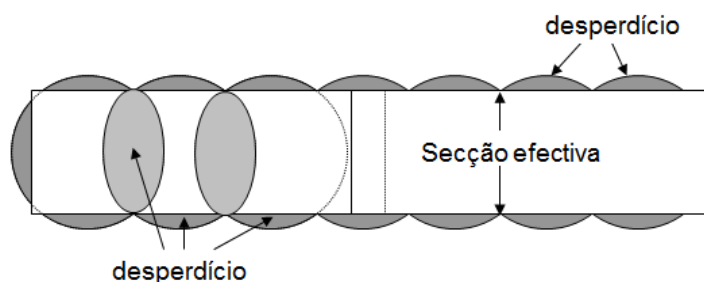


Fig. 2.33 – Representação esquematiza da secção efectiva, comparativamente com métodos tradicionais (Peixoto 2011)

Na Figura 2.34 estão representados dois equipamentos desta técnica, um mais antigo e um recentemente desenvolvido que permite profundidades maiores, bem como uma mistura mais homogénea e um maior rigor direcional para grandes profundidades.



Fig. 2.34 – Diferentes tipos de máquinas de execução da técnica: a) RG 19T Profundidade máxima de 18 m; b) *SideCutter* profundidade máxima 60 m (Peixoto 2011)

2.4.3. EXEMPLOS DE CASOS DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE *CUTTER SOIL MIXING*

2.4.3.1. Poços junto às margens do Rio Lima em Ponte de Lima

De acordo com o projecto realizado por JetSJ - Geotecnia Lda., o consórcio DST Lda. Isolux Corsán, realizou poços com cerca de 15 m de diâmetro e 20 m de profundidade, de forma a permitir a realização de trabalhos de microtunelagem sob o Rio Lima (Figura 2.35).



Fig. 2.35 – Ilustração dos poços e sua localização (Peixoto 2011)

Os poços realizados foram escavados ao abrigo de painéis de solo-cimento, armados com perfis metálicos, realizados através da tecnologia de *Cutter Soil Mixing*, cintados interiormente por vigas de betão armado (coroamento) e metálicas.

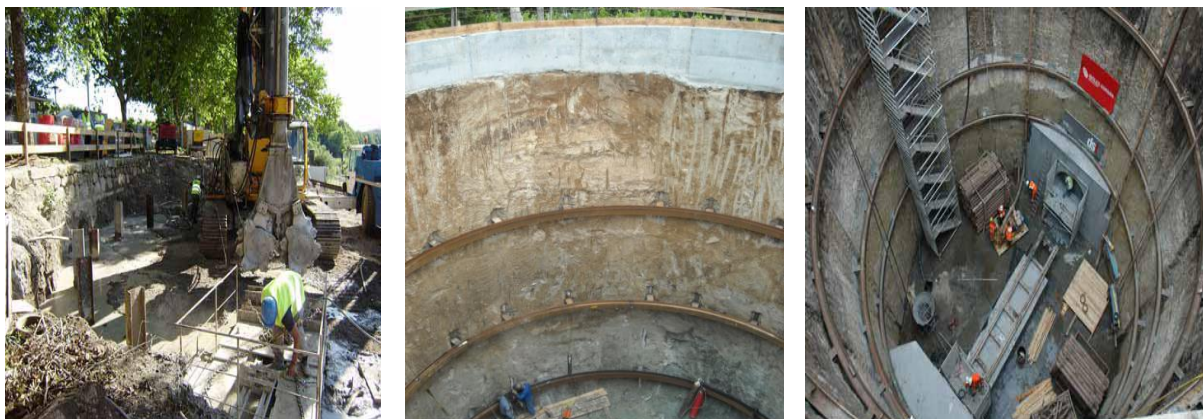


Fig. 2.36 – Vista da execução dos painéis de CSM e do poço após escavação (Peixoto 2011)

A Figura 2.37 tem como objectivo facilitar a compreensão do projecto em causa, para o qual se apresentam de seguida algumas características que os painéis de *Cutter Soil Mixing* apresentam:

- Painéis em solo-cimento (CSM) – $2,4 \times 0,8 \text{ m}^2$
- Disposição global circular e sobreposição mínima entre painéis de 0,30 m
- Painéis armados com perfis metálicos verticais IPE 300
- Ficha de 5,0 m abaixo do fundo de escavação para limitar a afluência de água

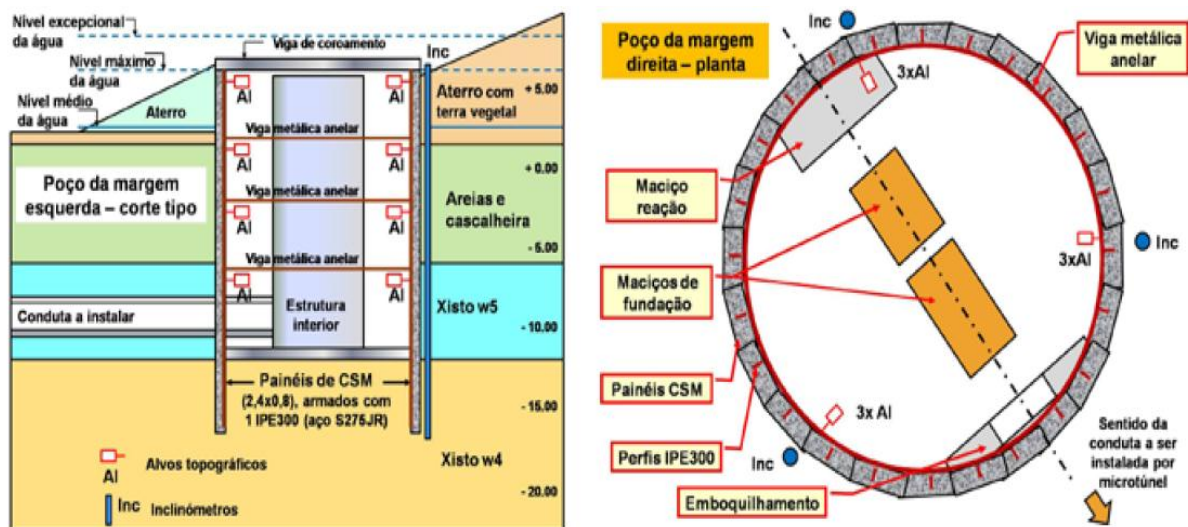


Fig. 2.37 – Corte e planta do projecto (Pinto [s.d.])

Esta obra foi ainda alvo de uma instrumentação e observação, através da utilização de alvos topográficos, bem como de inclinómetros no tardo dos painéis. Assim, verificou-se que o deslocamento horizontal máximo não excedeu os 10 mm, tendo ocorrido na fase final da escavação, encontrando-se próximos dos valores estimados em fase de projecto. São também alcançadas com esta técnica uma boa estanqueidade, assim como vantagens económicas e de prazo (Peixoto 2011).

2.4.3.2. Parque de estacionamento subterrâneo “Futurlagos” – Frente Ribeirinha de Lagos

Na obra em questão foi realizada uma escavação, para a qual se realizou uma contenção periférica constituída por painéis de CSM, reforçada com perfis metálicos verticais e associada no topo a um nível de ancoragens, com o objectivo de realizar uma estrutura de suporte para o parque de estacionamento - Futurlagos. Realizou-se uma escavação com uma área de aproximadamente 6335 m², com um perímetro de 531 m (Figura 2.38) e uma profundidade máxima de escavação de 6,0 m abaixo da cota inicial do terreno.

Com esta escavação foi possível uma área bruta de construção de cerca de 12 800 m², conseguindo-se desta forma uma capacidade de 480 lugares de estacionamento, divididos em 2 pisos.

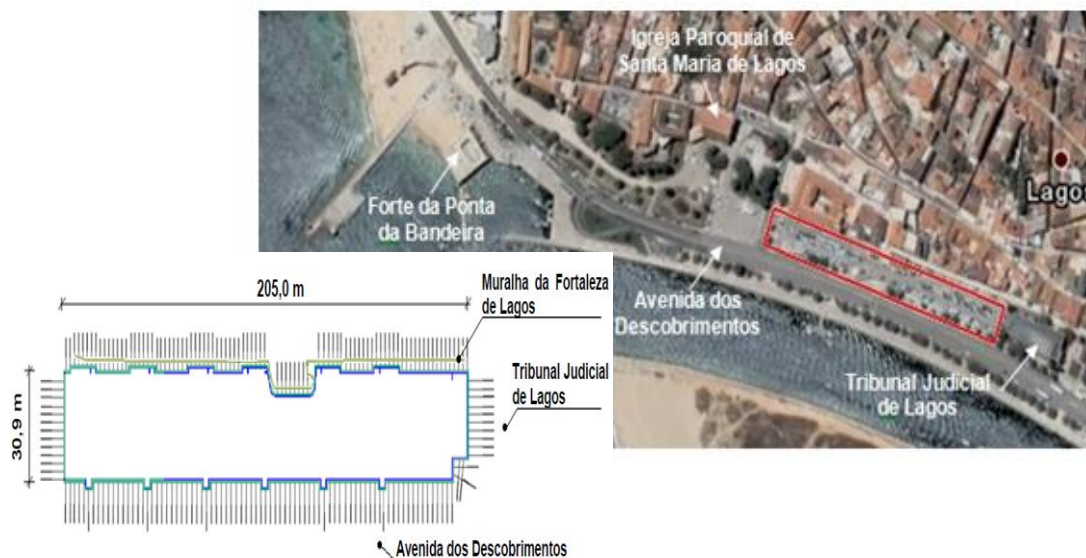


Fig. 2.38 – Localização e planta do projecto (Sousa et al.,[s.d.])

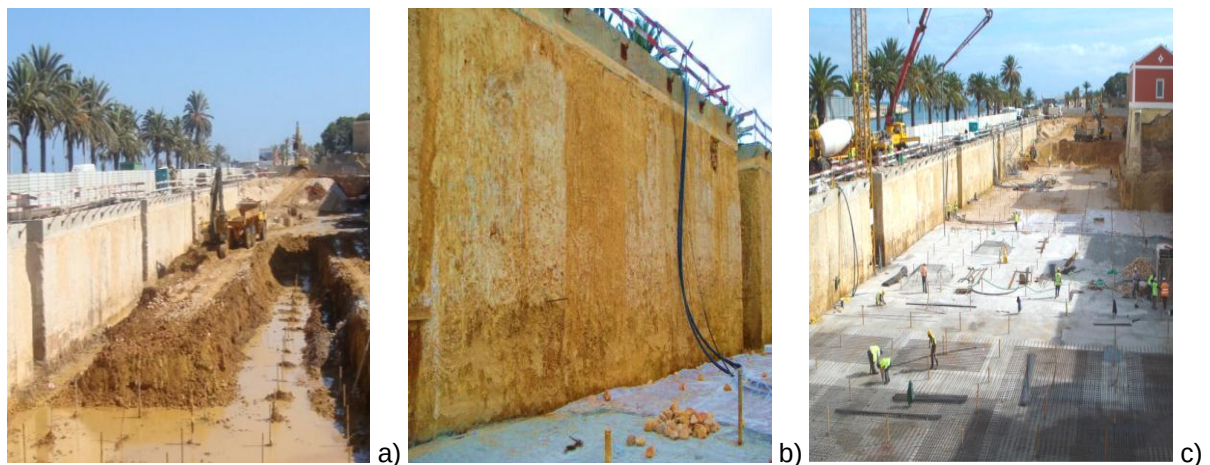


Fig. 2.39 – Aspecto geral da obra nas várias fases de execução: a) escavação até à profundidade de 6 m; b) pormenor da parede de CSM; c) regularização do fundo de escavação e aplicação do betão de limpeza (Sousa et al.,[s.d.])

Como referido, na obra em causa, face aos condicionalismos verificados em fase de projecto, o projectista optou pela realização de uma cortina de contenção periférica impermeável executada com a técnica de *Cutter Soil Mixing*, reforçada com perfis metálicos verticais e associada a um nível de ancoragens provisórias no topo.

Na escavação realizada, a estrutura de contenção (CSM) apresentou as seguintes características:

- 262 painéis de *Cutter Soil Mixing*
- Painéis em solo-cimento (CSM) – $2,40 \times 0,60 \text{ m}^2$
- Sobreposição mínima entre painéis de 0,20 m
- Painéis armados com perfis metálicos verticais IPE 330 (FE 430) afastados de 0,70 m

Para garantir a solidarização dos perfis metálicos e permitir a aplicação do pré-esforço nas ancoragens, executou-se uma viga de coroamento ($0,60 \times 0,90 \text{ m}^2$) no topo da cortina. Ao longo do perímetro da escavação foram executadas 196 ancoragens provisórias, inclinadas de 35° , com um afastamento entre si de 2,50 m e um nível de pré-esforço médio de 600 kN.

Em fase definitiva executou-se uma parede de betão armado a partir da base de escavação, betonada contra a parede de CSM. Na Figura 2.40 apresenta-se a esquematização da solução estrutural adoptada.

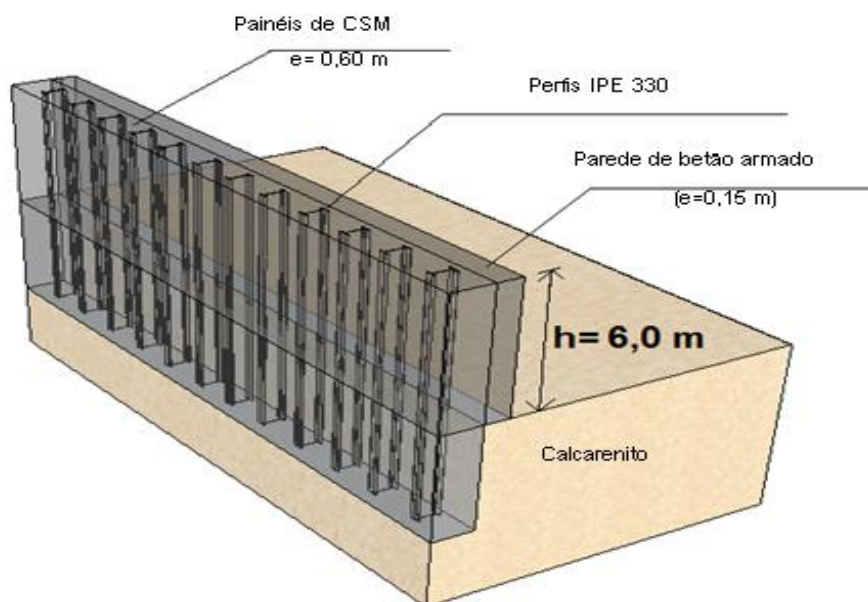


Fig. 2.40 – Esquematização tridimensional da solução estrutural adoptada (Peixoto, 2011)

Durante a fase de execução dos painéis procedeu-se ao controlo dos parâmetros de execução, isto é, recolheram-se provetes de solo tratado, os quais foram sujeitos a ensaio, sendo obtidos os seguintes valores médios:

- Resistência à compressão – 3.1 MPa
- Resistência à tracção – 0.3 MPa
- Módulo de elasticidade – 2.9 GPa

A obra foi ainda sujeita a instrumentação e observação, através da utilização de alvos topográficos, bem como de inclinómetros no tardo dos painéis e células de carga. Com a análise das leituras

inclinométricas (Figura 2.41), verificou-se um deslocamento horizontal máximo de 16 mm no sentido do lado não escavado e 3 mm no sentido do lado escavado.

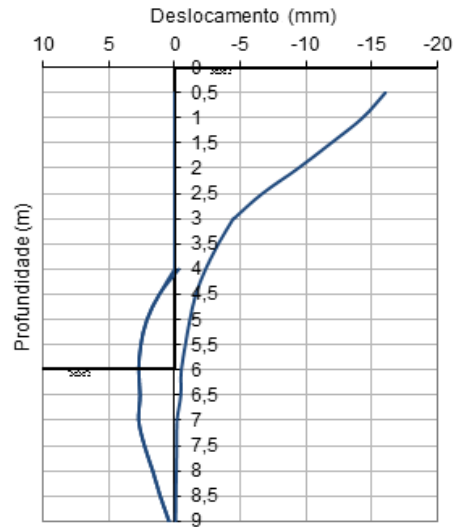


Fig. 2.41 – Deslocamentos verificados (Peixoto, 2011)

Destaca-se então os deslocamentos horizontais e verticais da cortina globalmente pequenos, bem como a função de impermeabilização da cortina, concluindo-se assim que a estrutura de contenção apresentou um bom comportamento nas várias fases de escavação em termos de estabilidade e de controlo de deformações.

3

ESTUDO BASE

3.1. INTRODUÇÃO

O comportamento que cada obra apresenta é muito variável, tendo em conta os diversos factores que o influenciam, desde a geometria da obra, a estrutura de contenção, bem como as características do maciço onde a mesma será implantada, sendo por isso de todo o interesse o seu estudo.

Para se proceder a esse estudo, recorre-se à modelação numérica, com base no método dos elementos finitos, pois trata-se de uma das principais ferramentas de cálculo que permite a análise dos comportamentos que as diferentes obras de geotecnia apresentam.

A obra de geotecnia em estudo refere-se a uma escavação suportada por uma estrutura de contenção escorada, num maciço de natureza argilosa de baixa permeabilidade, em que a estrutura de contenção é composta por colunas de *jet grout* secantes armadas com perfis metálicos.

Este capítulo apresenta inicialmente uma pequena síntese do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo, mais precisamente o modelo p-q- θ .

No que respeita às simulações, estudos e análises efectuadas, no presente capítulo começa-se por proceder ao estudo da redistribuição de esforços do *jet grout* para os perfis metálicos, tendo esta análise um especial interesse pela inovação que este assunto apresenta. Posteriormente é apresentada uma obra base, procedendo-se ao estudo acerca do seu comportamento global, desde o maciço sujeito à escavação até à estrutura de contenção.

Para cada simulação efectuada, procede-se à descrição do problema, onde se apresenta a sua geometria, bem como a malha de elementos finitos e restrições e condições hidráulicas que serão utilizadas para a sua modelação. São ainda apresentados os parâmetros do modelo p-q- θ , bem como as características definidoras do maciço argiloso e outros materiais que intervêm nos problemas.

No que se refere à análise do comportamento global da obra, começa-se por fazer uma análise a curto prazo, onde se estuda a evolução do estado de tensão, bem como dos deslocamentos e esforços nos elementos estruturais gerados durante a escavação. Por fim, são ainda apresentados e analisados os resultados que retratam o comportamento da obra ao longo do tempo (consolidação).

3.2. MODELO NUMÉRICO

3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise de obras geotécnicas, em particular escavações como a do presente estudo, tem recorrido à utilização de modelos numéricos baseados em métodos de elementos finitos desde o início da década de 70. Este método consiste na discretização do meio, sendo deste modo possível a integração das equações diferenciais governativas do problema.

O modelo numérico utilizado no presente estudo foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por Borges (1995), sendo designado por “RECRIB”. Este modelo permite incorporar diferentes tipos de elementos, de modo a simular os diversos constituintes do problema em causa, bem como a evolução dos estados de tensões e deformações.

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas principais consideradas no modelo de cálculo são as seguintes:

- Simulação de estados planos de deformação e escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada tanto durante o período de construção, como no período pós-construção;
- Utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento constitutivo dos solos
- Simulação de escoras metálicas com comportamento elástico linear usando elementos barra.

3.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Em obras geotécnicas, envolvendo solos argilosos saturados, como por exemplo numa escavação, o decurso da mesma traduz-se na aplicação de uma acção que, em regra, reparte-se em duas parcelas. Uma das parcelas instala-se no esqueleto sólido, também chamado incremento de tensão efectiva, e a outra instala-se no fluido intersticial, designando-se esta parcela por excesso de pressão neutra. A distribuição do excesso de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida a carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999). Este fenómeno, dissipação dos excessos de pressões neutras e deformação do solo que lhe está associada, é descrito por uma teoria, habitualmente designada por teoria da consolidação.

No caso de um maciço argiloso mole, muito compressível e de baixa permeabilidade, o estudo do processo de consolidação é dos mais complexos em geotecnia porque, para além da variação instantânea dos estados de tensão que decorrem da aplicação de carga, ocorre ainda a evolução diferida no tempo dos mesmos. Como será abordado posteriormente, o problema pode ser tratado através da integração, no espaço e no tempo, de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno (Borges, 1995; Costa; 2005).

Com o objectivo de simular o comportamento dos maciços argilosos foram formuladas algumas teorias, tendo sido a primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação levada a cabo por Terzaghi em 1923, sendo esta teoria ainda muito simplificada, pois é formulada em termos

unidimensionais, partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam bastante da realidade das obras geotécnicas.

Com base nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, outros autores trabalharam no aperfeiçoamento da mesma. Tendo em conta que os problemas de geotecnia não são, por regra, de carácter unidimensional, foram surgindo autores com teorias da consolidação multidimensional, pertencendo a Biot (1935, 1941) a primeira teoria multidimensional teoricamente consistente.

A formulação da teoria de Biot tornou possível a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, ou seja a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Com esta teoria da consolidação, vários autores reformularam algumas das hipóteses iniciais de Biot, formulando extensões à sua teoria, usando estas novas formulações matemáticas, na aplicação ao método de elementos finitos, possibilitando assim a resolução de problemas práticos envolvendo o fenómeno de consolidação.

3.2.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO

Técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares são necessárias na utilização de modelos não lineares em programas de cálculo com recurso a elementos finitos.

Borges (1995), ao desenvolver este programa de cálculo, teve em consideração o carácter incremental no tempo das equações governativas, tanto mecânicas (deformações do meio) como hidráulicas (escoamento do fluido intersticial), utilizando apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear.

A aplicação deste tipo de técnica leva a que o cálculo esteja associado a um incremento de tempo, isto é, um intervalo de tempo, no decorrer do qual pode ser aplicada uma determinada carga, designada incremento de carga. A divisão da carga e do tempo em incrementos proporciona a que quanto menor for o número de incrementos, maior será a diferença entre o resultado numérico incremental e o resultado correcto.

Com a interpretação da Figura 3.1, é possível verificar o anteriormente citado, isto é, quanto menos forem os incrementos aplicados, maior será a disparidade entre a solução incremental e a solução correcta. Por esta razão a aplicação do programa deverá ser feita usando um número de incrementos muito elevado, correspondendo pois a incrementos de tempo de carga muito pequenos. Foi este o critério considerado no presente trabalho.

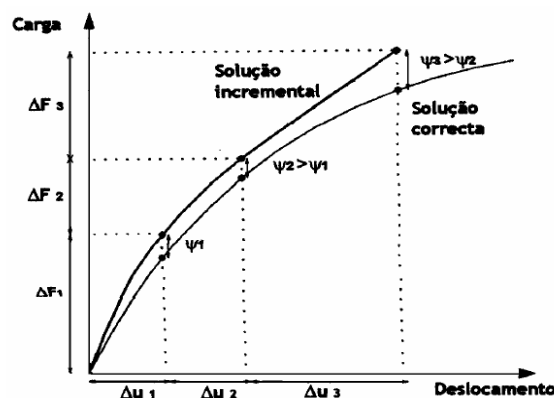


Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004)

Tal como referido anteriormente, a aplicação deste método exige o recurso à modelação por elementos finitos, requerendo uma discretização do meio em pequenos elementos. A discretização consiste numa divisão, não só do espaço físico em elementos finitos tridimensionais no caso geral, mas também do tempo em incrementos temporais unidimensionais, tendo em conta as formulações acopladas mecânico-hidráulica usadas.

Após a adequada discretização do meio, importa formular o comportamento interior dos elementos, sendo este definido pelas suas funções de forma, funções estas que definem a variação das incógnitas, de acordo com a variação nodal das mesmas. Estas funções apresentam ainda diferentes graus, determinados em função do rigor da solução numérica obtida, estabelecendo assim um número mínimo de nós que cada elemento terá que ter.

Com recurso à matriz de comportamento de cada elemento finito é formulada uma matriz global, matriz esta que proporciona um sistema de equações, nas quais as incógnitas básicas são os incrementos dos deslocamentos nodais e das pressões intersticiais nos nós, para um determinado momento de tempo, sendo assim possível determinar as deformações e tensões impostas. De forma a garantir a continuidade do meio, é imposto a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes.

No que respeita ao presente estudo, a modelação do solo é feita com recurso a elementos finitos triangulares híbridos, compostos por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices), como representado na Figura 3.2a.

Na modelação da dos elementos de *jet grout* utilizam-se elementos finitos triangulares com apenas 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados), tal como mostrado na Figura 3.2b.

Por fim, as escoras são modeladas com elementos-barra de 3 nós (nas extremidades e a meio do elemento), cuja representação pode ser observada na Figura 3.2c.

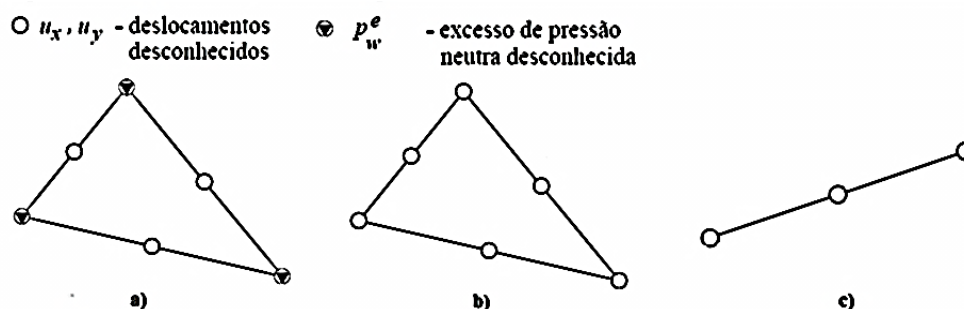


Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamentos; c) elemento de barra com 3 nós (adaptado Borges, 1995)

O presente trabalho não apresenta como objectivo a descrição exhaustiva dos métodos de discretização do espaço físico e do tempo, bem como das técnicas inerentes ao método de elementos finitos para o estabelecimento da matriz governativa, desta forma, apenas foram expostas algumas considerações gerais, remetendo-se por isso para Borges (1995), Lewis e Srefler (1987), e Potts e Zdravkovic (1999) a fim de se complementar estes conhecimentos.

3.2.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P-Q- θ

Actualmente é elevado o número de modelos passíveis de utilização em programas de elementos finitos, na simulação numérica de obras geotécnicas. A adopção de um modelo constitutivo, que represente o comportamento do solo, deverá ter em conta dois factores fundamentais, muitas vezes difíceis de compatibilizar no modelo a adoptar. Por um lado, deverá simular correctamente o comportamento do solo e, por outro lado, deverá ser relativamente simples, de forma a não se tornar proibitivo, dada a quantidade de parâmetros que o constitui ou na dificuldade da sua obtenção.

De modo a compatibilizar estes dois factores, o presente trabalho recorreu a modelos elastoplásticos de “Cambridge”. Estes modelos têm por base o conceito de estado crítico e surgiram na década de sessenta do século XX na Universidade de Cambridge.

O facto que leva a adopção deste tipo de modelos, em relação a outros mais complexos, é justificado com o reduzido número de parâmetros necessários ao estabelecimento das equações governativas. O número reduzido de parâmetros torna o modelo mais simples e fácil de usar, por outro lado tem como vantagem não prejudicar a simulação nos aspectos fundamentais do comportamento real dos solos (Guedes de Melo e Maranha das Neves, 1975; Britto e Gunn, 1987; Borges, 1995; Chang et al., 1999; Venda de Oliveira, 2000; Costa, 2005).

Após um primeiro modelo de Cambridge, surgiram várias adaptações e melhorias, dando origem a novos modelos. De entre estes vários modelos, o escolhido para a simulação do comportamento constitutivo do solo do presente estudo foi o modelo p-q- θ .

O modelo p-q- θ distingue o conceito de cedência e de rotura última, também designado por estado crítico. De acordo com este modelo, considera-se que um solo encontra-se em estado crítico quando, durante o processo de deformação, este não apresente variações nas tensões efectivas e de volume, comprovando-se a plasticidade perfeita do solo.

De forma a compreender e ilustrar o modelo p-q- θ , são apresentadas as Figuras 3.3 e 3.4. Nestas é possível observar o modelo no espaço das tensões principais efectivas (Figura 3.3), onde se identificam as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo, bem como no referencial de coordenadas p-q (Figura 3.4) (sendo p é a tensão média efectiva e q a tensão de desvio) no qual a função de cedência é uma elipse.

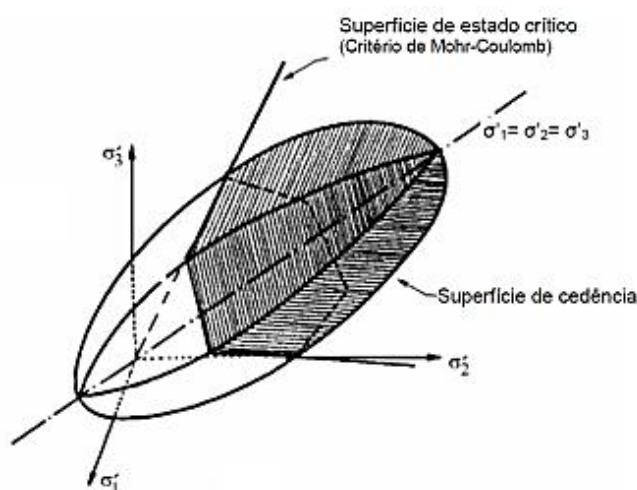


Fig. 3.3 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas (Borges, 1995)

Durante a cedência e à medida que solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se, isto é, contrai ou expande consoante o solo endurece ou amolece, respectivamente. De forma a perceber-se este fenómeno, apresenta-se na Figura 3.4, o vector das deformações plásticas, normal à superfície de cedência, referente ao trajecto 1-2, que produz uma diminuição de volume determinando o endurecimento do solo; esta diminuição do volume ao atingir a posição 2, faz com que cessem as deformações volumétricas, sendo que a partir daí o solo comporta-se como fluido friccional com volume constante. Em contrapartida, o trajecto 3-4 corresponde a um comportamento com amolecimento simulado pelo modelo, sendo que, devido à dilatação do material verifica-se na figura uma diminuição de tamanho por parte da elipse, atingindo-se no ponto 4 o limite correspondente a variação do volume nula.

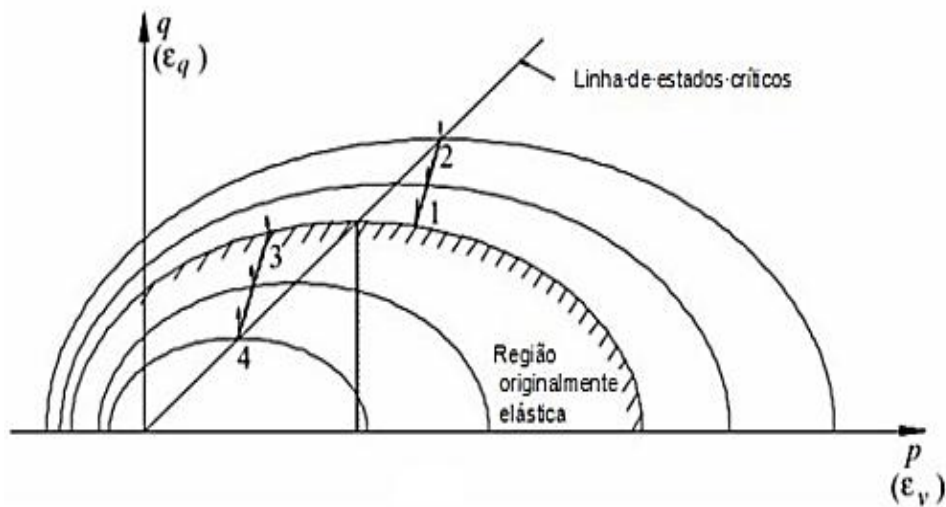


Fig. 3.4 – Superfícies de cedência do modelo p-q-θ (no referencial p,q) (Borges, 1995)

Neste modelo, o declive M da linha de estados críticos no referencial p-q não é constante, pois o parâmetro M depende do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos:

$$M = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi' \sin \theta} \quad (3.1)$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M \times p \quad (3.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos.

3.2.5. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q- θ

Como referido anteriormente, o que leva à escolha deste modelo, para a simulação numérica de obras geotécnicas, é fundamentalmente devido a dois aspectos fundamentais, por um lado a caracterização realista do comportamento global do maciço, e por outro lado o recurso a um número mínimo de parâmetros geotécnicos necessários para caracterização do solo no modelo.

Os parâmetros de entrada no modelo devem ser determinados com grande rigor, de modo a garantir que a modelação seja o mais exacta possível, sendo que os mesmos são, geralmente, obtidos através de ensaios laboratoriais de boa qualidade, relativamente simples e usuais da Mecânica dos Solos Clássica. No caso de se tratar da modelação de obras reais é ainda desejável a realização de ensaios *in situ* complementares, de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais (Borges, 1995).

No que respeita aos parâmetros do modelo, eles podem ser divididos em dois grupos, o primeiro dos quais constituídos por os parâmetros independentes da história de tensão a que o maciço foi sujeito, designados por parâmetros que traduzem as características intrínsecas do material (ϕ' , Γ , N , k , λ); o segundo grupo é constituído pelos parâmetros que dependem da história de tensões, que são respectivamente o grau de sobreconsolidação (OCR) e o coeficiente de impulso em repouso, (K_0) (Gunn, 1996).

Relativamente à determinação dos primeiros parâmetros, o ângulo de atrito (ϕ') é, geralmente, determinado através de ensaios triaxiais drenados ou não drenados com medição de pressões intersticiais. Estes ensaios devem ser prolongados até se atingirem grandes deformações, de forma a garantir que a amostra se encontra próxima do estado crítico.

Os parâmetros de compressibilidade (λ , k) podem ser determinados com recurso a ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente, ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso (K_0).

3.3. ESTUDO DA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS DO JET GROUT PARA OS PERFIS METÁLICOS

3.3.1. GEOMETRIA E DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

De seguida é analisada uma estrutura de contenção, em que se recorre ao modelo de elementos finitos para simular e estudar a transmissão de esforços do *jet grout* para os perfis metálicos.

A estrutura de contenção projectada para a simulação, ilustrada pela Figura 3.5, apresenta colunas de *jet grout* secantes com um diâmetro de 1 m, sendo a sobreposição das colunas de cerca de 0,35 m. São ainda incorporados perfis metálicos, do tipo HEB 360, alternadamente, que proporcionam um espaçamento de 1,3 m entre eixos dos perfis.

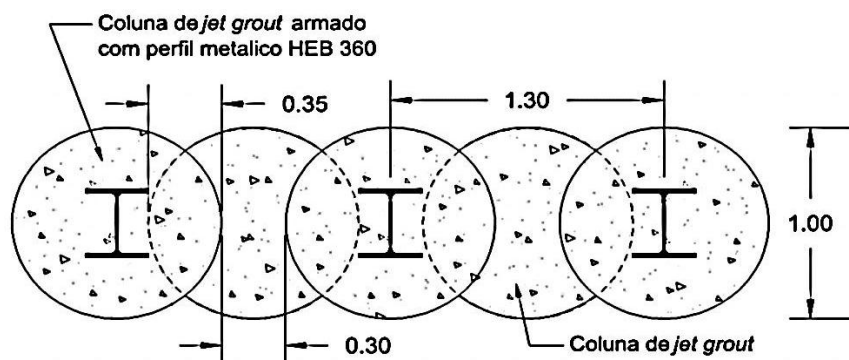


Fig. 3.5 – Estrutura de contenção em *jet grout* armado utilizada no presente estudo

De modo a simular a redistribuição dos esforços, foi considerado um segmento representativo (Figura 3.6), que serve de exemplo para demonstrar o comportamento da parede. Foi considerada a largura útil da parede igual a 0,76 m, como ilustrado na Figura 3.6.

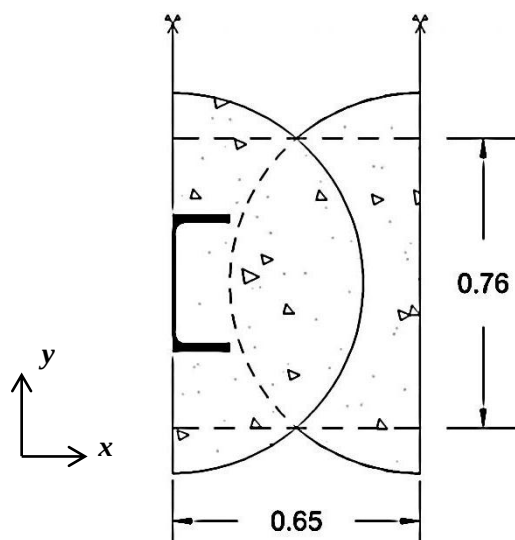


Fig. 3.6 – Secção da estrutura sujeita a simulação

Com base no segmento representativo (Figura 3.6), procedeu-se à modelação por elementos finitos (análise em estado plano de deformação). A malha de elementos finitos utilizada no cálculo, está ilustrada na Figura 3.7 onde se pode observar a disposição e dimensão dos elementos finitos utilizados na discriminação do meio, sendo composta por 5504 elementos, sendo estes ainda repartidos da seguinte forma:

- *Jet grout*: 5024 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Perfil metálico: 480 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;

Na interface entre o perfil metálico e o *jet grout*, não foram utilizados elementos de junta. Tendo em conta este facto, na modelação da malha procurou-se ter em atenção este aspecto, assegurando que o refinamento da malha na zona de interface perfil metálico - *jet grout* era o suficiente para assegurar resultados realistas adoptando-se pela colocação de 4 fiadas de elementos finitos de *jet grout*, junto do perfil metálico, com 0.005 m de espessura.

Aquando da realização da malha, a dimensão dos elementos finitos utilizados teve em conta a disposição dos mesmos, isto é, existiu um maior cuidado em refinar as zonas onde é previsto a existência de maiores gradientes de tensão.

Foram também impostas condições fronteira na malha de elementos finitos, ao nível de deslocamentos, das quais se destacam:

- No eixo de simetria do lado esquerdo, que passa pelo centro de gravidade do perfil metálico são impostos deslocamentos na direcção x nulos nos nós pertencentes ao mesmo;
- No eixo de simetria do lado direito, que passa pelo centro da coluna de *jet grout*, são também impostos deslocamentos na direcção x nulos nos nós pertencentes ao mesmo;

- Destaca-se ainda que o lado voltado para a escavação (fronteira inferior), encontra-se devidamente suportado, isto é, os perfis metálicos verticais estão apoiados em vigas horizontais que, por sua vez, apoiam em escoras horizontais. Tendo em conta este facto, são impostos deslocamentos nulos, na direcção y , na face do banzo do perfil metálico voltado para a escavação. Note-se que estes deslocamentos, na realidade, não são nulos (devido à flexão do perfil), mas podem ser considerados uniformes, o que, em termos do pretendido nesta simulação, é equivalente;
- No que diz respeito à fronteira superior, esta encontra-se sujeita às pressões do solo.

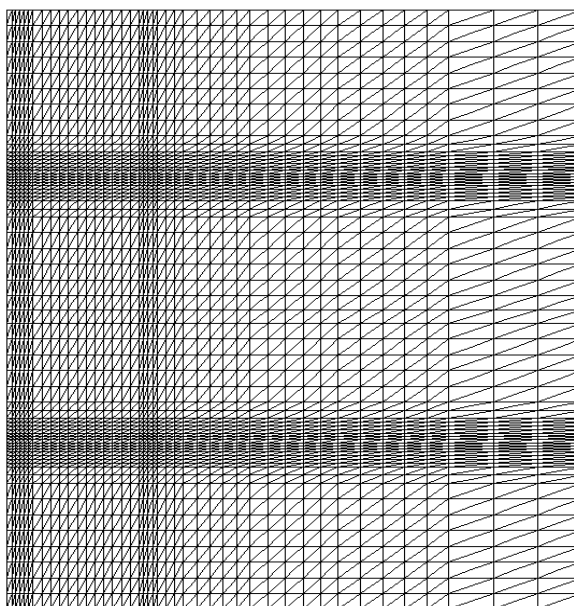


Fig. 3.7 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação das colunas de *jet grout* armado

3.3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS A SIMULAR

Para a simulação do *jet grout*, foi assumido que este possui um comportamento elástico linear isotrópico, sendo o modelo caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Quadro 3.1). O módulo de deformabilidade adoptado foi o mesmo que o referido por Jaritngam (2003) para colunas de *jet grout* construídas num solo mole na Tailândia.

Quadro 3.1 – Características do *jet grout*

E (MPa)	ν
150	0,2

No que respeita aos perfis metálicos, foi assumido que estes possuem um comportamento elástico linear isotrópico, sendo o modelo caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 – Características do perfil metálico

E (GPa)	ν
206	0,2

3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.4.1. INTRODUÇÃO

De modo a perceber como se comportam e redistribuem as tensões na estrutura de contenção, sujeita às pressões do solo, procede-se à análise das mesmas no *jet grout* e perfis metálicos. Esta análise focaliza-se em figuras de tensões horizontais (direcção x e direcção y) e ainda tensões de corte. De forma a complementar a informação obtida na simulação, são ainda apresentados gráficos que ilustram os deslocamentos verificados na direcção da zona escavada, devido às pressões do solo, bem como o esforço transversal e momentos flectores.

Esta análise tem como objectivo perceber se o espaçamento entre perfis metálicos garante a segurança interna do *jet grout*, ou seja, em termos simplificados, a segurança à flexão, bem como a segurança ao corte na interface do *jet grout* com o perfil metálico.

Para proceder-se à simulação das pressões incidentes sobre a parede do lado suportado, considerou-se como pressão máxima 120 kPa, sendo este valor relativo ao final da escavação.

De modo a verificar a segurança relativamente ao corte e à flexão entre os perfis, procedeu-se a uma revisão bibliográfica, com o intuito de recolher informação sobre os valores médios de resistência do *jet grout* em solos moles, no que respeita à compressão, tracção na flexão e ao corte. De entre os vários valores de resistência propostos pelos diferentes autores, foram adoptados os seguintes valores de referência:

- Resistência à compressão simples 1,5 MPa;
- Resistência à tracção na flexão 0,35 MPa;
- Resistência ao corte 0,45 MPa.

3.4.2. ESTADO DE TENSÃO NO *JET GROUT*

No que respeita à análise das tensões horizontais na direcção x , a Figura 3.8 ilustra como estas se encontram distribuídas pelo *jet grout*, sendo desta forma possível constatar os seguintes factos:

- Começando por analisar a parte da parede voltada para o solo, é possível verificar que esta se encontra sujeita a tracções e compressões; como era esperado, a zona onde se verificam as compressões, diz respeito à zona central entre os perfis metálicos; consequentemente na zona superior aos perfis metálicos verificam-se tracções com valores considerados significativos.
- No que respeita ao lado da parede voltada para a escavação, verificam-se, assim como no lado oposto já analisado, tracções e compressões, sendo que neste lado verifica-se o oposto ao anterior, isto é, tracções na zona central e compressões na zona do perfil metálico, como era expectável;
- Tendo em conta as relações entre os valores de referência atrás referidos e os resultados obtidos na simulação, pode verificar-se coeficientes de segurança à compressão e à tracção por flexão de 7,14 e 2,36 respectivamente podendo estes valores ser considerados adequados, em termos práticos.

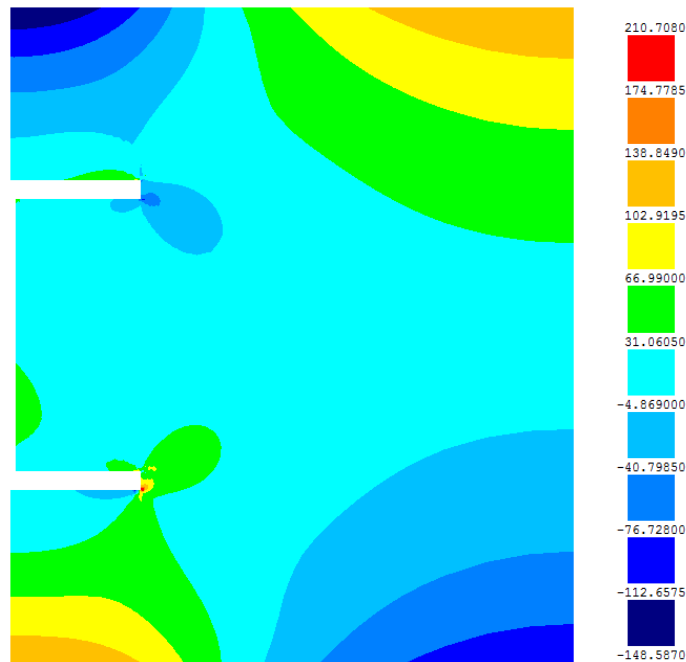


Fig. 3.8 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no jet grout

Relativamente às tensões horizontais na direcção y, são apresentadas duas Figura 3.9 a) e b). A exposição destas duas figuras deve-se à apresentação de escalas distintas, sendo que assim torna-se mais fácil a análise das tensões. A primeira imagem apresenta a escala retirada do programa de cálculo, no qual os valores máximos e mínimos, que se situam na zona entre o perfil metálico e o jet grout, representam apenas pontos singulares com ordens de grandeza muito elevadas, afectando assim a percepção da distribuição da restante escala, que desta forma não evidencia da melhor forma as tensões instaladas no jet grout.

De forma a ultrapassar esta dificuldade, apresenta-se uma outra Figura 3.9 b), na qual a sua escala apresenta intervalos que melhor demonstram a distribuição das tensões no jet grout. A partir destas duas figuras é possível retirar algumas conclusões:

- Visto que as pressões do solo, são aplicadas com o valor de 120 kPa, é verificável na zona da parede voltada para o solo (parte suportada) que as tensões aí presentes são da mesma ordem de grandeza.
- Na zona junto do perfil metálico, as tensões verificadas tendem a convergir para o banzo superior do perfil (mais próximo), facto que se deve à maior rigidez apresentada pelo mesmo;
- Em contrapartida, as pressões aplicadas na zona próxima do eixo de simetria do lado direito, vão convergir para o banzo inferior do perfil, verificando-se uma diminuição das tensões no jet grout à medida que se aproxima do lado escavado. Contudo, nas proximidades do perfil, as tensões aumentam, pela elevada concentração de esforços presentes.
- Outro aspecto a salientar, é a zona da parede junto ao lado escavado que apresenta tensões próximas de zero ou mesmo negativas como é o caso da zona inferior ao perfil metálico.

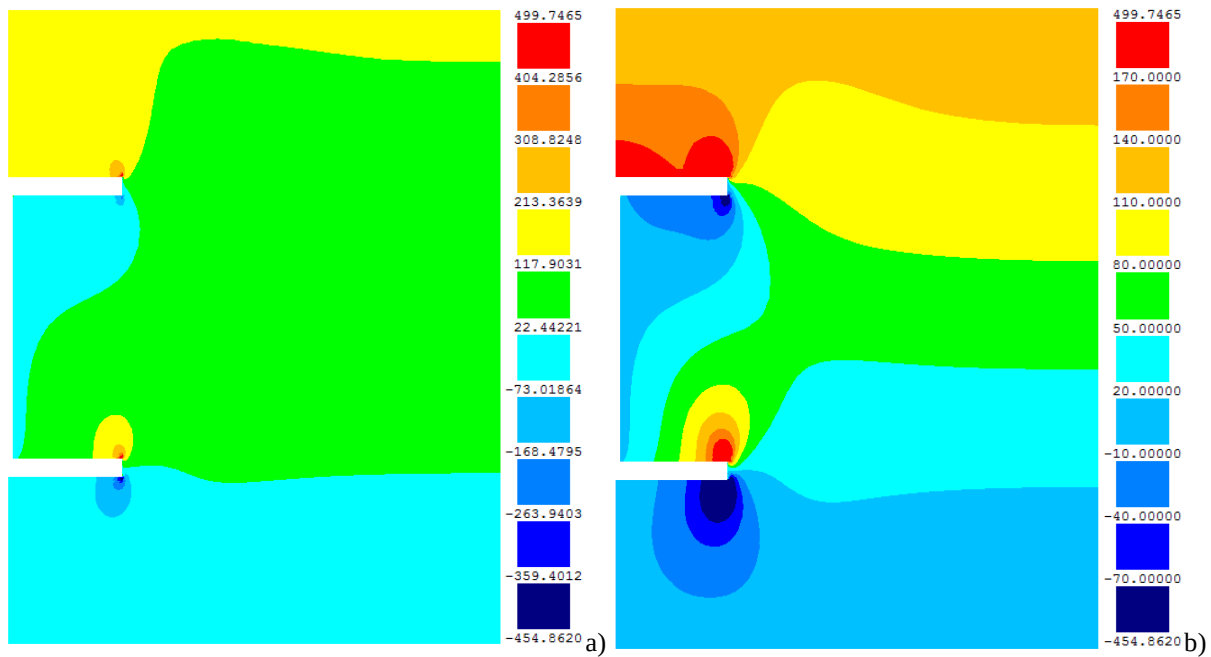


Fig. 3.9 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no *jet grout* a) escala inicial b) escala refinada

À semelhança do descrito anteriormente, também no que respeita às tensões de corte nas direcções x e y (τ_{xy}) instaladas no *jet grout*, são apresentadas duas Figuras 3.10 a) e b).

Pode concluir-se que:

- As tensões máximas de corte mobilizam-se na zona junto aos perfis metálicos, sendo que à medida que a distância aos mesmos aumenta, as tensões de corte diminuem; por outro lado destaca-se que no banzo mais próximo do lado escavado, as tensões de corte aumentam ligeiramente.

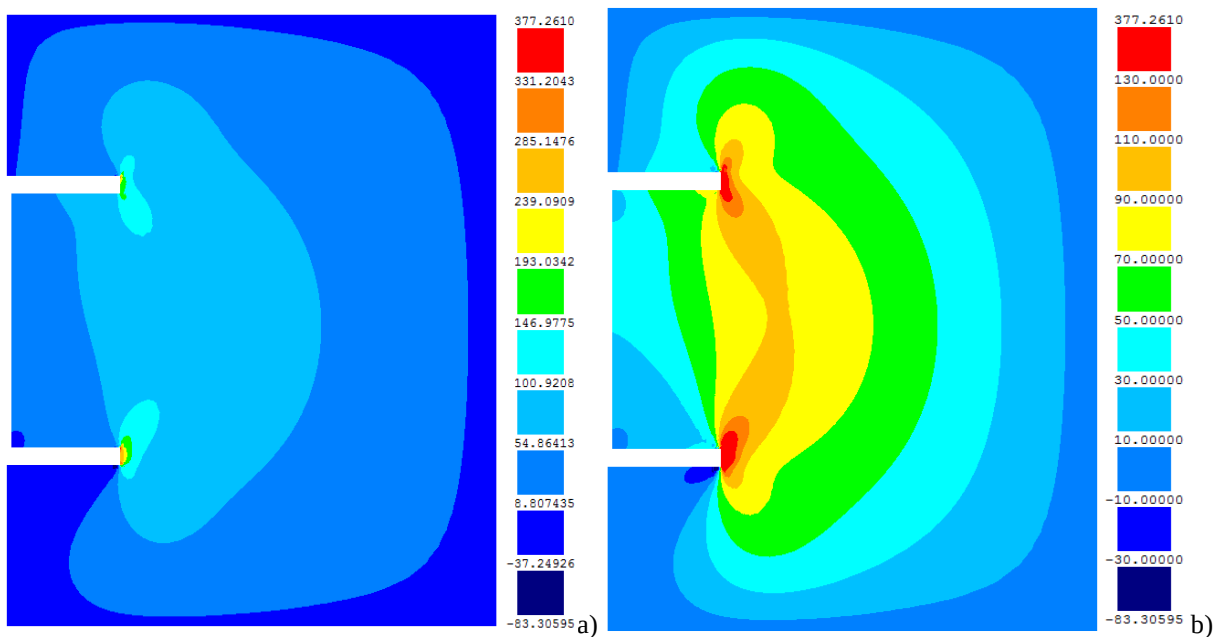


Fig. 3.10 – Tensões de corte instaladas no *jet grout* a) escala inicial b) escala refinada

O efeito da transmissão de cargas entre o *jet grout* e o perfil metálico, é perceptível através das cruzetas de tensões principais (Figura 3.11), podendo-se tirar algumas conclusões:

- Verifica-se uma grande concentração de tensões junto ao perfil metálico, principalmente junto aos banzos, quer inferior quer superior; este facto deve-se à materialização em grande parte da transferência de carga do *jet grout* para os perfis metálicos;
- Observa-se ainda a rotação das cruzetas de tensão, principalmente na zona inferior do perfil metálico; esta rotação como era espectável vai de encontro ao referido anteriormente estando relacionada com o aumento das tensões de corte; de modo a tornar mais perceptível a rotação e a ordem de grandeza das cruzetas de tensão, apresentam-se duas imagens ampliadas da mesma, referentes à parte central do *jet grout* (3.11 b)) e à parte superior do perfil metálico (Figura 3.11 c)).

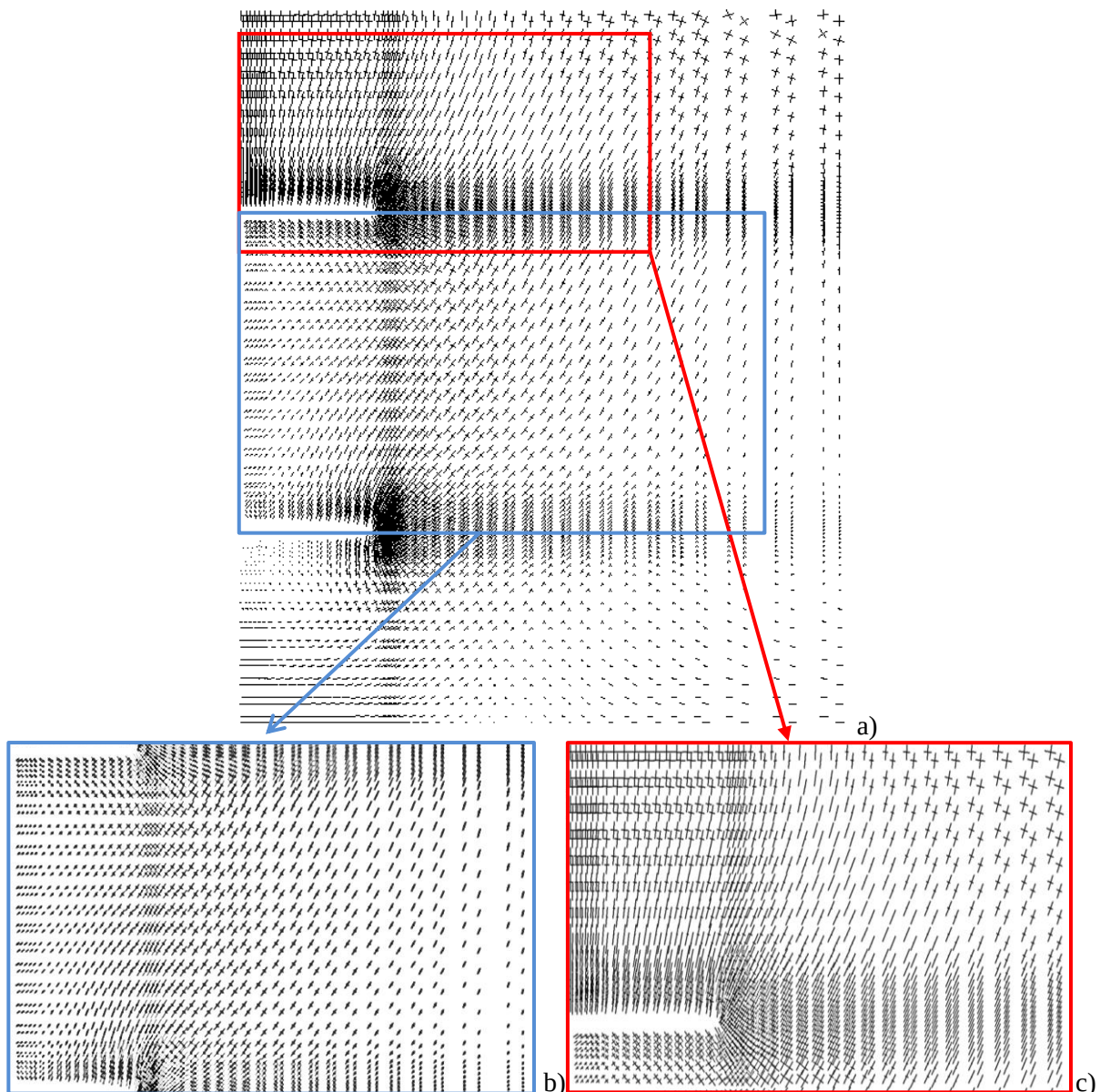


Fig. 3.11 – Tensões principais no *jet grout* a) cruzetas referentes a todo o *jet grout* b) zona ampliada da parte central do *jet grout*; c) zona ampliada da parte superior do *jet grout*

3.4.3. DESLOCAMENTOS

De forma a facilitar a compreensão dos deslocamentos verificados no *jet grout*, é apresentada a malha deformada com um factor de ampliação de 100 vezes (Figura 3.12). A análise desta, permite concluir que, como esperado, os deslocamentos mais significativos ocorrem na zona central entre os perfis metálicos. Tal facto é facilmente compreendido pela estabilidade que os perfis metálicos conferem. Note-se que os deslocamentos obtidos nesta modelação não correspondem a deslocamentos totais da parede, mas sim deslocamentos relativos, em relação ao banzo do perfil metálico do lado suportado, que se impôs fixo nesta modelação, como atrás explicado.

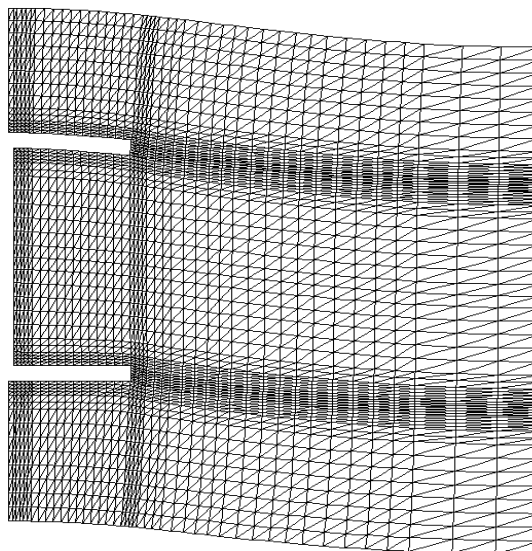


Fig. 3.12 – Configuração da deformada do *jet grout*

O gráfico (Figura 3.13) que se segue é apresentado como complemento à malha anteriormente apresentada (Figura 3.12). Este pretende elucidar a ordem de grandeza dos deslocamentos na direcção *y*, bem como a zona em que eles se verificam. Os deslocamentos verificados são relativamente baixos, sendo o máximo deslocamento verificado na zona central entre perfis metálicos, de cerca de 0,078 cm.

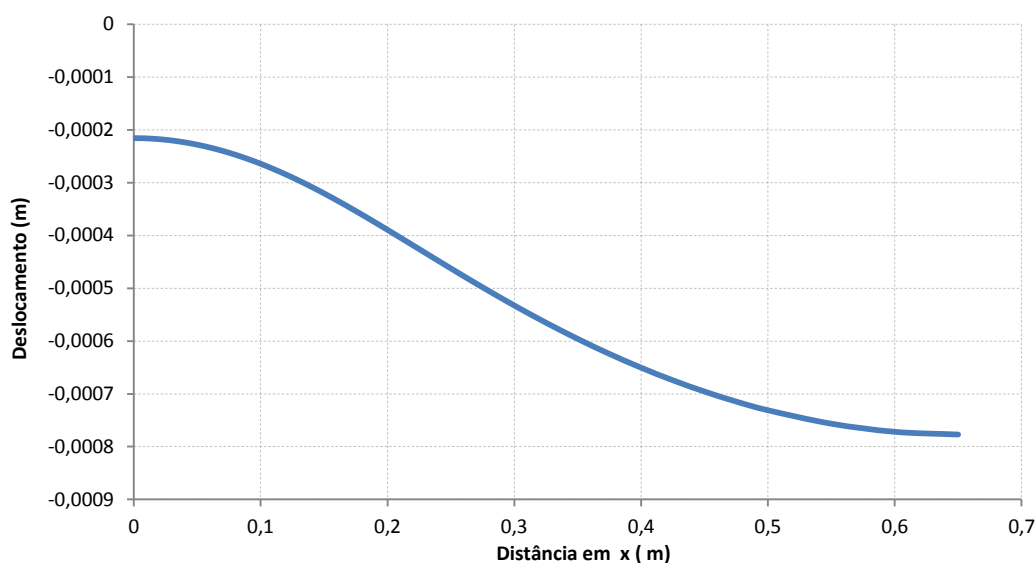


Fig. 3.13 – Deslocamentos na direcção *y* da parede (*jet grout*) na zona junto ao solo suportado

Analisando agora os deslocamentos do *jet grout* (Figura 3.14), na face da parede do lado escavado (fronteira inferior) é possível verificar que os mesmos nessa zona são mais reduzidos, em comparação com os registados na face da parede do lado suportado (fronteira superior). No que respeita aos deslocamentos máximos verificado em ambas as interfaces, é possível afirmar que existe uma redução de cerca de 36,9 %.

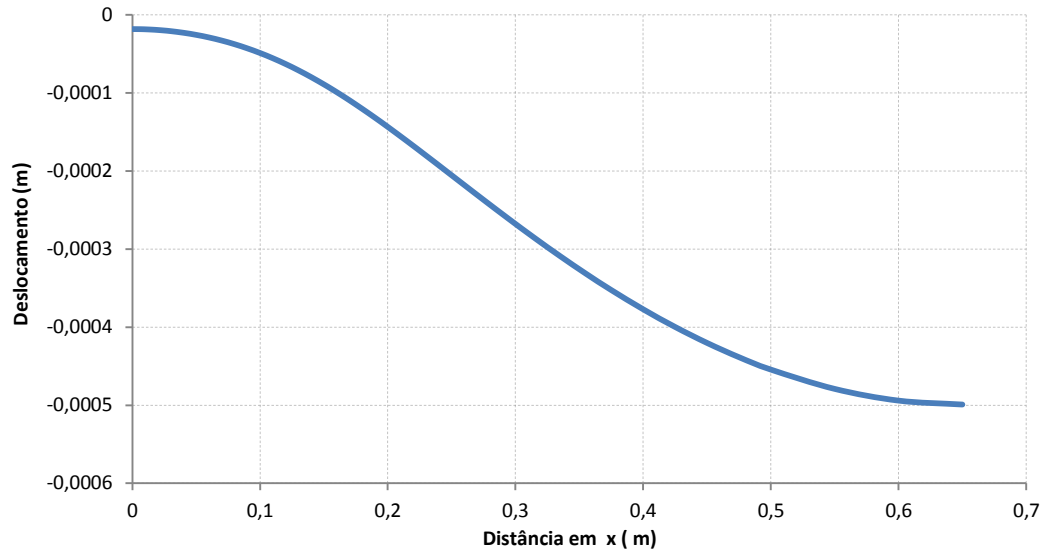


Fig. 3.14 – Deslocamentos verticais da parede (*jet grout*) na zona junto ao lado escavado

3.4.4. ESFORÇO TRANSVERSO E MOMENTOS FLECTORES NO *JET GROUT*

Os resultados da modelação numérica permitem retirar informação, de modo a calcular o esforço transversal e os momentos flectores actuantes no *jet grout* (considerado a funcionar à flexão na direcção horizontal, com apoio entre perfis metálicos verticais).

A determinação dos esforços enunciados anteriormente permite calcular as tensões máximas geradas no *jet grout*, podendo desta forma compara-se os valores obtidos, devidamente majorados pelos coeficientes de segurança adequados, com os valores de resistência do *jet grout* devidamente minorados.

Segundo Carreto (1999), para o caso de estruturas de contenção formadas por colunas de *jet grout* com espessura total e , as tensões de compressão, tracção e corte são determinadas por comprimento linear da parede aplicando as expressões de flexão composta e da tensão de corte, tal como indicado em seguida:

$$\sigma'_{cf} = -\frac{N}{e \times 1} \pm \frac{6 \times M}{e^2} \quad (3.3)$$

$$\sigma'_{tf} = \frac{N}{e \times 1} \pm \frac{6 \times M}{e^2} \quad (3.4)$$

$$\tau' = k \times \frac{V}{A} \quad (3.5)$$

em que:

σ'_{cf} - é a tensão de compressão máxima na flexão composta;

σ'_{tf} - é a tensão de tracção máxima na flexão composta;

τ' - é a tensão de corte máxima na flexão;

N - é o esforço normal;

M - é o momento flector;

V - é o esforço transversal aplicado à secção;

A - é a área da secção por unidade de comprimento;

K - é um coeficiente que depende da forma da secção, sendo igual a 3/2 para uma secção rectangular;

e - é a espessura da parede.

De acordo com o enunciado anteriormente, e recorrendo aos gráficos elaborados a partir dos resultados numéricos (Figuras 3.15 e 3.16), onde são ilustrados os esforços transversos e momentos flectores respectivamente, é possível prever as tensões a que o *jet grout* está sujeito. A ordem de grandeza obtida com aplicação das fórmulas definidas anteriormente com $N=0$, neste caso, é relativamente próxima à das imagens de colorações das tensões apresentadas no início do subcapítulo. Podendo assim concluir que a adopção das fórmulas enunciadas anteriormente, para um pré-dimensionamento da estrutura é de todo adequado. É de notar ainda que os gráficos das Figuras 3.15 e 3.16 são próximos dos que se obteriam pelo cálculo estrutural de uma “laje” continua, com um número elevado de tramos (de 1,3 m de vão cada – distancia entre perfis metálicos) sujeita a uma acção distribuída de 120 kPa.

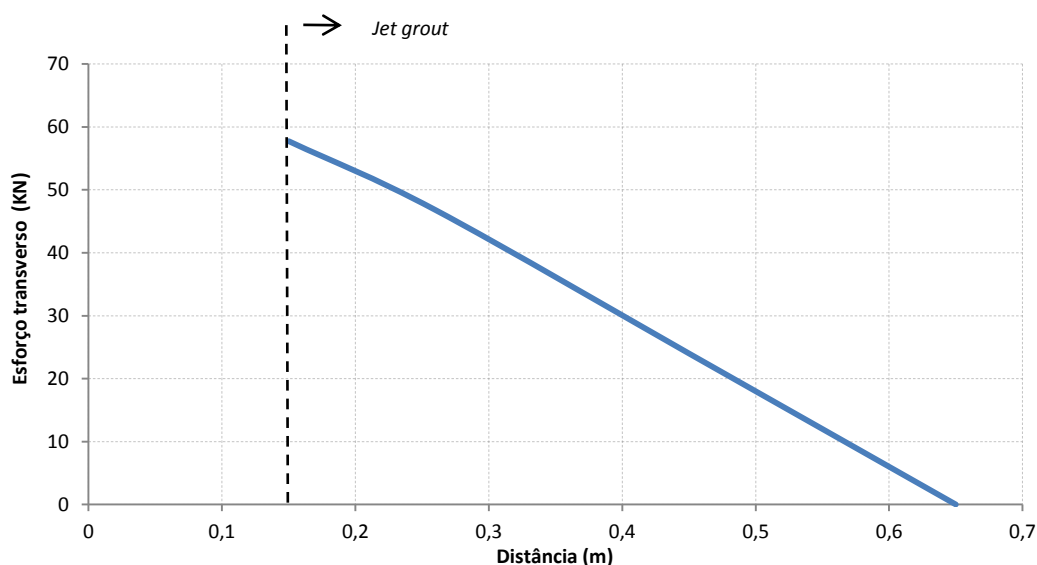


Fig. 3.15 – Esforço transversal no *jet grout*

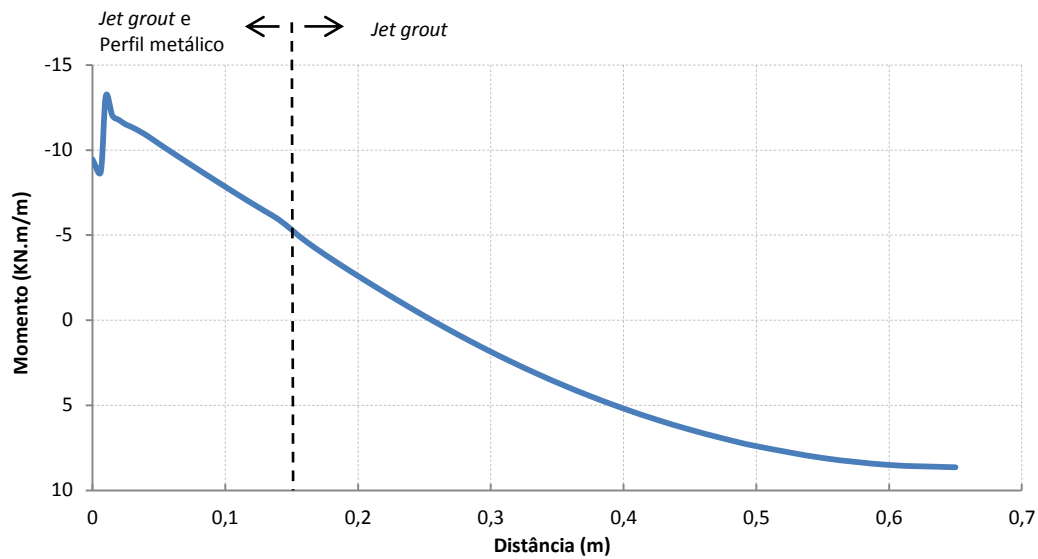


Fig. 3.16 – Momentos flectores na parede

3.4.5. ESTADO DE TENSÃO NOS PERFIS METÁLICOS

Os perfis metálicos apresentam tensões com ordem de grandeza muito superiores às verificadas no *jet grout*. Tendo em conta este facto, a análise efectuada foi feita separadamente, ilustrando-se assim na Figura 3.17 as tensões registadas nos perfis.

A análise é efectuada como anteriormente para o *jet grout*, sendo apresentadas imagens referentes às tensões horizontais na direcção x e y e às tensões de corte.

Começando por analisar as tensões horizontais na direcção x (Figura 3.17 a)), verifica-se que estas concentram-se no banzo superior do perfil metálico. Este facto justifica-se porque as tensões do *jet grout* vão convergir nessa zona, provocando assim a flexão do banzo. Deste modo, na parte inferior do banzo verificam-se compressões e, pelo contrário, na parte superior do mesmo verificam-se tracções. O mesmo não se verifica no banzo inferior (junto do lado escavado), facto que deve-se à definição do problema, isto é, aquando da definição do mesmo, a zona inferior do banzo foi definida com deslocamentos nulos.

Analisando agora as tensões horizontais na direcção y (Figura 3.17 b)), verifica-se que estas concentram-se na alma do perfil metálico. Como todas as tensões aplicadas na parede se transferem para o perfil metálico, era esperada esta concentração, uma vez que é a partir deste que se verifica a transferência de esforços da parede e para o escoramento da mesma.

Por fim, no que respeita aos esforços de corte (Figura 3.17 c)), a maior concentração dos mesmos verifica-se na zona onde existe variação de secção, isto é, na zona entre o banzo e a alma.

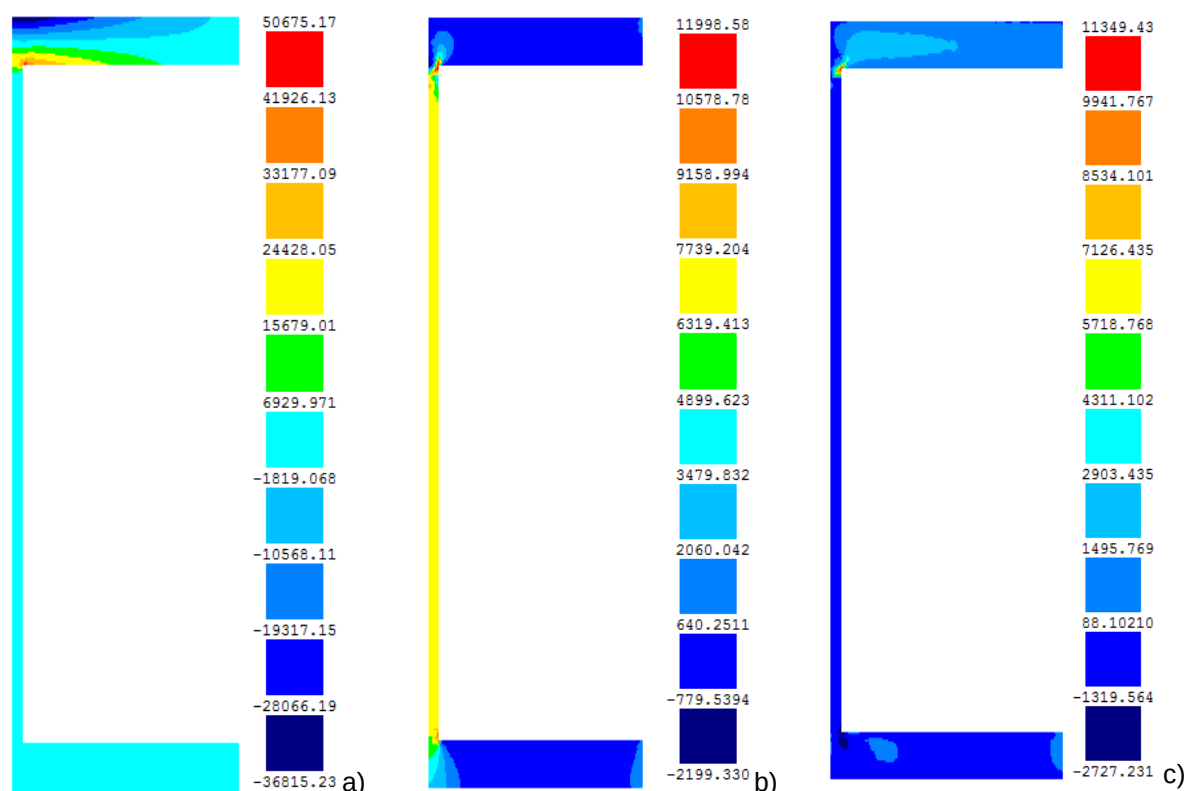


Fig. 3.17 – Tensões verificadas no perfil metálico a) horizontais (direcção x) b) horizontais (direcção y) c) corte

3.5. SIMULAÇÃO DE UMA OBRA MODELO

3.5.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

O problema base, desenvolvido no presente capítulo e ilustrado pelas Figuras 3.18 e 3.19, pode ser identificado como uma obra de escavação realizada num centro urbano. A obra em questão tem como profundidade de escavação 9,5 m, uma largura de 17,0 m e um desenvolvimento cujo valor é superior à largura transversal, sendo por isso considerada uma análise em termos de estado plano de deformação. No que diz respeito ao sistema de contenção, este é composto por colunas de *jet grout* secantes com diâmetro de 1,0 m, armadas alternadamente por perfis metálicos HEB 360 (na sequência do pré-dimensionamento efectuado com a aplicação dos diagramas de pressões aparentes de Terzaghi e Peck).

Para assegurar a estabilidade da estrutura de contenção, durante o processo de escavação, foram previstos 3 níveis de escoramento, sendo as profundidades a que cada nível de escoramento se encontra de 1,0 m, 4,0 e 7,0 m e um espaçamento longitudinal de 3,5 m. O padrão de escoras a adoptar são perfis tubulares de secção circular em que o tipo de aço é o Fe 360. É de realçar que, no que respeita à modelação das escoras, estas apenas apresentam 50% do valor real da sua rigidez, isto porque, segundo O'Rourke (1992), tal solução deve ser adoptada devido à diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras, sendo este facto é justificado com as folgas nas ligações das escoras à parede.

Importa ainda perceber como é composto o maciço onde ocorre a escavação, sendo este composto por duas camadas, a primeira, um estrato de argila mole com 14,5 m de espessura, sobrejacente a um

estrato rígido (argila muito dura). As extremidades inferiores das colunas de *jet grout* encontram-se fundadas no estrato rígido, cerca de 2 m. O nível freático (N.F.) presente no maciço de escavação encontra-se coincidente com a superfície do mesmo.

Foi ainda considerada a execução de uma laje de fundo em *jet grout*, previamente à execução, por forma a melhorar o comportamento da obra, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de esforços na parede de contenção. Quanto à evolução temporal da escavação, considerou-se que esta decorreu num tempo total de 19 dias, realizada a ritmo constante.

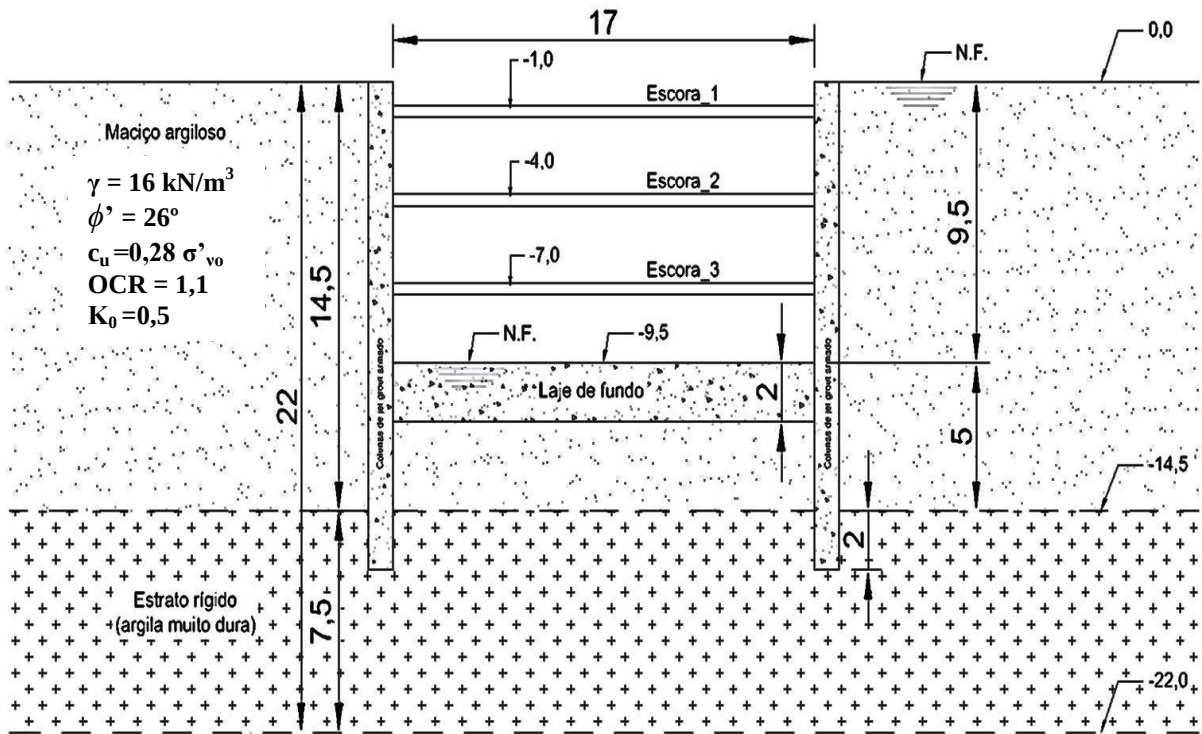


Fig. 3.18 – Características da escavação

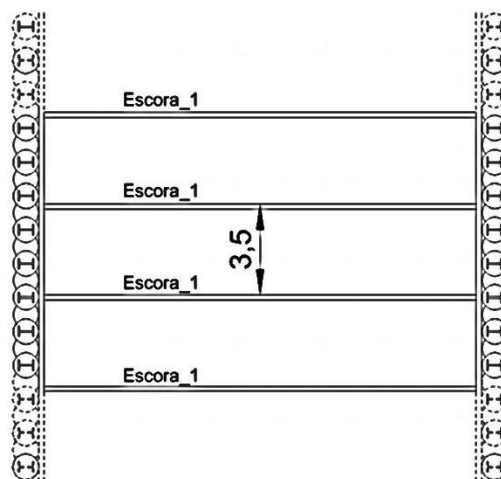


Fig. 3.19 – Planta de escavação

A análise do problema base é feita com recurso a uma modelação por elementos finitos (análise em estado plano de deformação). A malha de elementos finitos, utilizada no cálculo, está ilustrada na Figura 3.20 onde se pode observar a disposição e dimensão dos elementos finitos utilizados na discretização do meio, sendo composta por 3786 elementos, repartidos da seguinte forma:

- Estrato de argila mole: 2524 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos e incógnitas de excesso de pressão neutra (análise com consolidação);
- Estrato de argila muito dura: 656 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos e incógnitas de excessos de pressão neutra (análise com consolidação);
- Parede de contenção: 312 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Laje de *jet grout*: 288 elementos triangulares com seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Escoras: 6 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio).

Na interface entre o solo e parede, não foram utilizados elementos de junta. Tendo em conta este facto, na modelação da malha procurou-se ter em atenção este aspecto, assegurando que o refinamento da malha na zona de interface solo-parede era o suficiente para assegurar resultados realistas, adoptando-se, por isso, pela colocação de 4 fiadas de elementos finitos de solo, junto à parede, com 5 cm de espessura. Tal facto pressupõe considerar que a resistência ao corte na interface solo-parede é igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, o que está de acordo com o proposto por Matos Fernandes (1983), Azevedo (2010), comparando os resultados de uma escavação escorada, com e sem elementos de junta nas interfaces solo-parede, constatou que esses resultados são similares (usando o programa REBRIB com o solo modelado pelo modelo p-q- θ).

Aquando da realização da malha, a dimensão dos elementos finitos utilizados teve em conta a disposição dos mesmos, isto é, existiu um maior cuidado em refinar as zonas onde é previsto a existência de maiores gradientes de tensão e hidráulicos.

Na fase inicial da modelação do problema, foram também impostas algumas condições fronteira na malha de elementos finitos, tanto a nível de deslocamentos como de excessos de pressão neutra, das quais se destacam:

- O eixo de simetria do problema, onde são impostos deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao mesmo (fronteira lateral esquerda);
- A fronteira inferior do problema a 22 m de profundidade, onde se supõe que os deslocamentos horizontais e verticais são nulos;
- Para definir a fronteira lateral direita, foram levadas em conta as diversas análises feitas por Costa (2005), nas quais se verificou que, para uma distância de cerca de seis vezes a profundidade de escavação, os deslocamentos horizontais podem ser considerados nulos, definindo-se desta forma a fronteira lateral direita;
- No que diz respeito à fronteira superior, nesta impõem-se excessos de pressão neutra nulos (nível freático).

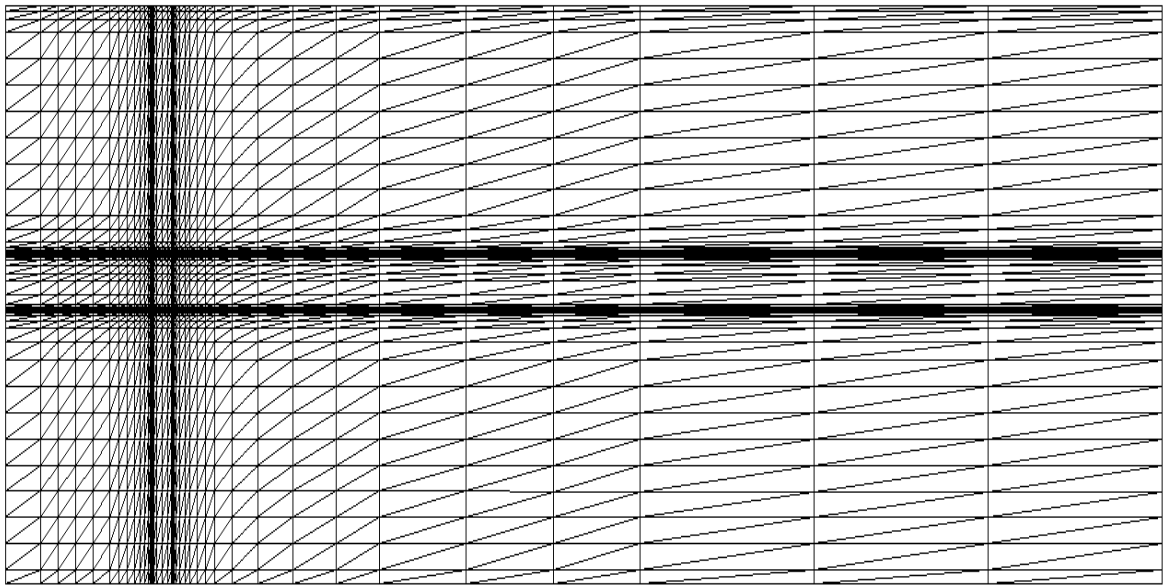


Fig. 3.20 – Malha de elementos finitos utilizada no problema base

3.5.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Os parâmetros característicos do modelo p-q- θ , para a modelação do maciço argiloso mole utilizados no problema base estão descritos no Quadro 3.3. Os valores adoptados para esses parâmetros (Costa, 2005) correspondem aproximadamente aos utilizados por Finno et al. (1991) numa escavação realizada nos solos moles de Chicago. O uso de parâmetros semelhantes tem como vantagem a possível comparação da evolução do estado de tensão e deformações que ocorrem no maciço argiloso, suportado por diferentes estruturas de contenção, bem como para diferentes geometrias.

Quadro 3.3 – Parâmetros caracterizadores do modelo p-q- θ

λ	k	N	Γ	v	ϕ' (°)
0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

Os parâmetros indicados no Quadro 3.3 têm o seguinte significado:

- λ – Declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencia $\ln p - v$, sendo p a tensão média efectiva e v o volume específico ($v=1+e$, em que e é o índice de vazios);
- k – Declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencia $\ln p - v$;
- N – Volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;
- Γ – Volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa;
- ϕ' – Ângulo de atrito definido em tensões efectivas.

O estado de tensão inicial foi considerado geostático, possuindo a argila um peso volúmico (γ) de 16 kN/m³ e um coeficiente de impulso em repouso (k_0) de 0,5; considerou-se um ligeiro grau de sobreconsolidação (OCR) igual a 1,1 (Quadro 3.4).

Quadro 3.4 – Características do maciço argiloso mole

γ [kN/m ³]	K_0	OCR	c_u [kPa]
16	0,5	1,1	1,68*z (m)

No que diz respeito à argila muito dura, na realização da simulação foi assumido que esta possui um comportamento elástico linear isotrópico, com peso volumico (γ) de 20 kN/m³, coeficiente de Poisson (ν) de 0,2 e um módulo de elasticidade (E) de 0,5 GPa (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 – Características da argila muito dura

γ [kN/m ³]	E (GPa)	ν
20	0,5	0,2

Para a simulação da parede de contenção, foi assumido que esta possui um comportamento elástico linear isotrópico, sendo o modelo caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Quadro 3.6). Para a parede modelada com a espessura de 1,00 m, foi considerado o módulo de deformabilidade de 0,82 GPa, equivalente em termos de flexão ao dos perfis metálicos espaçados de 1,30 m (note-se que a rigidez à flexão na direcção vertical é determinada pela rigidez dos perfis metálicos, que recebem as acções transmitidas pelo jet grout na direcção horizontal).

Quadro 3.6 – Características da parede

Espessura (m)	E (GPa)	ν
1,00	0,82	0,2

3.5.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Definida a geometria e os parâmetros do maciço em estudo, importa definir as condições hidráulicas presentes no mesmo. Começando por destacar a posição do nível freático, considera-se que este coincide com a superfície do maciço argiloso. Quanto à permeabilidade dos estratos, foi considerado que o estrato argiloso tinha um comportamento isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade ($k=k_x=k_y$) constante e de valor igual a 10^{-9} m/s. No que respeita ao estrato de argila muito dura, o seu comportamento também é isotrópico, mas com um coeficiente de permeabilidade inferior ($k=k_x=k_y$) e constante, de valor igual a $2,5 \times 10^{-10}$ m/s.

Tendo em conta que a parede se encontra fundada 2 m no estrato de argila muito dura, no qual se simula a consolidação (análise acoplada), verifica-se a existência de percolação do lado suportado para o lado escavado contornando o pé da parede.

Quanto à base da escavação, foi considerada a execução de “furos de alívio” (Figura 3.21) na laje de jet grout, de modo a evitar sobrepressões a longo prazo na face inferior da mesma. Tendo em conta este facto, e dada a espessura de 2,00 m da laje, impôs-se como condição fronteira hidráulica, nos pontos da superfície inferior da laje, a pressão de 20 kPa, sendo que a pressão é nula na parte superior dos “furos de alívio”, isto é, na parte superior da laje de fundo.

Durante a construção e no período pós-construção, considera-se que no lado suportado, o nível freático mantém-se constante e coincidente com a superfície, no entanto, no lado escavado o nível freático vai

variando com o decorrer da escavação, sendo sempre coincidente em cada fase com a base da escavação.

É ainda de realçar as fronteiras laterais e inferior, sendo que estas foram consideradas impermeáveis, devido ao facto, de uma coincidir com o eixo de simetria do problema e as outras coincidirem com a truncagem do meio.

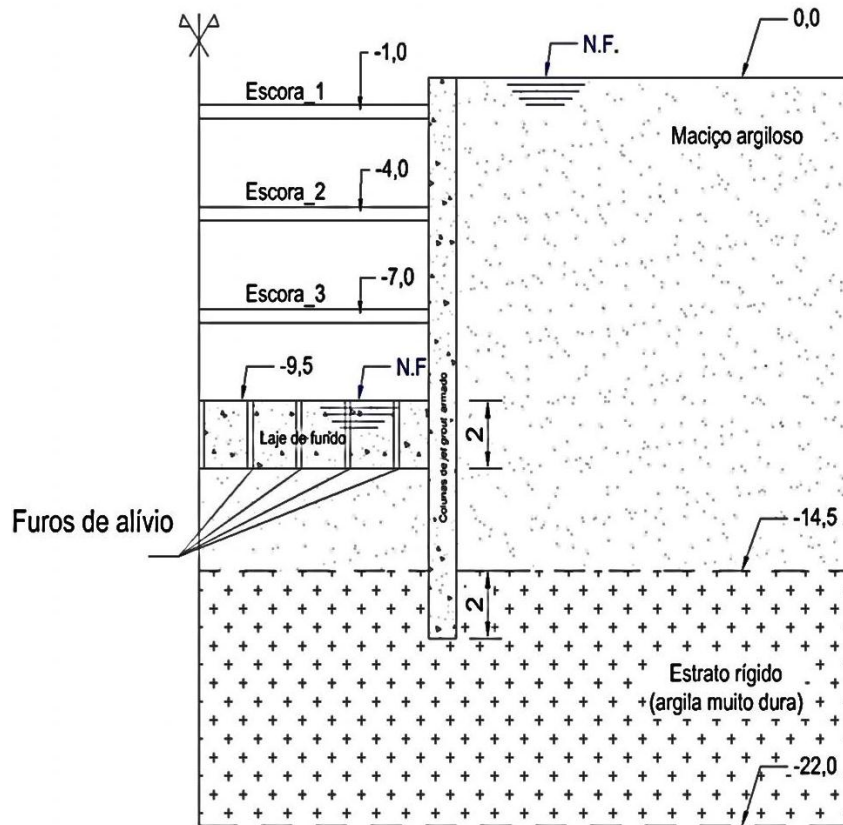


Fig. 3.21 – Condições hidráulicas da obra

3.6. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.6.1. INTRODUÇÃO

O presente subcapítulo pretende ilustrar as variações dos estados de tensão que incidem, quer no esqueleto sólido (tensões efectivas), quer no fluido intersticial (pressões neutras) em consequência do processo de escavação no maciço.

Ao longo deste subcapítulo serão apresentados os resultados obtidos na modelação numérica do problema base. O estudo realizado foi dividido em duas fases distintas, o período de construção e o período pós-construção.

No período de construção são apresentados resultados referentes a 5 diferentes níveis de escavação, especificamente aos 2 m, 4 m, 6 m, 8 m e 9,5 m correspondendo este último à fase final da construção.

Numa segunda fase, em que se pretende analisar o período pós-construção, as alterações do estado de tensão-deformação devem-se à dissipação dos excessos de pressão de água, decorrentes da primeira fase. Relativamente a esta fase, serão apresentados resultados relativos a diferentes períodos de tempo, mais especificamente no final da escavação, após 17 dias, 6 meses e no final da consolidação.

De modo a compreender as variações dos estados de tensão, no presente subcapítulo incluem-se figuras coloridas que pretendem ilustrar diferentes estados de tensão, entre os quais: excessos de pressões neutras; pressões neutras; tensões efectivas horizontais e verticais; incrementos de tensões efectivas horizontais e verticais; tensões de corte e níveis de tensão.

Com intuito de tornar as figuras o mais possível elucidativas e facilitar a comparação entre as diferentes fases, na elaboração das figuras foram utilizadas escalas fixas de 10 cores, compreendidas entre os valores mínimo e máximo de cada estado de tensão em estudo.

São ainda apresentados gráficos que pretendem ilustrar as alterações da estrutura de contenção, resultantes da variação dos estados de tensão do maciço, mais especificamente: deslocamentos; esforços axiais nas escoras; momentos flectores na parede; esforços na laje de fundo e pressões de terras sobre as faces da parede.

3.6.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

3.6.2.1. Evolução do estado de tensão

Tendo em conta que o maciço em estudo é solicitado de uma forma praticamente não drenada, a alteração do estado de tensão inicial vai ser distribuída, por duas parcelas. A primeira diz respeito à variação da pressão no fluido intersticial, a segunda diz respeito à variação das tensões efectivas (esqueleto sólido).

Como referido anteriormente, a análise do período de construção vai ser feita tendo em conta as diferentes fases de evolução da escavação e para os diferentes tipos de tensões, representados nas Figuras 3.22 a 3.31.

No que diz respeito aos excessos de pressão neutra (diferença entre a pressão instalada e a pressão inicial num determinado ponto) indicados na Figura 3.22, é possível concluir o seguinte:

- Os excessos de pressão neutra gerados são globalmente negativos, facto que se constata em todas as fases de escavação, sendo que crescem à medida que a profundidade aumenta; devendo-se à diminuição da pressão média total, devido à remoção das terras e água sobrejacentes;
- Analisando a zona inferior à laje de fundo, subjacente à escavação, onde se verifica uma maior diminuição da tensão média total como supracitado, ocorrem valores absolutos mais elevados dos excessos de pressão neutra, como era de esperar;
- Ainda relativamente à zona do maciço em análise no ponto anterior, mas agora na zona junto ao eixo de simetria e logo na zona inferior à laje de fundo, verifica-se que os incrementos de excessos de pressão neutra negativos são mais elevados, sendo que estes tendem a diminuir gradualmente com a profundidade;
- No que se refere ao lado suportado do maciço, verifica-se também a geração de excessos de pressão neutra negativos, no entanto os valores aí verificados possuem uma ordem de grandeza consideravelmente menor, em comparação com o lado escavado analisado nos pontos anteriores; tal verifica-se devido, naturalmente, à menor descompressão do maciço do lado suportado;
- A estrutura de contenção desempenha um importante papel no que respeita à geração de excessos de pressão neutra negativos do lado suportado, isto é, caso a estrutura de contenção se encontre bem apoiada, os movimentos da mesma vão ser reduzidos, o que leva a que a descompressão do maciço seja reduzida; este facto pode ser constatado no problema em questão, pois, na parte suportada do maciço, no tardo da estrutura de

contenção, os excessos de pressão neutra negativos gerados ao longo da escavação tem valores pouco elevados, o que leva a concluir que a parede de contenção, apoiada na laje fundo e nas escoras, tem um importante papel;

- Para reforçar o anteriormente descrito, ao analisar a parte do maciço suportado na zona em que não existe estrutura de contenção (zona inferiores à extremidade inferior da parede), podendo-se assim verificar um gradual aumento das pressões neutras, à medida que a escavação decorre;

É ainda apresentada na Figura 3.23 os resultados das pressões neutras, que complementam os resultados da Figura 3.22 (os resultados da Figura 3.23 correspondem pois aos resultados da Figura 3.22 somados às pressões neutras iniciais).

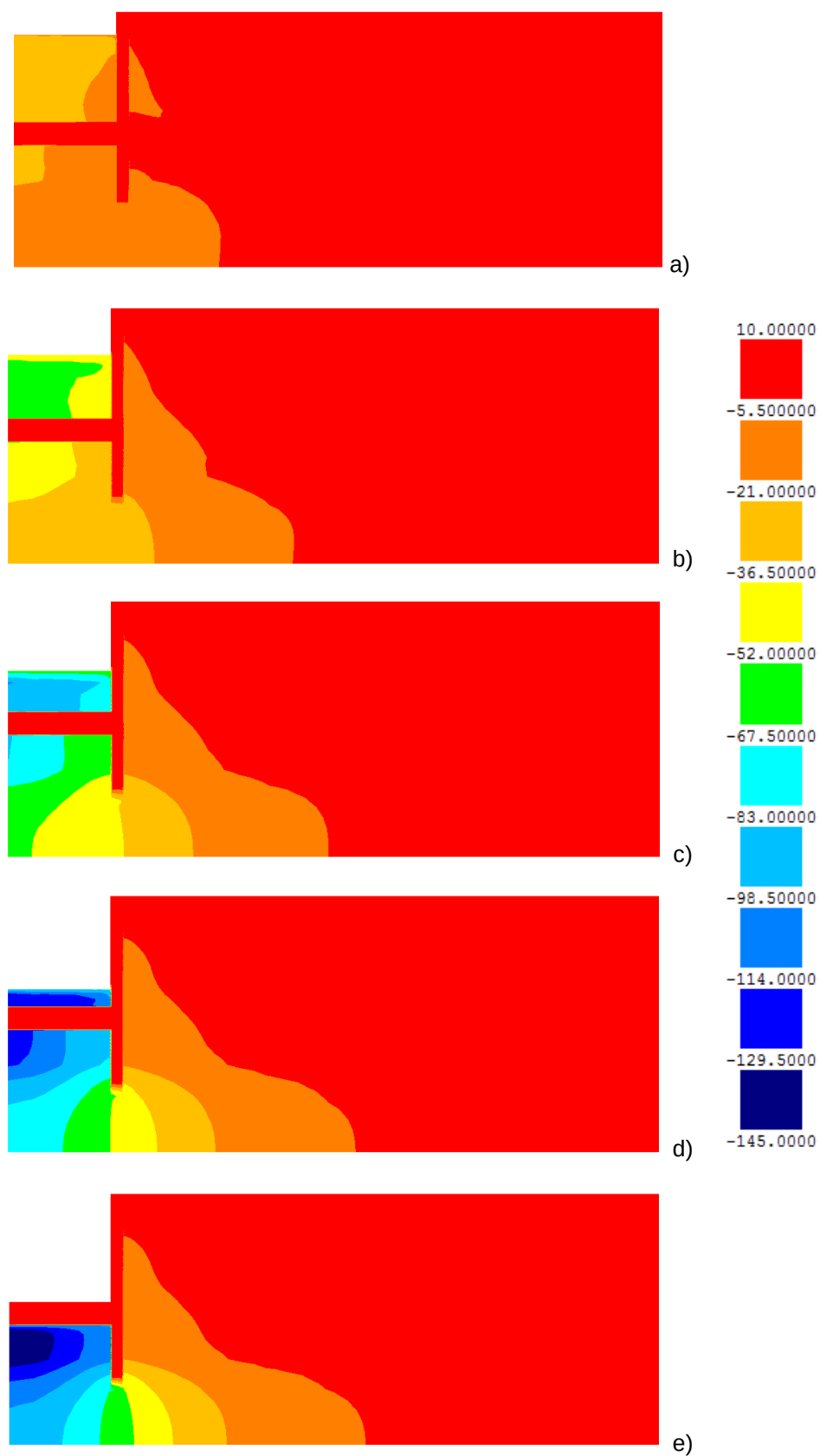


Fig. 3.22 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

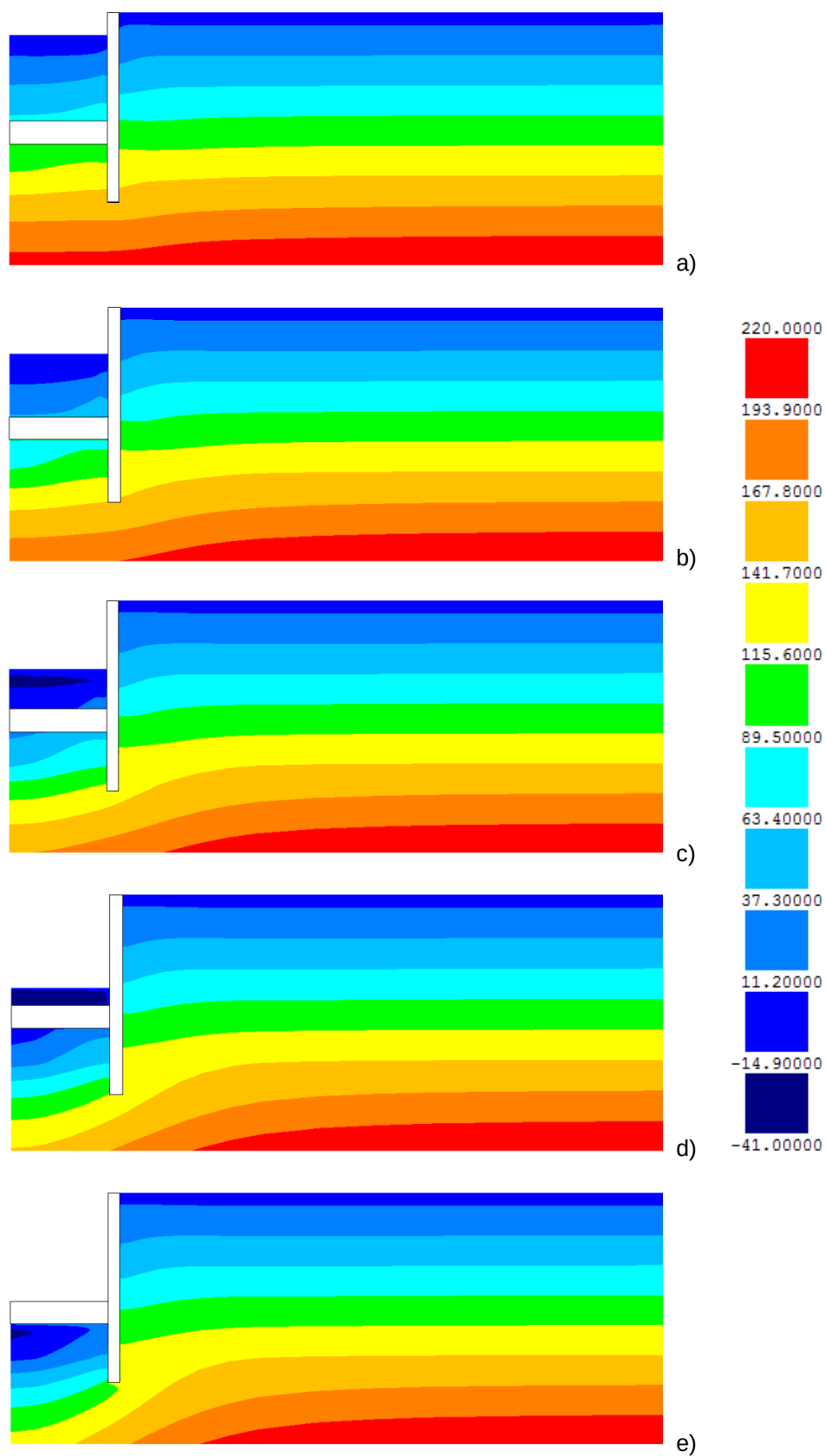


Fig. 3.23 - Pressões neutras no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

Nas Figuras 3.24 a 3.27 estão representadas as tensões verticais e horizontais efectivas na argila mole, bem como os respectivos incrementos. Não se apresentam os resultados destas tensões no estrato rígido (argila muito dura), por não se considerar relevante a sua análise neste estrato (cuja modelação envolveu sobretudo o objectivo da simulação do apoio inferior da parede).

Relativamente às tensões horizontais efectivas e aos respectivos incrementos de tensão efectiva horizontal, que são ilustrados nas Figura 3.24 e Figura 3.25 respectivamente, podendo com a sua análise concluir:

- Começando por analisar o maciço no lado escavado, nota-se um aumento gradual da tensão horizontal efectiva, à medida que a escavação decorre; este aumento destaca-se junto ao eixo de simetria, na zona abaixo da laje de *jet grout*;
- O facto anteriormente verificado deve-se à diminuição da tensão média total, consequência da diminuição da tensão total vertical, sendo que os excessos de pressão neutra negativos gerados determinam um aumento da tensão horizontal efectiva;
- Com o progredir da escavação, verifica-se que o valor máximo é atingido no final da mesma;
- Na análise efectuada ao maciço suportado, começa-se por verificar um ligeiro aumento de tensão horizontal efectiva junto da laje de fundo a partir dos 2 m de escavação, valor que parece manter-se constante até ao final da mesma;
- Verifica-se também uma pequena diminuição da tensão horizontal efectiva na zona superior à laje de fundo.

Através da análise das tensões efectivas verticais e dos respectivos incrementos de tensão vertical efectiva, que são ilustrados nas Figuras 3.26 e 3.27, respectivamente, é possível concluir:

- No que respeita às tensões verticais efectivas, na zona escavada, pode verificar-se uma diminuição das mesmas, com maior significado junto do eixo de simetria, tendendo a diminuir gradualmente para junto da parede;
- No lado suportado, as tensões verticais efectivas apresentam variações pouco significativas, sendo apenas de referir uma pequena diminuição das mesmas na zona da laje de fundo, assim como na zona superior a esta.

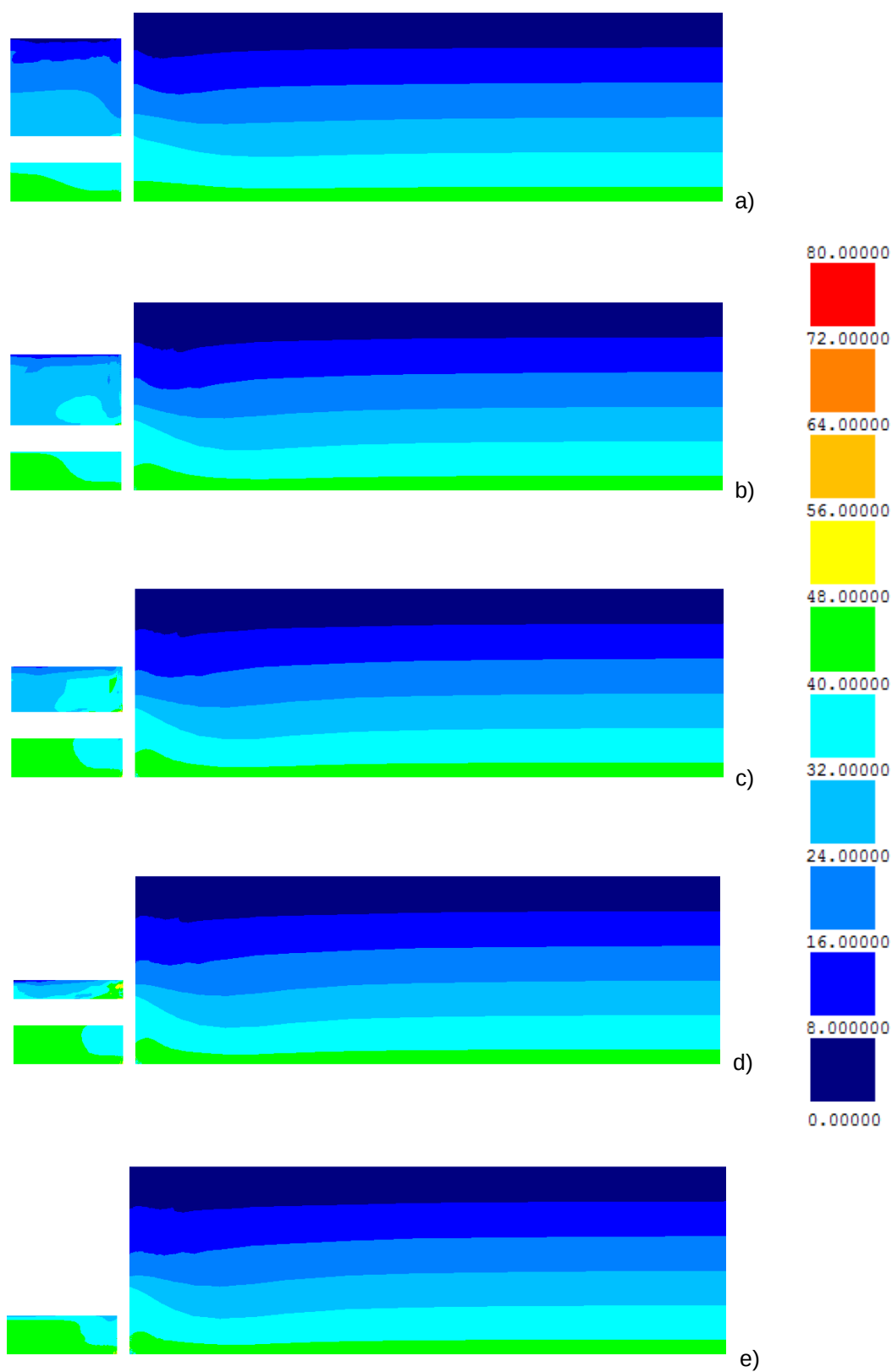


Fig. 3.24 - Tensões efectivas horizontais na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

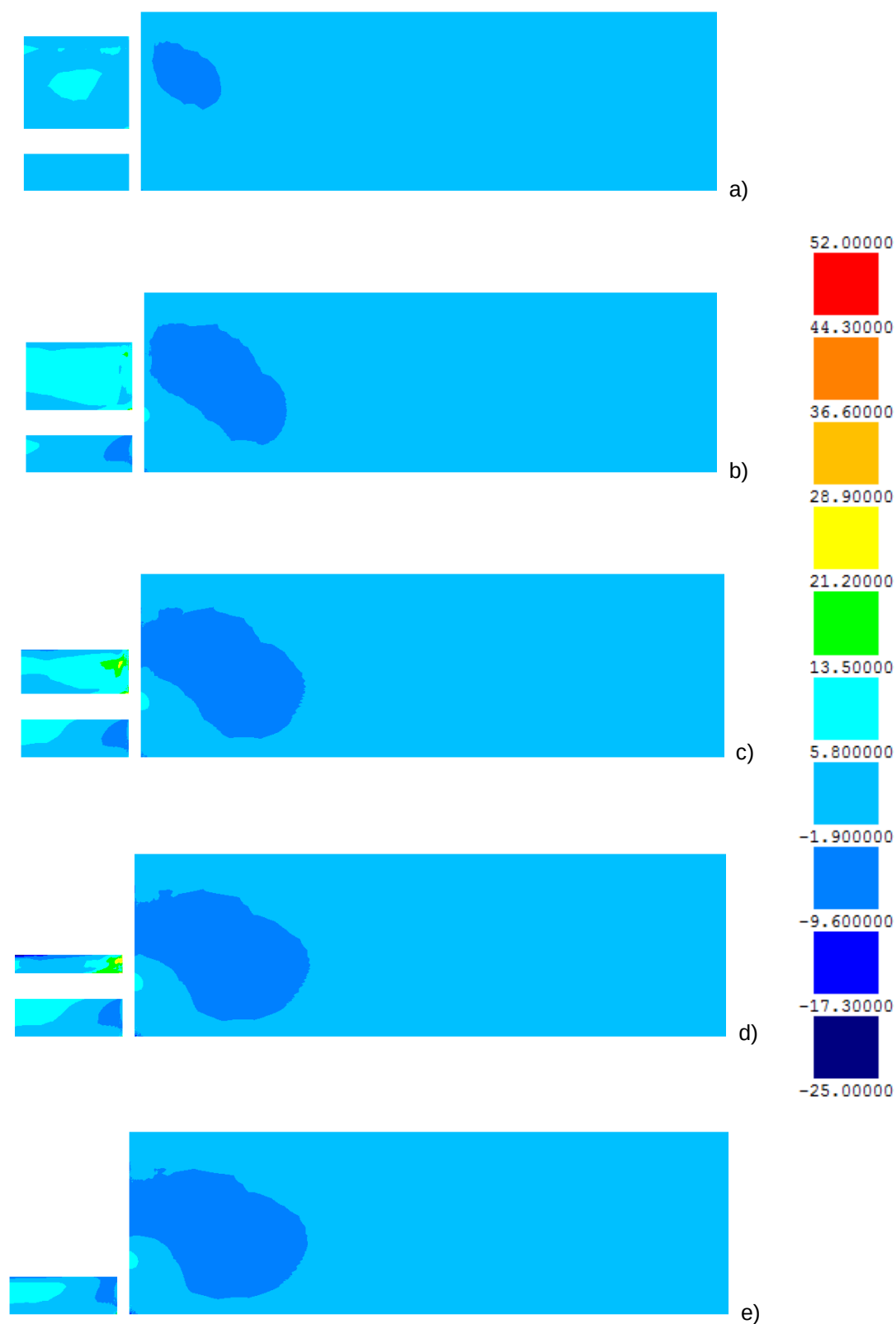


Fig. 3.25 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

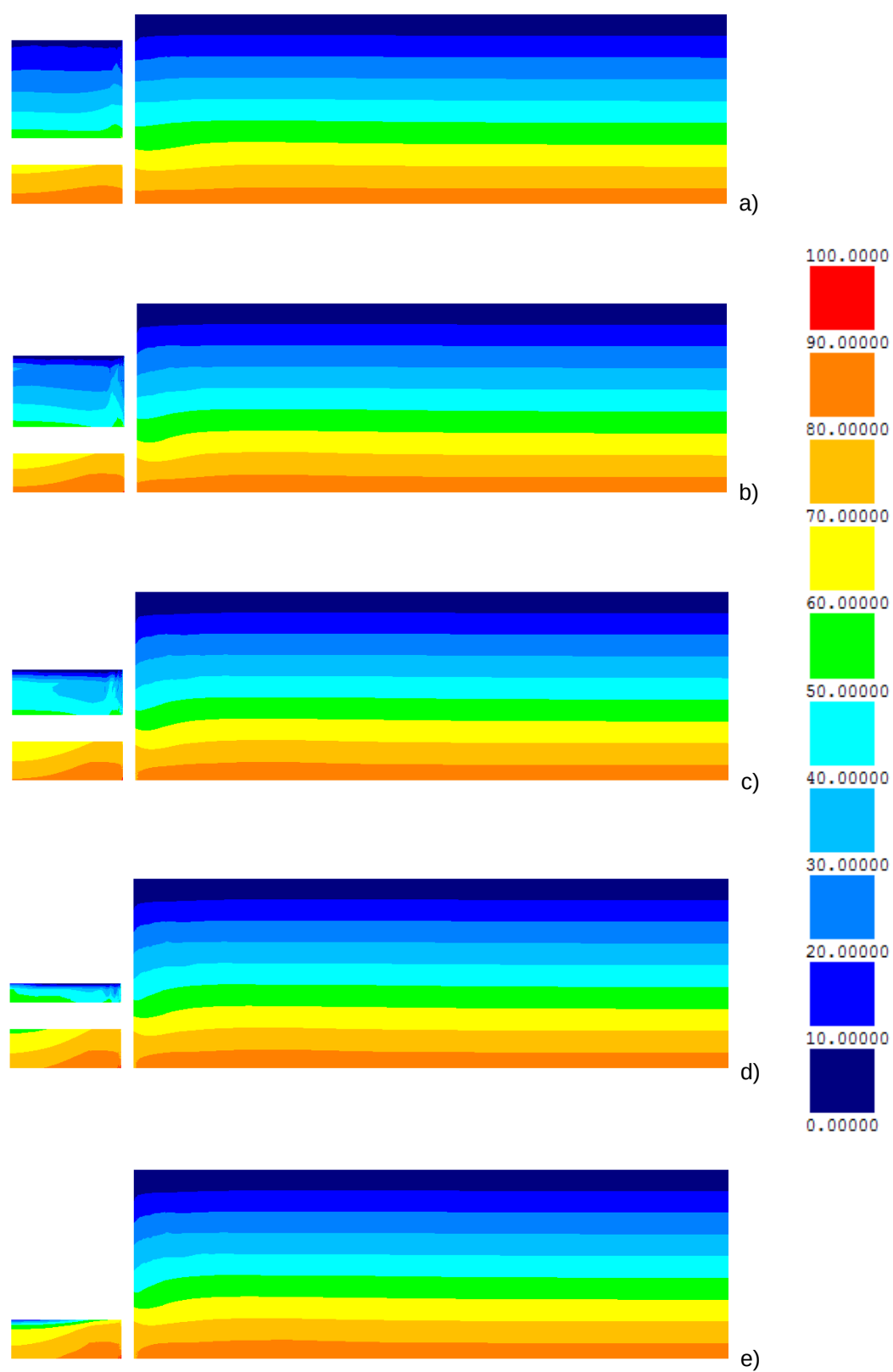


Fig. 3.26 - Tensões efectivas verticais na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

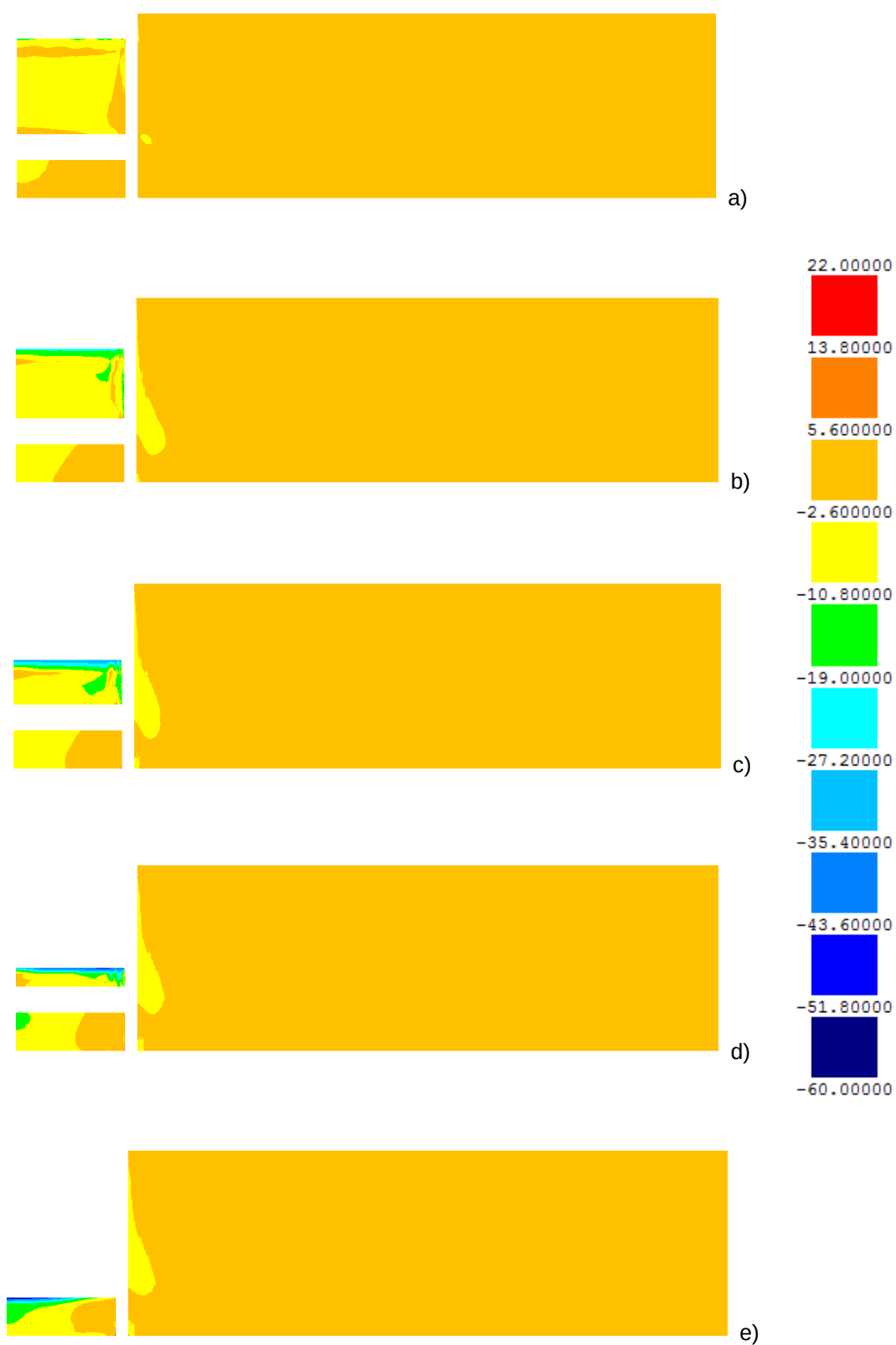


Fig. 3.27 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

No que respeita à análise das tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) apresenta-se a Figura 3.28, sendo que a partir da mesma tecem-se os seguintes comentários:

- A análise às figuras relativas às tensões de corte referentes à argila na parte do maciço subjacente à laje de fundo, não revela grande informação, visto a espessura do estrato abaixo da mesma ser reduzida, contudo, é possível verificar um gradual aumento à medida que a escavação progride. Pode ainda constatar-se que este aumento verifica-se de modo mais expressivo junto da parede; este facto permite afirmar que as direcções vertical e horizontal deixam de ser direcções principais de tensão;
- No lado suportado, verifica-se que as tensões de corte mobilizam-se mais significativamente na zona junto à parede, diminuindo à medida que a distância à mesma aumenta; por outro lado à medida que a escavação progride, as tensões de corte aumentam em profundidade.

São também apresentadas figuras que representam os níveis de tensão mobilizados ao longo da escavação. O nível de tensão (SL, stress level) quantifica a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico:

$$SL = \frac{q}{p \times M} \quad (3.6)$$

em que:

p, representa a tensão média efectiva;

q, a tensão de desvio;

M, a inclinação da linha de estados críticos no referencial p-q.

Em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados (como no caso em análise), o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo 1 correspondente à situação de estado crítico.

Tendo em conta o enunciado anteriormente, importa agora analisar a Figura 3.29 de modo a perceber quais as zonas do maciço que se encontram mais esforçadas:

- Começando por analisar a zona subjacente ao lado escavado, pode verificar-se que junto ao eixo de simetria, o nível de tensão tende a diminuir; este facto é justificado pelo aumento de tensão efectiva horizontal, como analisado anteriormente, por outro lado, isso já não se verifica na zona junto à parede que tem uma tendência contrária que é justificada pelo aumento das tensões de corte nessa zona (Figura 3.28);
- Passando agora à análise do lado suportado, verificamos que o nível de tensão tem tendência para aumentar à medida que a escavação progride; este facto verifica-se com maior relevância na zona superior à laje de *jet grout* e para as primeiras fases de escavação; por outro lado também se verifica o aumento do nível de tensão abaixo da laje de *jet grout* mas nas últimas fases de escavação;
- É ainda de constatar que nesta zona do maciço, junto à laje de *jet grout*, os níveis de tensão são mais reduzidos; este efeito deve-se ao apoio que esta produz;

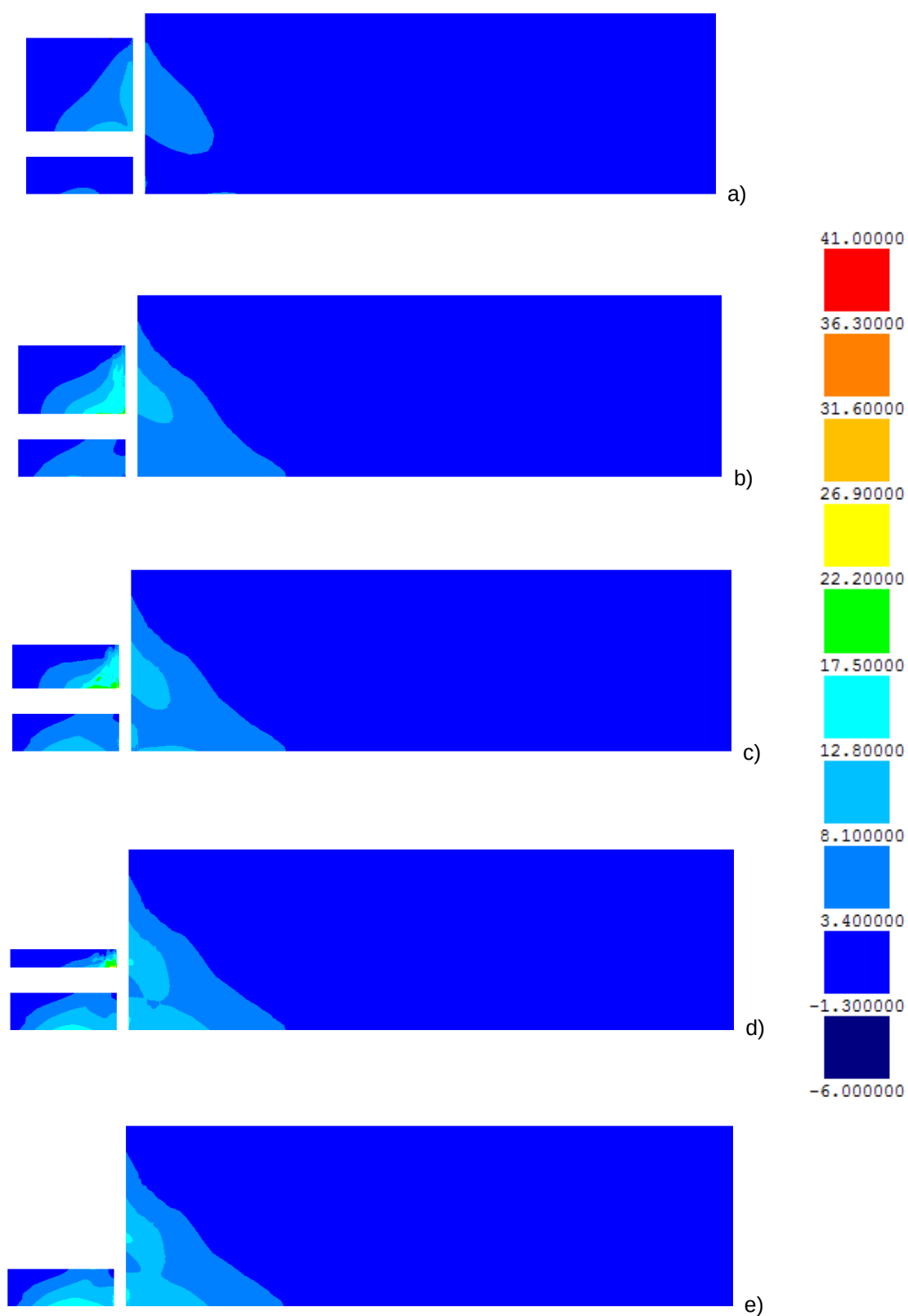


Fig. 3.28 - Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5m de escavação

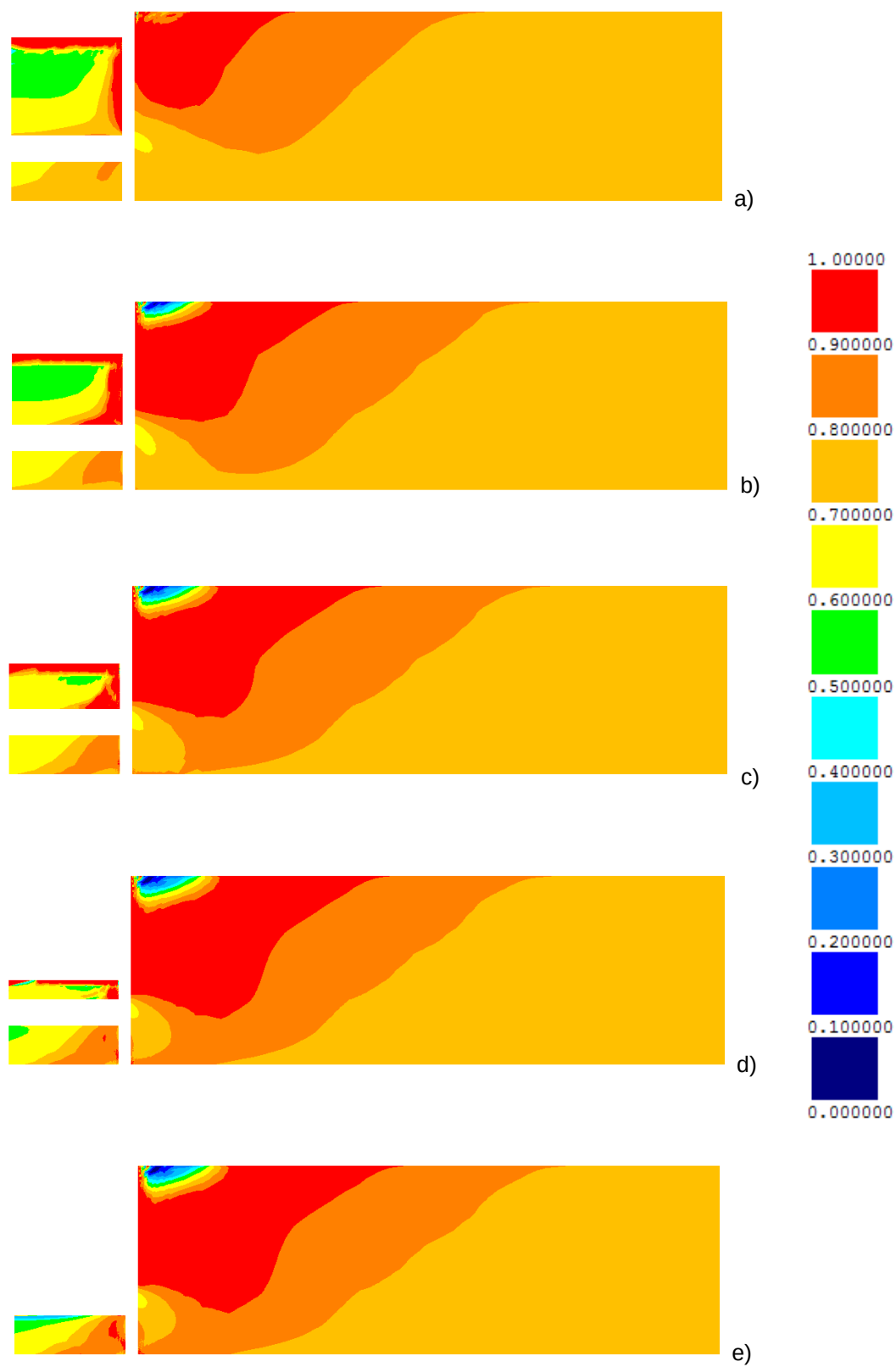


Fig. 3.29 - Níveis de tensão na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 4m de escavação; c) 6m de escavação; d) 8m de escavação; e) 9,5 m de escavação

De modo a complementar os resultados sobre o estado de tensão que se instala na argila mole com o decurso da escavação, apresenta-se nas Figura 3.30 e 3.31 as cruzetas das tensões principais efectivas, para três diferentes fases de escavação.

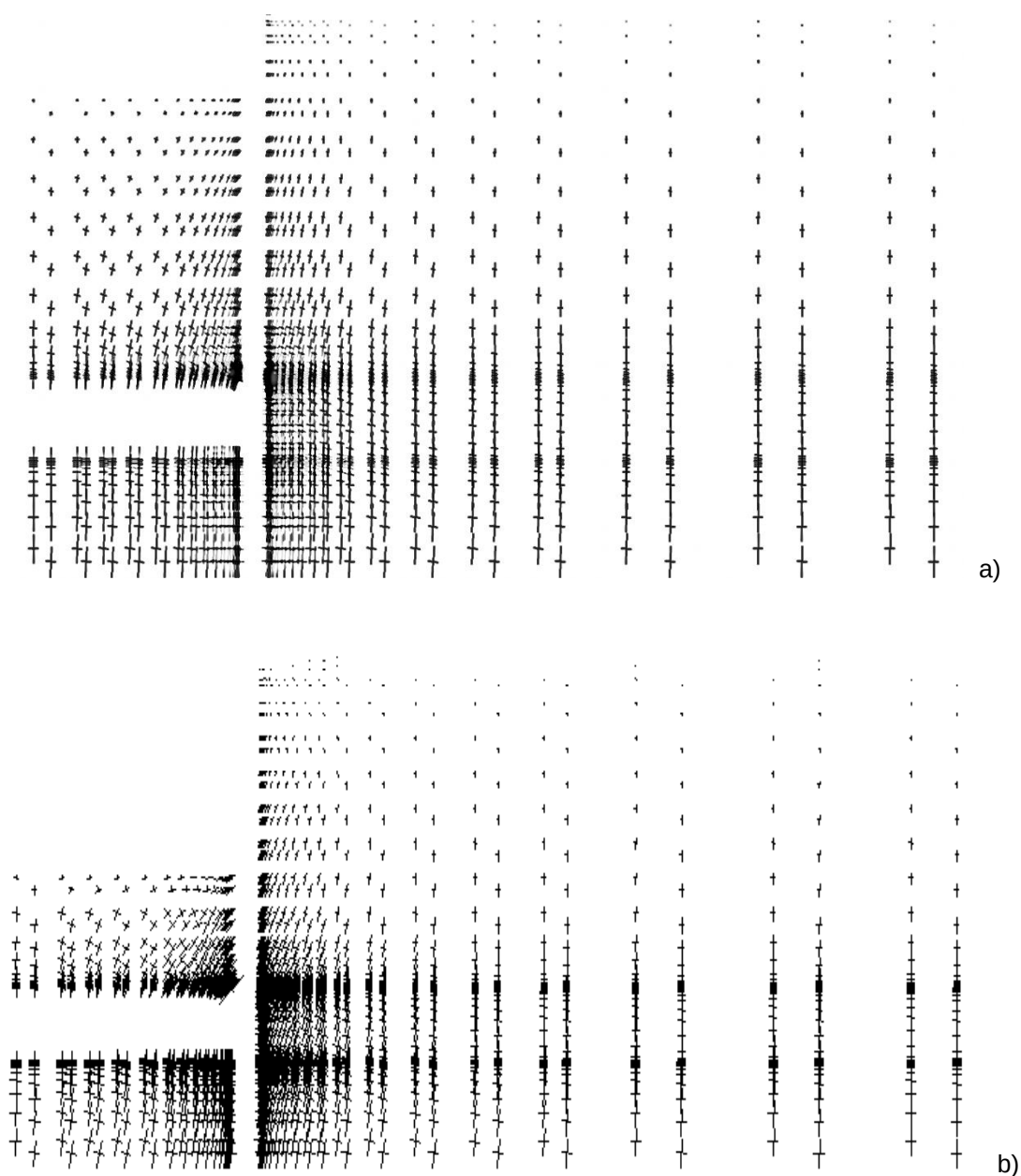


Fig. 3.30 – Tensões principais efectivas na argila mole no decurso da escavação aos: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação

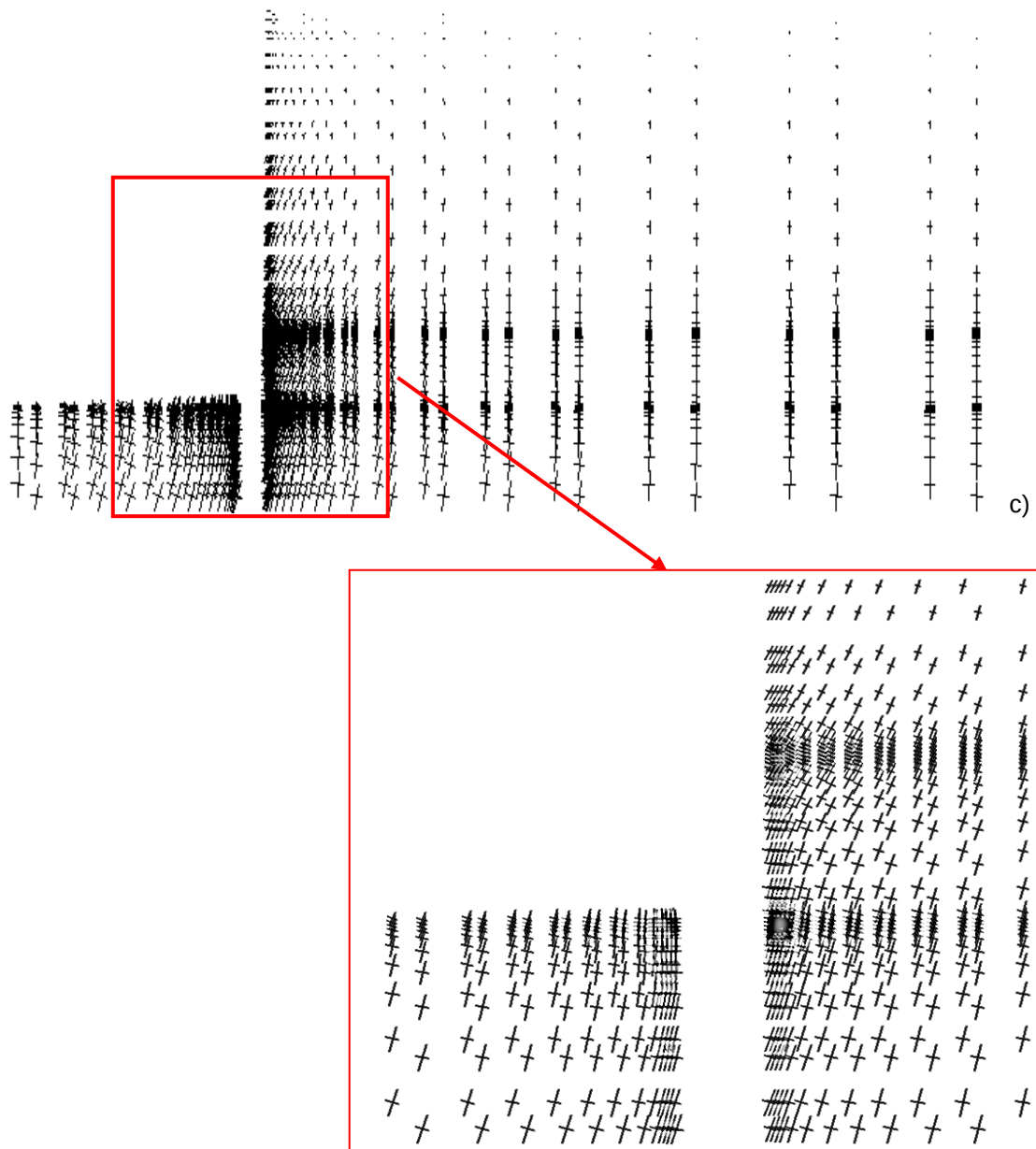


Fig. 3.31 – Tensões principais efectivas na argila mole aos 9,5m de escavação (final da escavação)

Através da análise das Figuras 3.30 e 3.31 é possível reforçar algumas das conclusões já referidas anteriormente, nomeadamente que as tensões de corte geradas (rotação das tensões principais) são maiores junto da parede e crescem com a profundidade de escavação.

3.6.2.2. Deslocamentos

De seguida é apresentada a Figura 3.32 que representa as deformações para 3 diferentes fases no decurso da escavação. Com o objectivo de uma melhor análise, os deslocamentos foram ampliados com um factor de 20.

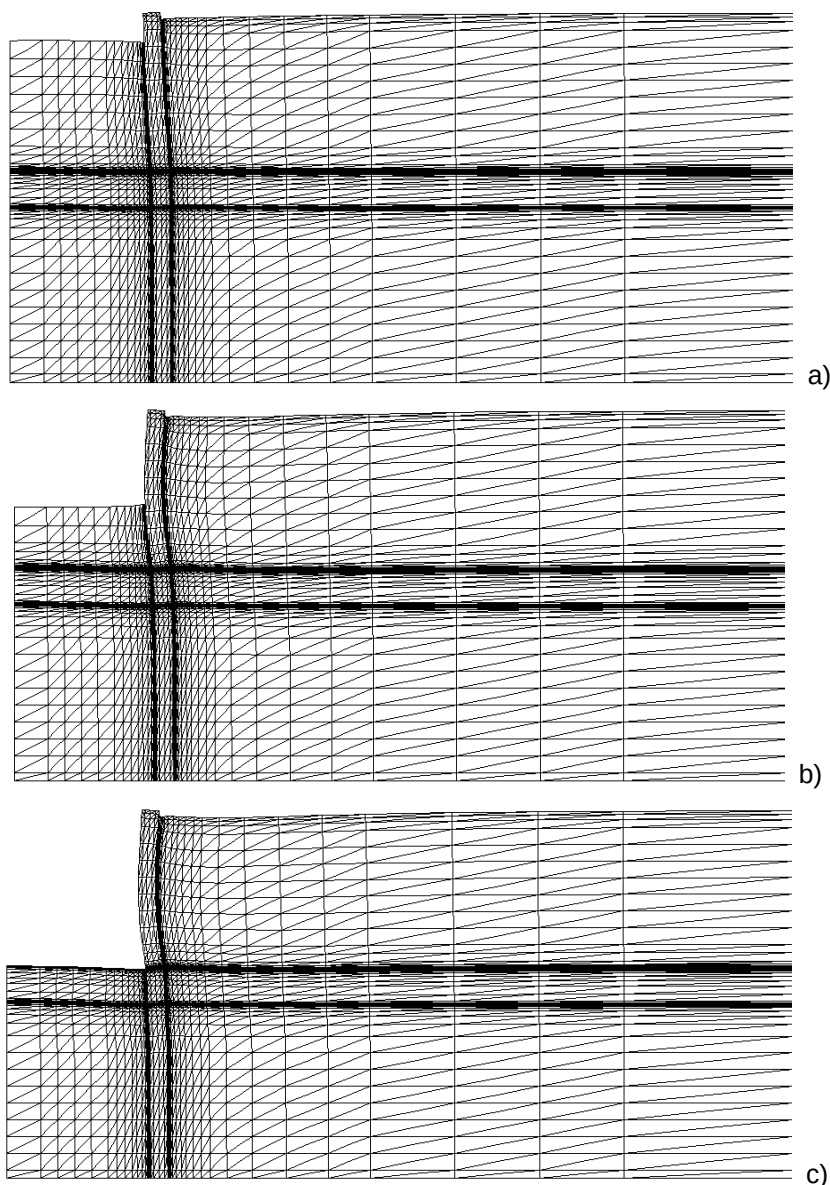


Fig. 3.32 – Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 9,5m de escavação

Com a alteração do estado de tensão, como estudado anteriormente, tanto o maciço como os elementos de contenção construídos vão sofrer deslocamentos derivados do processo de escavação. De forma a facilitar a análise e compreensão dos deslocamentos, de seguida são apresentados gráficos onde são ilustrados os deslocamentos para diferentes elementos e em diferentes fases de escavação.

Sendo a estrutura de contenção executada por colunas de *jet grout* armadas com perfis metálicos, e sendo esta solução ainda pouco utilizada, importa perceber quais os deslocamentos que esta sofre quando solicitada pelo maciço. A Figura 3.33 ilustra os deslocamentos laterais da parede para diferentes fases de escavação.

Juntamente com o gráfico que ilustra os deslocamentos das colunas ao longo das diferentes fases de escavação, foi colocada uma imagem do problema base, de modo a facilitar a interpretação dos resultados obtidos.

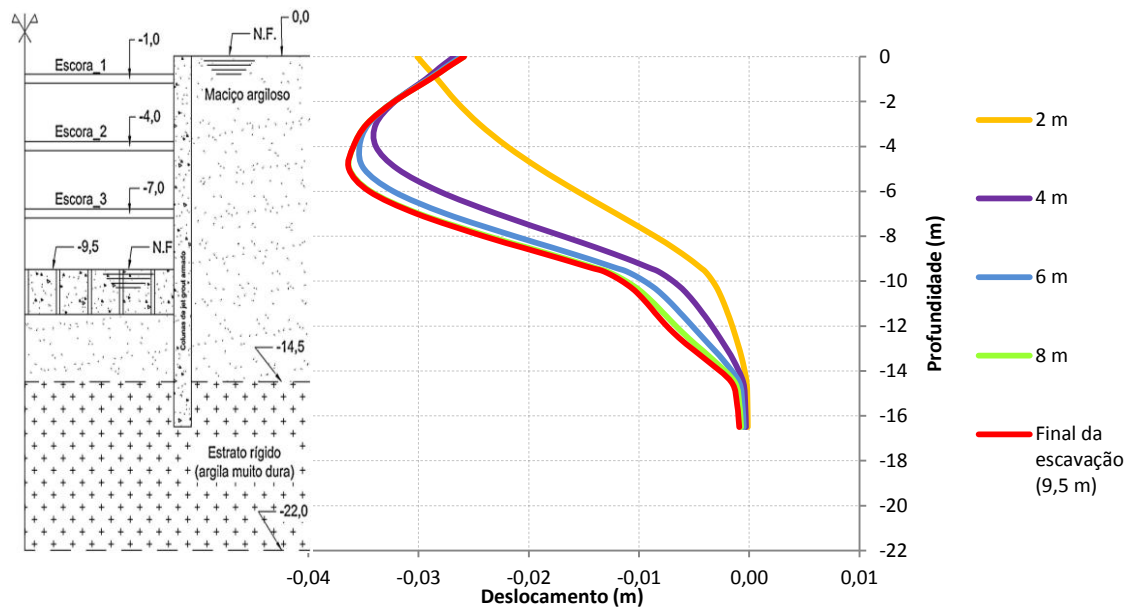


Fig. 3.33 - Deslocamentos laterais da parede para as diferentes profundidades de escavação

Com a análise da Figura 3.33 é possível tirar algumas conclusões do comportamento da parede que serão expostas de seguida.

É de notar que o deslocamento máximo no topo da parede é atingido logo na primeira fase de escavação, que diz respeito aos 2 m, por outro lado verifica-se que na fase seguinte correspondente aos 4 m de escavação tal deslocamento já não se verifica, pelo contrário o mesmo diminui. Tal facto pode ser justificado pela instalação do primeiro nível de escoras, que como se verifica a partir da instalação do mesmo inverte a sua tendência, apresentando uma deformada com convexidade voltada para a zona de escavação, sendo que na primeira fase de escavação apresentava um comportamento quase linear, só alterado na zona da laje de fundo.

É de notar a partir dos 2 m de escavação, que a curva de deslocamentos apresenta um comportamento qualitativamente semelhante em todas as fases de escavação, verificando-se mesmo que os deslocamentos acima dos 3,5 m de escavação são praticamente iguais.

Pode ainda verificar que a partir dos 8 m de escavação, altura em que já se encontram instalados todos os níveis de escoras, os deslocamentos com o decorrer da escavação são praticamente nulos, apenas se verifica um pequeno deslocamento da parede, mas abaixo da laje de *jet grout*. Este facto demonstra a grande importância que o escoramento apresenta.

Importa ainda fazer referência à laje de fundo de *jet grout*, visto que nessa zona, desde os 2m de escavação, a parede apresenta deslocamentos reduzidos em relação à zona escorada, comprovando assim também a sua influência nos deslocamentos da parede.

É de referir ainda que o deslocamento máximo da parede é atingido na zona escorada, próximo dos 5m de escavação, com cerca de 3,5 cm de deslocamento.

Constata-se ainda que na base da parede, os deslocamentos são reduzidos, ou quase nulos, devendo-se tal facto a esta estar fundada cerca de 2 m no estrato de rígido (argila muito dura), cujas características conferem um apoio considerável para a parede.

Após a análise dos deslocamentos da estrutura de contenção, analisa-se agora os deslocamentos do maciço suportado pela mesma. Esta análise diz respeito aos deslocamentos verticais e horizontais da superfície do maciço do lado suportado.

Este tipo de análise faz todo o sentido, tendo em conta que este tipo de solução de estrutura de contenção é muitas vezes utilizada em zonas em que as partes circundantes da escavação apresentam pouca área livre, podendo mesmo estar rodeadas por outras construções. Tendo em conta este facto, a análise dos deslocamentos ganha todo o interesse, visto que caso estes sejam significativos podem afectar as estruturas vizinhas.

Nas Figuras 3.34 e 3.35 estão representados os deslocamentos horizontais e verticais da superfície, respectivamente.

No que respeita aos deslocamentos horizontais (Figura 3.34), começa-se por destacar a primeira fase de escavação de 2 m, que apresenta um comportamento diferente, ocorrendo nesta fase o deslocamento máximo. O deslocamento máximo verifica-se junto à parede com o valor de cerca de 3 cm. No que respeita ainda aos deslocamentos horizontais nas restantes fases, é de realçar que estes apresentam um valor significativo aos 5 m de distância da parede.

Podendo ainda concluir que os deslocamentos aumentam com o decorrer da escavação, mesmo que de forma pouco significativa.

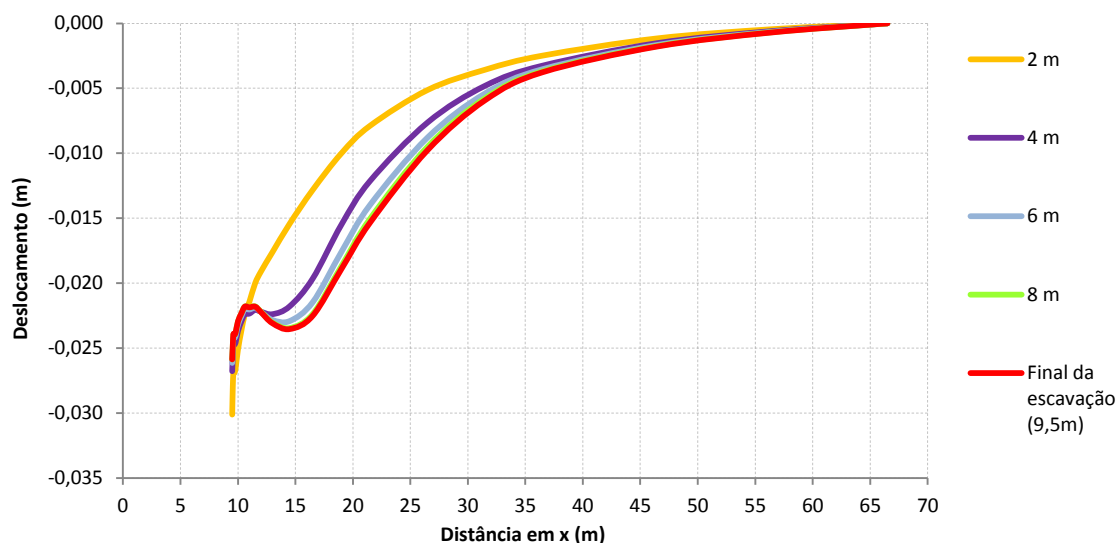


Fig. 3.34 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para as diferentes profundidades de escavação

Analisando agora os deslocamentos verticais da superfície (Figura 3.35), estes apresentam uma forma muito semelhante aos deslocamentos horizontais da superfície analisados anteriormente. Destaca-se o aumento dos deslocamentos com o evoluir da escavação, bem como os deslocamentos máximos que se verificam à distância de cerca de 5 m da parede.

O máximo deslocamento vertical verifica-se na última fase de escavação a uma distância de cerca de 5 m da parede, com um valor de 2,1 cm.

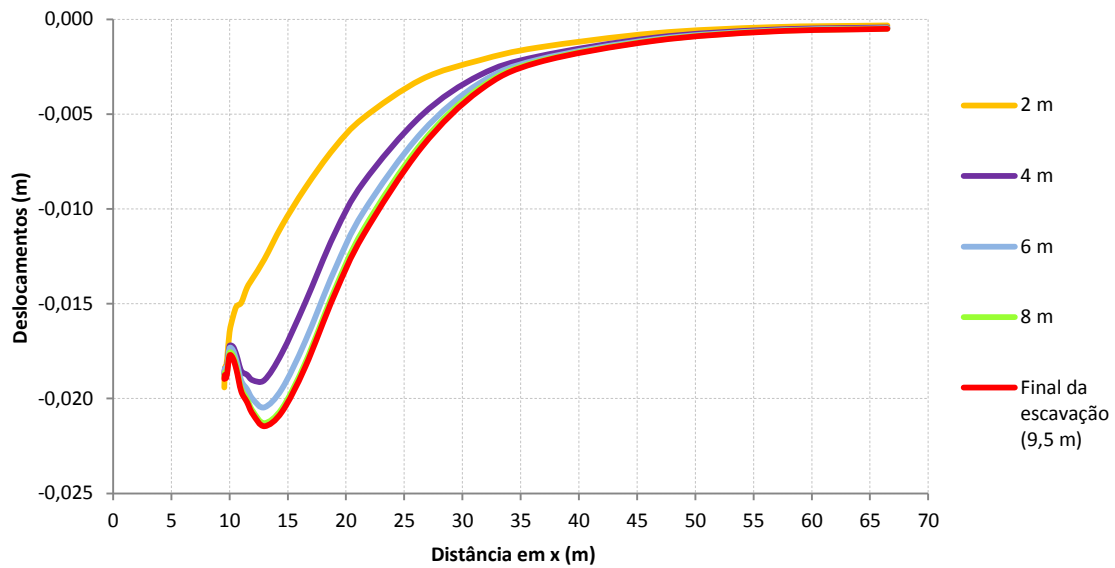


Fig. 3.35 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para as diferentes profundidades de escavação

Depois da análise aos deslocamentos verificados no maciço do lado suportado, passa-se à análise do levantamento do fundo da escavação (face superior da laje de fundo de *jet grout*). Na Figura 3.36 ilustra-se a evolução dos deslocamentos verticais do fundo da escavação durante as diferentes fases construtivas.

Da análise da Figura 3.36 é possível concluir que o levantamento de fundo aumenta com o decorrer da escavação, sendo que os deslocamentos são mais significativos junto do plano de simetria, atingindo-se o valor máximo na fase de escavação de 9,5 m, com um deslocamento de 1 cm.

O facto de os deslocamentos serem menores junto à parede é justificado essencialmente com a ligação da laje de fundo à parede. Tendo em conta este facto, pode verificar-se que aí os deslocamentos são praticamente nulos.

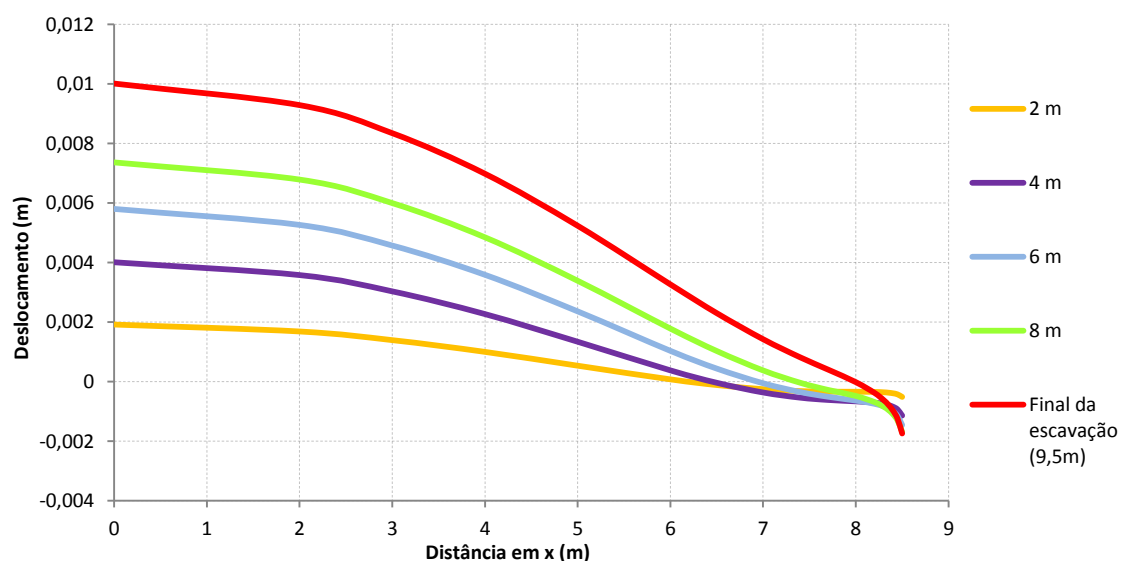


Fig. 3.36 - Deslocamento vertical da base de escavação nas diferentes fases de escavação

3.6.2.3. Esforços axiais no escoramento

De modo a compreender a evolução dos esforços nos diferentes níveis de escoras foi ilustrada a Figura 3.37. A análise da mesma figura permite compreender o comportamento das escoras durante o processo de escavação, de onde se destacam algumas conclusões.

No decurso da escavação constata-se que o esforço axial cresce em todas as fases de escavação, à excepção da escora 1, que a partir dos 4 m de profundidade esse aumento não se verifica.

A escora 1 instalada a 1 m de profundidade regista um aumento significativo de esforço axial até aos 4 m de profundidade, facto que se inverte, devido à instalação a essa cota de um segundo nível de escoras; nota-se ainda que aos 7 m de profundidade após instalação de um terceiro nível de escoras, a diminuição do esforço na escora 1 não é tão significativo.

No que diz respeito ao segundo nível de escoras, o esforço nas mesmas aumenta de forma significativa até ao 7 m, verificando-se a partir daí um ligeiro crescimento que se verifica até ao final da escavação.

Podendo assim concluir que a instalação de novos níveis de escoras permite o alívio dos esforços nas escoras antecedentes.

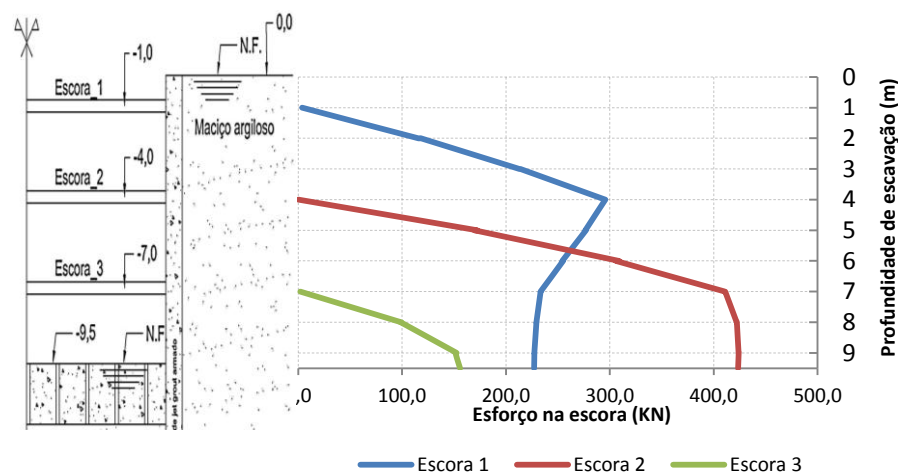


Fig. 3.37 - Evolução dos esforços de compressão nas escoras no decurso da escavação

3.6.2.4. Momentos flectores na parede

A Figura 3.38 apresenta a evolução dos momentos flectores da parede, para as diferentes fases de escavação.

Verifica-se que após a escavação de 2 m, os momentos instalados são reduzidos; na fase de escavação seguinte (4 m) os momentos instalados ganham grande significado verificando-se um momento positivo de 127,38 KN.m/m.

Após a profundidade de escavação de 4 m e instalação do segundo nível de escoras, os momentos sofrem um aumento significativo aos 6 m de profundidade, tendência que se verifica até ao final da escavação onde se regista um máximo de momentos positivos de 157,24 KN.m/m

No que diz respeito aos momentos negativos, estes são os mais condicionantes, sendo registados na zona da laje de fundo (na face superior) atingindo o valor máximo de 213,11 KN.m/m. É de registar ainda, o momento negativo verificado na base da parede, facto este devido à mesma se encontrar

fundada cerca de 2 m no estrato de argila muito dura, que proporciona aproximadamente um encastramento devido à rigidez do mesmo.

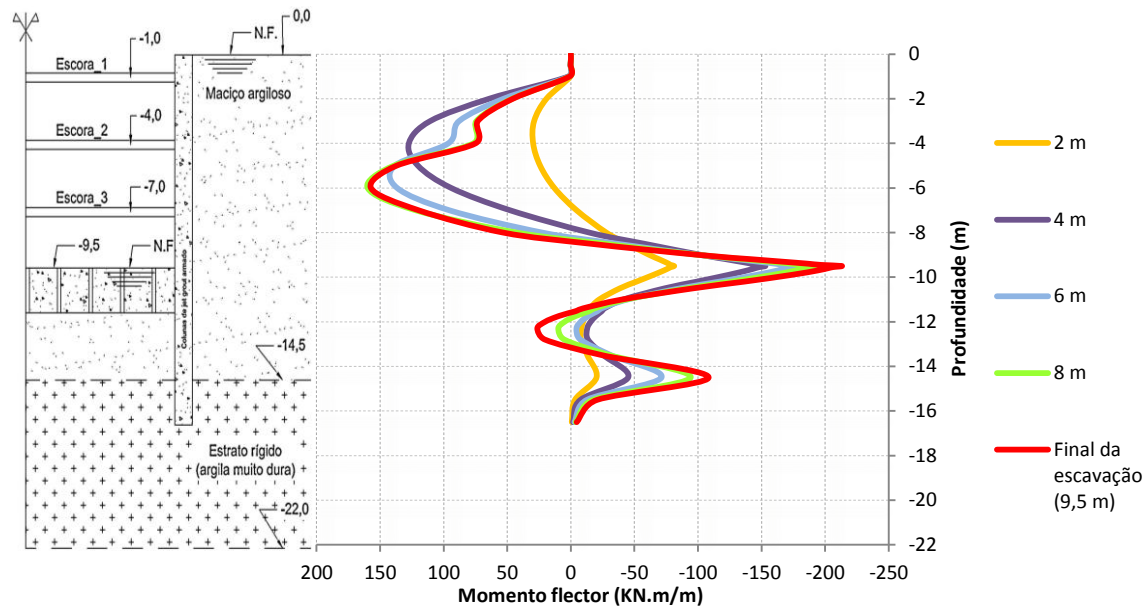


Fig. 3.38 - Diagrama de momentos flectores na parede para diferentes profundidades de escavação

3.6.2.5. Esforços na laje de fundo

No que respeita à laje de fundo, é ilustrada na Figura 3.39, a evolução dos esforços de compressão axial na laje de *jet grout* para as diferentes profundidades de escavação.

Com o decorrer da escavação, pode constatar-se que os esforços de compressão na laje vão aumentando gradualmente, verificando-se que na zona do eixo de simetria os esforços são mais significativos do que junto à parede. A tendência verificada anteriormente altera-se na última fase de escavação (9,5 m), isto é, os esforços deixam de ser mais significativos junto do eixo, registando um ligeiro aumento junto da parede.

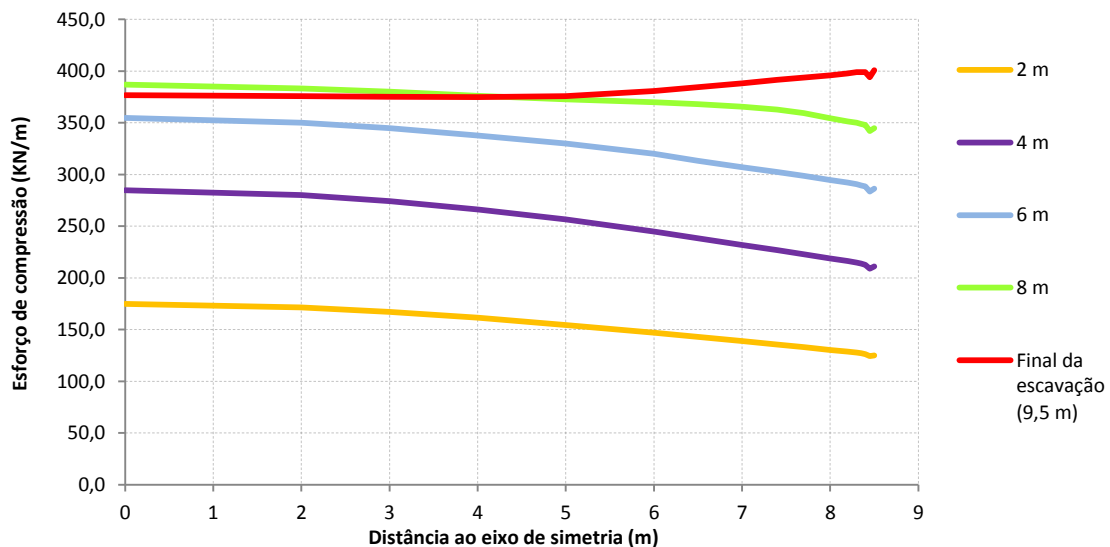


Fig. 3.39 - Esforço de compressão axial na laje de *jet grout* para diferentes profundidades de escavação

Em relação à laje de *jet grout* importa ainda perceber os diagramas de momentos flectores instalados na mesma. Na Figura 3.40 estão representados os diagramas de momentos flectores para as diferentes fases de escavação.

Os momentos crescem com o decurso da escavação, devendo-se este facto à retirada das terras da parte superior da laje.

Os valores mais significativos dos momentos flectores de sinal negativo, verificam-se na zona de laje junto à parede tendo sinal contrário ao verificado no eixo de simetria; este facto leva-nos a concluir que a laje assume um comportamento aproximadamente semelhante a uma estrutura bi-encastrada.

É de notar que a laje de *jet grout* se encontra sujeita a flexão composta (em que $N_{\text{máx}} = 400 \text{ KN/m}$ e o $M_{\text{máx}} = 300 \text{ KN.m/m}$); tendo em conta este facto, é possível calcular o valor das tensões na secção transversal da laje através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{N}{B \times H} \pm \frac{6 \times M}{B \times H^2} \quad (3.7)$$

em que $B=1 \text{ m}$ e $H=2 \text{ m}$. Com recurso à equação anterior obtém-se os seguintes esforços na secção mais esforçada: 650 kPa (compressão na fibra superior) e -250 kPa (tracção na fibra inferior).

Admitindo que os valores das resistências à compressão e à tracção (em flexão) do *jet grout* são, respectivamente, de 1500 kPa e 350 kPa (à semelhança do que se admitiu na secção 3.3.1), obtém-se os seguintes valores dos coeficientes de segurança: 2,3 (compressão); 1,4 (tracção). Embora o valor do coeficiente de segurança à tracção possa ser considerado baixo, tal não se revestiria de preocupação em termos práticos, uma vez que, mesmo que se produzisse fissuração do *jet grout* junto à parede (devido às tracções), esse facto traduzir-se-ia na diminuição do momento negativo, aumentando em consonância o momento positivo na zona do eixo de simetria (mantendo-se este ainda com valores significativamente baixos).

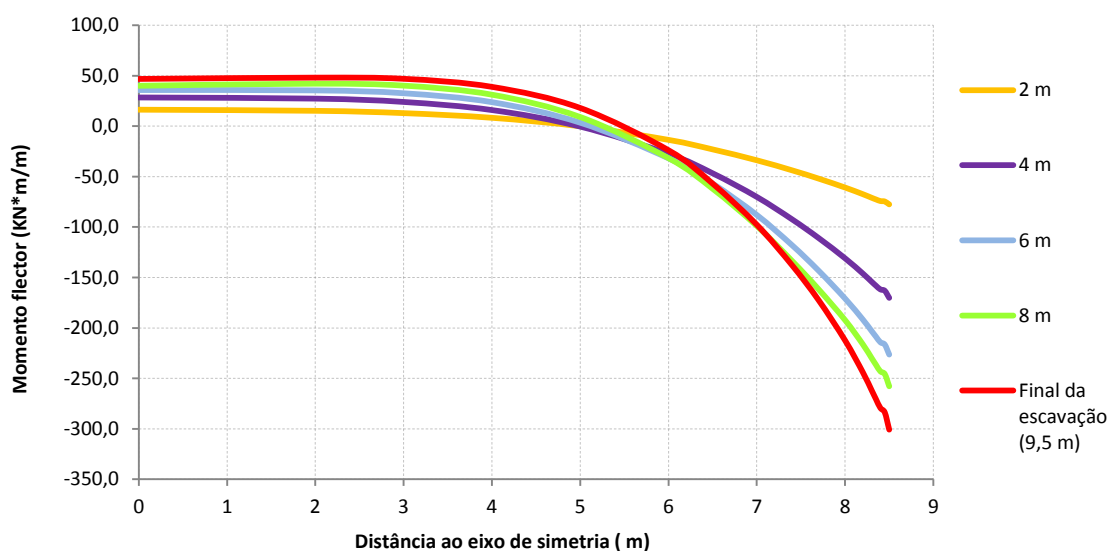


Fig. 3.40 - Momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação

3.6.2.6. Pressões do solo sobre as faces da parede

A representação das pressões de terra sobre a parede (tensão horizontal total) está ilustrada na Figura 3.41. Na presente figura representam-se as pressões na face da parede do lado escavado com sinal negativo e as pressões na face da parede no lado suportado com sinal positivo.

Analisando a figura do lado escavado, é possível concluir que as pressões diminuem à medida que a escavação avança; este facto verifica-se tanto acima como abaixo da laje de fundo de *jet grout*, sendo este efeito justificado com a descompressão do maciço devido à remoção das terras.

No lado suportado do maciço, a variação das pressões sobre a parede é menos significativa. Destaca-se que na zona do maciço superior à laje de fundo de *jet grout*, a variação é muito reduzida, sendo este facto justificado com o apoio que as escoras e a laje de *jet grout* proporcionam. Já na parte do maciço inferior à laje de fundo, no que diz respeito ao estrato de argila mole, existe uma diminuição mais visível das pressões do solo. Este facto é justificado por existência de efeito de arco: a parede desloca-se mais nesta zona do que na zona fundada na argila muito dura.

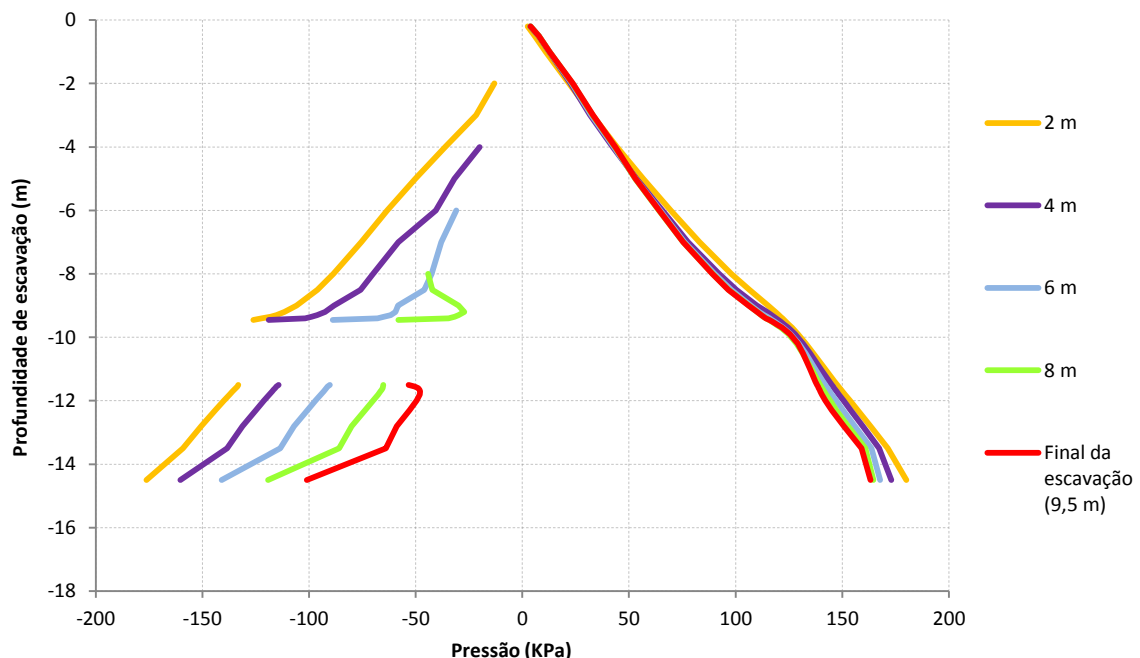


Fig. 3.41 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede para diferentes profundidades de escavação

3.6.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO

3.6.3.1. Considerações gerais

A análise efectuada no ponto anterior diz respeito aos principais resultados referentes ao comportamento do problema durante o período de construção. No decurso do período de construção, com a evolução da escavação, geraram-se gradientes hidráulicos que irão dissipar-se lentamente no tempo (consolidação).

Continuam por isso, após o período de construção, a ocorrer alterações nos campos de tensões e deformações, sendo caracterizado o problema pelo processo de escoamento transitório, associado à transferência de pressão do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995; Costa, 2005).

A dissipação dos gradientes de pressões (estabelecidos durante a construção) e a consequente continuação no tempo de escoamento do fluido até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico, são condições que conduzem a uma situação hidrodinâmica estacionária, determinada pela diferença de carga hidráulica de 9,5 m entre os níveis freáticos do maciço do lado suportado e do maciço do lado escavado. A Figura 3.42 esquematiza a rede de fluxo teórica dum problema similar, a longo prazo (Matos Fernandes, 1995; Pinto 2008).

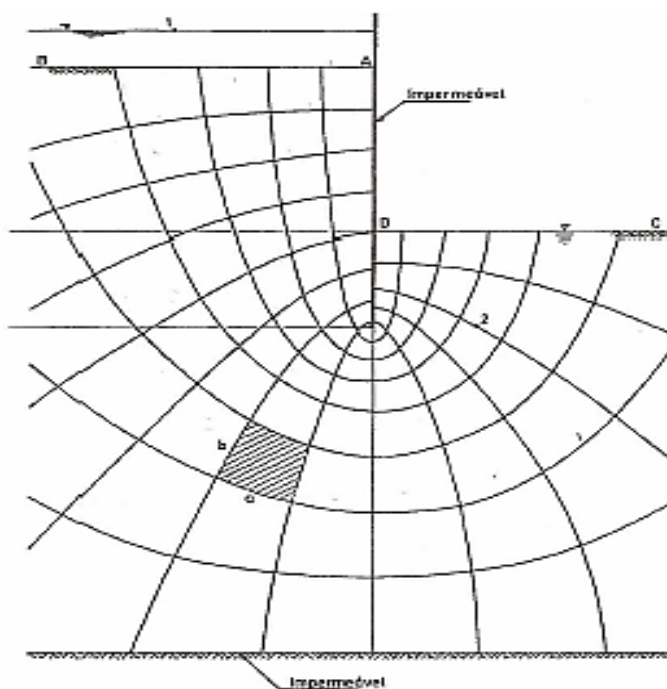


Fig. 3.42 - Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 1995)

Em contexto de obras de edifícios, é comum substituir-se as escoras por lajes de betão armado após se atingir a base de escavação da obra. No entanto, estudos realizados por Costa (2005), demonstram que esta substituição acarreta variações de resultados insignificantes nas estruturas de contenção e maciço. Em virtude deste facto e de forma a simplificar a análise do período pós-construção, optou-se por manter na modelação os escoramentos metálicos.

3.6.3.2. Evolução do estado de tensão

Para o período pós-construção, são ilustradas novas figuras como o objectivo de demonstrar a evolução do estado de tensão em diferentes instantes, durante este período. Os instantes analisados, são respectivamente o final da escavação, 17 dias após a escavação, 6 meses após a escavação e a longo prazo (10 anos). Para analisar a evolução do estado de tensão nos instantes enumerados anteriormente, são apresentadas as Figuras 3.43 à 3.52 que retratam essa evolução.

As Figuras 3.43 e 3.44 ilustram a evolução dos excessos de pressão neutra e da pressão neutra respectivamente, no maciço. Com a análise destas figuras e tendo em conta as figuras analisadas no período de construção é possível concluir alguns aspectos.

Começando por analisar os excessos de pressão neutra (Figura 3.43) e as pressões (Figura 3.44) conclui-se:

- É no lado escavado que se verifica maiores variações de excesso de pressão neutra, correspondendo a um aumento da pressão neutra (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra);
- Do lado suportado verifica-se uma ligeira diminuição das pressões neutras, à medida que o tempo decorre;
- Pode ainda verificar-se que ao final de 6 meses, os excessos já se dissiparam quase por completo, não sendo de notar grandes alterações em relação a longo prazo (10 anos) onde é atingido o equilíbrio hidrodinâmico;
- É ainda de destacar a forma regular que as linhas equipotenciais apresentam no final da consolidação, cujas direcções são normais às linhas de fluxo do escoamento permanente final.

Nas Figura 3.45 à 3.48 estão representadas as tensões verticais e horizontais efectivas, bem como os respectivos incrementos. É de realçar que para a análise destas tensões apenas foi dado maior interesse ao estrato de argila mole, sendo que as figuras que se seguem ilustram o comportamento do mesmo. Analisando as figuras é possível tecer alguns comentários.

- No lado suportado é possível observar, com o decorrer do tempo, uma ligeira diminuição das tensões efectivas horizontais junto da parede, verificando-se o mesmo com as tensões efectivas verticais;
- Analisando o lado escavado, no que diz respeito às tensões efectivas horizontais, verifica-se uma gradual diminuição das mesmas; o mesmo se verifica para as tensões efectivas verticais;

No que respeita às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}), ilustradas pela Figura 3.49, é possível concluir:

- No lado suportado, as alterações são insignificantes, apenas existindo uma ligeira diminuição junto à laje de fundo em *jet grout*;
- No lado escavado, verifica-se um aumento na parte subjacente ao maciço escavado, imediatamente a seguir à laje de fundo, na zona mais próxima da parede.

Relativamente aos níveis de tensão, ilustrados na Figura 3.50., pode concluir-se que:

- No lado escavado, sob a laje de fundo, verifica-se uma diminuição junto ao eixo de simetria e, por outro lado um gradual aumento junto à parede;
- No lado suportado, as alterações registadas são insignificantes; este facto deve-se à variação das tensões efectivas horizontais e verticais ser igualmente diminuta, como comentado anteriormente.

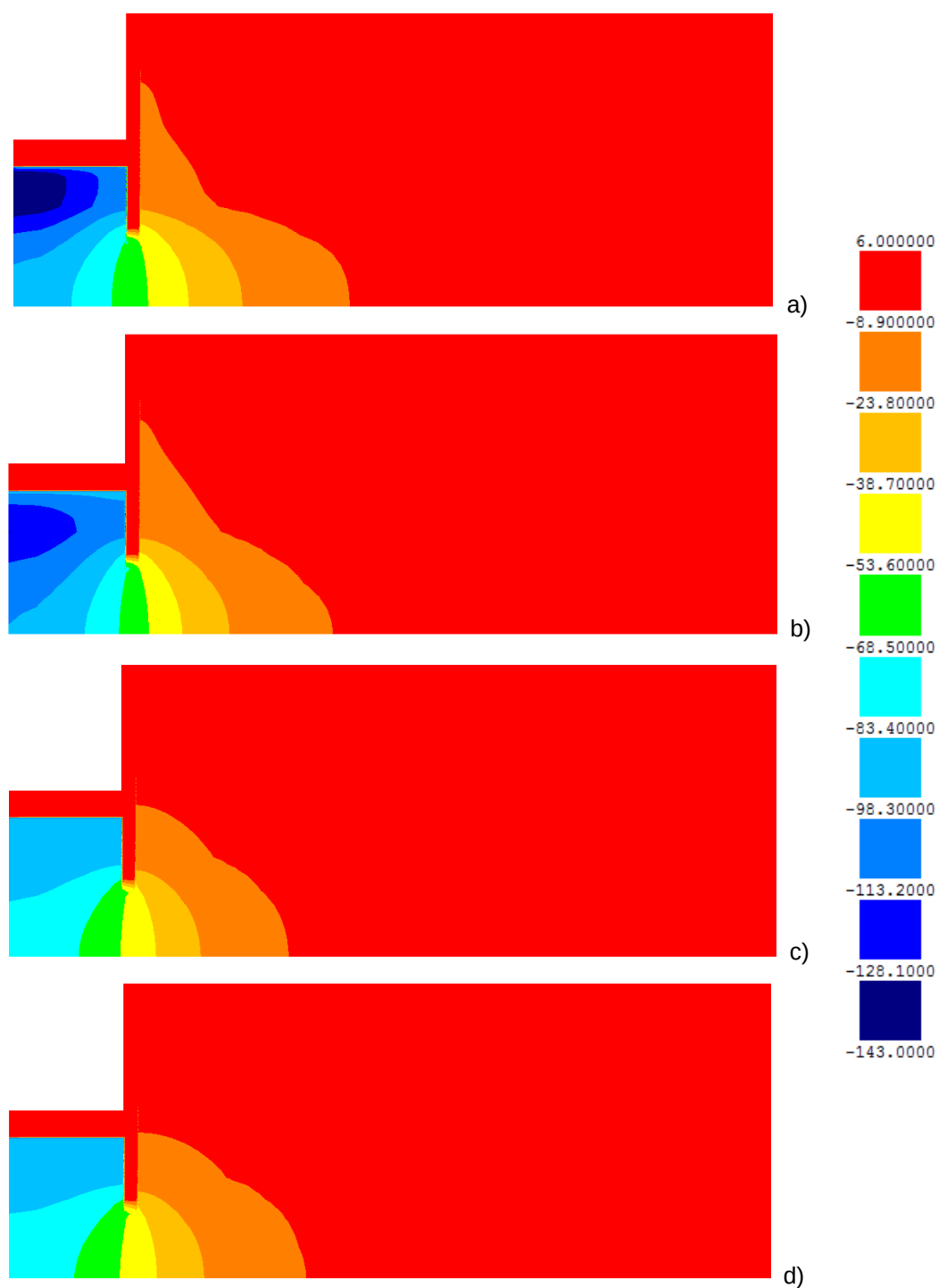


Fig. 3.43 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

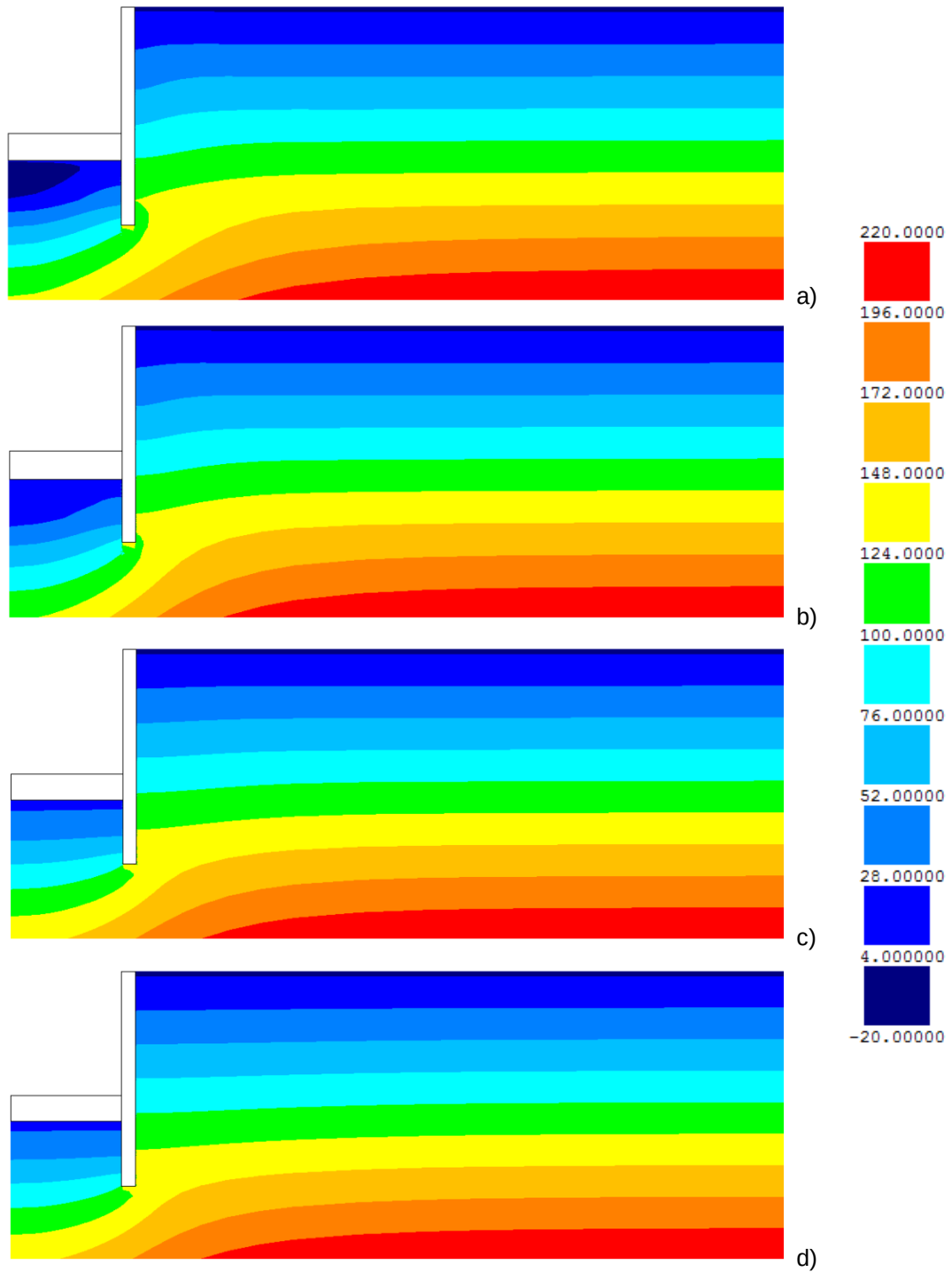


Fig. 3.44 - Pressões neutras no maciço (argila mole e argila muito dura) no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

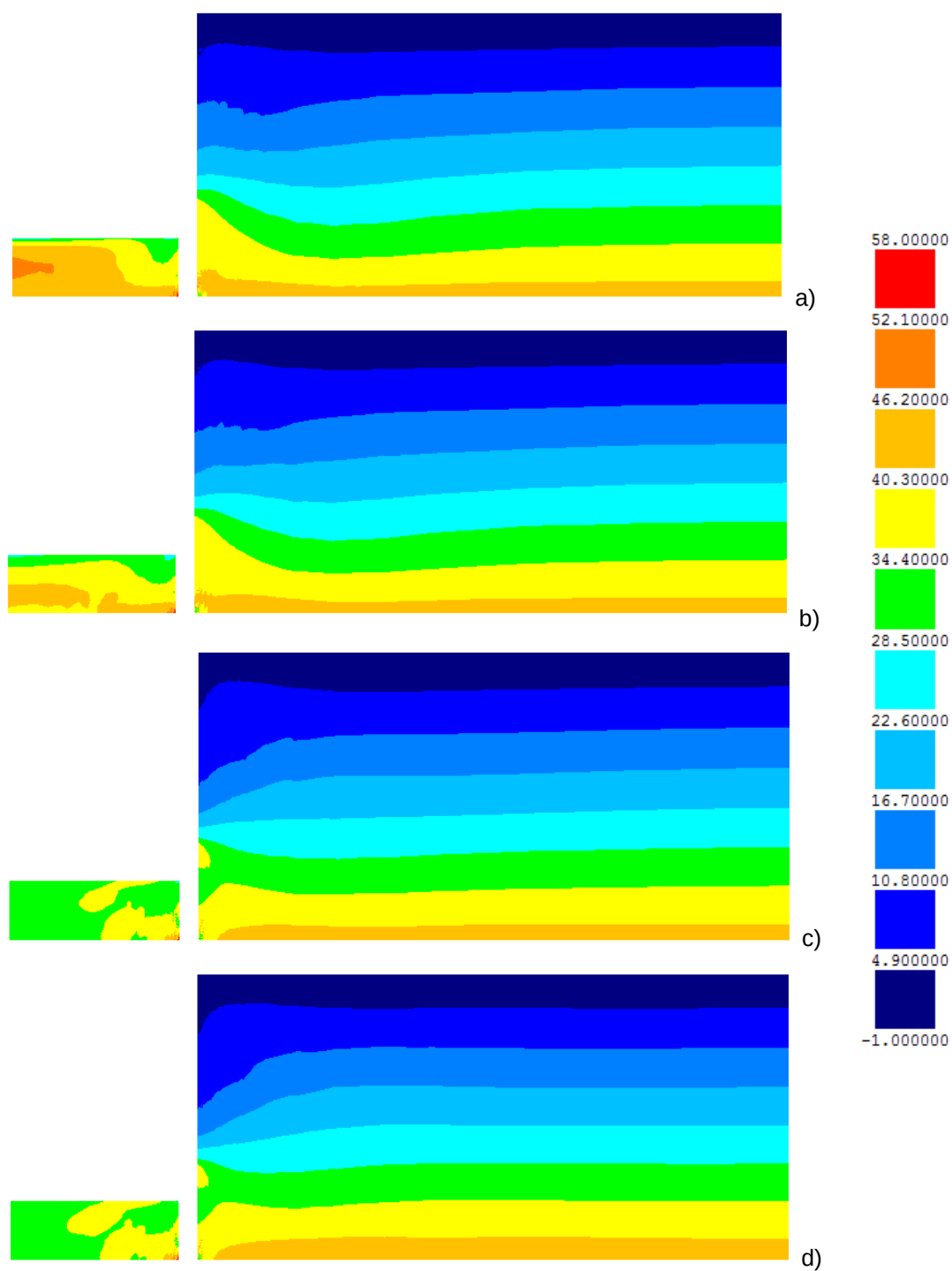


Fig. 3.45 - Tensões efectivas horizontais na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

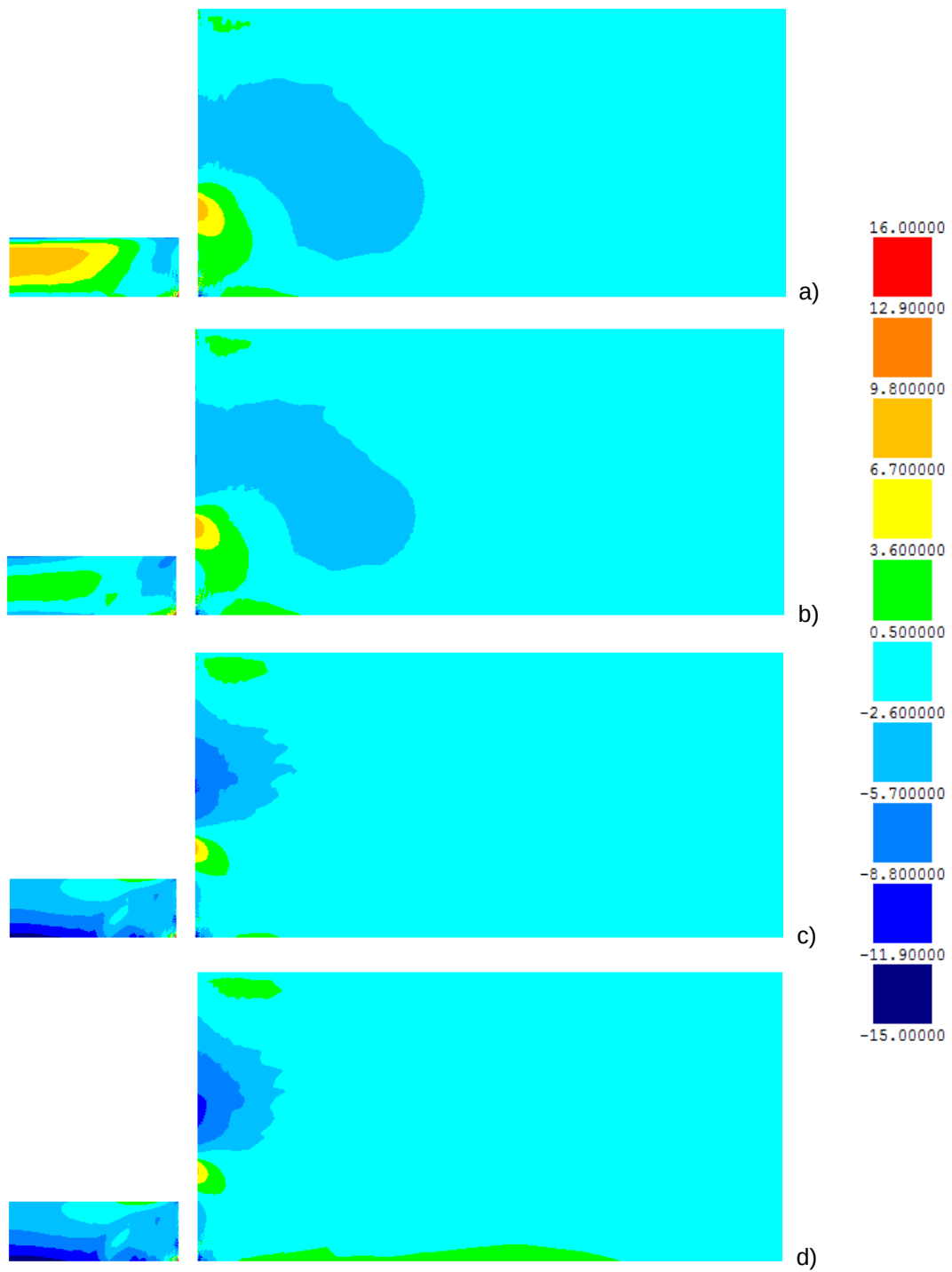


Fig. 3.46 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

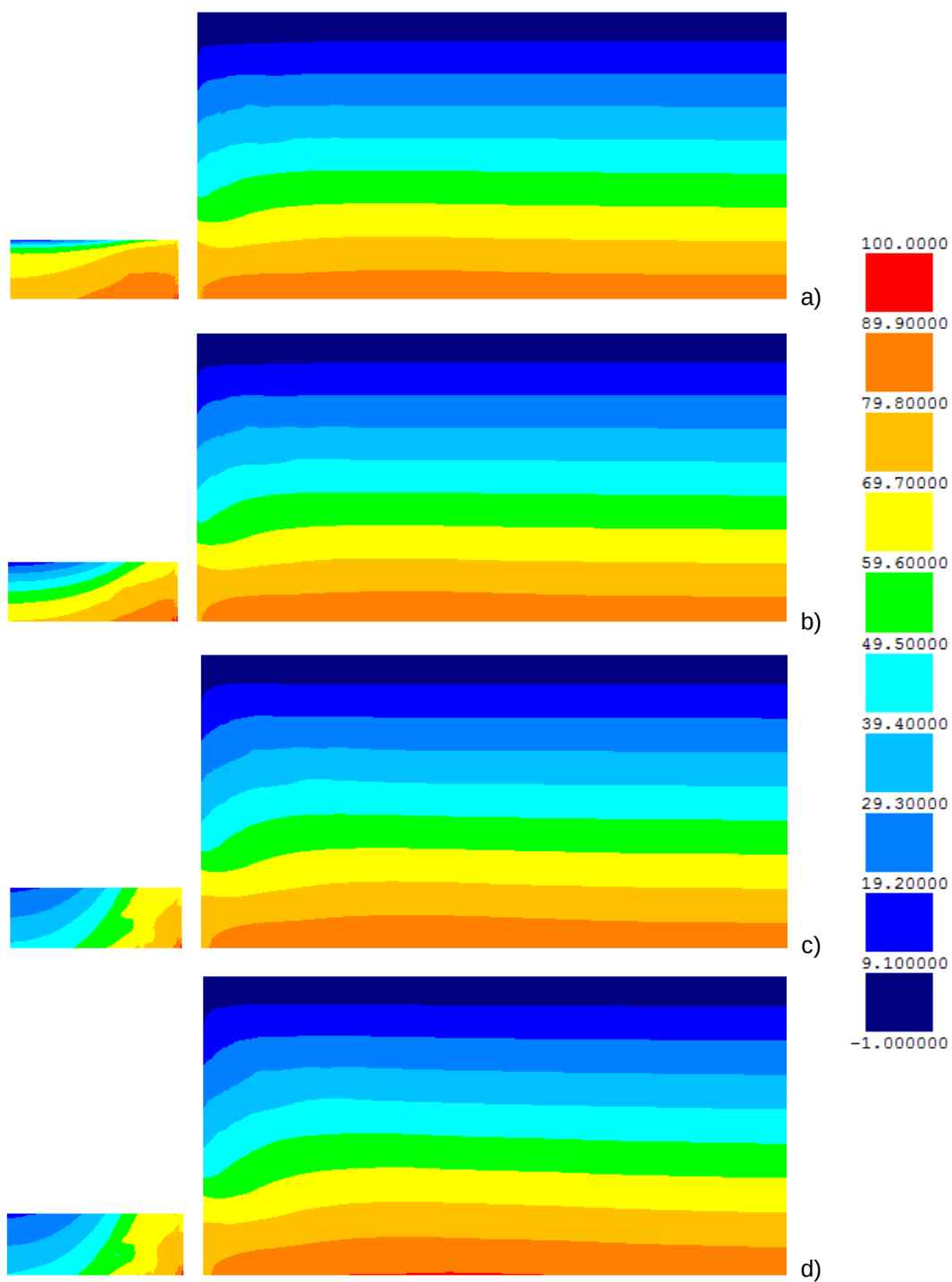


Fig. 3.47 - Tensões efectivas verticais na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

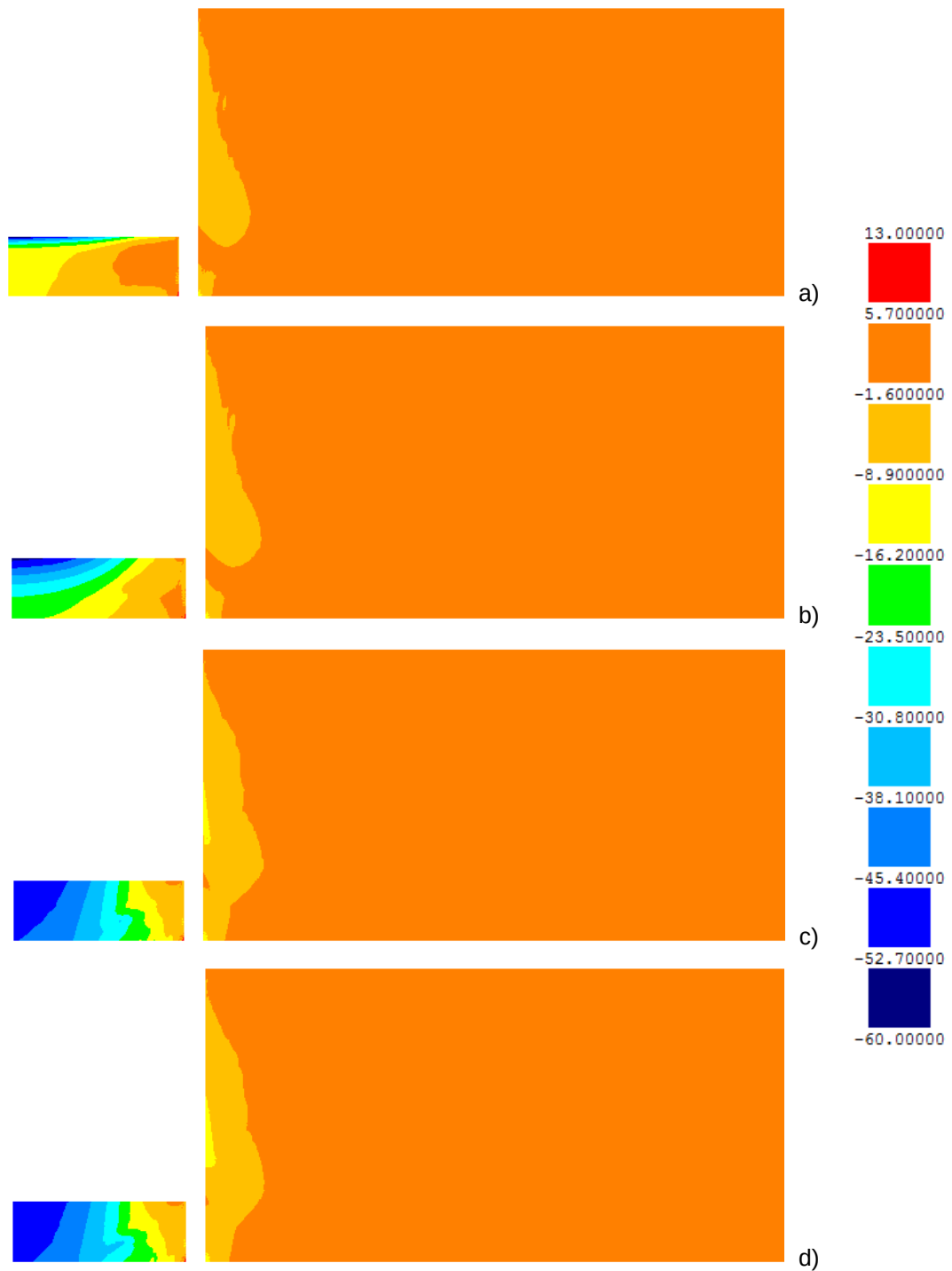


Fig. 3.48 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

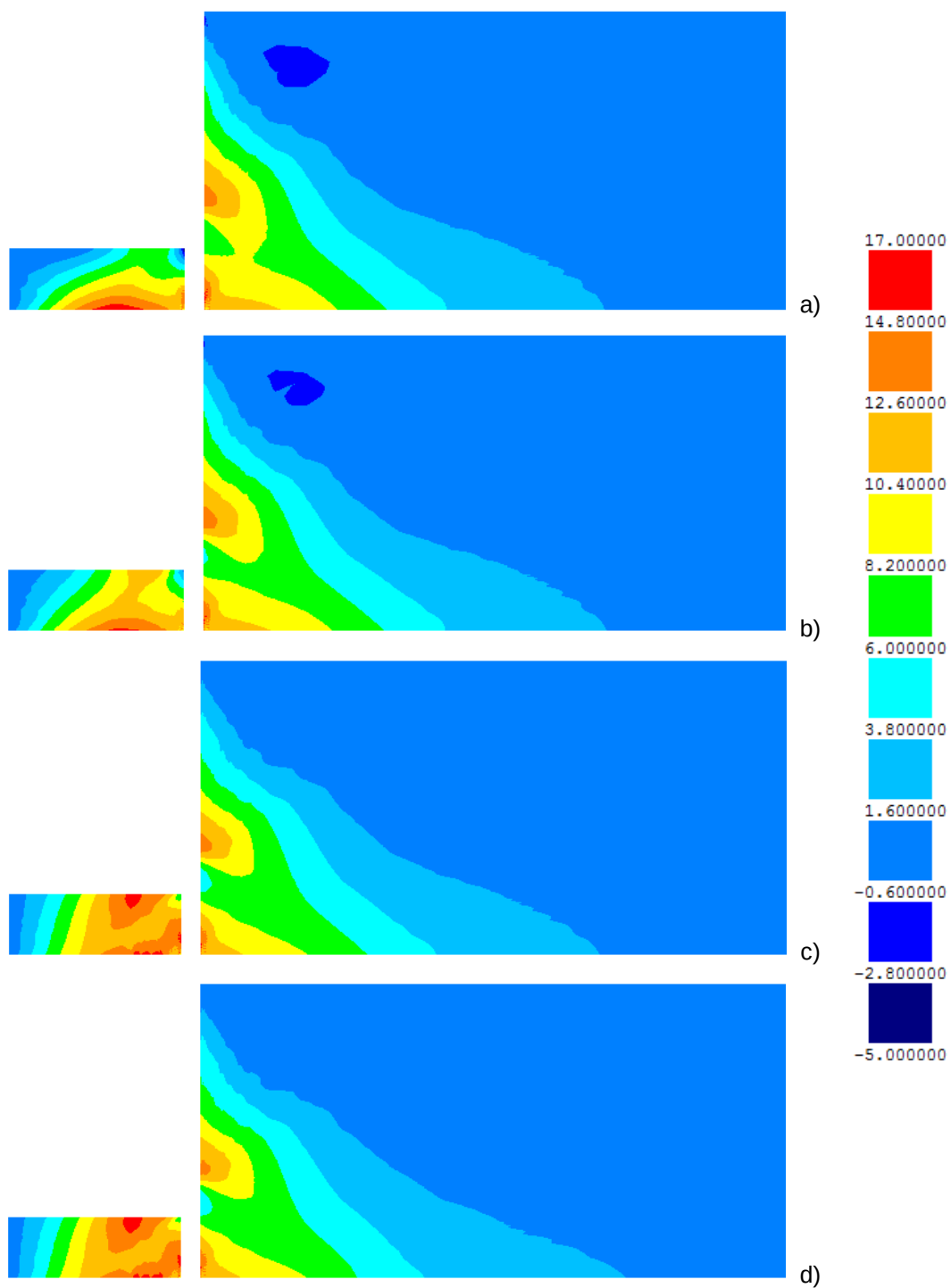


Fig. 3.49 - Tensões de corte (τ_{xy}) na argila no decurso da consolidação: a) final da construção b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

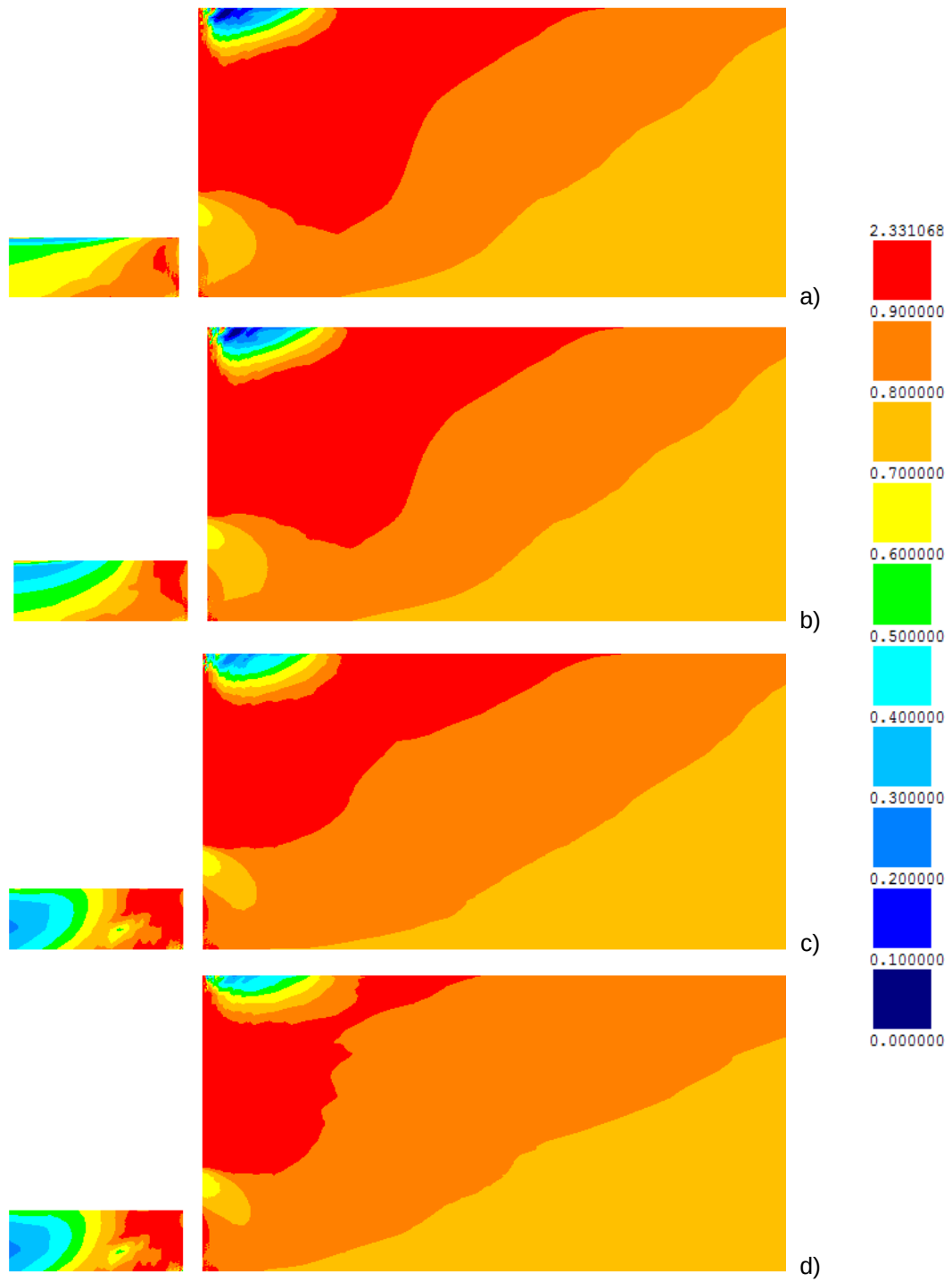


Fig. 3.50 - Níveis de tensão na argila no decurso da consolidação: a) final da construção; b) 17 dias após o final da construção; c) 6 meses após o final da construção; d) 10 anos após o final da construção.

De modo a complementar os resultados sobre o estado de tensão que se instala no maciço no período pós-construção, apresenta-se as Figuras 3.51 e 3.52 que representam as cruzetas das tensões principais efectivas, para o final da escavação, assim como para o final da consolidação. De forma a otimizar a visualização da figura, optou-se por fazer um aumento da zona de maior concentração de cruzetas.

Através da análise das Figuras 3.51 e 3.52, é possível reforçar as conclusões já referidas anteriormente, sendo que no processo de consolidação não são verificadas alterações significativas do estado de tensão, principalmente do lado suportado.

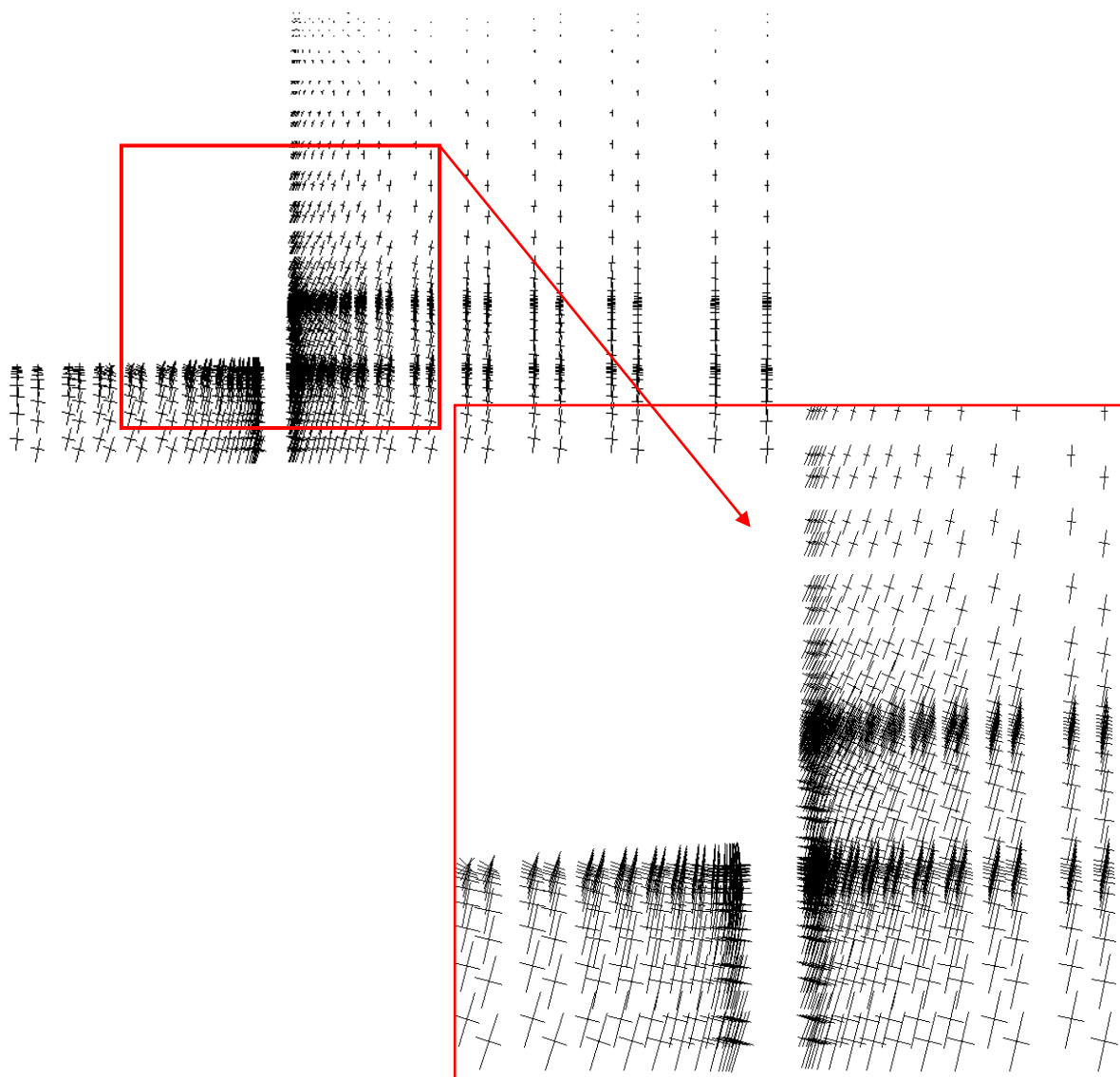


Fig. 3.51 – Tensões principais efectivas na argila no final da escavação (9,5m)

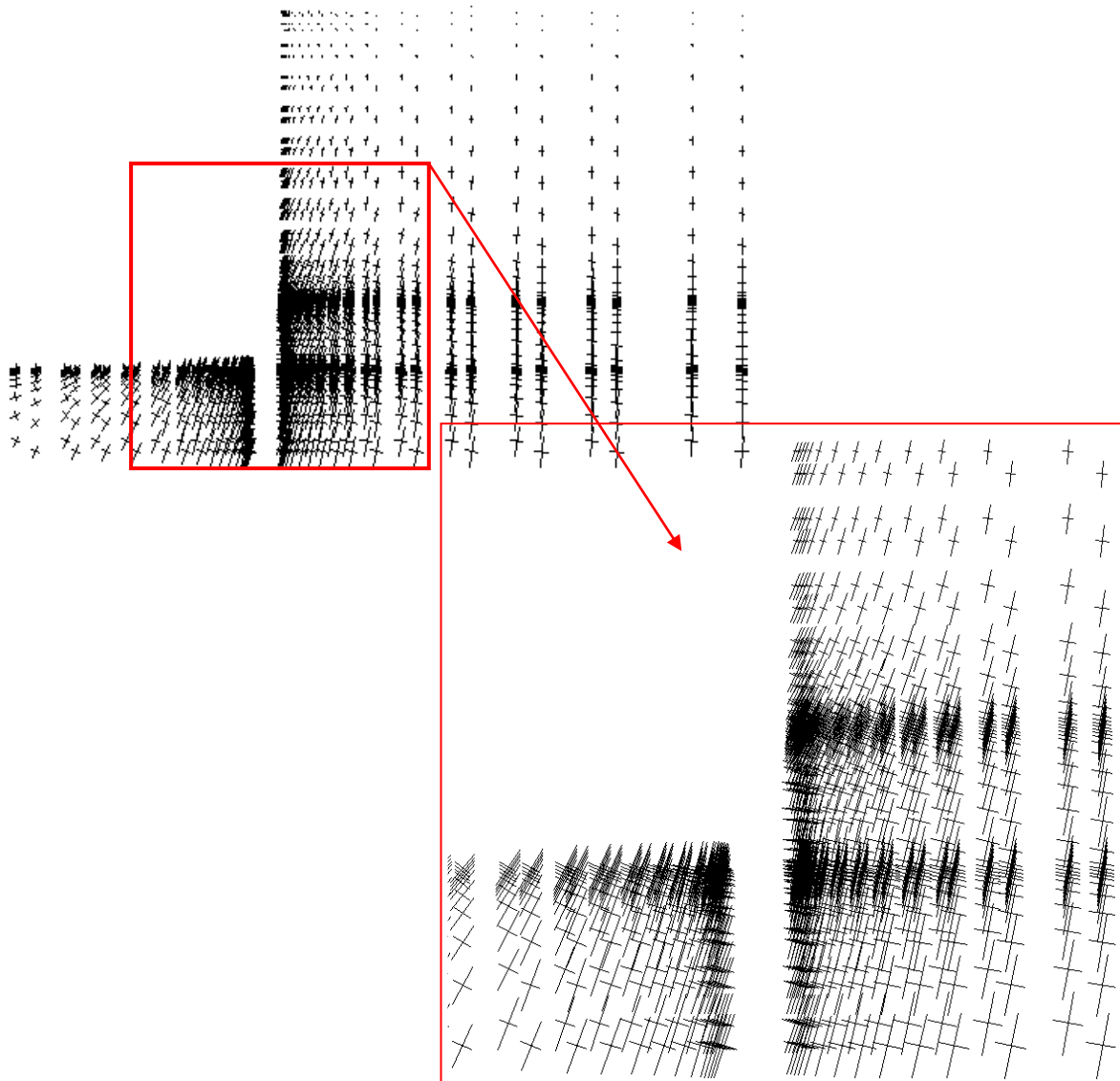


Fig. 3.52 – Tensões principais efectivas na argila no final da consolidação

3.6.3.3. Deslocamentos

De seguida é apresentada a Figura 3.53 que representa as deformações para o final das fases de construção e consolidação. A análise destas duas fases apresenta como objectivo perceber quais as alterações ao nível dos deslocamentos que se processam do decorrer da consolidação. De modo a facilitar essa análise, os deslocamentos foram ampliados de um factor de 20.

A partir da análise da Figura 3.53, nas duas diferentes fases, de uma forma geral, não são visíveis alterações significativas, o que justifica uma análise mais pormenorizada como a seguir se apresenta.

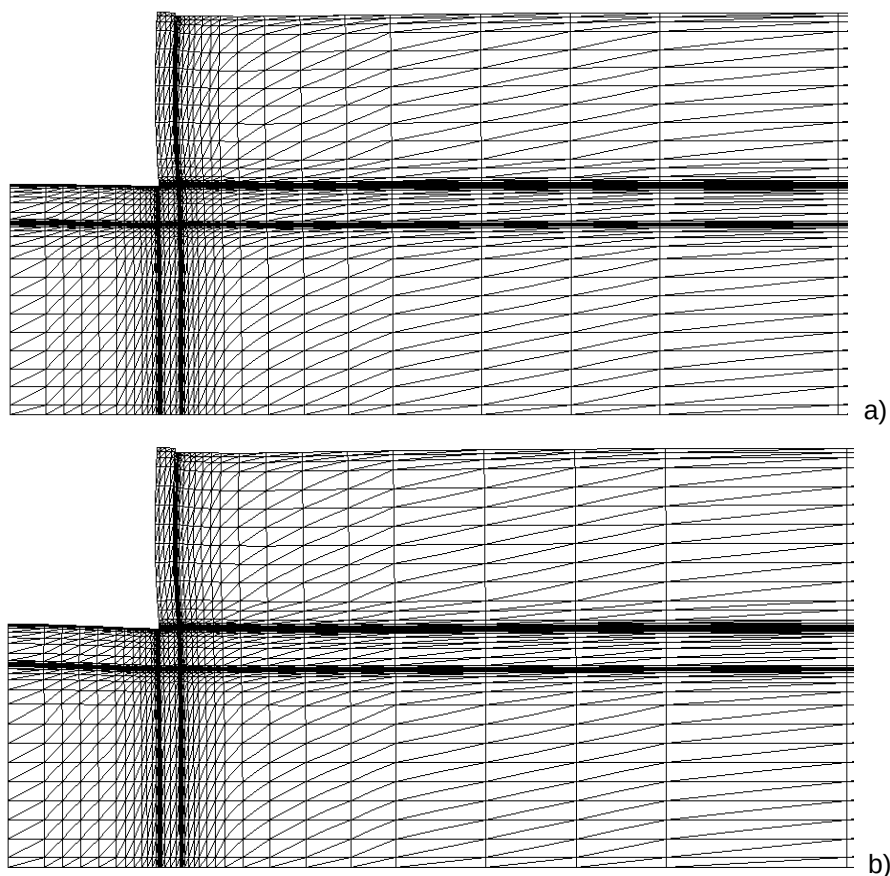
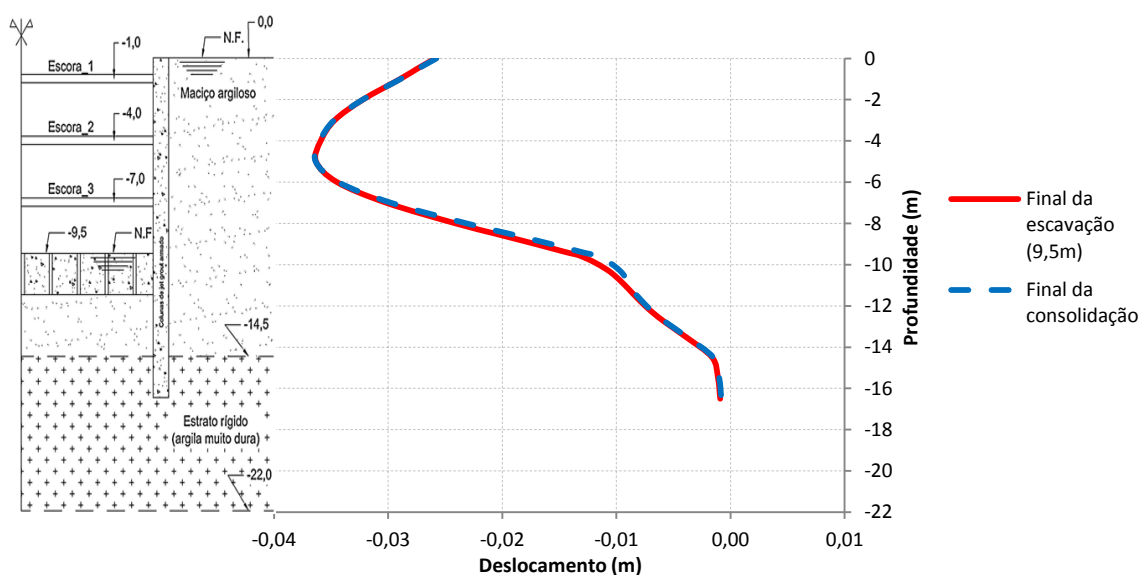


Fig. 3.53 – Configuração das deformadas: a) final da escavação; b) final da consolidação

No que respeita aos deslocamentos da parede, ilustrados na Figura 3.54, relativos aos períodos finais da escavação e consolidação, é possível verificar que os mesmos praticamente não variam no período pós-construção. Ao confrontar este gráfico, com o referente às pressões incidentes sobre a parede, representados, à frente, na Figura 3.65, é possível verificar que também neste, as variações são pouco significativas, o que vem comprovar os resultados dos deslocamentos.



3.54 – Deslocamentos horizontais da parede no final da escavação e no final da consolidação

As figuras que se seguem são relativas aos deslocamentos, tanto horizontais como verticais da superfície do maciço suportado, no final da escavação e no final da consolidação.

Analisando a Figura 3.55, é possível constatar que, como era esperado, o máximo deslocamento horizontal ocorre junto à parede, com valores semelhantes para o final da escavação e consolidação. Estes valores são justificados pela inexistência de deslocamento horizontal na parede, como foi anteriormente referido. A cerca de 5 metros da parede, onde se verifica o máximo local do deslocamento horizontal, observa-se uma diminuição deste com a consolidação.

No que se refere aos deslocamentos verticais (assentamentos), verifica-se um aumento dos mesmos; verifica-se, a cerca de 3 metros da parede, um aumento do deslocamento vertical máximo de cerca de 2,7 cm.

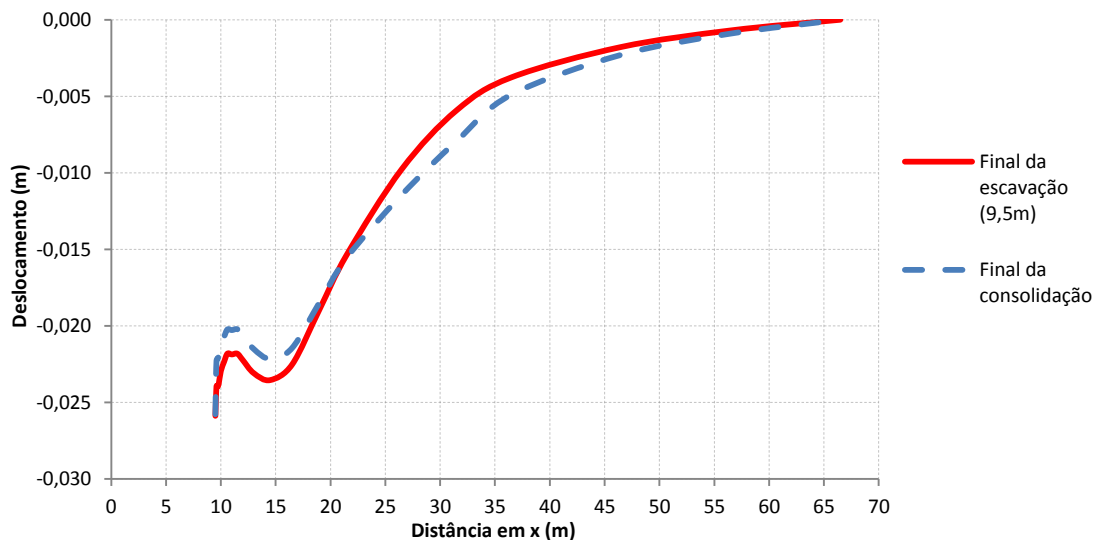


Fig. 3.55 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

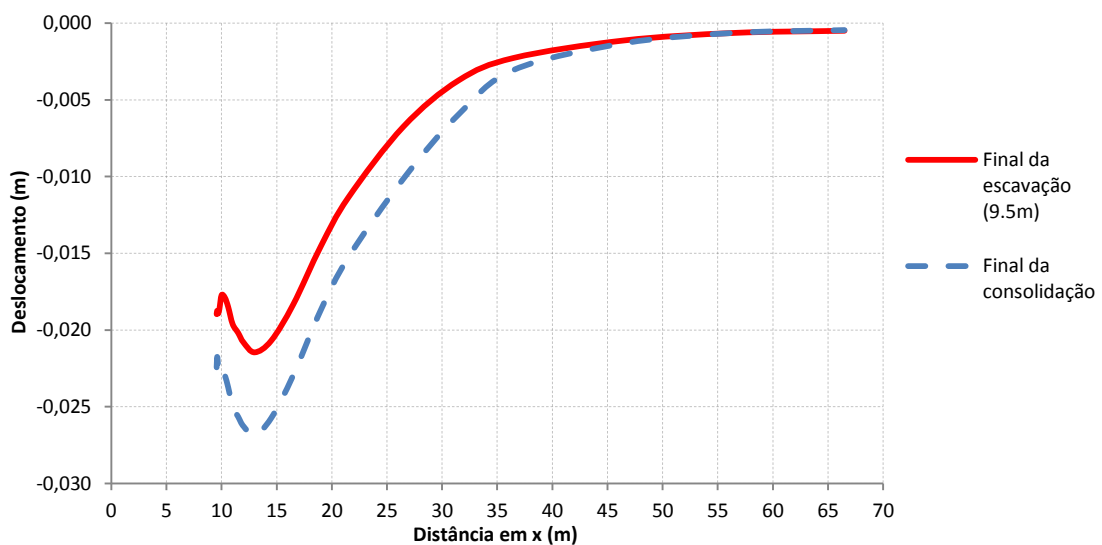


Fig. 3.56 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

Continuando a análise dos deslocamentos, mas agora no que respeita à laje de fundo em *jet grout*, ilustrados pela Figura 3.57. Com o decorrer da consolidação como seria de esperar, ocorre a dissipação dos excessos de pressão neutra negativos e consequente diminuição da tensão efectiva vertical abaixo da base de escavação; dado este facto dá-se a expansão do maciço sobretudo em movimentos verticais ascendentes do fundo de escavação. Este empolamento é maior no eixo de simetria e vai diminuindo à medida que se aproxima da face da parede.

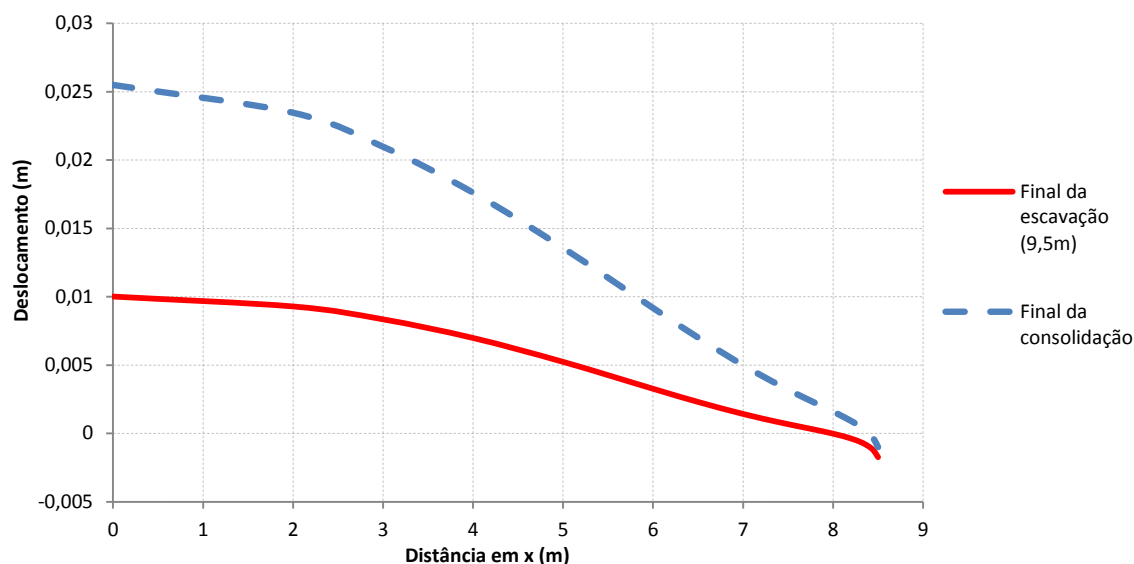


Fig. 3.57 - Deslocamento vertical da laje de fundo em *jet grout* no final da escavação e no final da consolidação

De modo a perceber-se como certos deslocamentos evoluem no tempo, com a consolidação, foram ilustradas as Figuras 3.58 à 3.60. Estas evoluções dependem, naturalmente, de factores de diversas grandezas, desde a permeabilidade do maciço, às condições-fronteira do mesmo, entre outros.

A Figura 3.58 ilustra a evolução do deslocamento horizontal máximo na superfície do maciço do lado suportado, sendo que o deslocamento máximo durante a consolidação não sofre qualquer alteração, como atrás contrastado.

No que respeita ao deslocamento vertical máximo (Figura 3.59), verifica-se que sofre um ligeiro aumento de cerca de 19%, até aos 5346 dias. Este deslocamento apresenta uma tendência contínua e regular de crescimento ao longo do tempo.

Por fim analisando o deslocamento máximo relativo à laje de fundo (Figura 3.60), pode concluir-se que estes são bastante acentuados, principalmente nos primeiros dias, isto é, o aumento verificado é de cerca de 256% nos primeiros 200 dias. Após esta data, o deslocamento mantém-se constante no tempo.

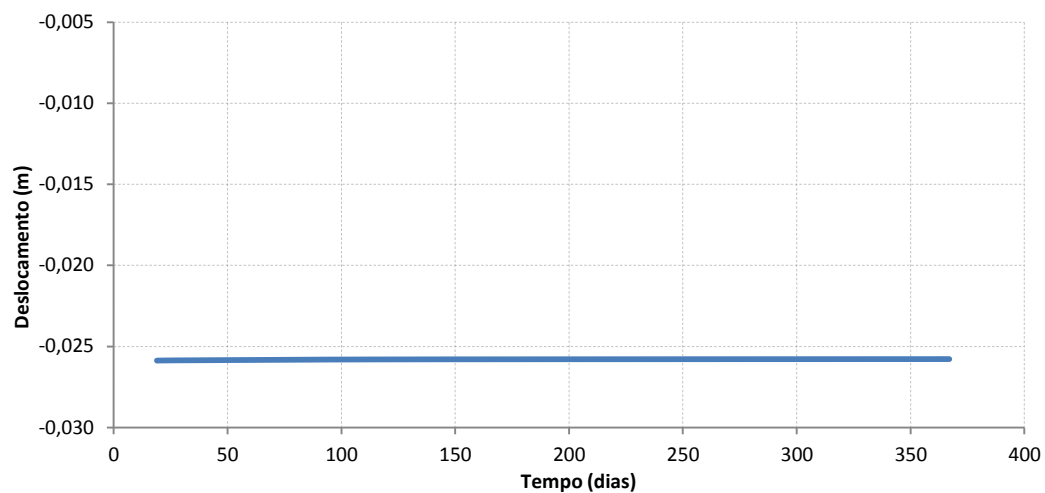


Fig. 3.58 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado

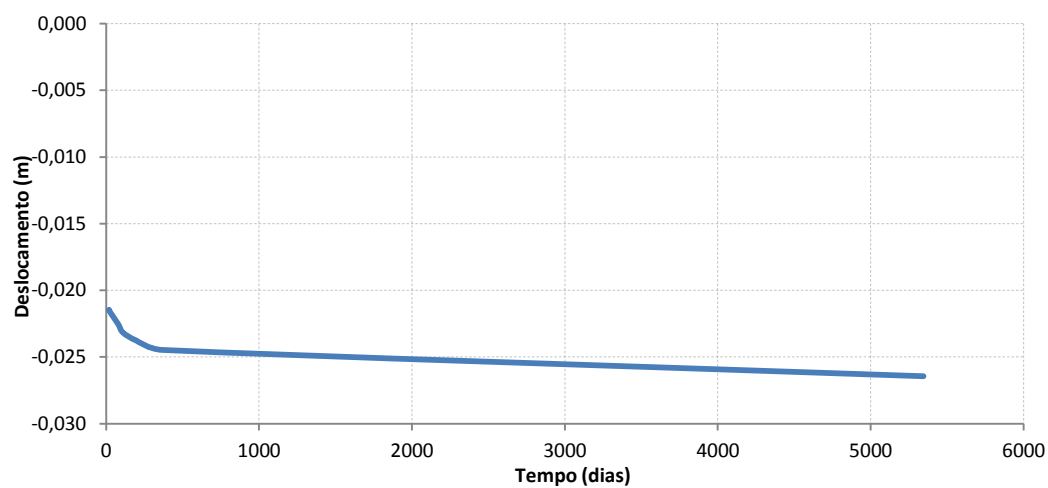


Fig. 3.59 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado

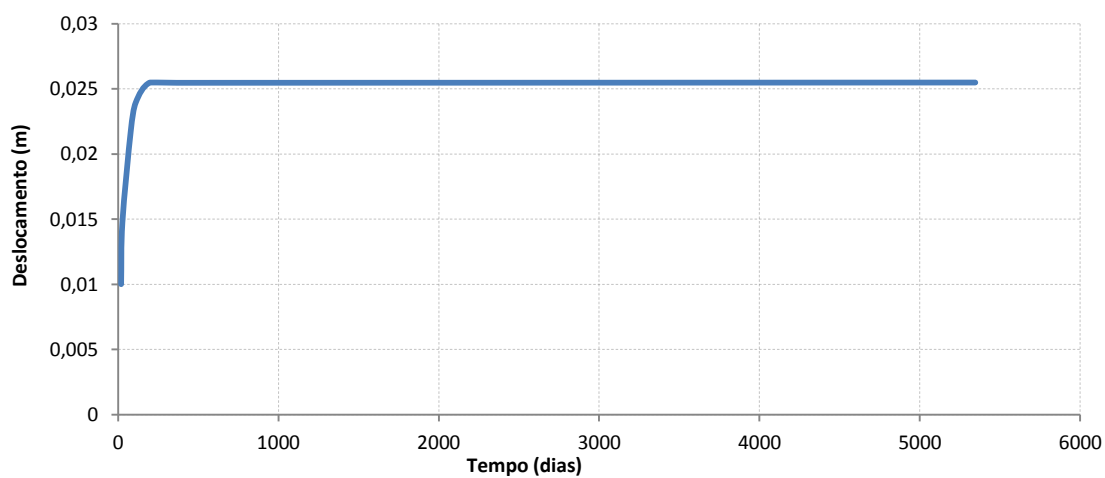


Fig. 3.60 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

3.6.3.4. Esforços axiais no escoramento

Os resultados da evolução dos esforços axiais nos três níveis de escoras encontram-se ilustrados na Figura 3.61, sendo respectivamente ilustrados os esforços para o final da escavação e final da consolidação.

Ao analisar os gráficos que se seguem, verifica-se que apenas a escora colocada à cota de 4 metros de profundidade (escora 2) apresenta um leve incremento do esforço de compressão, um aumento aproximado de 2.9 %. Em contrapartida, as escoras 1 e 3 sofrem decréscimos nos esforços, na ordem de 2,8 % e 62,0 %, respectivamente. A variação significativa do esforço na escora 3 é essencialmente justificada pela variação das pressões de terra sobre a parede do lado escavado (ver Figura 3.65), por um lado, e também pelo aumento do momento flector negativo na parede na zona de ligação com a laje de *jet grout* (Figura 3.62), por outro. Estes dois aspectos, em conjunto, determinam pois a diminuição do esforço transmitido à escora 3.

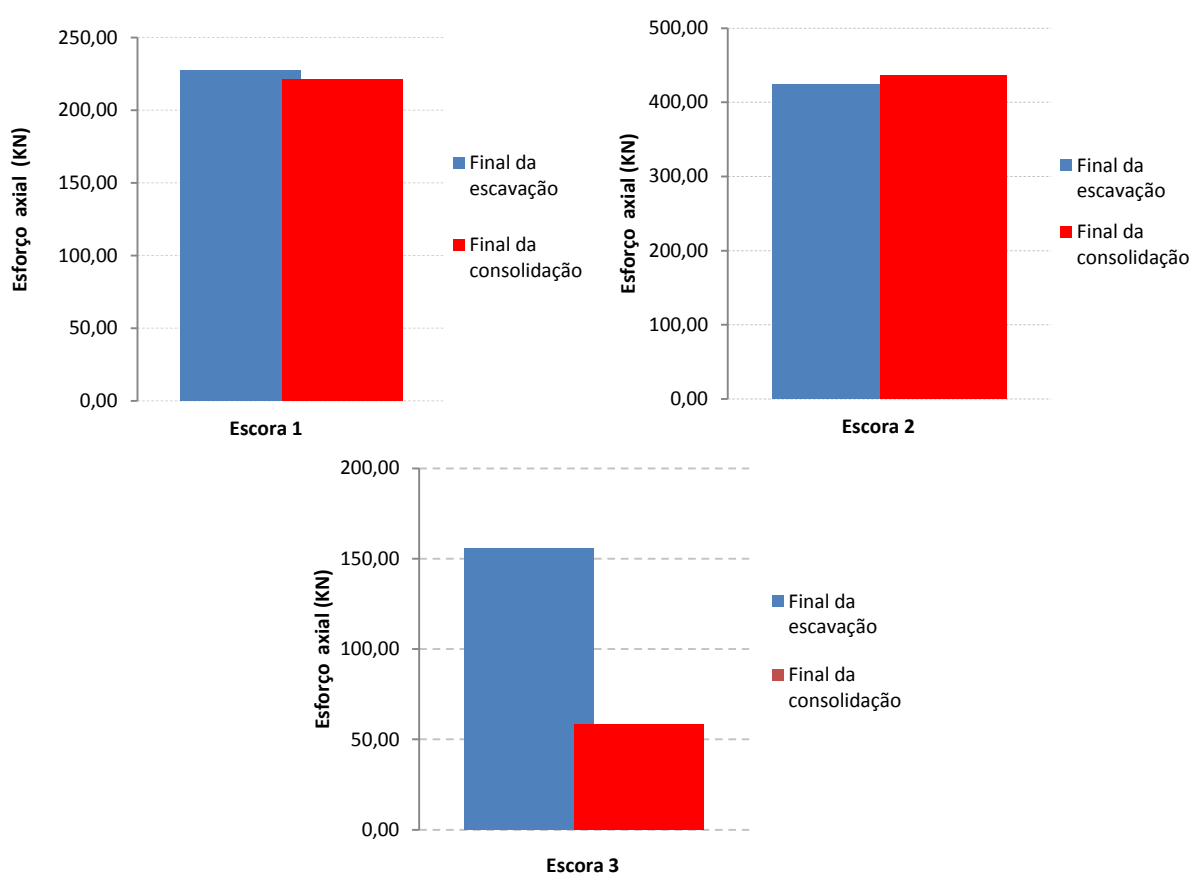


Fig. 3.61 - Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3

3.6.3.5. Momentos flectores na parede

Na Figura 3.62, são ilustrados os esforços de flexão, no final da escavação e no final da consolidação. A partir da análise da mesma é possível concluir que os momentos máximos, quer positivos quer negativos, aumentam com a consolidação. Este facto é justificado pela variação das pressões de terra sobre a parede com a consolidação, como ilustrado à frente na Figura 3.65. Pode-se notar ainda na

Figura 3.54 o aumento da curvatura da parede, com a consolidação, junto à laje de fundo, ilustrando pois esse aumento do momento flector nessa zona.

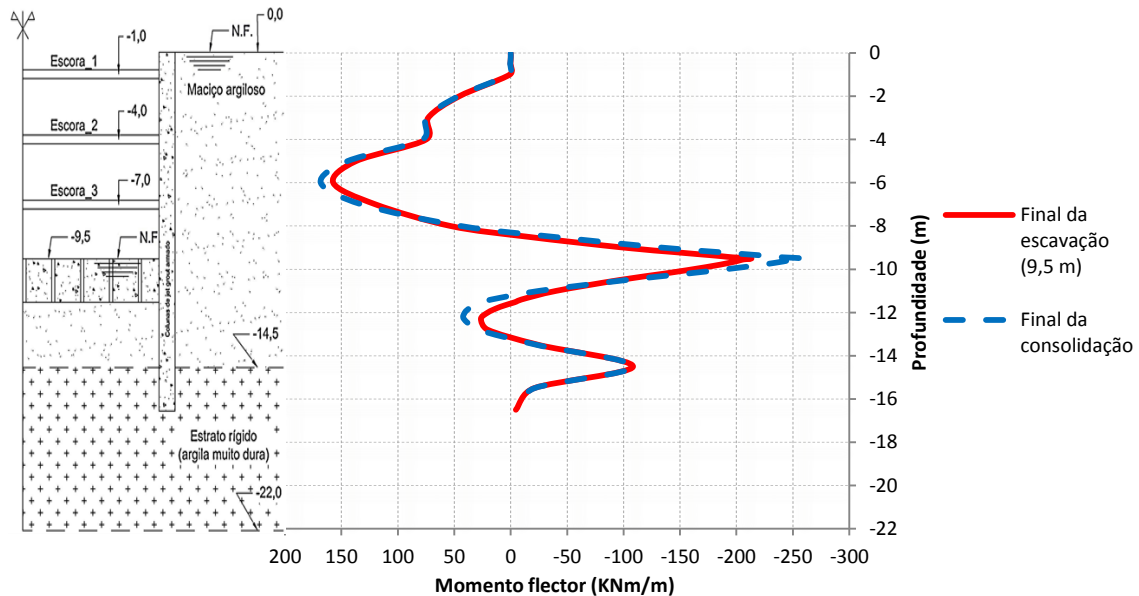


Fig. 3.62 - Diagramas de momentos flectores na parede no final da construção e no final da consolidação

3.6.3.6. Esforços na laje de fundo

Nas Figuras 3.63 e 3.64 mostra-se a evolução dos esforços de compressão e dos momentos flectores na laje de *jet grout*, respectivamente.

Como se pode constatar verifica-se uma leve diminuição dos esforços de compressão no eixo de simetria a longo prazo, a qual se desvanece com a proximidade à extremidade da laje.

No que respeita aos momentos flectores, assiste-se a um aumento dos mesmos, tanto ao nível dos momentos positivos (junto ao eixo de simetria), como dos momentos negativos (junto da parede). Este aumento vai de encontro ao constatado anteriormente, isto é, a laje de fundo sofre um aumento de deslocamentos o que se deve ao aumento de pressão sobre a face interior da mesma.

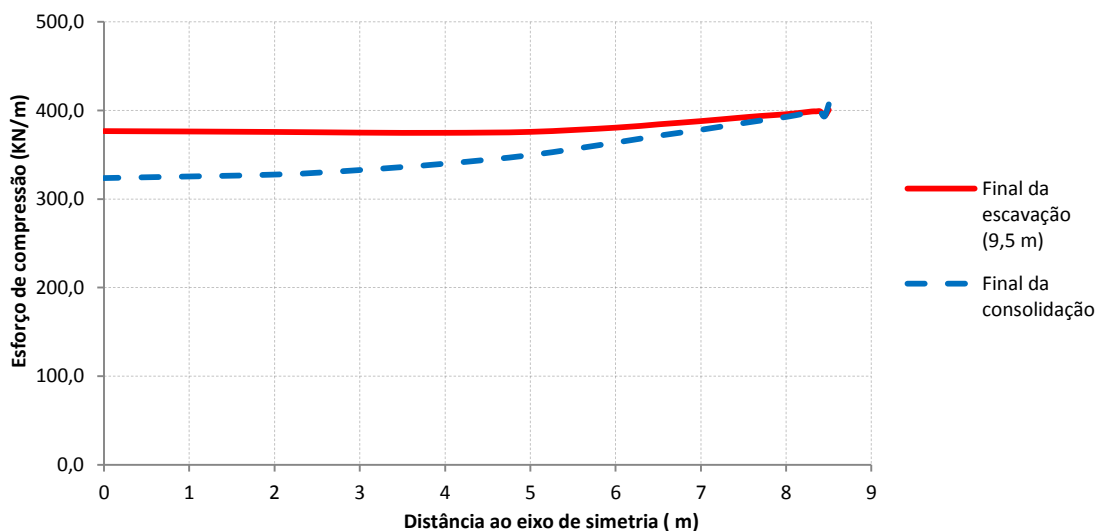


Fig. 3.63 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação

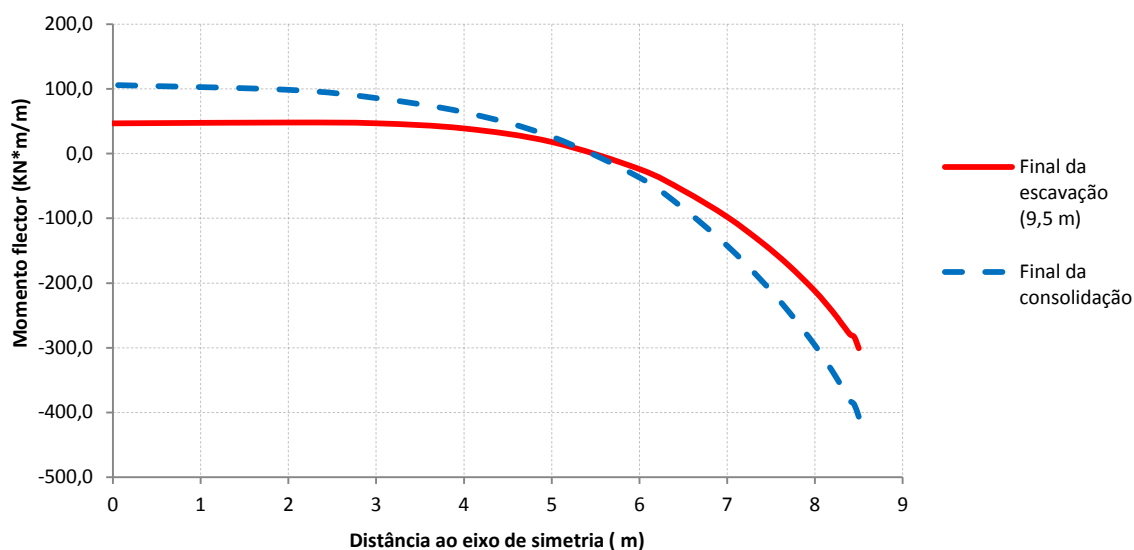


Fig. 3.64 - Diagrama de momentos flectores na laje de jet grout no final da construção e no final da consolidação

3.6.3.7. Pressões do solo sobre as faces da parede

As pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da parede, no final da escavação e no final da consolidação, estão ilustradas na Figura 3.65. Verifica-se uma ligeira variação no lado escavado da parede (abaixo do nível da laje), o que está associado, essencialmente, à variação da pressão neutra nessa zona, com a consolidação, como analisado anteriormente.

Em contrapartida, no lado suportado, não se verificam variações significativas das pressões sobre a parede. Este facto é justificado pela menor variação, com a consolidação, das pressões neutras e das tensões efectivas no maciço do lado suportado, como visto anteriormente.

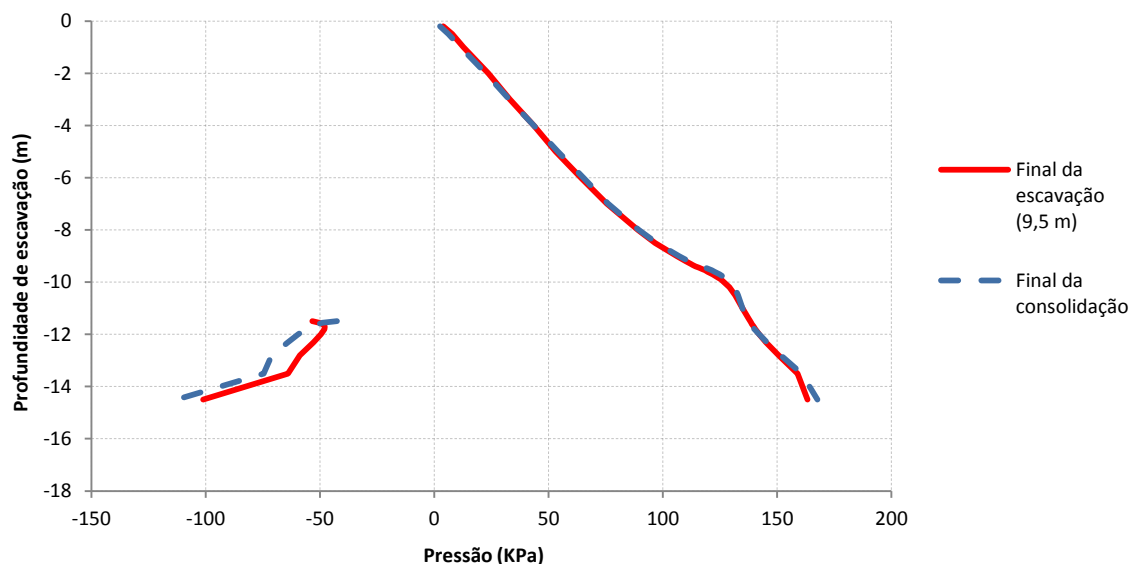


Fig. 3.65 - Pressão de terras sobre as faces da parede no fim da construção e no fim da consolidação

4

ANÁLISES PARAMÉTRICAS: REDISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NA PAREDE

4.1. INTRODUÇÃO

A estrutura de contenção apresenta uma geometria tipo, definida no capítulo 3, que serve de base à realização de uma escavação (problema base). Este capítulo pretende complementar parte do estudo realizado no capítulo anterior, nomeadamente no que se refere à análise da redistribuição de esforços entre o *jet grout* e os perfis metálicos (no plano da secção horizontal da parede).

De modo a compreender a influência que vários parâmetros exercem sobre o comportamento da interacção entre o *jet grout* e os perfis metálicos, realiza-se neste capítulo uma análise paramétrica.

Tendo em conta o estudo base realizado no capítulo anterior, os parâmetros considerados pertinentes para a análise no presente capítulo são os seguintes e encontram-se representados na Figura 4.1:

- Espaçamento entre perfis metálicos;
- Espessura da parede;
- Localização do perfil metálico;
- Tipo de perfil metálico.



Fig. 4.1 – Diferentes parâmetros alvo de estudo

4.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O ESTUDO

Para a realização deste capítulo considerou-se necessário enumerar algumas considerações prévias que facilitem a compreensão do estudo, as quais se apresentam de seguida.

No capítulo 2 foram abordadas diferentes técnicas de melhoramento do solo que apresentam características semelhantes, isto é, o princípio de execução baseia-se na mistura do solo com calda de cimento, originando uma mistura com características melhoradas. As várias técnicas apresentam

equipamentos e processos de execução diferentes, dando origem a diferentes geometrias da parede, ou seja, enquanto nas técnicas mais tradicionais a parede obtida é formada por um conjunto de colunas secantes, por exemplo na recente técnica de *Cutter Soil Mixing*, a parede executada apresenta uma geometria em painéis.

Tendo em conta o enunciado anteriormente, no presente capítulo, na realização da análise paramétrica não se procede à definição geométrica das colunas de *jet grout*, considerando apenas uma secção efectiva (Figura 4.2), que pode ser comum às várias técnicas apresentadas.

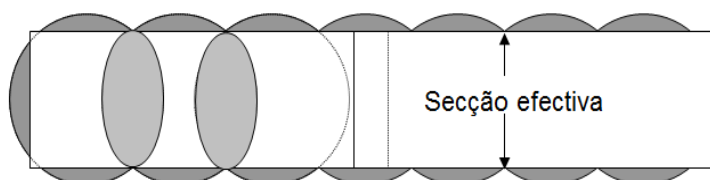


Fig. 4.2 – Secção efectiva a considerar no estudo (adaptado Peixoto, 2011)

Por outro lado, nas várias simulações a seguir expostas, são analisados e ilustrados esforços referentes aos momentos flectores e aos esforços transversos (obtidos, nas análises paramétricas a partir da “integração” das tensões normais e das tensões de corte nas secções transversais da parede). No entanto, por forma a melhor se perceber se estes esforços poderão ser, ou não, na prática, estimados a partir de cálculos mais simplificados, apresentam-se também nos mesmos gráficos os esforços calculados como se a parede fosse uma peça linear na direcção horizontal (funcionando como uma “laje” continua com apoio nos perfis metálicos), tal como ilustrado na Figura 4.3. Neste caso, sendo p a acção distribuída aplicada pelo terreno à parede e l o espaçamento entre perfis, o esforço transversal máximo na zona do apoio (perfil metálico) tem o valor de $\frac{pl}{2}$, e os momentos negativo e positivo máximos tomam os valores de $-\frac{pl^2}{12}$ e $\frac{pl^2}{24}$ (Figura 4.3).

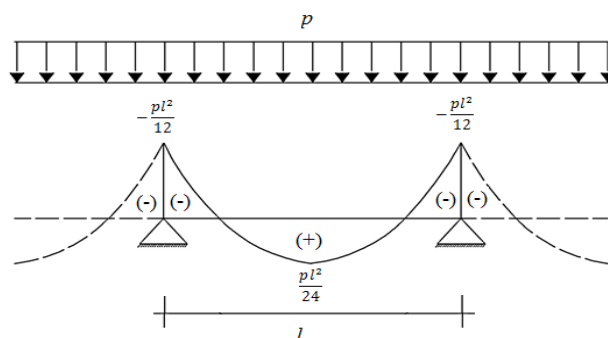


Fig. 4.3 – Cálculo de momentos flectores em lajes contínuas

4.3. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE PERFIS

4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No dimensionamento de uma estrutura de contenção, como a do presente trabalho, um dos aspectos com grande relevância é o espaçamento entre perfis, uma vez que a estabilidade interna do *jet grout* terá de ser garantida, com níveis de segurança adequados.

Considerando a importância e a influência que este parâmetro possui, realizou-se uma análise onde foram efectuadas várias simulações com diferentes espaçamentos entre perfis.

Tendo em consideração que a estrutura de contenção é composta por perfis metálicos que conferem resistência à flexão e ao corte na direcção vertical, e por colunas de *jet grout* que desempenham o papel de transmissão dos esforços na direcção horizontal para os perfis metálicos, o objectivo desta análise é compreender a influência que o espaçamento entre perfis provoca no *jet grout*.

Assim, de modo a caracterizar o estudo realizado referente a este parâmetro, apresenta-se o Quadro 4.1 onde são expostos os espaçamentos que foram sujeitos a simulação.

Quadro 4.1 – Síntese do estudo efectuado sobre o espaçamento

Espaçamento entre perfis (m)	
Análise 1 (Estudo Base)	1,30 m
Análise 2	1,10 m
Análise 3	1,50 m
Análise 4	1,70 m
Análise 5	2,00 m

A análise é realizada tendo sempre como base de comparação o estudo efectuado no capítulo 3, cujo espaçamento entre eixos dos perfis metálicos é de 1,30 m.

De modo a facilitar a interpretação da análise deste parâmetro, é apresentada a Figura 4.4, onde se ilustra as cinco secções da parede que foram alvo de simulação, sendo evidenciado na mesma as dimensões que os diferentes estudos apresentam.

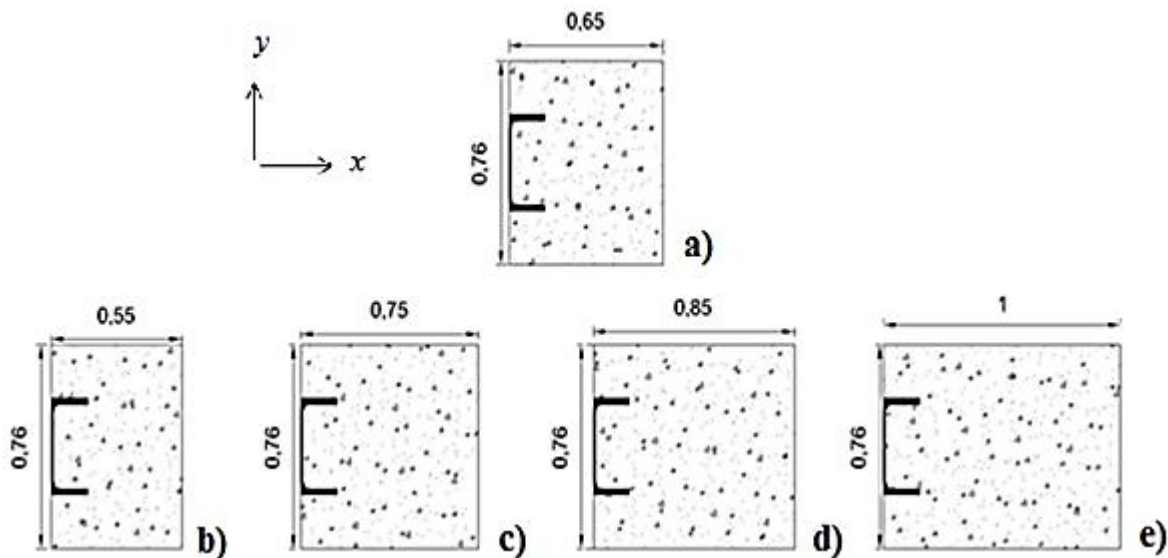


Fig. 4.4 – Diferentes espaçamentos entre perfis a) 1,30 m (Estudo base) b) 1,10 m c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m

4.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

De modo a compreender como o espaçamento influencia a transmissão de esforços do *jet grout* para os perfis metálicos, apresentam-se figuras que ilustram o estado de tensão no plano horizontal da parede,

no que respeita aos esforços horizontais nas direcções x e y , bem como as tensões de corte (Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 respectivamente).

Na Figura 4.5 começa-se por apresentar as tensões horizontais referentes à direcção x , que são geradas devido às pressões do solo incidentes sobre a parede, sofrendo esta flexão, na direcção horizontal entre os perfis metálicos.

Tendo em conta o referido anteriormente, facilmente se conclui que o espaçamento entre perfis metálicos possui um papel de destaque. Com o aumento do espaçamento, maior será a flexão entre perfis e consequentemente maior será a ordem de grandeza das tensões geradas, podendo estas atingir valores que coloquem em risco a segurança da estrutura.

Analisando a figura, facilmente se conclui que as tensões aumentam de forma significativa, à medida que o espaçamento aumenta. As tensões mais significativas são registadas como esperado na zona central entre os perfis (zona do momento positivo máximo) e na zona do perfil metálico (zona do momento negativo máximo) em ambas as faces, sendo que nesta última zona os valores são naturalmente mais significativos.

Numa análise mais cuidada, de modo a perceber a partir de que espaçamento a segurança da estrutura se encontra em risco, pode-se comparar os valores obtidos com os valores de referência referidos no capítulo 3 para as diferentes resistências. De acordo com a ordem de grandeza dos valores de referência, facilmente se conclui que a segurança em relação à tracção por flexão é aquela que apresenta maior condicionamento. Logo, tendo em conta as tensões instaladas nas diferentes simulações, verifica-se que estas ganham maior expressão na zona junto do perfil metálico, sendo que a partir do espaçamento de 1,70 m, a segurança no que respeita à resistência à tracção por flexão fica muito reduzida, podendo ocorrer a rotura do *jet grout* nessa zona.

Analisando agora as tensões horizontais na direcção y (perpendiculares à parede), ilustradas na Figura 4.6, é possível retirar algumas conclusões.

Da análise da figura, é possível concluir que, na zona do espaçamento livre entre perfis, as tensões não sofrem alterações significativas com o aumento do espaçamento entre perfis, mantendo-se constante a ordem de grandeza das mesmas, bem como a sua localização.

Destaca-se o aumento da concentração de tensões que se direccionam, por efeito de arco, para o banzo inferior do perfil metálico, à medida que se aumenta o espaçamento entre perfis. Tal facto é justificado pelo aumento da área de *jet grout* que suporta o solo, levando a que o *jet grout* fique sujeito a maior carga que é direccionada para os perfis.

Por fim, analisando a Figura 4.7, onde se ilustram as tensões de corte instaladas nos diferentes segmentos com os espaçamentos assumidos, verifica-se que à medida que o espaçamento entre os perfis metálicos aumenta, as tensões de corte verificam a mesma tendência.

Verifica-se, como é natural, uma maior concentração de tensões de corte junto ao perfil, sendo que a grandeza destas aumenta significativamente como o aumento do espaçamento. Tendo em conta este aumento significativo, ao comparar as tensões instaladas com o valor de referência assumido, as mesmas encaminham-se para valores de segurança limite.

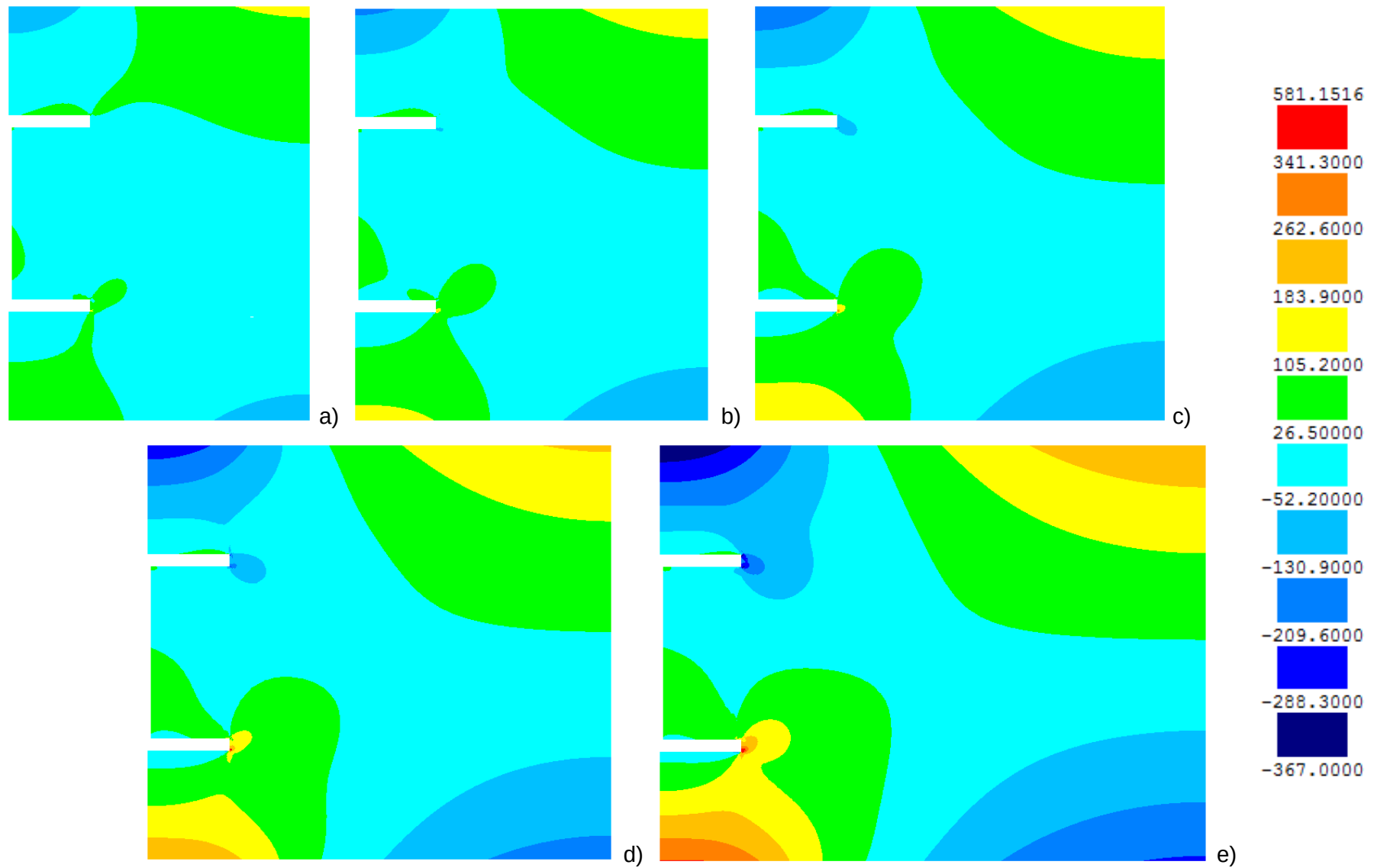


Fig. 4.5 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m

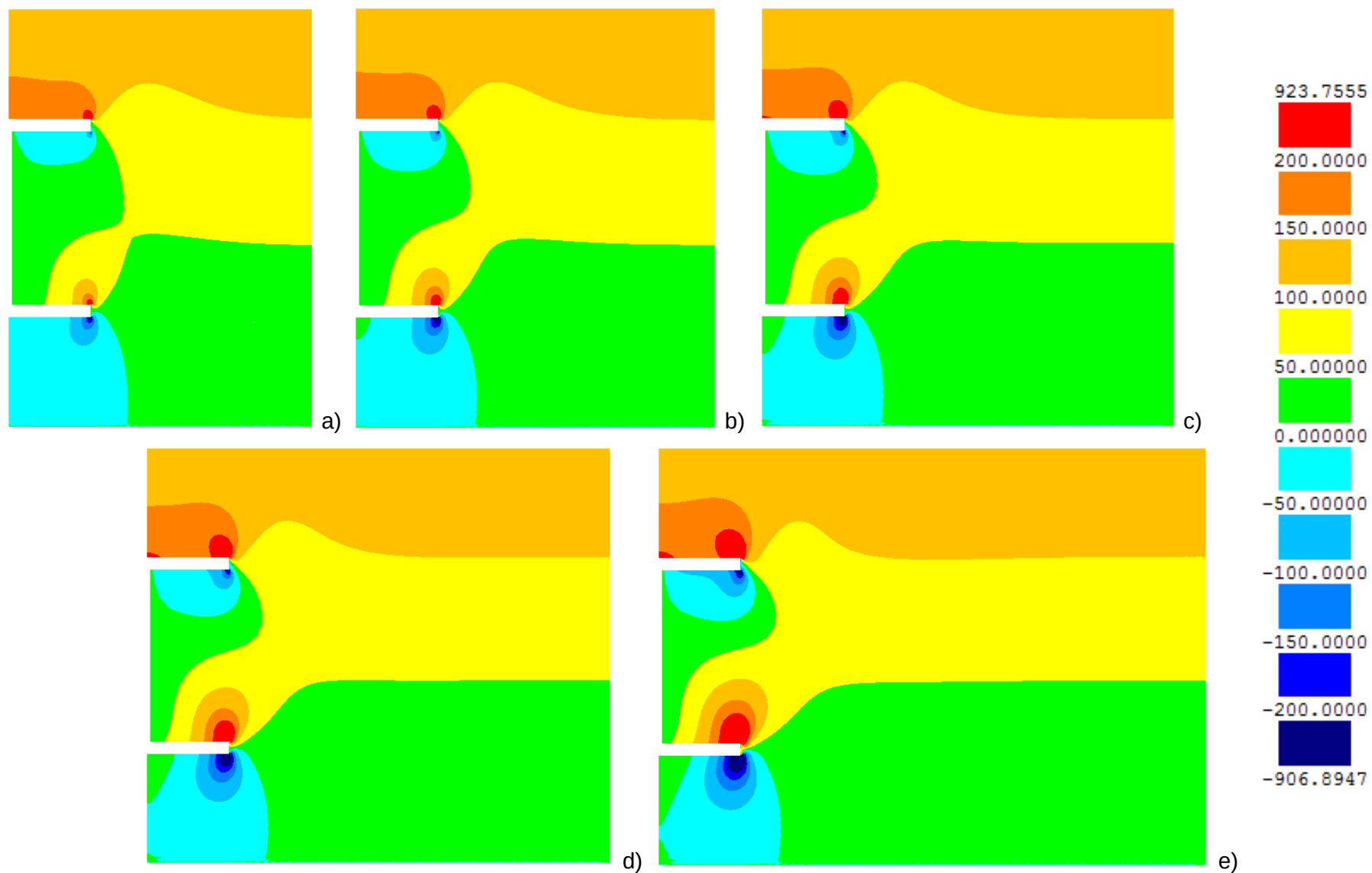


Fig. 4.6 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m

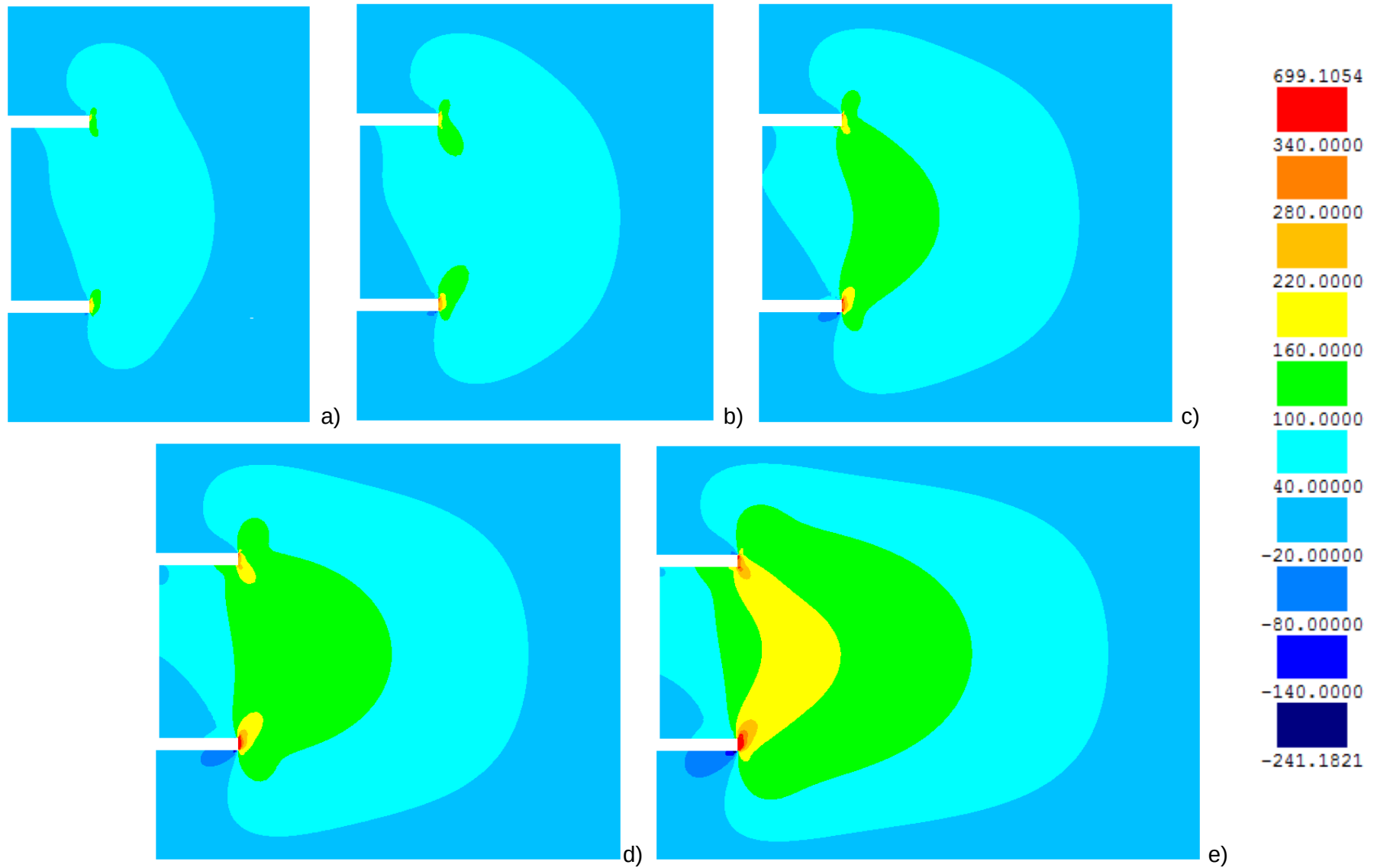


Fig. 4.7 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos: a) 1,10m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50m d) 1,70m e) 2,00 m

4.3.3. DESLOCAMENTOS

Analisa-se agora os deslocamentos verificados no segmento em estudo, para os diferentes espaçamentos adoptados. Para perceber a ordem de grandeza dos deslocamentos em relação ao perfil metálico, bem como a zona onde estes são mais significativos, apresentam-se três Figuras 4.8, 4.9 e 4.10. Estas ilustram os deslocamentos do *jet grout* em direcção à zona escavada, sendo que a primeira figura ilustra os deslocamentos da face da parede voltada para o lado suportado, a segunda é referente à face da parede voltada para a escavação e, por fim, a terceira relativa às deformações apresentadas.

Como era de esperar, os deslocamentos do *jet grout* são maiores ou menores consoante o aumento ou diminuição do espaçamento entre perfis. Comparando os deslocamentos verificados no estudo base com os deslocamentos verificados para o espaçamento de 2,00 m, é possível afirmar que estes sofreram um aumento significativo, cerca de 175%. É de notar, no entanto, que, em termos absolutos, a ordem de grandeza destes deslocamentos (deslocamentos relativos do *jet grout* em relação aos perfis metálicos) pode ser considerada baixa em todos os casos analisados, não ultrapassando 2,2 mm no caso mais gravoso.

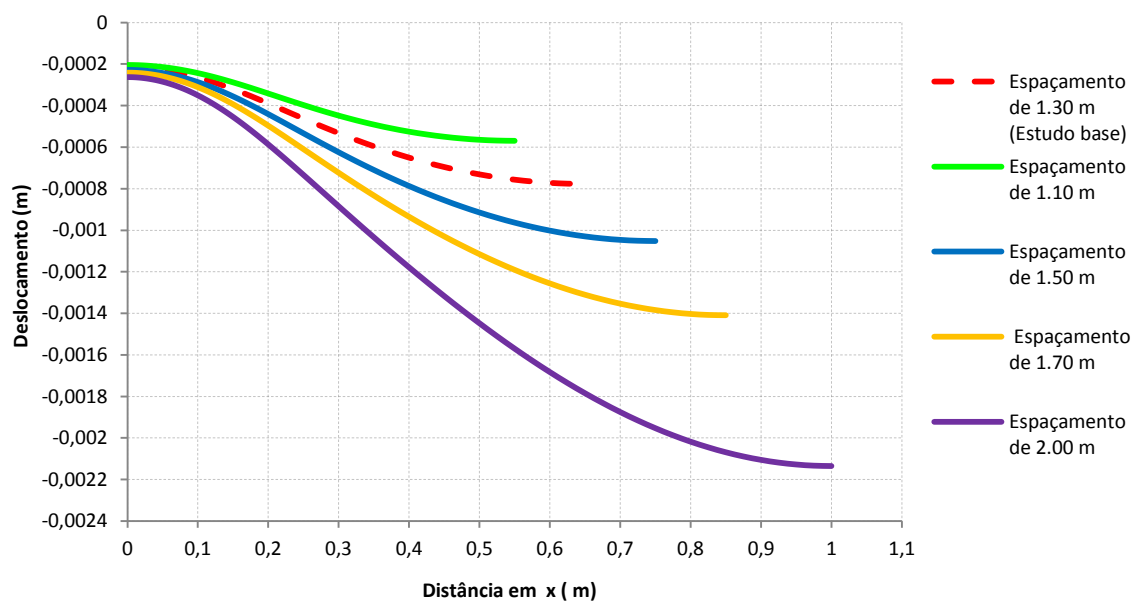


Fig. 4.8 – Deslocamentos na direcção y no lado suportado

No que respeita à análise da Figura 4.9, relativa à face da parede voltada para o lado escavado, não existem grandes considerações a fazer, apenas que os deslocamentos verificados são menores que os anteriormente analisados na face do lado suportado.

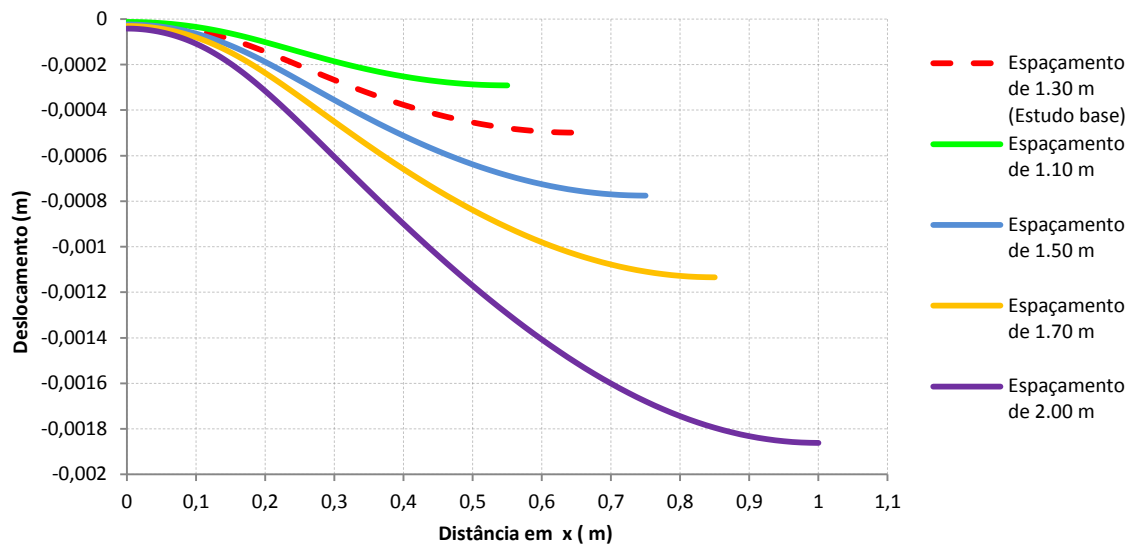
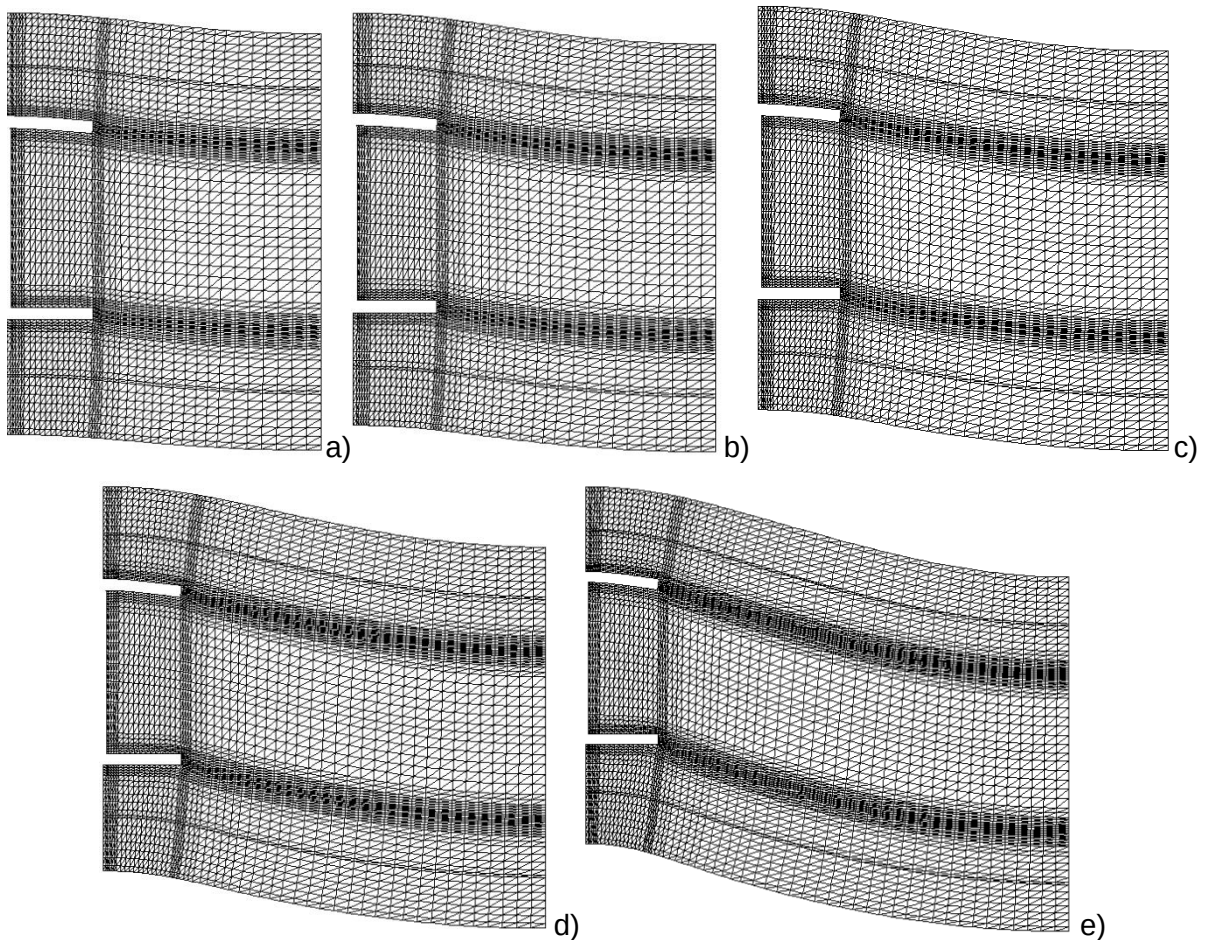


Fig. 4.9 – Deslocamentos na direcção y no lado escavado

Relativamente à figura que se segue, esta pretende ilustrar as deformações instaladas no *jet grout* para os diferentes espaçamentos adoptados, sendo que estas deformações se encontram ampliadas com um factor de 100 vezes.

Fig. 4.10 – Deformações instaladas no *jet grout*: a) 1,10 m b) 1,30 m (Estudo base) c) 1,50 m d) 1,70 m e) 2,00 m

4.3.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES

De seguida são apresentados os esforços transversos e momentos flectores instalados no *jet grout* para os diferentes espaçamentos considerados nas diferentes simulações numéricas efectuadas (Figura 4.11 e 4.12).

Como referido anteriormente, a estrutura de contenção pode ser comparada com uma “laje” contínua de vários tramos. Tendo em conta este facto, que pode ser utilizado como base de comparação com os resultados numéricos obtidos, nas Figuras 4.11 e 4.12 apresentam-se também os esforços calculados de acordo com o ilustrado anteriormente na figura 4.3 (nos gráficos designado por cálculo teórico – peça linear).

Analisando a Figura 4.11 verifica-se que o esforço transversal toma valores significativos junto ao perfil metálico, com uma ordem de grandeza que cresce à medida que o espaçamento entre perfis aumenta. Comparando os valores obtidos dos esforços transversos no *jet grout* com o cálculo teórico (peça linear), é possível verificar que os valores de ambos são semelhantes, ocorrendo apenas uma ligeira variação junto ao perfil metálico que se acentua à medida que o espaçamento aumenta.

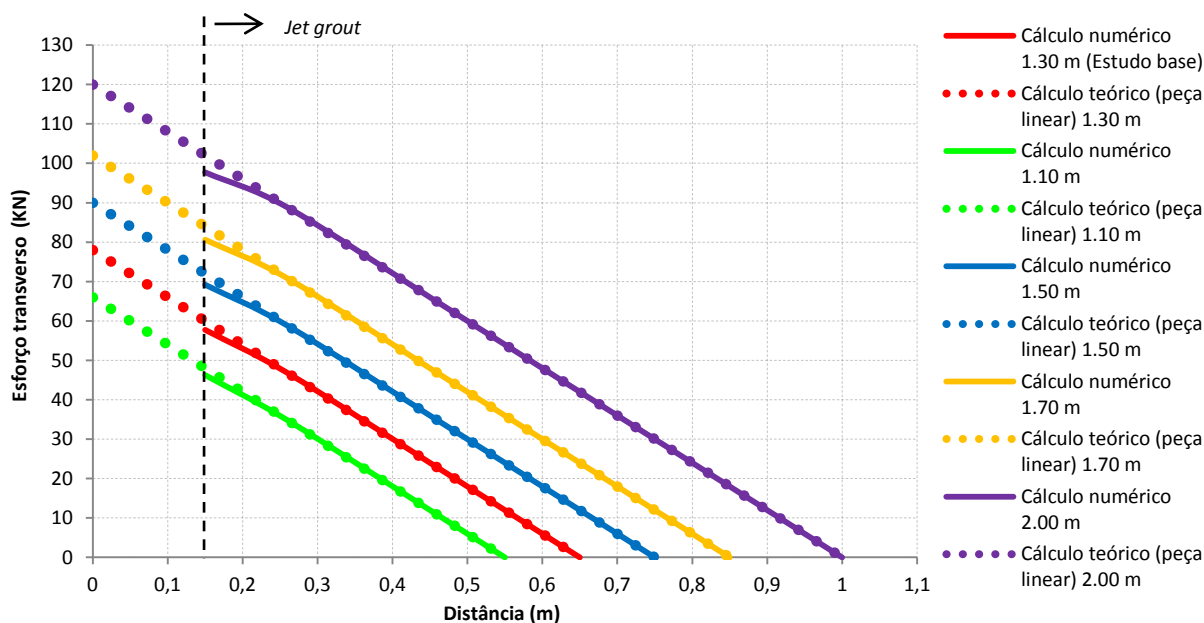


Fig. 4.11 – Esforço transversal no *jet grout* para os diferentes espaçamentos

Tendo em conta a variação do espaçamento entre perfis, também os momentos flectores vão sofrer uma variação. Na Figura 4.12 ilustram-se os momentos flectores referentes a cada espaçamento adoptado, bem como os momentos flectores referentes ao cálculo teórico (peça linear). Comparando a zona do perfil metálico e a zona central para os momentos flectores obtidos, é possível verificar que os valores numéricos e teóricos se aproximam significativamente. Esta aproximação é superior na zona central entre perfis e ligeiramente menor na zona onde os perfis metálicos se encontram.

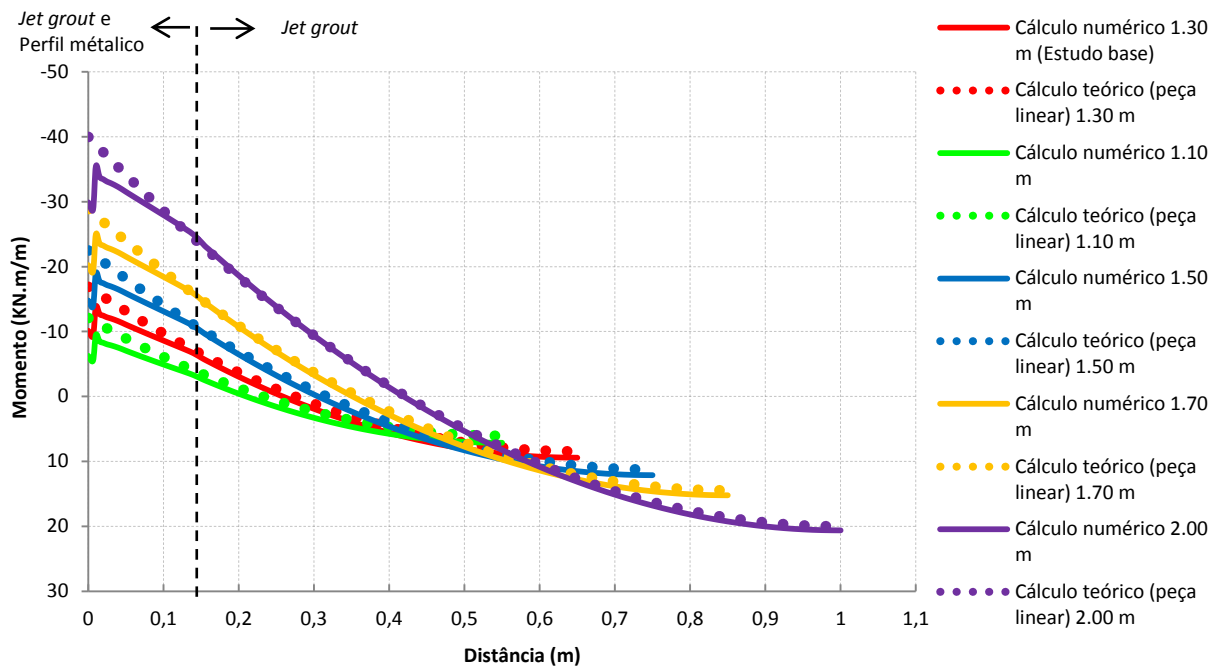


Fig. 4.12 – Momentos flectores para os diferentes espaçamentos

4.4. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE

4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A espessura da parede influencia as tensões geradas no *jet grout* sendo de todo o interesse a sua análise. De modo a compreender a influência deste parâmetro, efectua-se um estudo paramétrico no qual se faz variar a espessura da parede. No Quadro 4.2 são expostas as cinco espessuras seleccionadas para a análise da influência deste parâmetro.

Quadro 4.2 – Síntese do estudo efectuado sobre a espessura da parede

Espessura da parede (m)	
Análise 1 (Estudo Base)	0,76 m
Análise 2	0,55 m
Análise 3	0,85 m
Análise 4	0,95 m
Análise 5	1,10 m

A Figura 4.13 tem como intuito facilitar a visualização das diferentes espessuras seleccionadas.

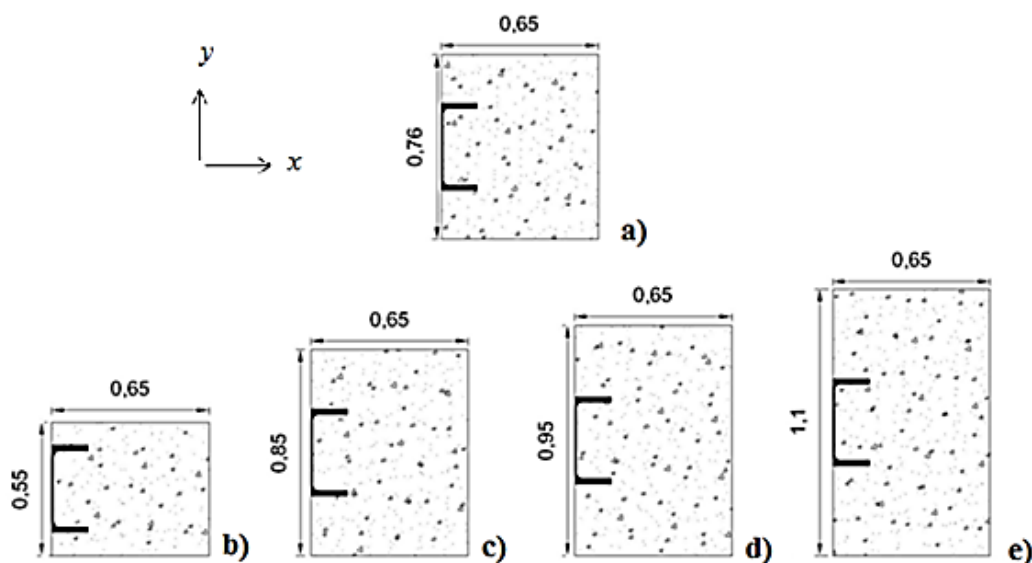


Fig. 4.13 – Diferentes espessuras da parede a) 0,76 m (Estudo base) b) 0,55 m c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m

4.4.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

A variação da espessura da parede vai provocar alteração do estado de tensão no *jet grout*, desta forma, apresentam-se as Figuras 4.14, 4.15 e 4.16, onde se ilustra as variações de tensões para as diferentes espessuras na presente análise, tanto ao nível das tensões horizontais nas direcções x e y , como das tensões de corte, respectivamente.

No que se refere às tensões horizontais na direcção x ilustradas na Figura 4.14, verifica-se que, como esperado, as tensões geradas aumentam com a diminuição da espessura, sendo significativas as diferenças quantitativas entre os dois casos extremos correspondentes às espessuras de 0,55 e 1,10 m.

As tensões horizontais na direcção y são ilustradas na Figura 4.15, onde são apresentados os cinco estudos em causa para a variação da espessura da parede.

Com a análise da figura conclui-se que, em termos qualitativos, a distribuição das tensões não sofre alterações significativas, na zona correspondente ao espaçamento livre entre perfis (existe uma variação gradual entre a tensão de 120 kPa aplicada na face do lado suportado da parede e a tensão zero na face do lado escavado).

É de realçar sobretudo o aumento de concentração das tensões junto ao banzo superior e a consequente diminuição no banzo inferior à medida que se aumenta a espessura da parede. Tal facto é justificado pelo aumento da espessura de *jet grout* acima do perfil metálico, isto é, o aumento desta espessura leva a que as tensões exercidas sobre o *jet grout* sejam direccionadas melhor para o banzo superior, provocando a consequente diminuição das tensões no banzo inferior.

Na Figura 4.16 analisa-se as tensões de corte, instaladas no segmento. Como é espectável, a zona de tensões de corte mais elevada verifica-se junto do perfil, zona essa onde o *jet grout* encontra apoio.

Ao analisar as tensões na zona referida anteriormente para as diferentes espessuras simuladas, conclui-se que as tensões aumentam com a diminuição da espessura. Este facto justifica-se pela área da secção transversal que resiste ao corte. Como o esforço transversal é praticamente igual em todos os casos analisados (como à frente se mostra na Figura 4.20), as tensões de corte são, naturalmente, progressivamente menores à medida que aumenta a espessura da parede.

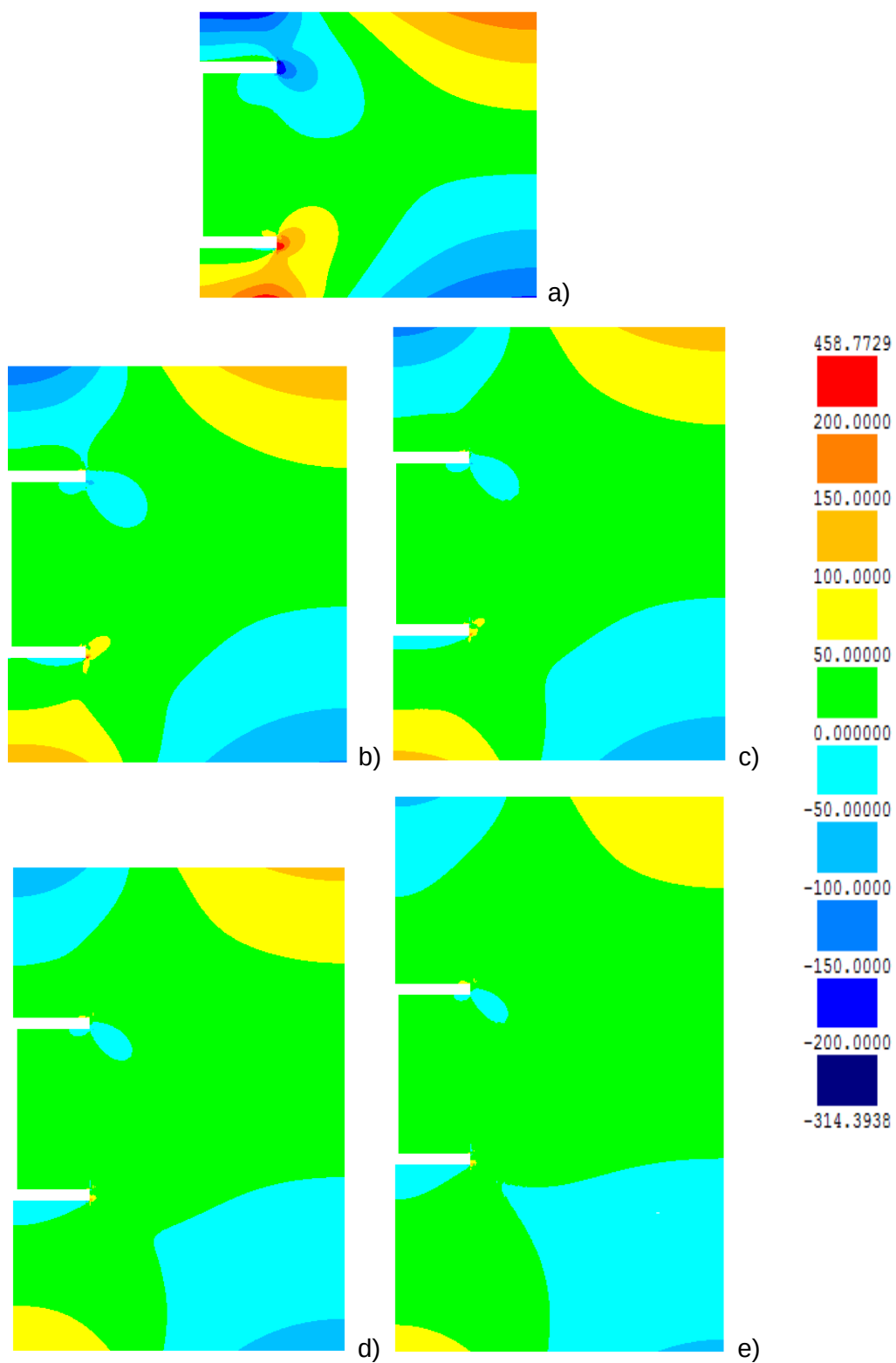


Fig. 4.14 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no *jet grout* para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m

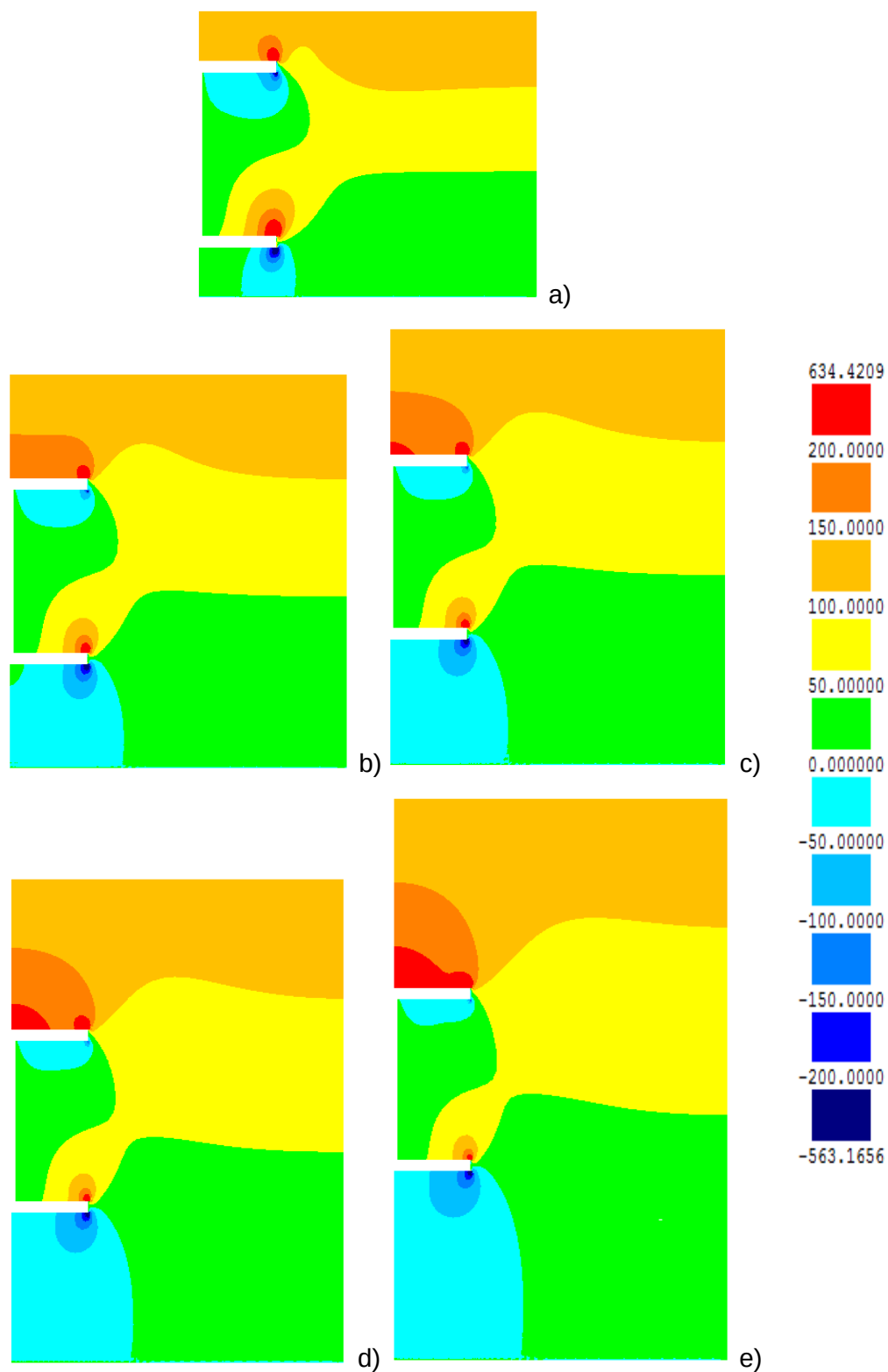


Fig. 4.15 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no jet grout para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m

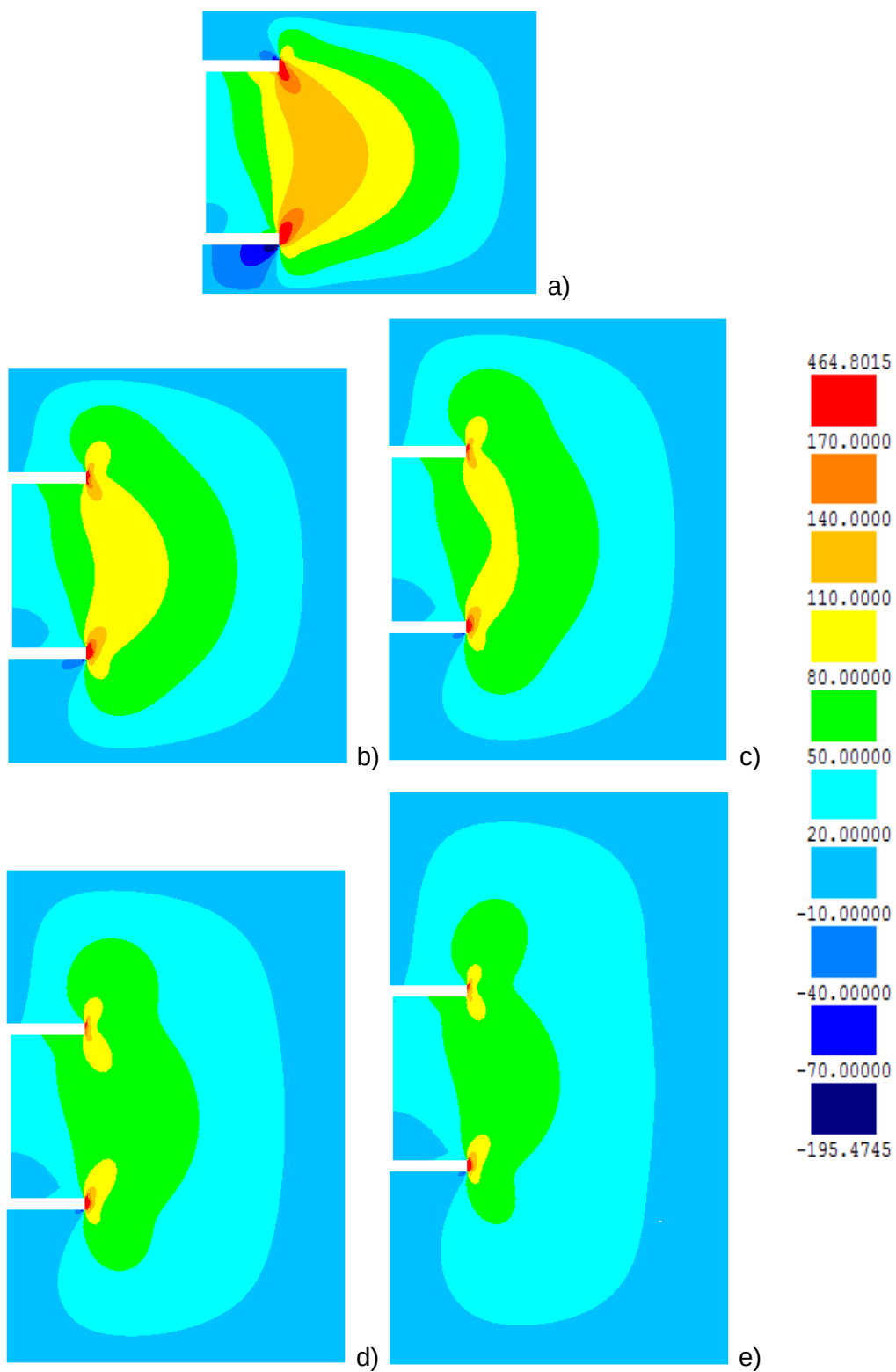


Fig. 4.16 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no jet grout para as diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 0,76 m (Estudo base) c) 0,85 m d) 0,95 m e) 1,10 m

Com o objectivo de facilitar a compreensão da direcção das tensões principais, isto é, de como se redistribuem as tensões no *jet grout* em direcção ao perfil metálico, são expostas na Figura 4.17 as cruzetas de tensões principais para as espessuras de 0,55 e 1,10 m.

Com a análise da figura, é possível verificar uma maior concentração de tensões que se direccionam para o banzo superior do segmento que apresenta uma maior espessura (Figura 4.17 b)); em contrapartida, no segmento de menor espessura (Figura 4.17 a) as tensões apresentam-se em maior concentração junto ao banzo inferior. Estes resultados são consequência do aumento da espessura de *jet grout* acima do perfil metálico, como indicado na análise à Figura 4.15.

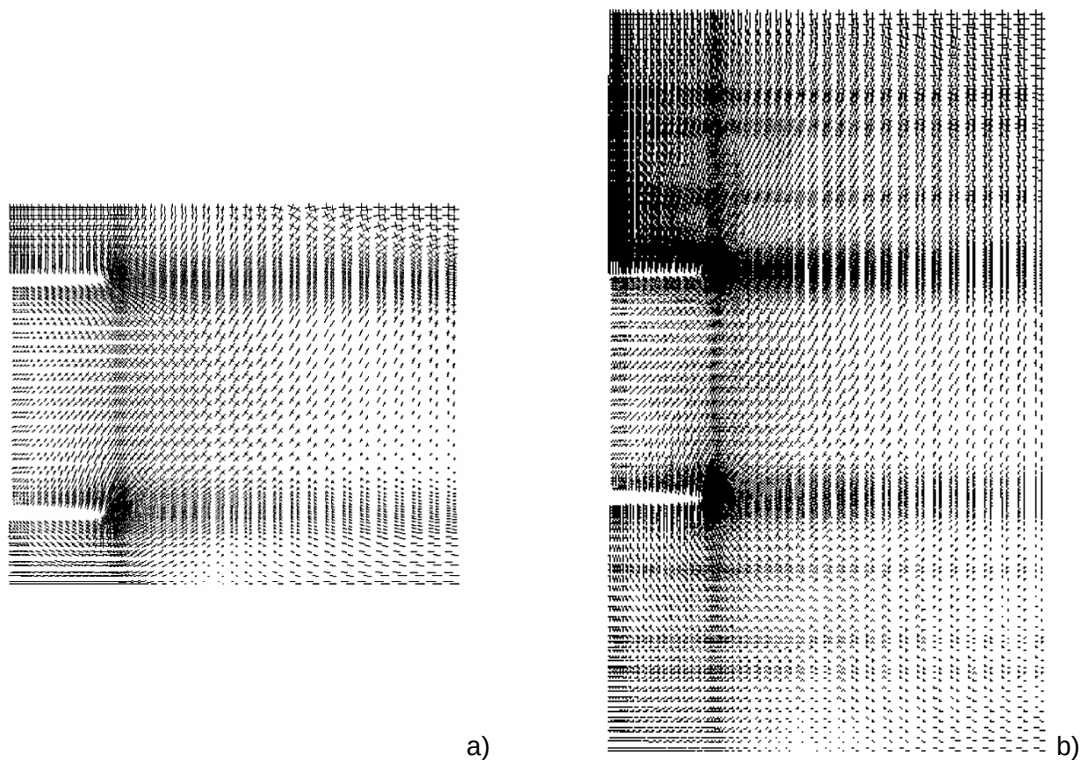


Fig. 4.17 – Tensões principais instaladas no *jet grout* para diferentes espessuras: a) 0,55 m b) 1.10 m

4.4.3. DESLOCAMENTOS

Da análise da Figura 4.18 e 4.19 é possível tirar algumas conclusões sobre o modo como o *jet grout* se desloca em relação ao perfil metálico, quando assume diferentes espessuras.

A Figura 4.18, que representa os deslocamentos da face da parede voltada para o lado suportado, apresenta na zona do perfil uma pequena variação, verificando-se que à medida que a espessura aumenta os deslocamentos seguem a mesma tendência. Nesta zona, os deslocamentos devem-se à compressibilidade do *jet grout*, isto é, com o aumento da espessura da parede, o *jet grout* sujeito às pressões do solo e apoiado pelo perfil metálico, vai sofrer uma maior compressibilidade levando a maiores deslocamentos.

No que respeita aos deslocamentos do *jet grout* na zona central entre perfis metálicos, verifica-se que para diferentes espessuras a variação dos deslocamentos nessa zona é pouco significativa, excepto no caso da espessura mais reduzida, que leva a deslocamentos mais significativos.

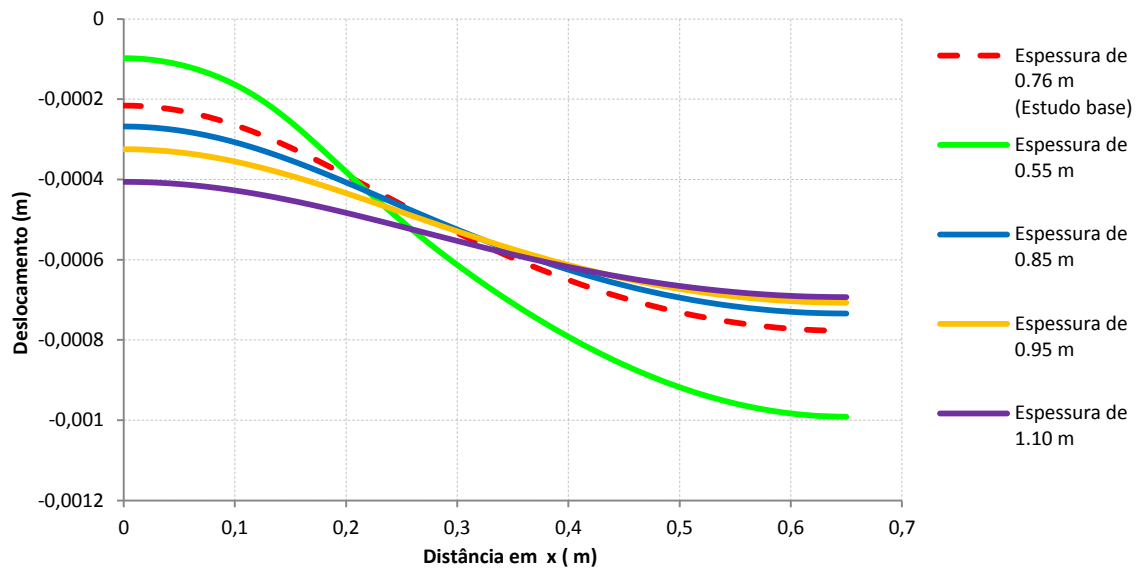


Fig. 4.18 – Deslocamentos na direcção y do lado suportado da parede para diferentes espessuras

Da análise da Figura 4.19, relativa aos deslocamentos do *jet grout* do lado da parede voltado para a escavação, é possível concluir que os deslocamentos são menores que os da face oposta. Destaca-se a zona inferior ao perfil metálico, em que os deslocamentos são muito reduzidos, ficando esse facto a dever-se às restrições de apoio do perfil metálico. No que respeita à zona central entre os perfis metálicos, destaca-se o deslocamento mais significativo para o caso em que a parede apresenta uma espessura menor (0,55 m), sendo que esta verifica um máximo de deslocamento de cerca de 1 mm.

Assim, ao analisar os deslocamentos para as diferentes espessuras adoptadas da parede, presentes em ambos os gráficos, verifica-se na zona central entre perfis metálicos que espessuras mais elevadas, mais precisamente superiores a 0,76 m tendem a apresentar variações de deslocamentos menos significativas, em relação ao estudo base, comparativamente com os deslocamentos verificados para a espessura de 0,55 m.

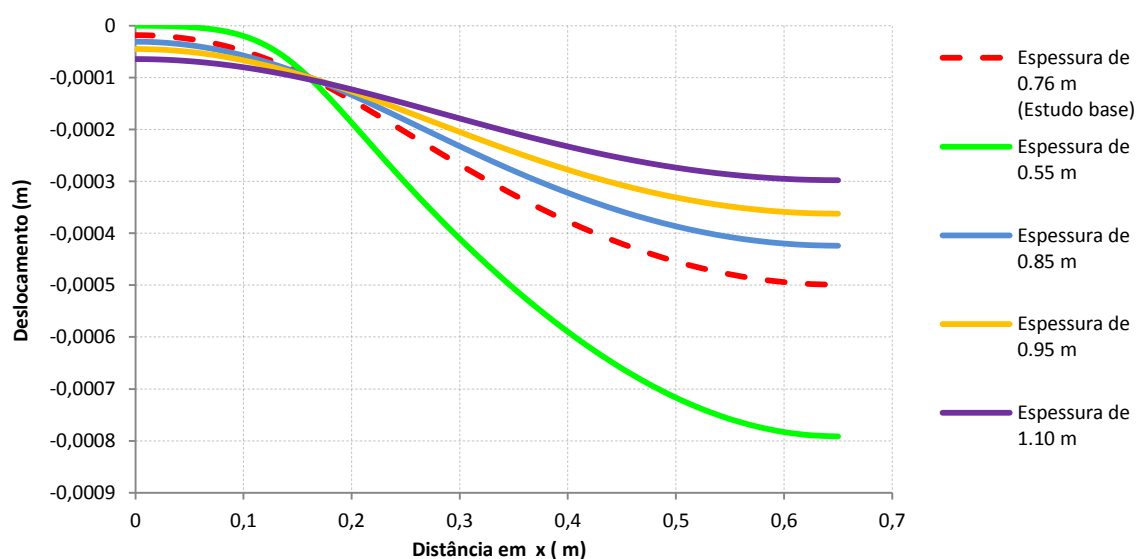


Fig. 4.19 – Deslocamentos na direcção y do lado escavado da parede para diferentes espessuras

4.4.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES

De seguida são ilustrados os esforços transversos e momentos flectores instalados no *jet grout*, resultantes da variação da espessura da parede (Figura 4.20 e 4.21), sendo ainda acompanhados pelos valores de referência (cálculo teórico – peça linear).

Da análise da Figura 4.20, que ilustra o esforço transverso instalado no *jet grout*, facilmente se conclui que o esforço transverso não varia com a adopção de diferentes espessuras, facto que era espectável tendo em conta que não existiu variação do espaçamento entre perfis. Assim, e de forma a reforçar a conclusão retirada na Figura 4.16, é possível afirmar que a variação das tensões de corte deve-se apenas à alteração da secção transversal da parede.

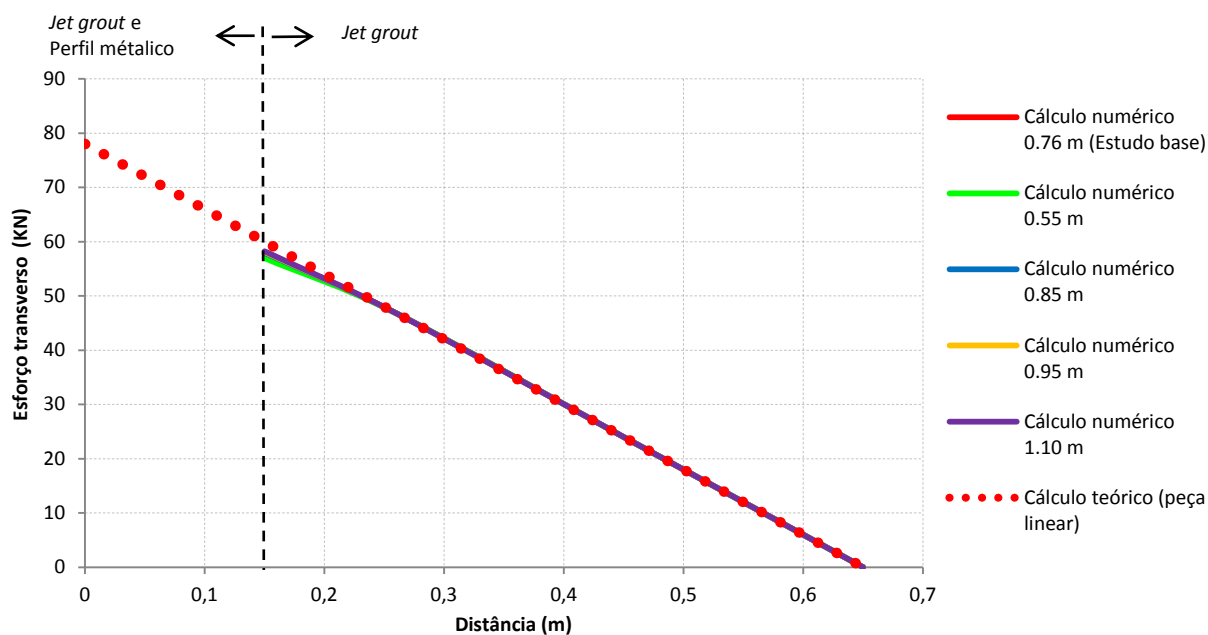


Fig. 4.20 – Esforço transverso no *jet grout* para diferentes espessuras

No que respeita aos momentos flectores (Figura 4.21), a variação da espessura da parede, provoca variações pouco significativas nos momentos instalados no segmento. Verifica-se que com a diminuição da espessura (cálculo numérico 0,55 m), o segmento entre perfis aproxima-se mais de uma peça linear, o que leva a que o seu comportamento se aproxime cada vez mais do comportamento teórico representado na figura. Assiste-se assim a um aumento dos momentos negativos na zona do perfil metálico e consequentemente a uma diminuição dos momentos positivos na zona central.

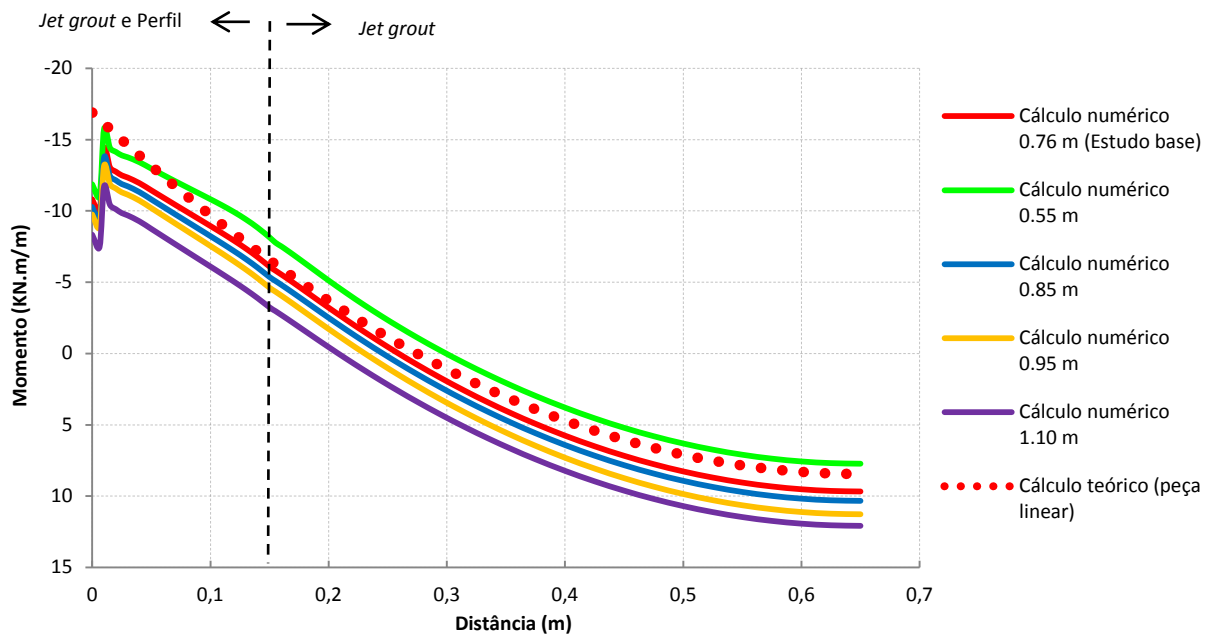


Fig. 4.21 – Momentos flectores para as diferentes espessuras

4.5. INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PERFIL

4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Outro parâmetro alvo de estudo é a posição do perfil metálico, isto é, a colocação do perfil metálico no interior do *jet grout* pode assumir diferentes posições. Tendo em conta este facto procede-se à simulação do perfil metálico posicionado junto à face da parede do lado escavado.

De forma a perceber quais as alterações que a posição do perfil metálico provoca no comportamento e estado de tensão do *jet grout*, procede-se a uma simulação que consiste em manter as dimensões da parede usadas no estudo base, alterando apenas a posição do perfil metálico.

A Figura 4.22 ajuda a perceber o estudo em causa, ilustrando as dimensões e a posição que o perfil metálico vai assumir na simulação.

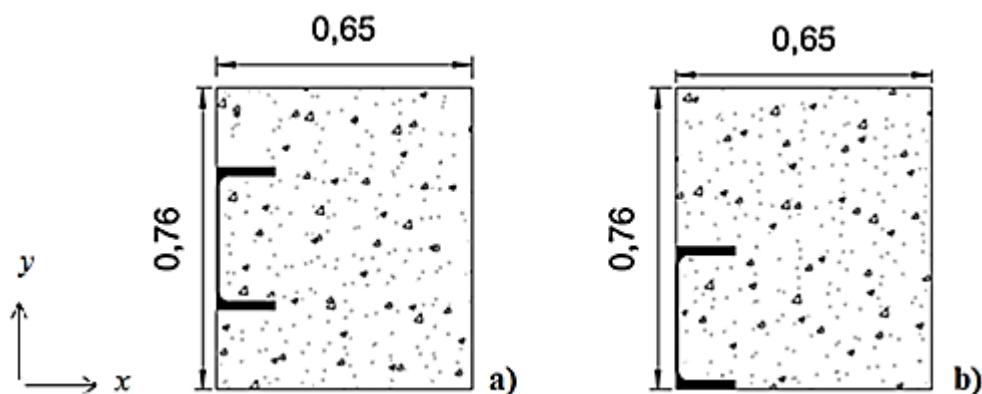


Fig. 4.22 – Diferentes posições do perfil metálico: a) no cento da parede (estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação

4.5.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

Da análise das Figuras 4.23, 4.24, 4.25 e 4.26 é possível perceber o estado de tensão do *jet grout* quando sujeito às pressões do solo, para as diferentes posições do perfil metálico na parede.

Começando por analisar a Figura 4.23, onde se ilustram as tensões horizontais na direcção x , verifica-se que, no caso em que o perfil está à face da parede, no lado suportado na zona do perfil metálico as tensões sofrem uma diminuição, enquanto na zona central a ordem de grandeza das tensões registadas mantem-se semelhante.

Do lado da parede voltada para a escavação, a zona do perfil está sujeita a tensões de compressão. Dado o facto do perfil se encontrar colocado à face da parede, o *jet grout* sofre compressões mais elevadas e localizadas na zona de contacto com o perfil. Este facto não revela grande importância, tendo em conta o bom comportamento que o *jet grout* possui quando sujeito a compressões.

Ao analisar a Figura 4.24, referente às tensões horizontais na direcção y (perpendiculares à face da parede), destaca-se as tensões representadas na figura a verde, sendo possível verificar que a mudança da posição do perfil tem como consequência a mudança da direcção das tensões, isto é, a mancha verde retrata como as tensões, por efeito de arco, se direccionam para o banzo inferior do perfil metálico, formando assim uma escora de compressão no *jet grout*. Verifica-se ainda um aumento das tensões no banzo superior do perfil, devendo-se à maior concentração de tensões que se direccionam para este banzo.

Por fim, analisando as tensões de corte (Figura 4.25), é possível verificar que em termos médios os valores não se alteram, facto espectável tendo em conta que não se fez variar o espaçamento entre perfis nem a espessura da parede. Destaca-se apenas que a mudança da posição do perfil leva a que a localização das tensões máximas de corte se mantenha junto aos banzos do perfil metálico.

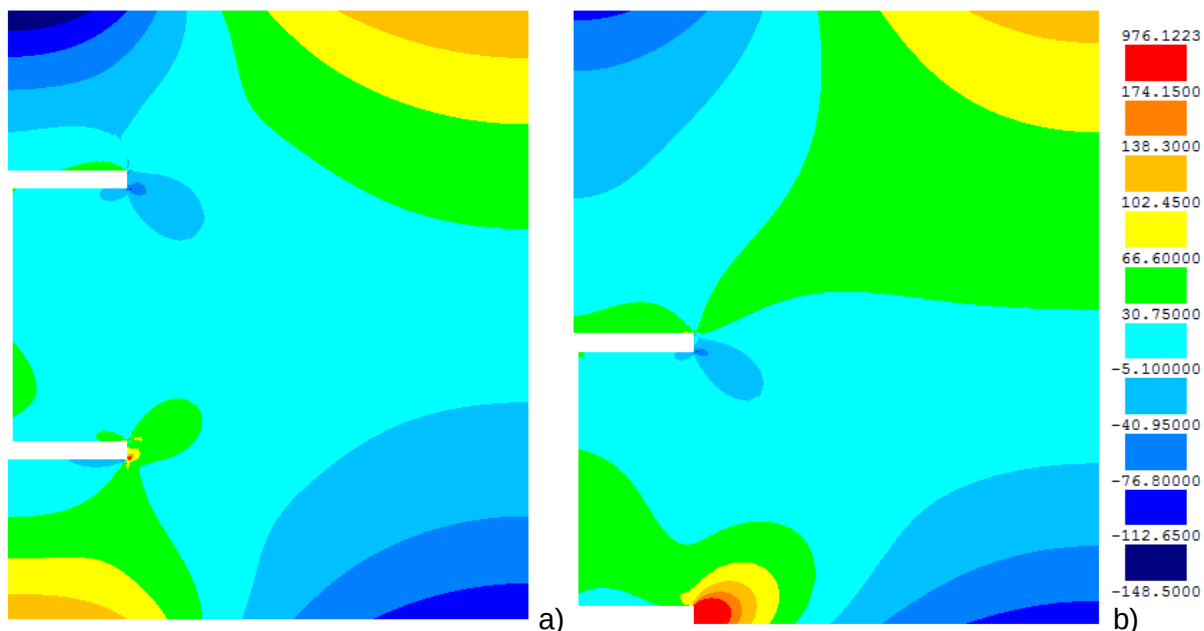


Fig. 4.23 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no *jet grout* para as diferentes posições do perfil metálico:
a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação

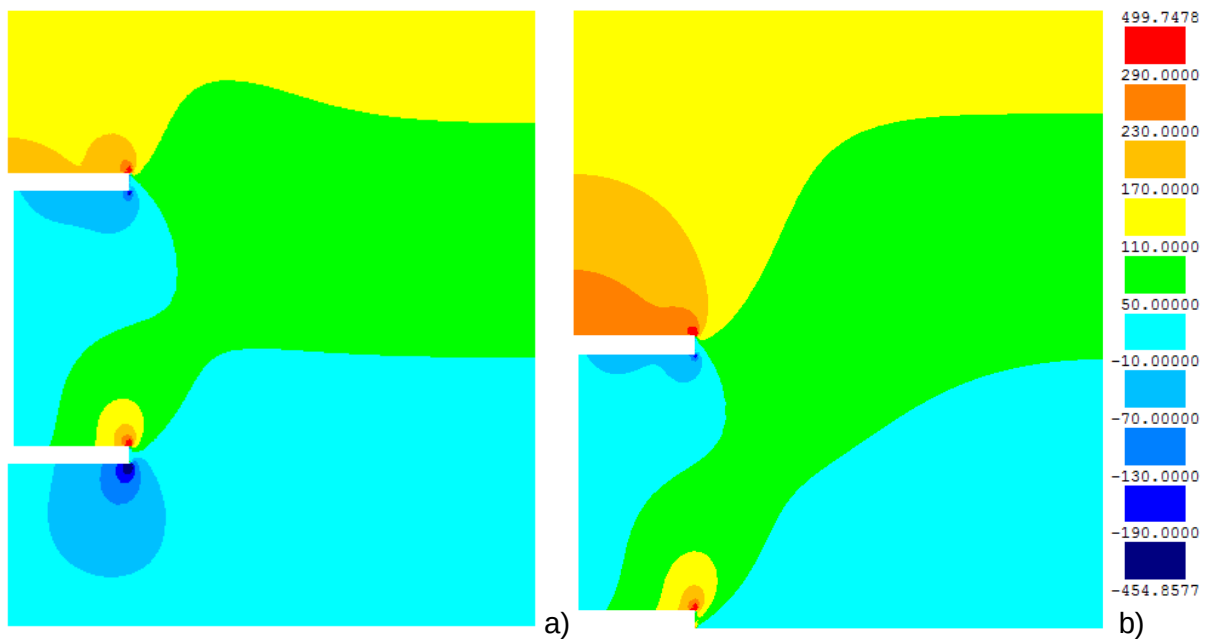


Fig. 4.24 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no *jet grout* para as diferentes posições do perfil metálico: a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação

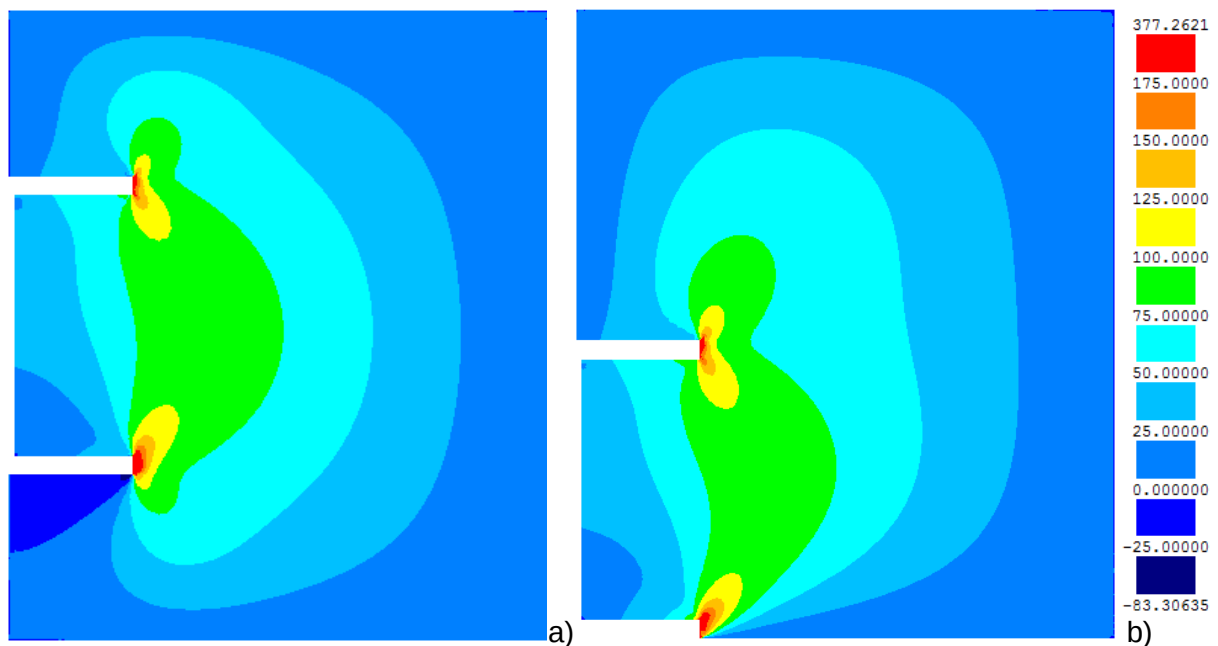


Fig. 4.25 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no *jet grout* para as diferentes posições do perfil metálico: a) no centro da parede (Estudo base) b) junto da face da parede do lado da escavação

O efeito da transmissão de cargas entre o *jet grout* e o perfil metálico é perceptível através das cruzetas de tensões principais presentes na Figura 4.26, sendo facilmente verificado as diferenças existentes com a alteração da posição do perfil metálico no *jet grout*. Assim, com a análise das cruzetas de tensões principais extraídas das simulações realizadas, é possível concluir que, com a alteração da posição do perfil metálico para junto da face da parede do lado escavado, um maior número de tensões

se encaminha para o banzo superior do perfil, podendo este facto ser comprovado com o aumento das tensões na direcção y (Figura 4.24). Realça-se ainda o facto de uma elevada concentração de tensões manter a sua direcção para o banzo inferior.

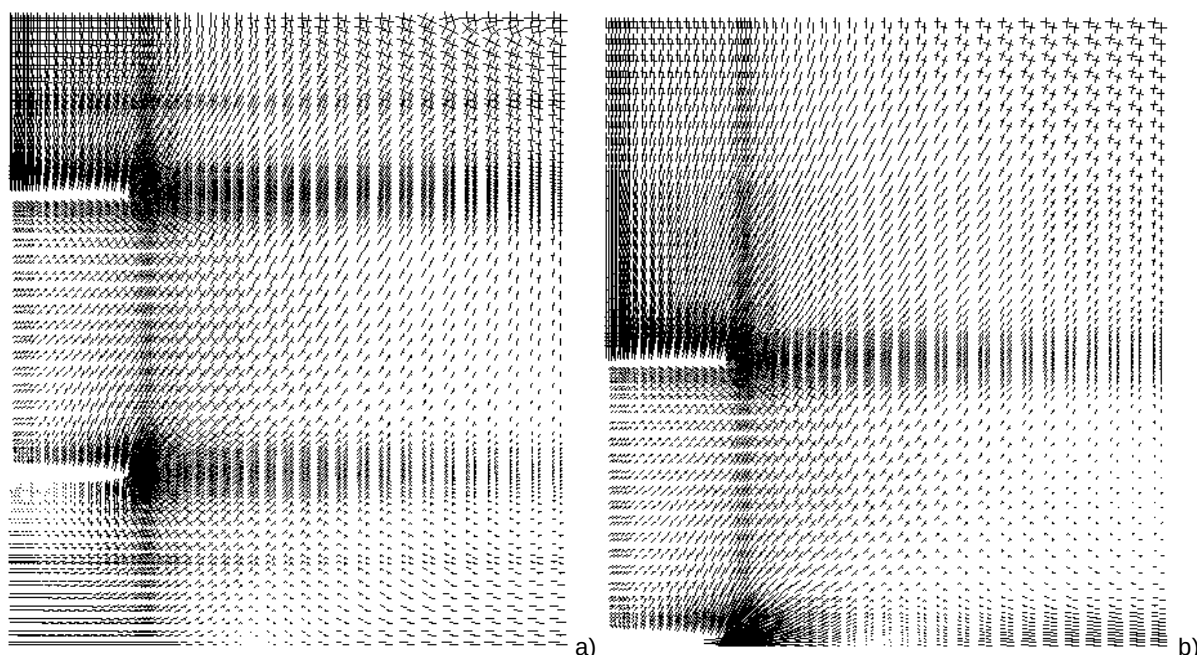


Fig. 4.26 – Tensões principais instaladas no *jet grout*: a) estudo base b) perfil junto da face da parede

4.5.3. DESLOCAMENTOS

Nas Figuras 4.27 e 4.28 são ilustrados os deslocamentos verificados no *jet grout* em relação ao perfil metálico nas duas faces do segmento, relativas ao estudo base e ao estudo em que se procede à alteração da posição do perfil.

Numa primeira abordagem, constata-se que o deslocamento máximo verificado em ambas as faces é superior ao deslocamento verificado no estudo base.

No que respeita à Figura 4.27, verifica-se que a face do segmento do lado suportado sofreu, na zona do perfil metálico, um aumento dos deslocamentos. Este aumento é consequência da maior espessura de *jet grout* entre a face do lado suportado e posição do perfil metálico adoptada (que se encontra mais afastado da face do lado suportado), conduzindo assim uma maior deformação por compressão do *jet grout* na direcção y .

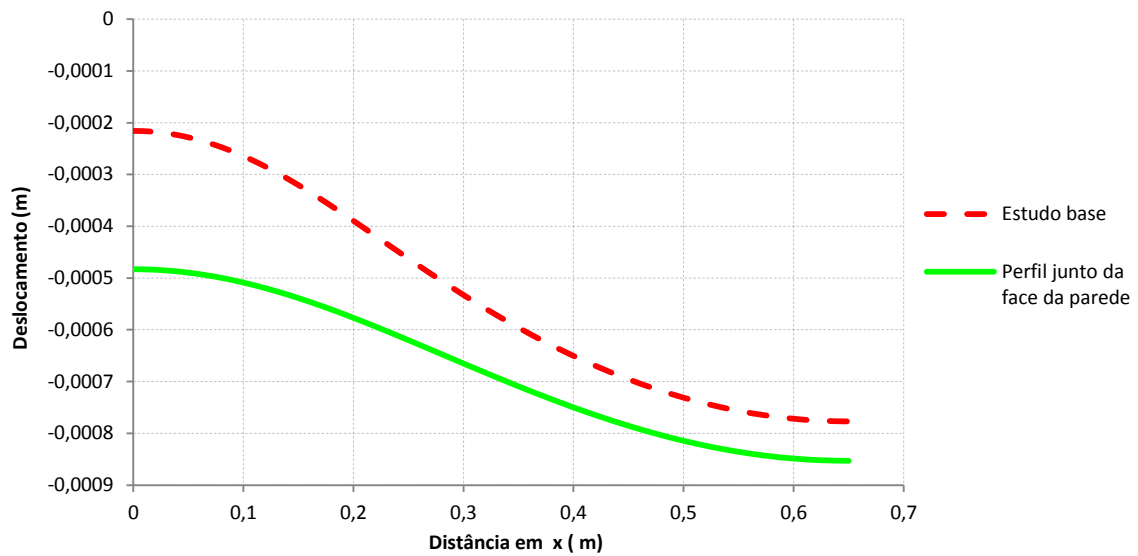


Fig. 4.27 – Deslocamentos na direcção y (perpendiculares à face da parede) do lado suportado da parede para diferentes espessuras

Na Figura 4.28, onde se ilustram os deslocamentos do *jet grout* em relação aos perfis metálicos da face do segmento do lado escavado, destaca-se os deslocamentos nulos na zona do perfil metálico. Tal facto deve-se às restrições de apoio iniciais do problema, que impõem deslocamentos nulos na direcção y no banzo inferior do perfil metálico.

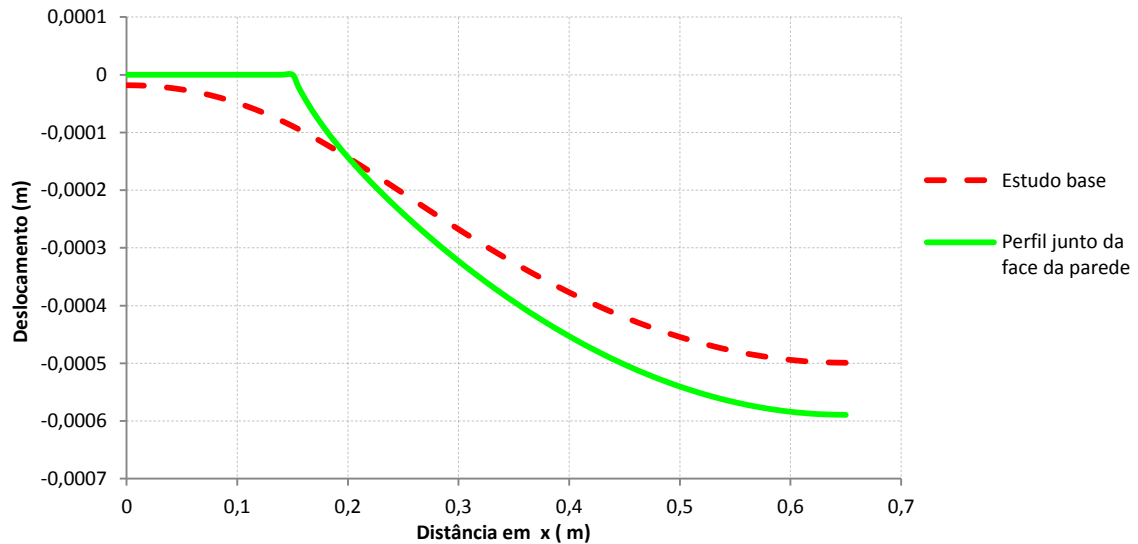


Fig. 4.28 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado escavado da parede para diferentes espessuras

4.5.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES

À semelhança dos parâmetros anteriores, também neste são apresentadas figuras (4.29 e 4.30), que representam os esforços transversos e momentos flectores instalados nas simulações numéricas

realizadas para as diferentes posições do perfil metálico, bem como os valores do cálculo teórico (peça linear).

Como era espectável, o esforço transversal não varia devido à alteração da posição do perfil, como ilustra a Figura 4.29. Este facto deve-se à geometria adoptada em ambas as simulações, não existindo variação nem da espessura da parede nem do espaçamento entre perfis.

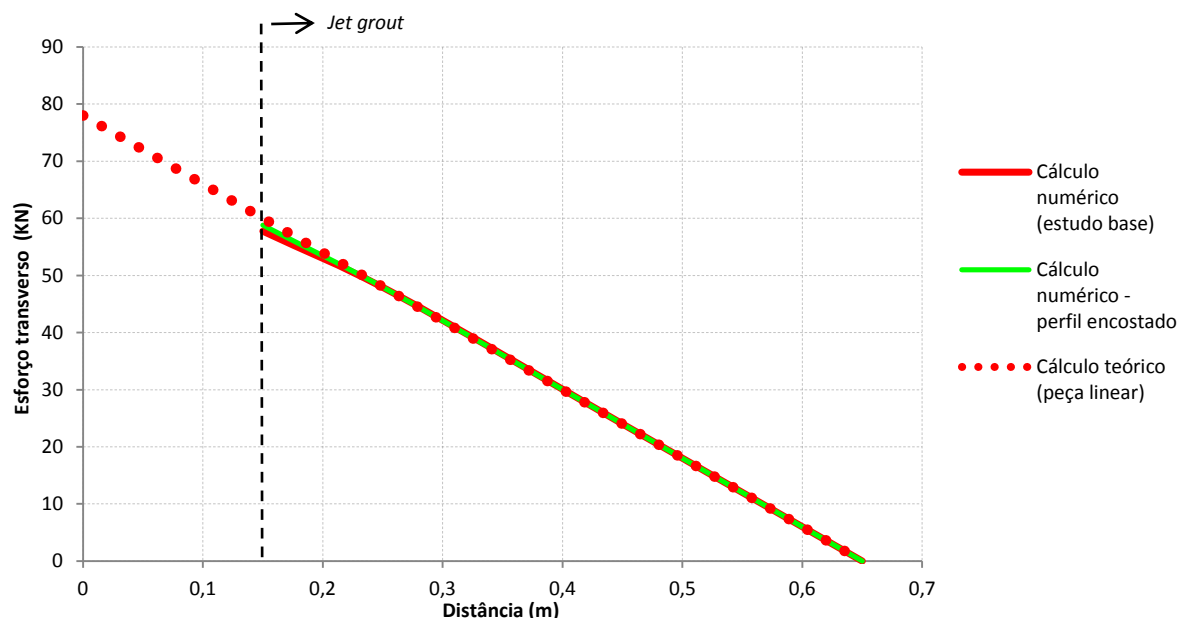


Fig. 4.29 – Esforço transversal no jet grout para diferentes posições do perfil metálico

Os momentos flectores instalados no segmento (Figura 4.30) com a alteração da posição do perfil metálico, apresentam-se mais próximos dos obtidos no cálculo teórico (peça linear), tanto na zona do perfil metálico, como na zona central entre perfis, embora as diferenças em termos quantitativos, não sejam significativas.

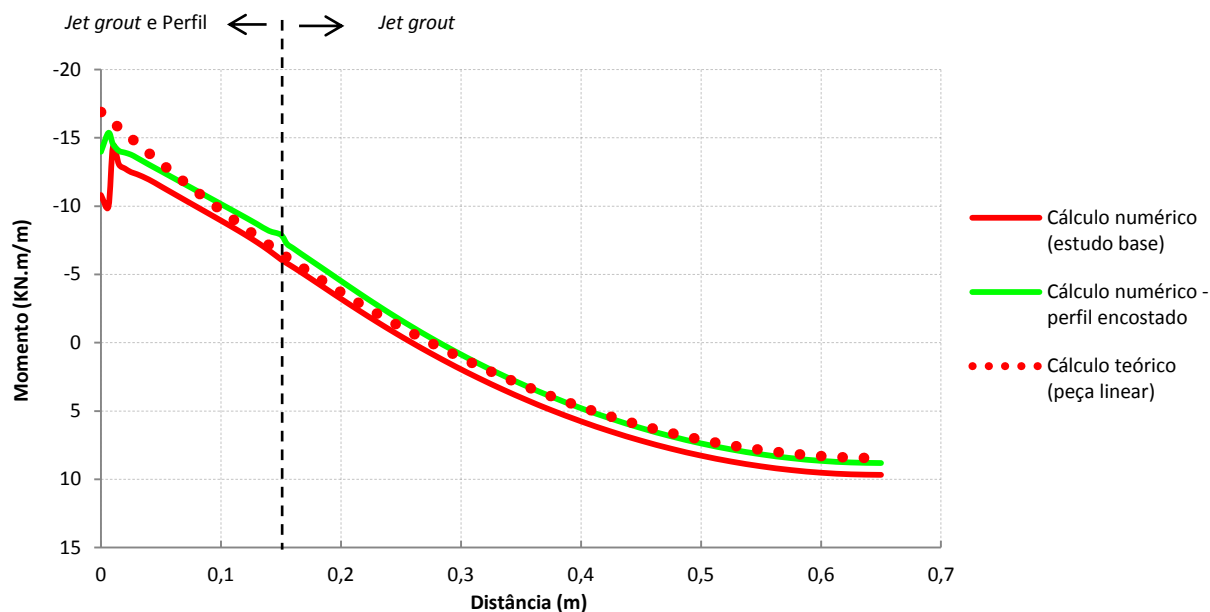


Fig. 4.30 – Momentos flectores para as diferentes posições do perfil metálico

4.6. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DO TIPO DE PERFIL PARA IPE

4.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Após revisão bibliográfica de obras geotécnicas similares, verificou-se que diferentes tipos de perfis metálicos têm sido utilizados em parede de *jet grout*, sendo os mais usuais os perfis H e os perfis I. Assim optou-se pela simulação com outro tipo de perfil metálico, designadamente o perfil IPE 600, que têm a mesma área do perfil H usado no problema base.

Tendo em conta que os dois perfis metálicos em causa apresentam características distintas, mais precisamente ao nível das dimensões que ambos possuem, apresenta-se a Figura 4.31 para facilitar a percepção das diferenças entre eles.

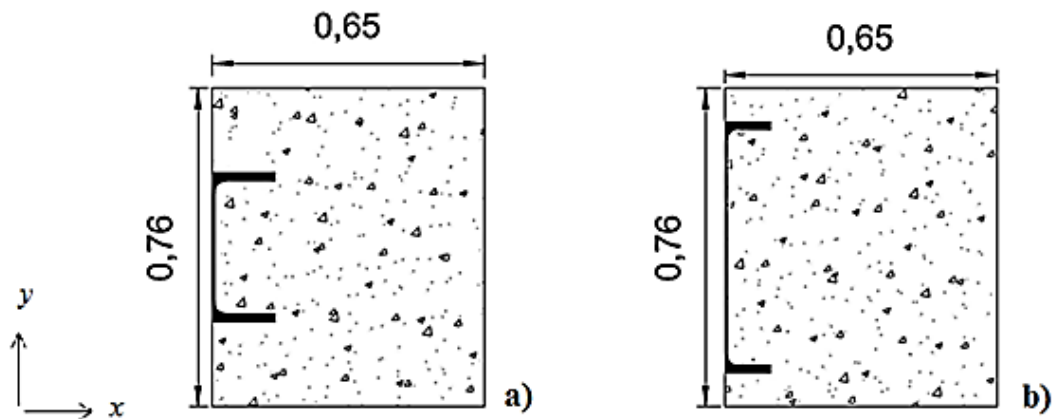


Fig. 4.31 – Diferentes tipo de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE

4.6.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

Com recurso às Figuras 4.32, 4.33, 4.34 e 4.35 é possível analisar e compreender como se instalam as tensões no segmento de *jet grout*, quando a parede é composta por outro tipo de perfil metálico, mais especificamente do tipo IPE. Estas figuras ilustram também as tensões relativas ao estudo base.

Começando por analisar a Figura 4.32, que diz respeito às tensões horizontais na direcção x , facilmente se constata que as alterações relativas ao estudo base são pouco expressivas em termos quantitativos. Apenas se destaca um ligeiro aumento das tensões na zona do perfil em ambas as faces, que conseqüente leva a um aumento do risco de fissuração na zona com tracções.

No que respeita às tensões horizontais na direcção y (perpendiculares à parede) (Figura 4.33), a ordem de grandeza das mesmas não apresenta variações muito expressivas, verificando-se apenas a alteração na sua distribuição. Tendo em conta que as tensões se direccionam para o perfil metálico, verifica-se que com a alteração do mesmo (dimensões e localização dos banzos) a distribuição das tensões altera-se, tendendo as tensões a convergir para os locais que apresentam maior rigidez (banzos do perfil), facto que é demonstrado na figura.

Na Figura 4.34 onde se ilustram as tensões de corte, é possível verificar que as alterações relativas à ordem de grandeza das mesmas são pouco significativas. Destaca-se que a alteração do tipo de perfil leva a que as máximas tensões de corte se desloquem com a alteração da posição dos banzo, isto é, o uso do perfil IPE leva a que as tensões de corte máximas se mobilizem junto dos mesmos, provocando assim o aumento da área entre banzos sujeita a esforços de corte mais elevados.

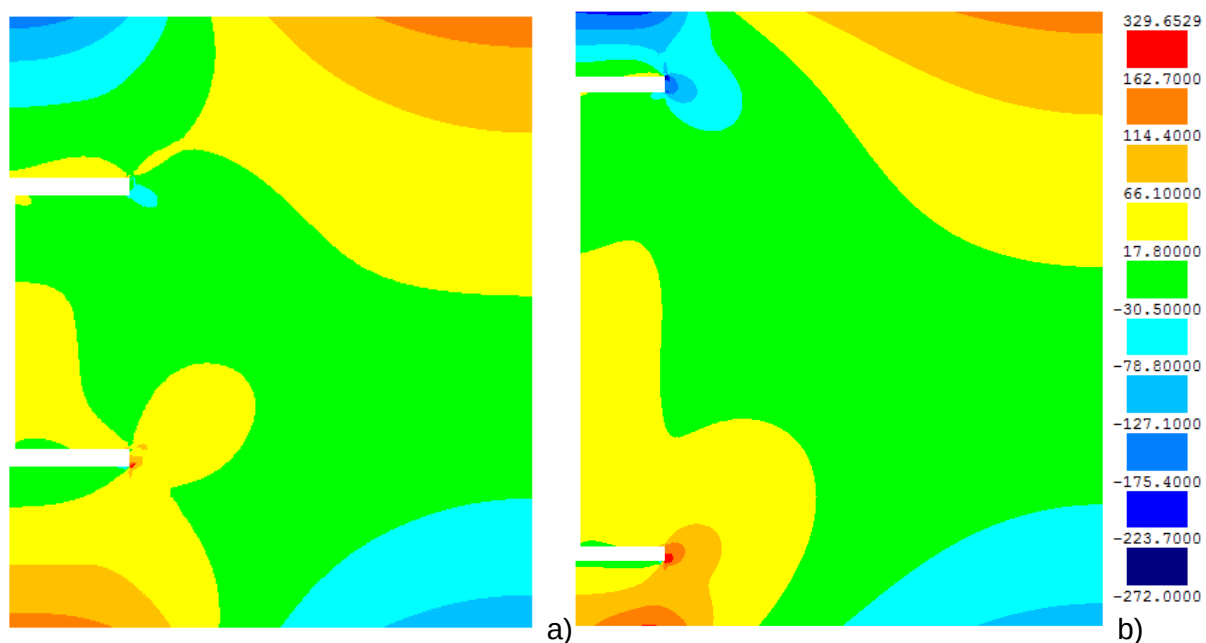


Fig. 4.32 – Tensões horizontais (direcção x) instaladas no *jet grout* para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE

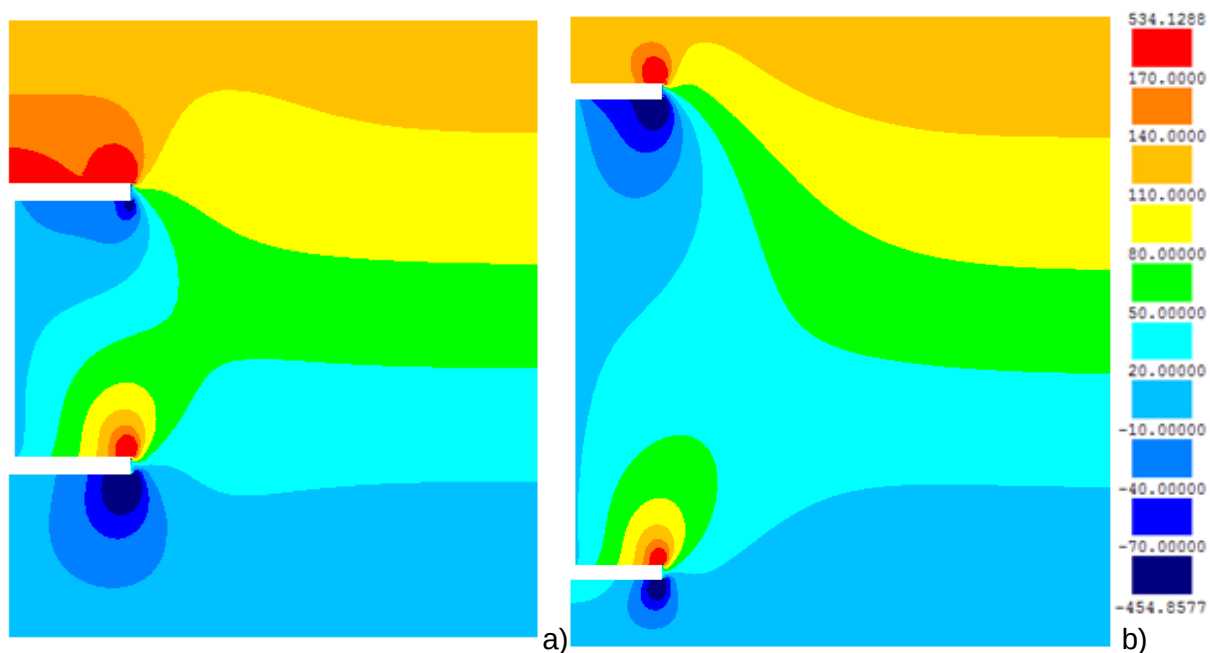


Fig. 4.33 – Tensões horizontais (direcção y) instaladas no *jet grout* para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE

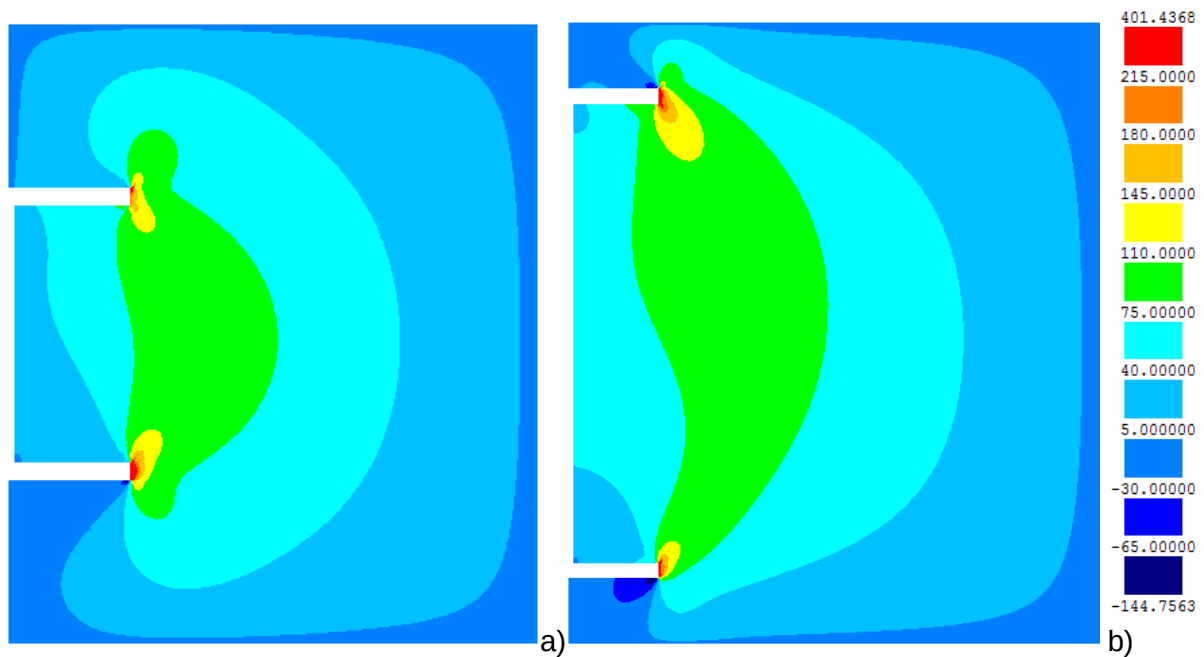


Fig. 4.34 – Tensões de corte nas direcções x e y instaladas no *jet grout* para os diferentes tipos de perfis metálicos: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE

Na Figura 4.35, que diz respeito às cruzetas de tensões principais presentes no *jet grout* extraídas das simulações efectuadas, é perceptível o efeito da transmissão de cargas materializado entre o *jet grout* e o perfil metálico. Com a alteração da dimensão e posição dos banzos do perfil, verifica-se uma redistribuição das tensões em função desta alteração.

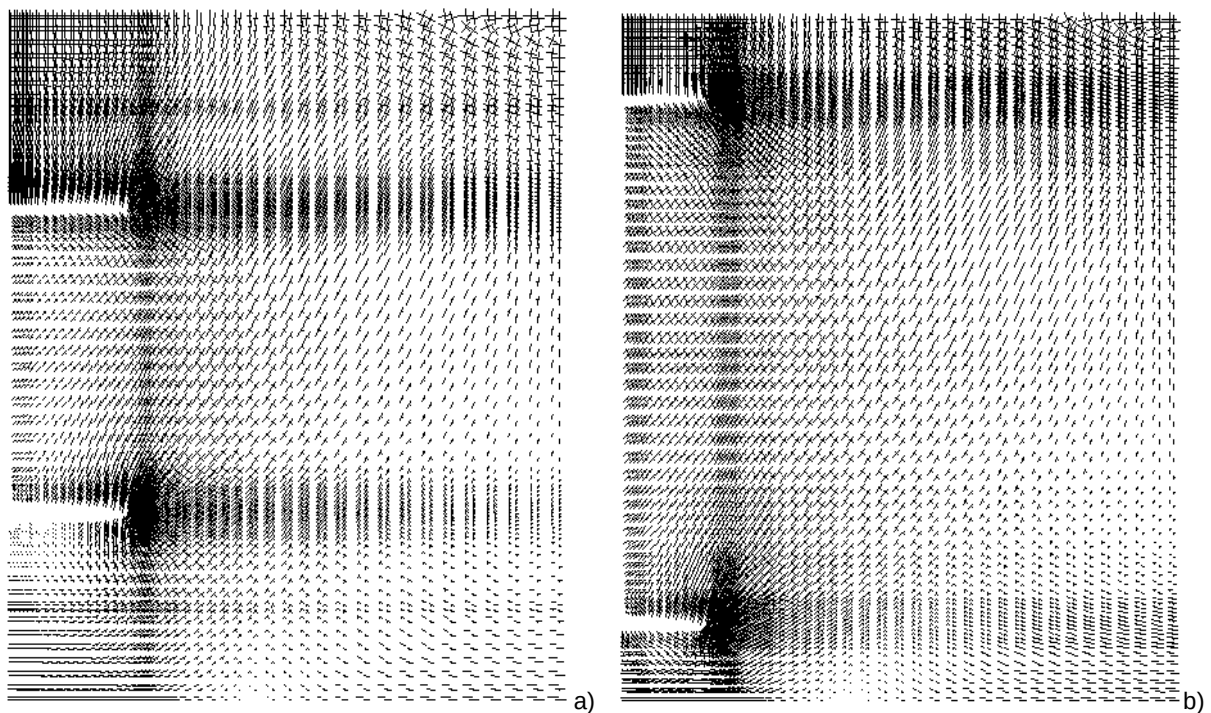


Fig. 4.35 – Tensões principais instaladas no *jet grout*: a) Perfil HEB (estudo base) b) Perfil IPE

4.6.3. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos verificados, com o uso de um perfil diferente do usado no estudo base, encontram-se ilustrados nas Figuras 4.36 e 4.37. Da análise das mesmas, é possível concluir que os deslocamentos máximos verificados aumentam de forma pouco expressiva, podendo assim concluir-se que a variação dos tipos de perfil em questão não influencia, de forma determinante, os deslocamentos do *jet grout* em relação aos perfis metálicos.

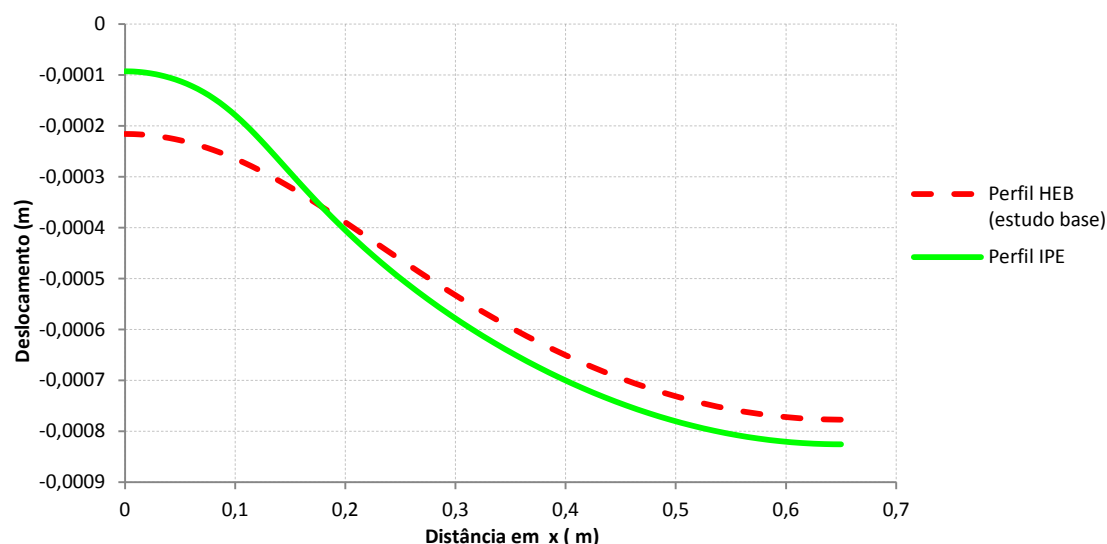


Fig. 4.36 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado suportado da parede para diferentes tipos de perfil metálico

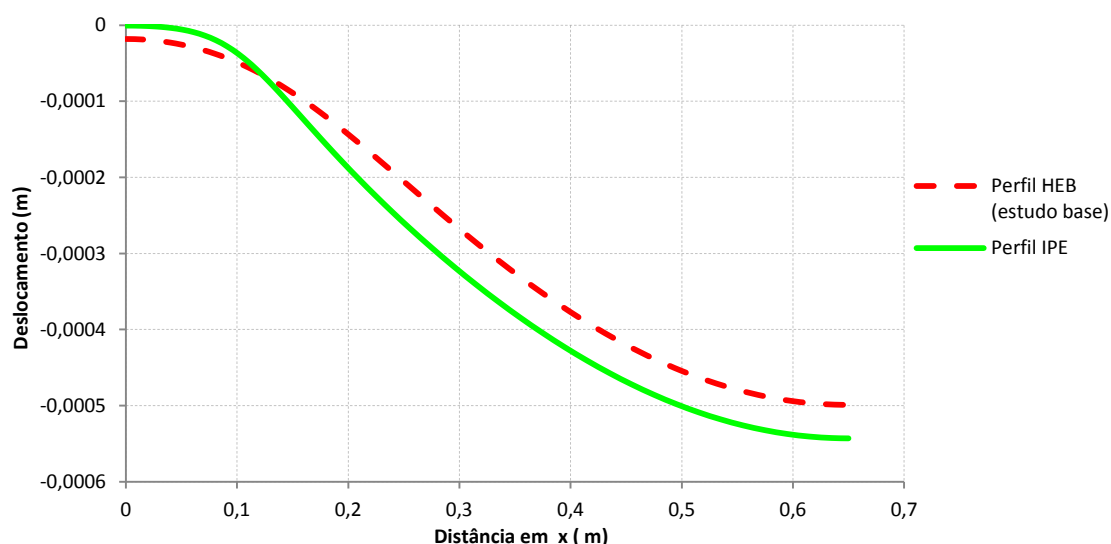


Fig. 4.37 – Deslocamentos na direcção y (perpendicular à face da parede) do lado escavado da parede para diferentes tipos de perfil metálico

4.6.4. ESFORÇOS TRANSVERSOS E MOMENTOS FLECTORES

Nas Figuras 4.38 e 4.39 ilustram-se os esforços transversos e os momentos flectores respectivamente, sendo que em cada uma destas figuras se representa a interface do *jet grout* com o perfil metálico, de modo a tornar mais fácil a análise. São ainda acrescentados os valores resultantes do cálculo teórico

(peça linear) de modo a servir de base de comparação para os resultados obtidos pelo cálculo numérico.

Da análise do esforço transversal é possível verificar que este não sofre variação em relação ao estudo base, facto espectável tendo em conta que o espaçamento entre eixos de perfis não foi alterado. Ao comparar os resultados obtidos nas diferentes simulações (cálculo numérico) com os valores alcançados através do cálculo teórico (peça linear), evidencia-se apenas uma pequena discrepância junto à interface entre o perfil metálico e o *jet grout*, contudo essa diferença não é expressiva.

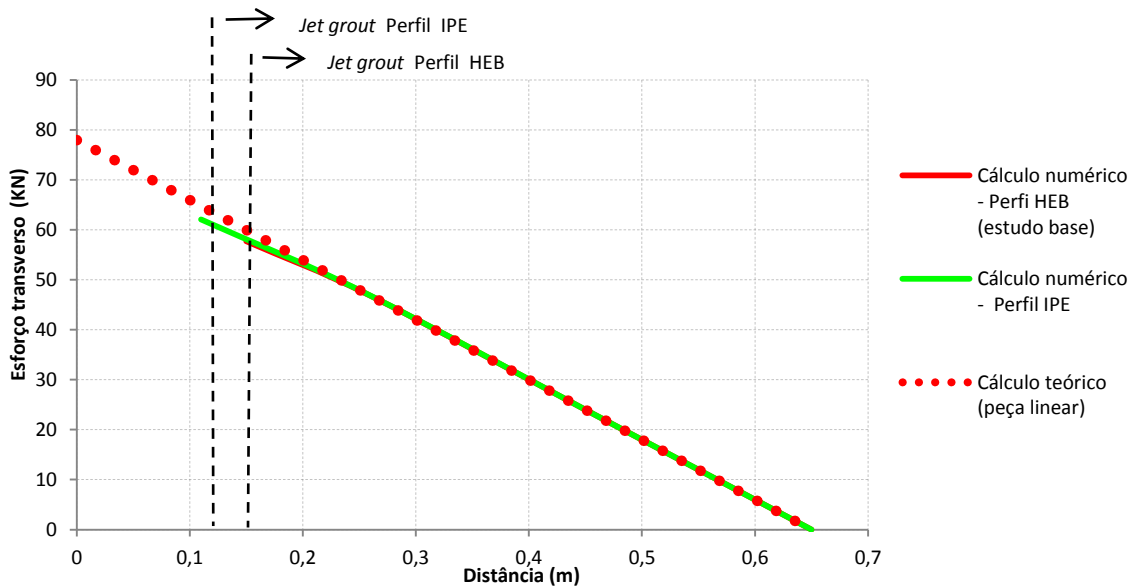


Fig. 4.38 – Esforço transversal no *jet grout* para diferentes tipos de perfil metálico

A análise dos momentos flectores instalados nos segmentos para as simulações efectuadas com o uso de diferentes tipos de perfis metálicos, permite concluir que no caso em que se utiliza o perfil do tipo IPE, os valores obtidos são mais próximos dos valores alcançados no cálculo teórico (peça linear) ao longo de todo o segmento, ocorrendo apenas uma discrepância na zona do perfil metálico.

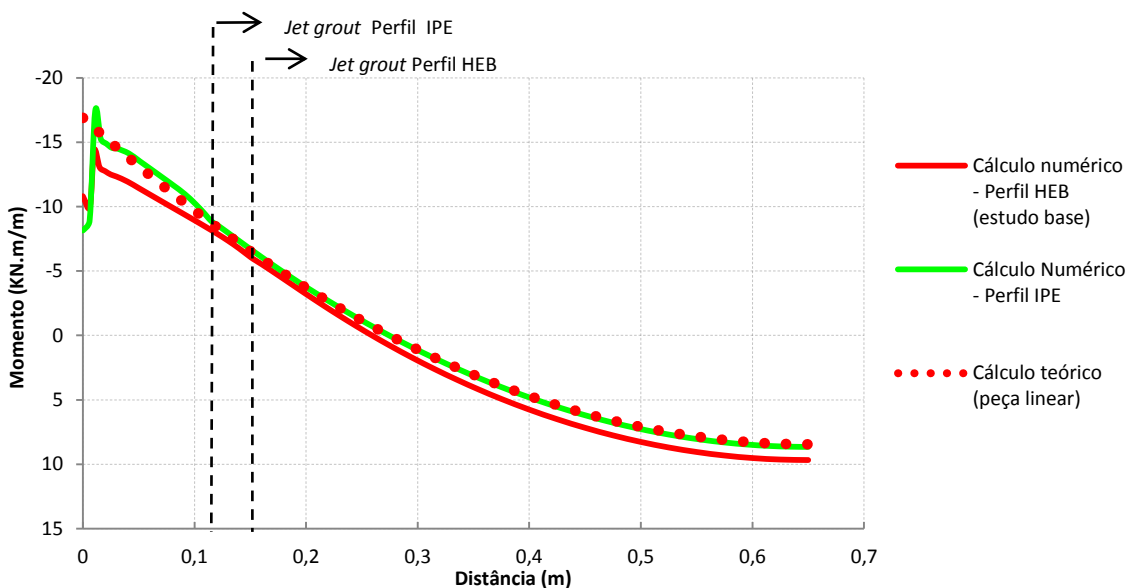


Fig. 4.39 – Momentos flectores para os diferentes tipos de perfil metálico

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS: COMPORTAMENTO DO MACIÇO E DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

5.1. INTRODUÇÃO

À semelhança do capítulo anterior, que teve como objectivo compreender de que forma determinados parâmetros influenciam o comportamento do *jet grout* presente na estrutura de contenção, neste capítulo a finalidade prende-se em compreender de que forma a variação de certos parâmetros influencia o comportamento do maciço de escavação, bem como da estrutura que o suporta.

São inúmeros os parâmetros que numa escavação podem ser analisados e que influenciam o desempenho do comportamento global da mesma, apresentando cada um deles uma maior ou menor importância. Ao longo do capítulo são realizadas duas análises paramétricas, nas quais se seleccionaram dois parâmetros como alvos de estudo, sendo eles:

- Remoção da laje de fundo;
- Profundidade a que o estrato rígido (argila muito dura) se encontra.

Ao longo deste capítulo, são expostos os resultados considerados mais pertinentes, de modo a elucidar de que forma é que a alteração dos parâmetros em questão influencia o comportamento global da escavação.

5.2. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO NO PROBLEMA BASE

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na resolução do problema base (capítulo 3), tendo por objectivo obter-se deslocamentos reduzidos tanto da parede como do maciço adjacente à mesma, optou-se pela execução de uma laje de fundo em *jet grout*.

No presente subcapítulo, de modo a compreender a influência que a laje de fundo tem no comportamento do maciço e da estrutura, optou-se por simular novamente o problema base, mas agora sem a presença da laje de fundo.

Em escavações em solos moles, quando a parede de contenção não é prolongada até um estrato rígido, o recurso a laje de fundo não se justifica, por regra, apenas para se alcançar deslocamentos da parede e do maciço mais reduzidos, mas também para assegurar a estabilidade da base de escavação. No problema base do capítulo 3, a problemática da rotura de fundo não se coloca, tendo em conta que a

parede é prolongada até ao estrato rígido (argila muito dura), e adicionalmente a esse facto, procede-se ao reforço do fundo com recurso à laje de fundo de *jet grout*.

Na presente simulação em que se procede à remoção da laje de fundo, a rotura de fundo também não se coloca, visto que a parede é levada até ao estrato rígido (argila muito dura), desde que o dimensionamento da parede e dos níveis de escoramento seja feito de modo a que estes elementos absorbam os esforços de maior magnitude a que estarão sujeitos.

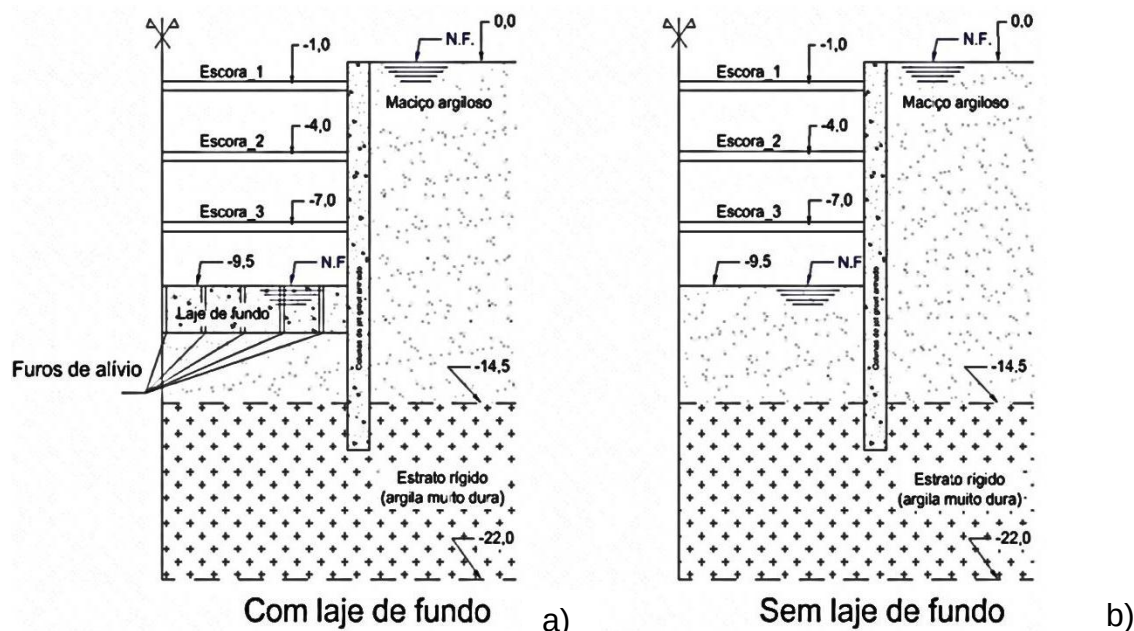


Fig. 5.1 – Geometria do problema em estudo: a) com laje de fundo; b) sem laje de fundo

5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra

De modo a se perceber como a remoção da laje de fundo afecta os resultados relativos aos excessos de pressão neutra, comparativamente com os obtidos para o estudo base, apresentam-se as Figuras 5.2 e 5.3, onde se ilustram os excessos de pressão neutra referentes ao final da escavação e final da consolidação para o estudo base (com laje de fundo) e para o estudo sem laje de fundo, sendo assim possível retirar algumas conclusões.

No final da escavação para o maciço do lado escavado, a grandeza dos excessos de pressão neutra gerados, comparativamente com a do estudo base, não sofre grande variação, sendo apenas de destacar um ligeiro aumento dos excessos de pressão neutra negativos no maciço subjacente à escavação; este facto é justificado pela existência de um maior efeito de decompressão nessa zona, no caso sem laje de fundo (a interacção desta com a parede faz aliviar um pouco essa decompressão).

Relativamente ao lado suportado, verifica-se um aumento dos excessos de pressão neutra negativos junto à parede na zona onde existia a laje de fundo. Este aumento é facilmente entendido tendo em conta o efeito que a laje de fundo apresentava relativamente aos deslocamentos da parede, isto é, com a retirada da laje de fundo, a parede fica com menos um apoio, o que leva a que os deslocamentos da mesma sejam superiores, como se mostrará mais à frente, e consequentemente o maciço sofre uma maior decompressão provocando assim a geração de maiores excessos de pressão neutra negativos.

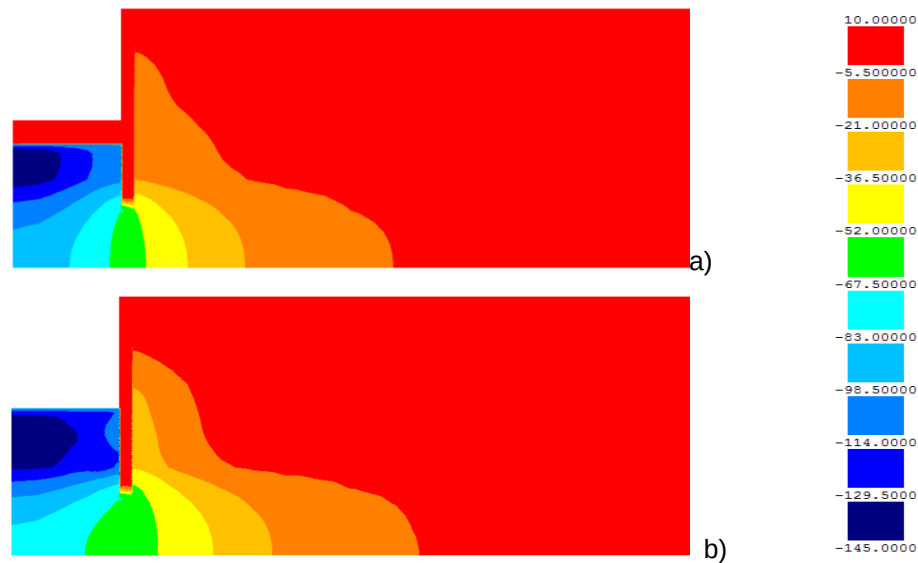


Fig. 5.2 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação:
a) estudo base; b) sem laje de fundo

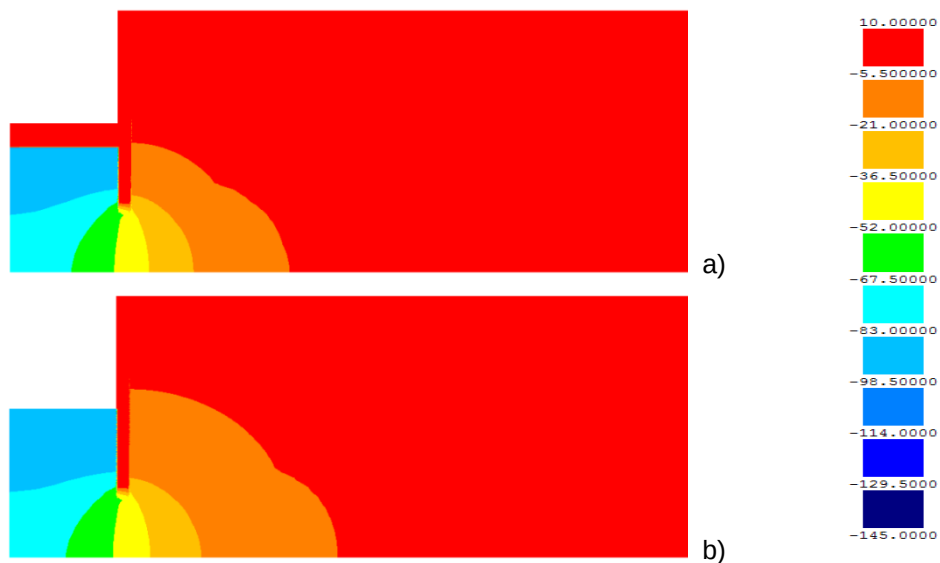


Fig. 5.3 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação:
a) estudo base; b) sem laje de fundo

5.2.2.2. Tensões efectivas horizontais

De seguida, procede-se à análise das tensões horizontais instaladas no maciço, referente à fase final da escavação e ao final da consolidação. Tendo em conta o efeito que a laje tem nos deslocamentos da parede, a não-execução da mesma vai fazer com que estes aumentem, como já referido. Assim a variação dos deslocamentos da parede vai provocar variação das tensões horizontais.

Ao analisar o lado escavado (Figura 5.4), e tendo em conta os deslocamentos horizontais que a parede vai apresentar em direcção a esse mesmo lado, no caso sem laje de fundo, é espectável que o maciço

no lado escavado apresente um aumento das tensões horizontais, consequência das compressões exercidas pela parede.

No lado suportado, os resultados obtidos são o inverso dos registados no lado escavado, isto é, o maciço sofre uma diminuição da tensão, consequência da deslocação da parede no sentido do lado escavado, levando à descompressão do maciço do lado suportado.



Fig. 5.4 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

No final da consolidação (Figura 5.5), as tensões horizontais nos dois casos em estudo apresentam uma diminuição global face ao final da escavação, associada ao processo de dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados no período de construção.



Fig. 5.5 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

5.2.2.3. Tensões principais efectivas e tensões de corte (τ_{xy})

A Figura 5.6 ilustra as cruzetas de tensões efectivas principais para os dois casos em análise no final da escavação.

Da análise da Figura 5.6 é possível constatar que o processo de escavação altera significativamente o estado de tensão efectiva. É notória, para os casos em estudo, a rotação das cruzetas de tensão, assumindo essa rotação uma maior expressividade na proximidade da estrutura de contenção, ou seja, revelando o aparecimento de tensões de corte (τ_{xy}). Com a análise da figura é possível verificar que a rotação das cruzetas de tensão assumem maior expressividade para o estudo sem laje de fundo.

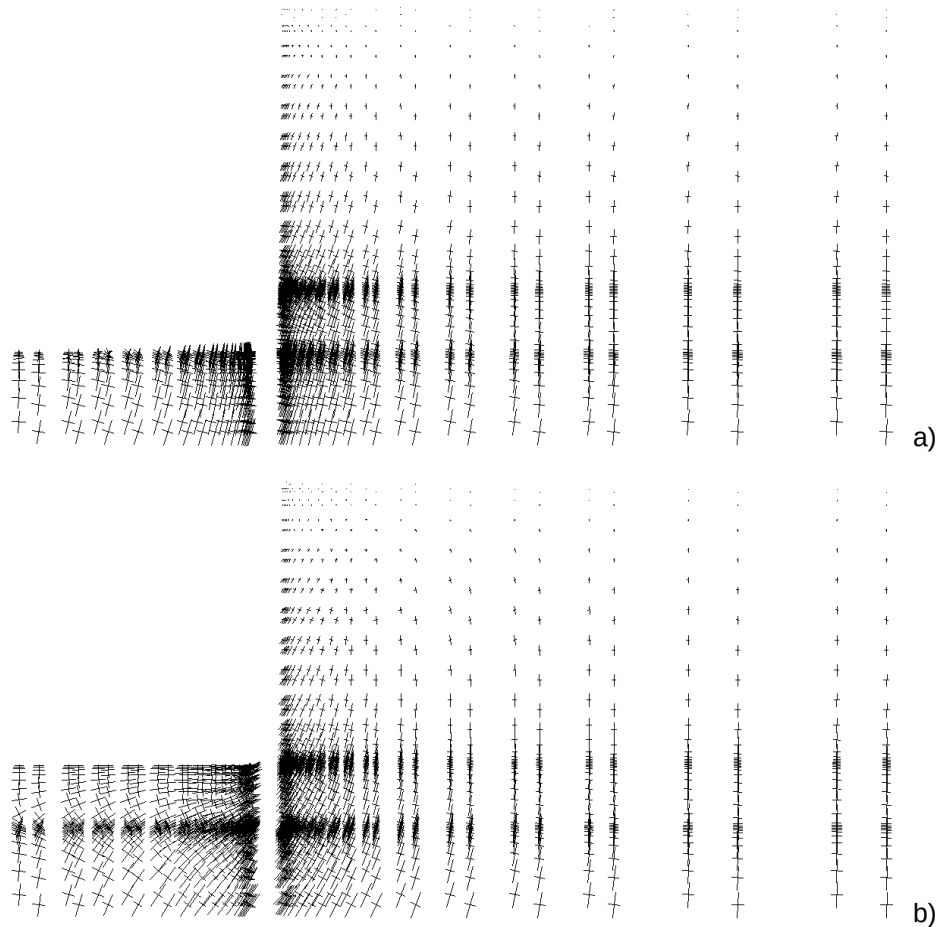


Fig. 5.6 – Cruzetas de tensões efectivas principais no fim escavação: a) estudo base (com laje de fundo); b) sem laje de fundo

De forma a avaliar a grandeza das tensões de corte (τ_{xy}) mobilizadas nos dois casos, ilustram-se nas Figuras 5.7 e 5.8 as colorações relativas às tensões de corte para o final da escavação e final da consolidação, respectivamente.

Como é possível verificar pela análise das figuras e, em concordância com o que foi dito anteriormente para as cruzetas de tensão, mobilizam-se tensões de corte no estudo sem laje de fundo, com valores substancialmente maiores do que os do estudo base. As tensões de corte são mais significativas abaixo da base de escavação e diminuem com o afastamento à parede tanto na parte escavada, como na suportada.

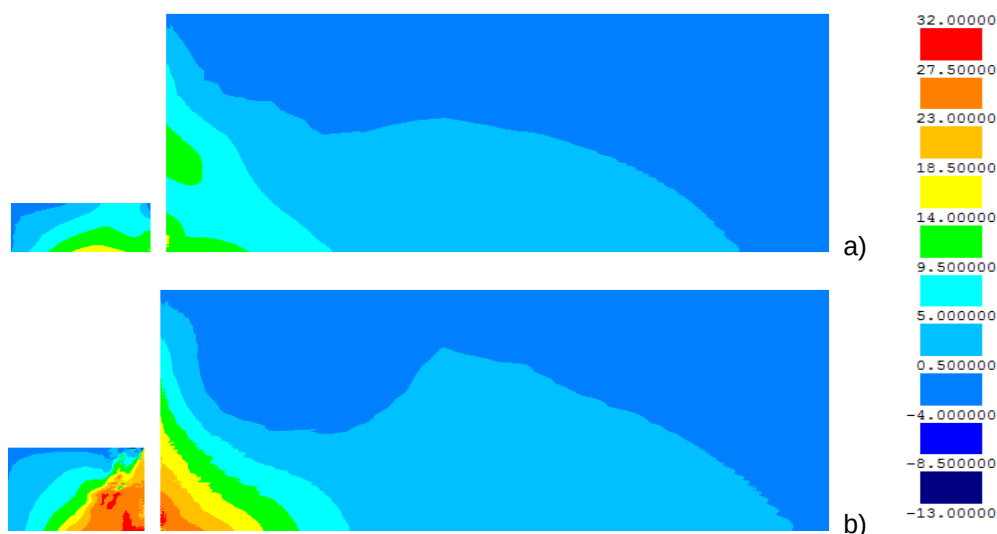


Fig. 5.7 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

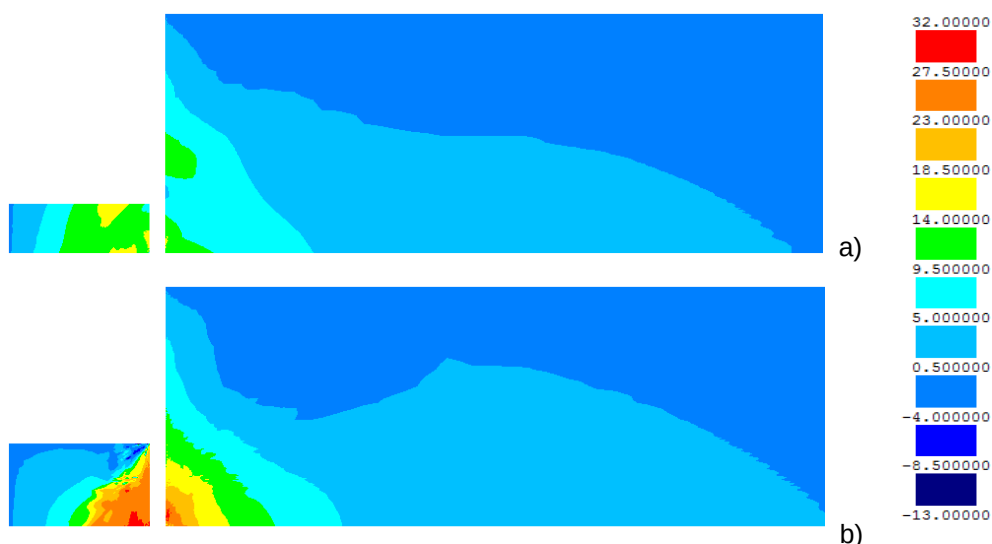


Fig. 5.8 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) na argila mole no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

5.2.2.4. Níveis de tensão

As Figuras 5.9 e 5.10 ilustram os níveis de tensão instalados no maciço referente tanto ao período do final da escavação, como do final da consolidação.

Ao analisar as duas figuras, no lado escavado, sem a laje de fundo, verifica-se um aumento dos níveis de tensão no maciço junto à parede no final da escavação, bem como na zona subjacente à escavação no final da consolidação.

Relativamente ao lado suportado, tanto no final da escavação como no final da consolidação, sem a laje, assiste-se a um aumento significativo dos níveis de tensão na zona abaixo do nível da base da escavação, que se estende por maiores distâncias em relação à parede. Em contrapartida, junto à

superfície do terreno e perto da parede, nota-se uma diminuição dos níveis de tensão, no caso sem laje de fundo.

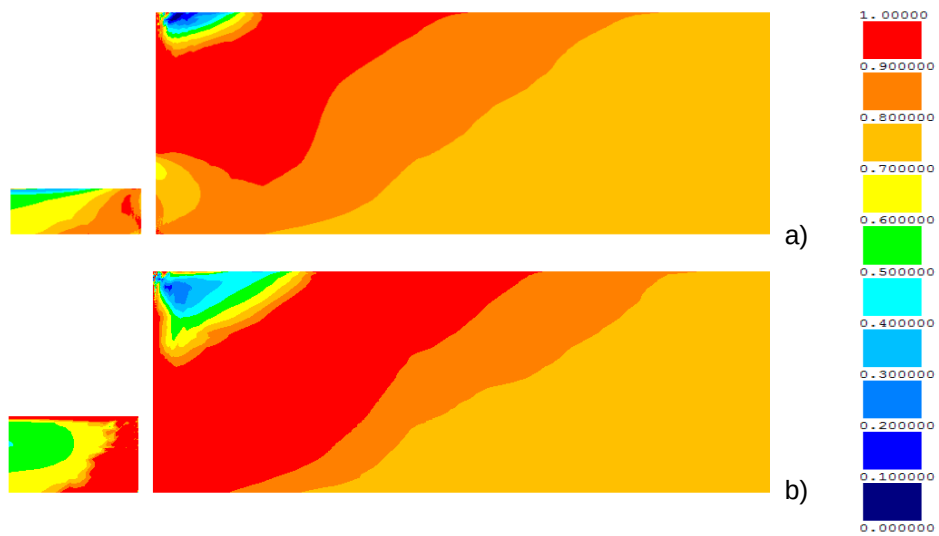


Fig. 5.9 – Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

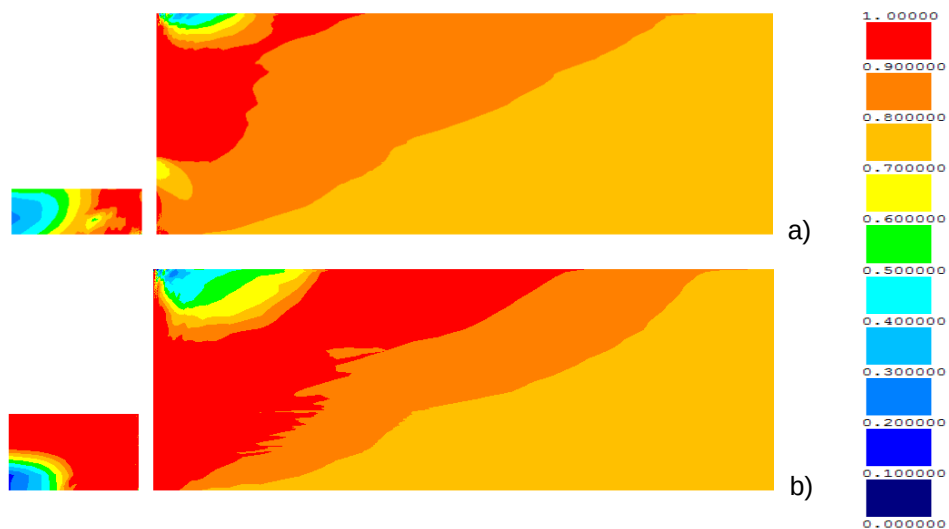


Fig. 5.10 – Níveis de tensão na argila mole final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de fundo

5.2.3. DESLOCAMENTOS

No presente subcapítulo são analisados os deslocamentos ocorridos nas simulações efectuadas, nomeadamente os deslocamentos laterais da parede, bem como do maciço, mais especificamente deslocamentos horizontais e verticais na superfície do maciço do lado suportado e, por fim, o levantamento do fundo da base da escavação (Figuras 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14, respectivamente).

Ao analisar o gráfico da Figura 5.11, é possível concluir que, como era esperado, no caso sem a laje de fundo, os deslocamentos são mais significativos, o que comprova a função de escoramento que a laje de fundo apresenta.

Os valores máximos de deslocamentos da parede, no caso sem laje de fundo, ocorrem perto do nível da base da escavação, aproximadamente aos 8 m de profundidade, sendo a ordem de grandeza dos mesmos cerca de 6,31 cm para o final da escavação. Este máximo registado corresponde a um aumento de cerca de 73,3% em relação ao deslocamento verificado no estudo base com presença de laje de fundo.

No que respeita aos deslocamentos para o final da escavação e para o final da consolidação, em ambos os casos assiste-se a uma diminuição dos deslocamentos laterais pouco significativa, o mesmo sendo explicado essencialmente com a expansão do maciço no lado escavado.

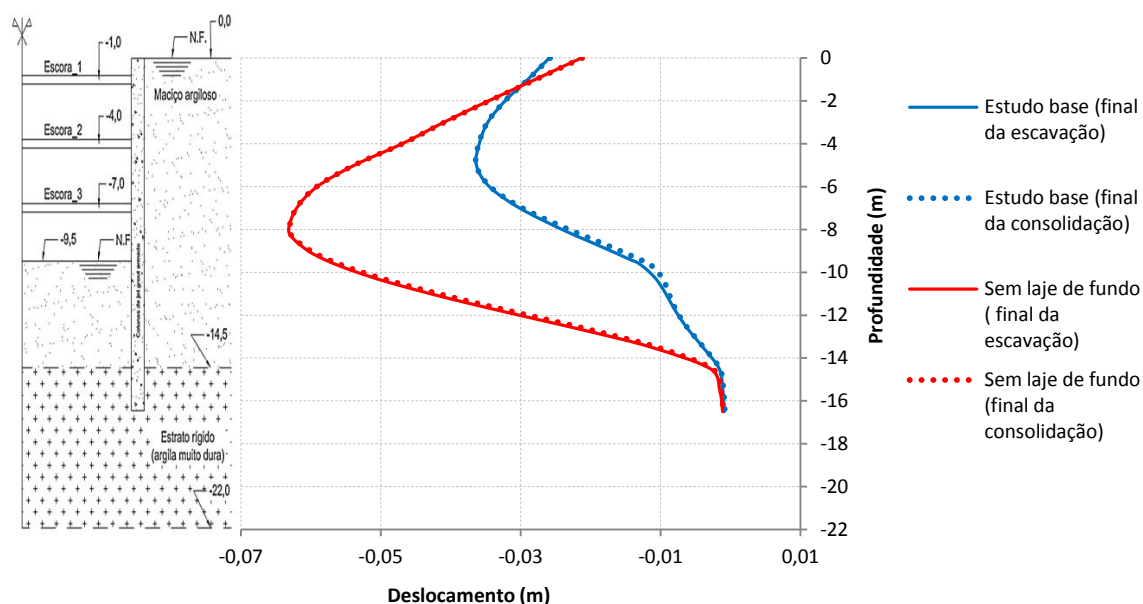


Fig. 5.11 - Influência da laje de jet grout nos deslocamentos laterais da parede

Os deslocamentos da superfície do maciço suportado apresentam especial importância no estudo de uma estrutura de contenção, uma vez que podem provocar efeitos graves no comportamento de estruturas vizinhas. Logo, tendo em conta esse facto, o uso de laje de fundo é vantajoso, na medida em que os deslocamentos da parede são menores, seguindo consequentemente a mesma tendência os deslocamentos na superfície do maciço suportado. A análise das Figuras 5.12 e 5.13 permite concluir o supracitado, uma vez que os deslocamentos verificados na superfície do maciço sem laje de fundo apresentam valores mais significativos.

Os deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado (Figura 5.12) apresentam-se mais acentuados na zona junto à parede, a cerca de 5 metros da mesma, facto evidenciado tanto com a presença de laje de fundo, como com a sua ausência, sendo que na segunda situação, como já referido, os deslocamentos são mais significativos, com um aumento, no final da consolidação, de cerca de 70% relativamente aos deslocamentos com laje de fundo.

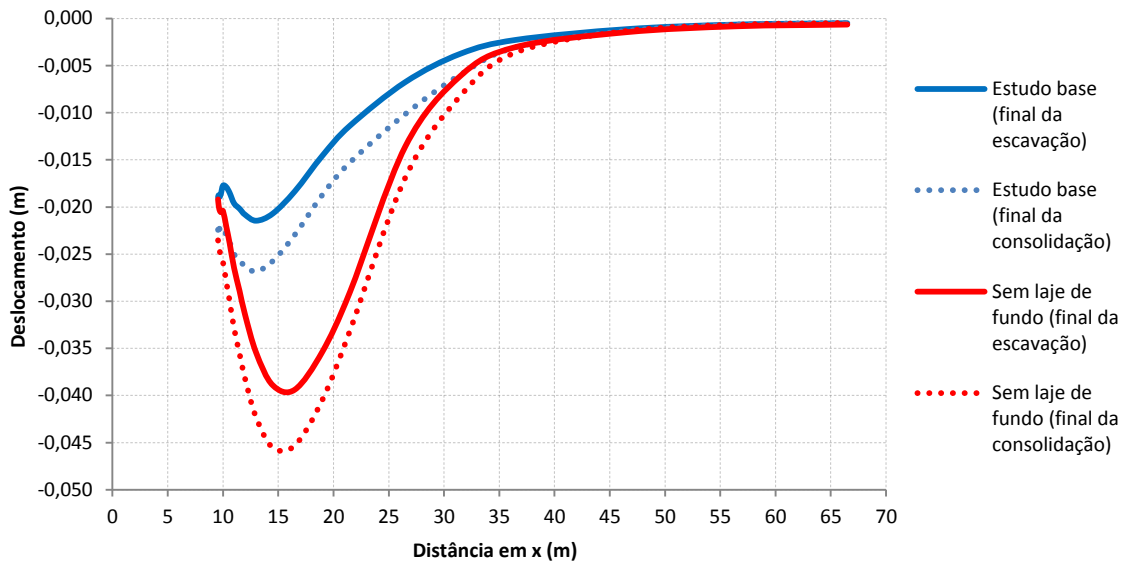


Fig. 5.12 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

À semelhança dos deslocamentos verticais, também os deslocamentos horizontais são mais significativos no caso sem laje de fundo. O deslocamento máximo na escavação sem laje de fundo verifica-se a cerca 10 metros da parede e não junto à parede como se verifica com a presença de laje de fundo.

Através da Figura 5.13 verifica-se, na ausência de laje de fundo, um deslocamento máximo de cerca de 3,88 cm que corresponde a um aumento de cerca de 50% em relação ao deslocamento verificado com presença da laje de fundo.

Com os resultados obtidos conclui-se que a presença de laje de fundo é uma mais-valia na redução dos deslocamentos, reduzindo o risco para as estruturas que se encontram na periferia da escavação.

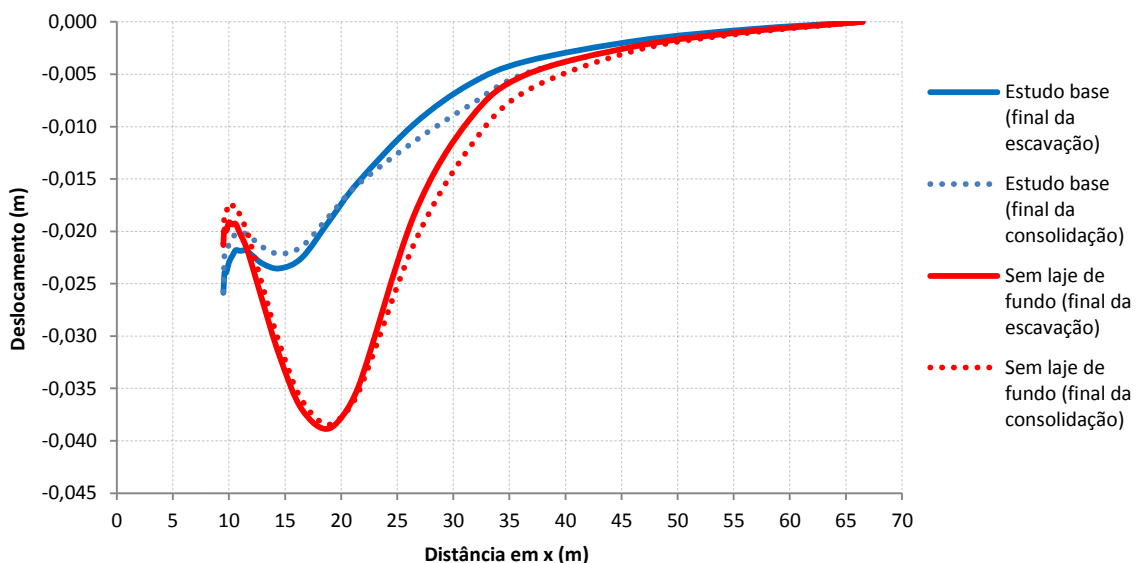


Fig. 5.13 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

A Figura 5.14 é relativa aos deslocamentos observados no fundo da escavação, com e sem a presença de laje de fundo. Com a análise da mesma, verifica-se que a ausência de laje de fundo acarreta deslocamentos mais significativos no fundo da escavação, sendo que a localização dos mesmos é diferente da verificada na escavação com presença de laje de fundo; nesta última, os deslocamentos são mais acentuados a meio vão da laje, enquanto que com a ausência da laje de fundo, os deslocamentos evidenciam-se mais na zona mais próxima da parede.

Com a análise da figura é de realçar o aumento do levantamento da base de escavação no final da consolidação, aumento este bastante significativo, consequência dos elevados excessos de pressão neutra gerados durante o processo de escavação e do confinamento lateral devido à estrutura de contenção, levando a que a expansão do maciço se faça à custa de movimentos verticais ascendentes.

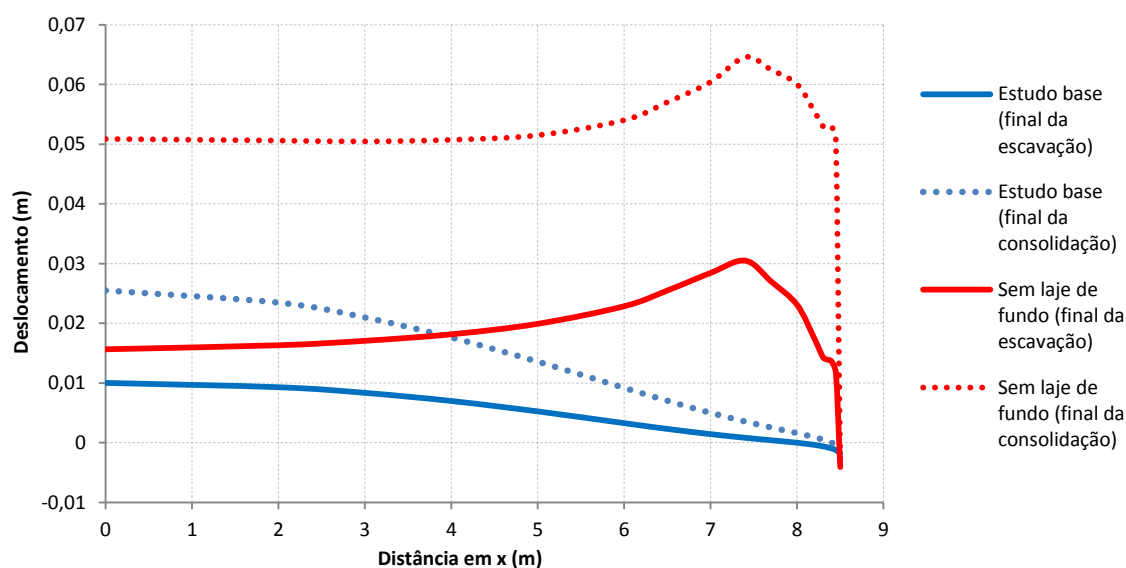


Fig. 5.14 - Influência da laje de jet grout nos deslocamentos verticais da base de escavação para o final da escavação e para o final da consolidação

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NOS DIFERENTES NÍVEIS DE ESCORAS

Na Figura 5.15 são representados os esforços axiais a que as escoras estão sujeitas, para os diferentes casos em estudo, com e sem laje de fundo, tanto no final da escavação como no final da consolidação.

A inexistência de laje de fundo implica alterações significativas nos esforços axiais a que as escoras se encontram sujeitas. Com a ausência da laje, os esforços por ela suportados vão-se redistribuir pelos restantes níveis de escoras, provocando assim um aumento dos seus esforços à excepção da escora 1, cujo esforço diminui.

Ao analisar os diferentes gráficos presentes na Figura 5.15, realça-se o aumento significativo do esforço axial no 3º nível de escoras. Os valores obtidos no 2º e 3º nível de escoras, são relativamente elevados quando comparados com os resultados obtidos para o estudo base.

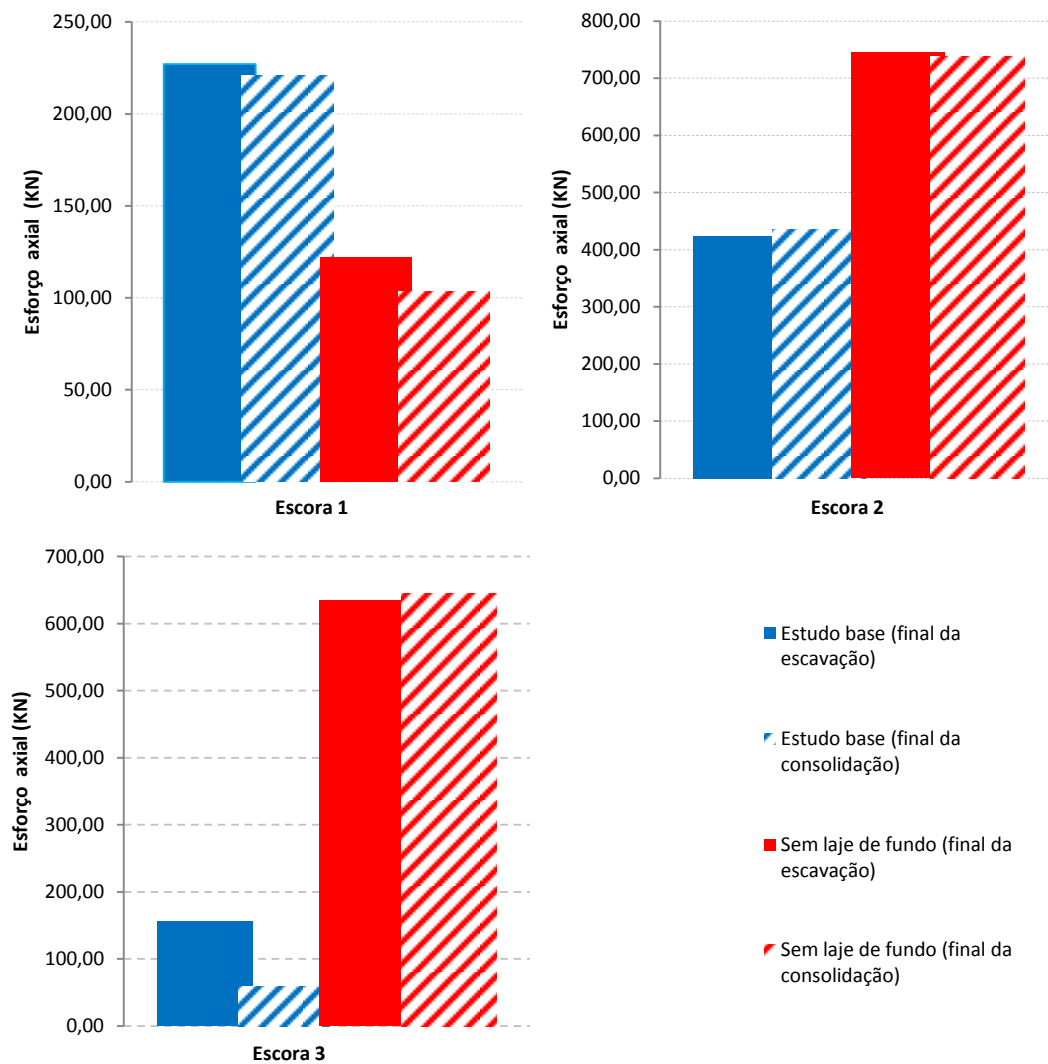


Fig. 5.15 - Influência da laje de jet grout nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação

5.2.5. MOMENTOS FLECTORES

Na Figura 5.16 ilustra-se os momentos flectores instalados na parede, no final da escavação e no final da consolidação, para os diferentes casos em estudo, com e sem laje de fundo.

A remoção da laje de fundo acarreta alterações significativas nos momentos instalados na parede. Começando por analisar os momentos negativos na base da parede, verifica-se que, com a remoção da laje, estes sofrem um aumento significativo, sendo nessa zona verificado o momento máximo absoluto de cerca de 422 K.N.m/m. Na zona da laje de fundo também se verificam alterações significativas, passando de momentos negativos provocados pela laje a momentos positivos com a remoção da mesma. Na zona restante, que diz respeito à zona escorada até aproximadamente 7 m de profundidade, os momentos positivos sofrem uma diminuição com a remoção da laje de fundo.

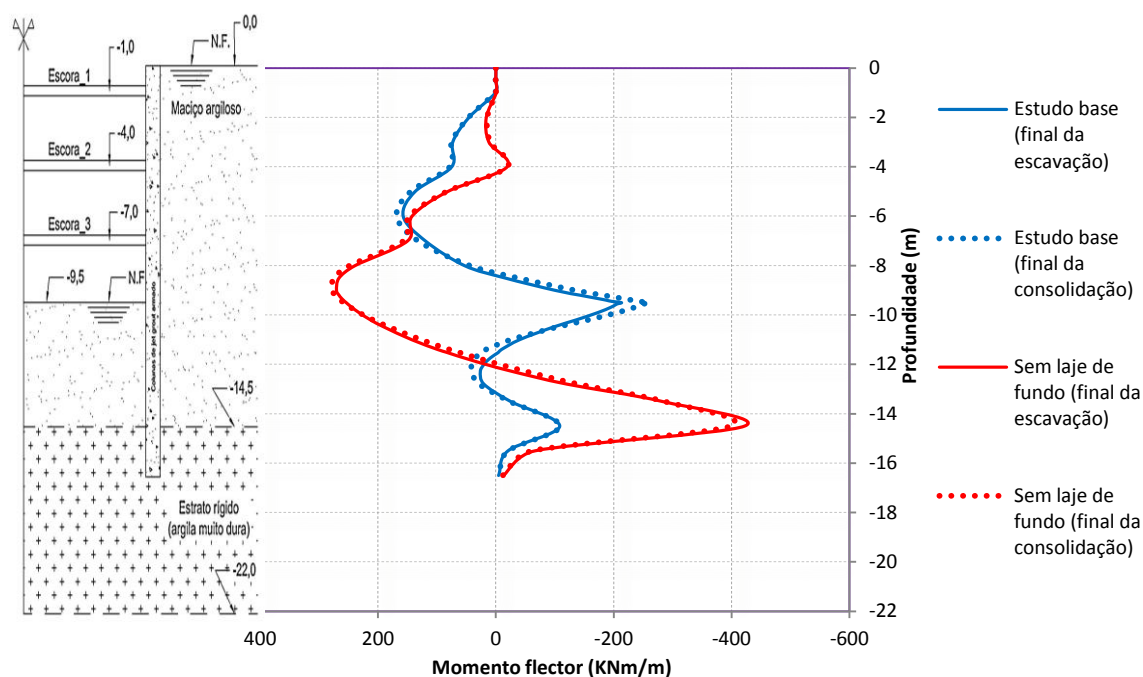


Fig. 5.16 - Influência da laje de jet grout nos momentos flectores na parede no final da escavação e no final da consolidação

5.2.6. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE

Na Figura 5.17 estão representadas as pressões exercidas pelo maciço nas faces da parede, tanto no final da escavação como no final da consolidação, para ambos os estudos realizados, com ou sem laje de fundo.

Numa primeira abordagem verifica-se que quer do lado escavado quer do lado suportado da parede, existe um aumento das pressões de terras sobre a parede com a consolidação. Este facto verifica-se em ambas as situações em estudo.

Com a análise das pressões do solo relativas ao caso que não apresenta laje de fundo, verifica-se no maciço do lado escavado um aumento das pressões da terra, devido ao efeito de aumento de volume do solo com a consolidação; este efeito é, em grande parte, impedido, na direcção horizontal, pela presença da parede, o que provoca o aumento das pressões de terra sobre esta.

No lado do maciço suportado assiste-se uma diminuição das tensões totais horizontais abaixo da base de escavação quando comparado com o estudo base.

O escoramento proporciona uma maior rigidez à parte superior da parede em relação à que se encontra abaixo da base de escavação e, deste modo, dá-se um processo de migração de tensões da zona que se desloca mais (maciço abaixo da base de escavação), para a zona mais rígida (zona do escoramento acima da base de escavação). Com esta migração de tensões assiste-se a um ligeiro aumento das pressões na zona escorada (efeito de arco).

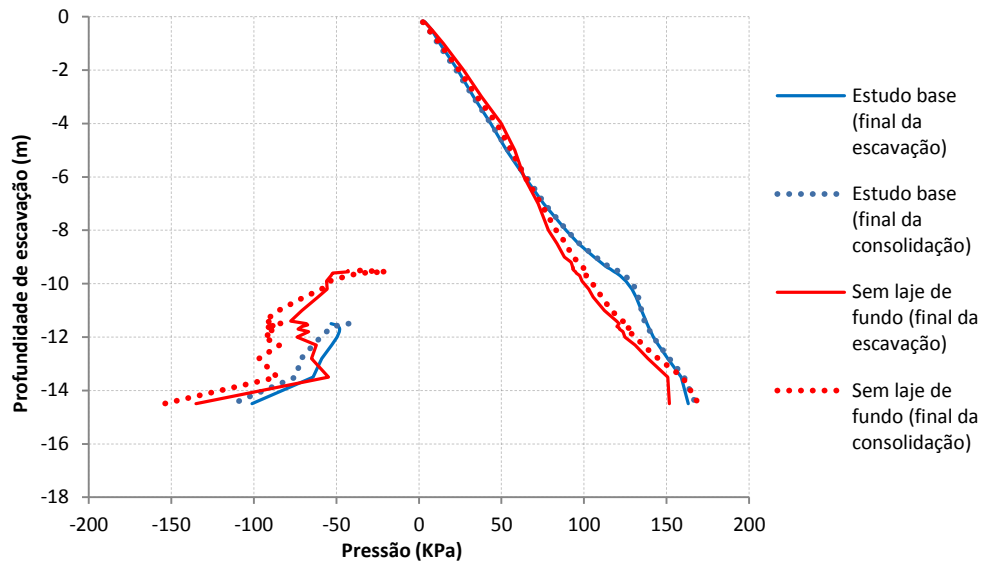


Fig. 5.17 - Influência da laje de *jet grout* nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação

5.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente trabalho, a estrutura de contenção projectada para o estudo base é prolongada até um estrato rígido de argila muito dura, a uma profundidade de 14,5 m, o qual se encontra subjacente a um estrato de argila muito mole, cujo comportamento é complexo.

Na análise paramétrica do presente subcapítulo, o objectivo é analisar e compreender as alterações mais significativas, devido ao aumento da profundidade do estrato rígido. Com este aumento, o maciço de argila mole suportado pela estrutura de contenção vai tomar dimensões mais significativas. Este facto toma especial importância devido às fracas propriedades mecânicas da argila mole e às pressões mais elevadas exercidas sobre a estrutura de contenção. Deste modo, vão resultar alterações do estado de tensão e de deformação no maciço de argila mole e da estrutura de contenção.

A análise paramétrica baseia-se na realização de duas novas simulações em que se procede ao aumento da profundidade a que o estrato de argila muito dura se encontra. Na primeira simulação aumenta-se a profundidade do estrato em 3 m em relação ao estudo base, ficando este situado a uma profundidade de 17,5 m; na segunda simulação aumenta-se em 6 m a profundidade do estrato de argila muito dura em relação ao estudo base, ficando este a uma profundidade de 20,5 m.

Tendo em conta o referido na análise paramétrica anterior, também aqui o problema da rotura do fundo da escavação não se coloca nos casos analisados, uma vez que a parede é prolongada até ao estrato rígido e recorre-se ao uso de laje de fundo.

No Quadro 5.1 apresenta-se a síntese da análise paramétrica realizada, bem como a nomenclatura usada ao longo do estudo para identificar os diferentes casos.

Quadro 5.1 – Síntese do estudo efectuado para diferentes profundidades do estrato rígido

Caso em estudo	Variantes
Profundidade do estrato rígido - P [m]	P1 (Estudo Base) = 14,5 m
	P2 = 17,5 m
	P3 = 20,5 m

De modo a elucidar e tornar mais fácil a interpretação da análise paramétrica realizada, apresenta-se a Figura 5.18, onde são expostos os dois novos maciços sujeitos a simulação, bem como o maciço referente ao estudo base.

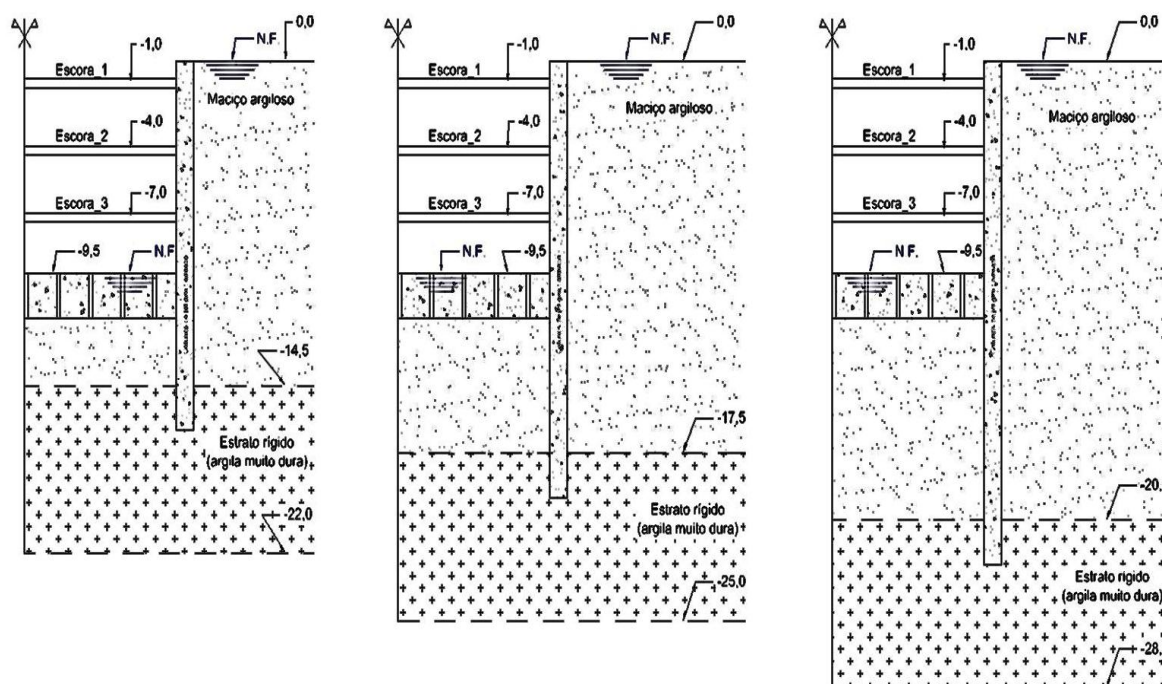


Fig. 5.18 – Geometria do problema para diferentes profundidades do estrato rígido a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra

Nas Figuras 5.19 e 5.20 ilustram-se os excessos de pressão neutra gerados para o estudo base e para as duas novas simulações efectuadas, tanto para o final da escavação como para o final da consolidação, respectivamente.

Com a análise da Figura 5.19, destaca-se que as alterações mais significativas se encontram abaixo do nível de escavação junto à face da parede, tanto para o lado escavado como para o lado suportado. Relativamente ao lado suportado verifica-se aí um aumento dos excessos de pressão neutra para o interior do maciço. No que diz respeito ao lado escavado assiste-se a uma diminuição dos excessos de pressão neutra negativos junto à parede, gerados à medida que se aumenta a profundidade do estrato rígido. Este facto deve-se ao deslocamento lateral da parede em direcção à zona escavada, que

comprime o maciço aí presente, ao mesmo tempo no lado suportado se assiste à descompressão do mesmo, isto é, a um aumento dos excessos de pressão neutra negativos.

No final da consolidação, notam-se igualmente, para os três casos em análise, diferenças nos excessos de pressão neutra (ou, o que é equivalente, nas linhas equipotenciais). Tal facto corresponde, naturalmente, a diferentes condições de equilíbrio hidrodinâmico a longo prazo nos três casos, determinadas pelas diferentes geometrias dos escoamentos abaixo da base de escavação.

5.3.2.2. Tensões efectivas horizontais e verticais

No que respeita às tensões efectivas ilustradas nas Figuras 5.21 à 5.24, são apenas apresentados os incrementos de tensão efectiva horizontal e vertical, tanto para o final da escavação como para o final da consolidação.

Destaca-se, em primeiro lugar, o aumento das tensões efectivas horizontais no maciço subjacente à escavação com o aumento da profundidade do estrato rígido, principalmente junto à face da parede, devido aos deslocamentos da mesma, que exercem assim uma maior pressão sobre o solo, e pelo contrário uma diminuição na face oposta.

No que diz respeito aos incrementos de tensão efectiva vertical, com o aumento da profundidade do estrato rígido, nota-se um efeito contrario no solo do lado escavado, isto é, a tensão efectiva vertical diminui, verificando-se o mesmo também do lado suportado, embora com valores mais expressivos.

5.3.2.3. Tensões de corte

As tensões de corte apresentadas nas Figuras 5.25 e 5.26 tomam valores mais significativos junto à parede. Com o aumento da profundidade do estrato rígido, estas tensões aumentam, facto que está relacionado com as maiores variações das tensões efectivas, horizontal e vertical, como analisado anteriormente.

5.3.2.4. Níveis de tensão

Nas Figuras 5.27 e 5.28 ilustram-se os níveis de tensão tanto no final da escavação como no final da consolidação, respectivamente. Essencialmente, do lado suportado, pode referir-se que, com o aumento da profundidade do estrato rígido, os níveis de tensão aumentam abaixo do nível da base de escavação, enquanto que, acima deste nível, diminuem.

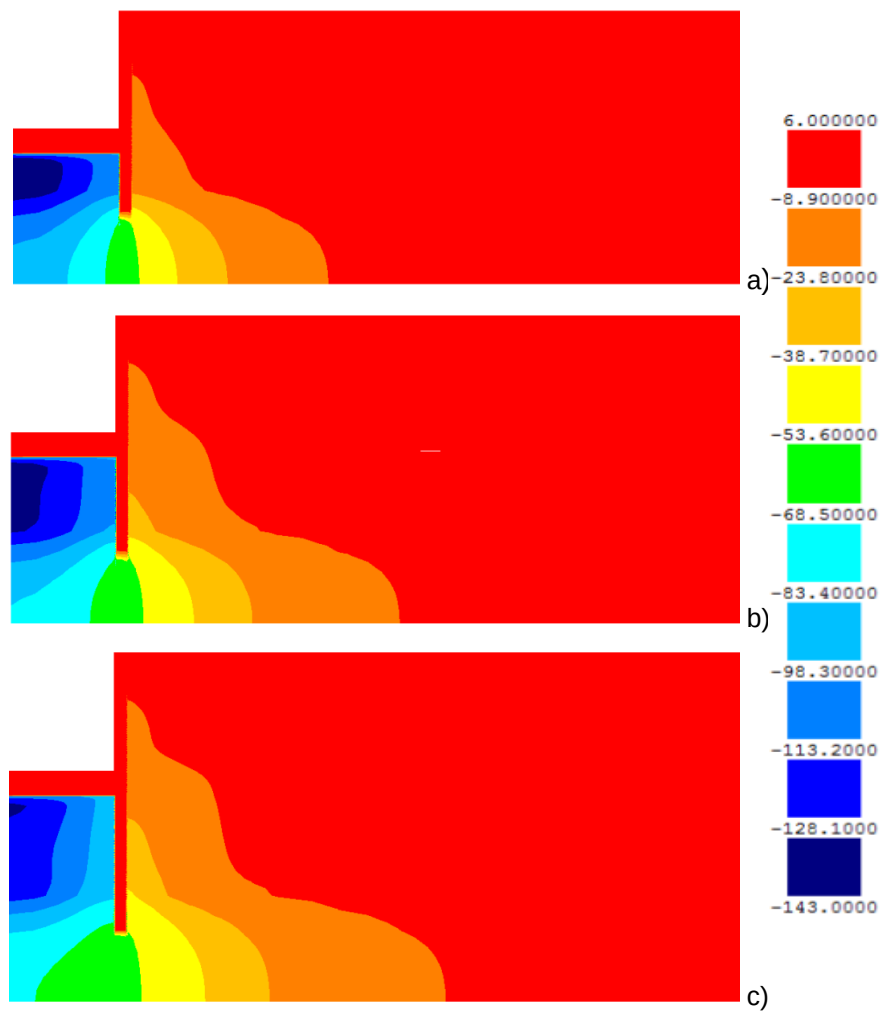


Fig. 5.19 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

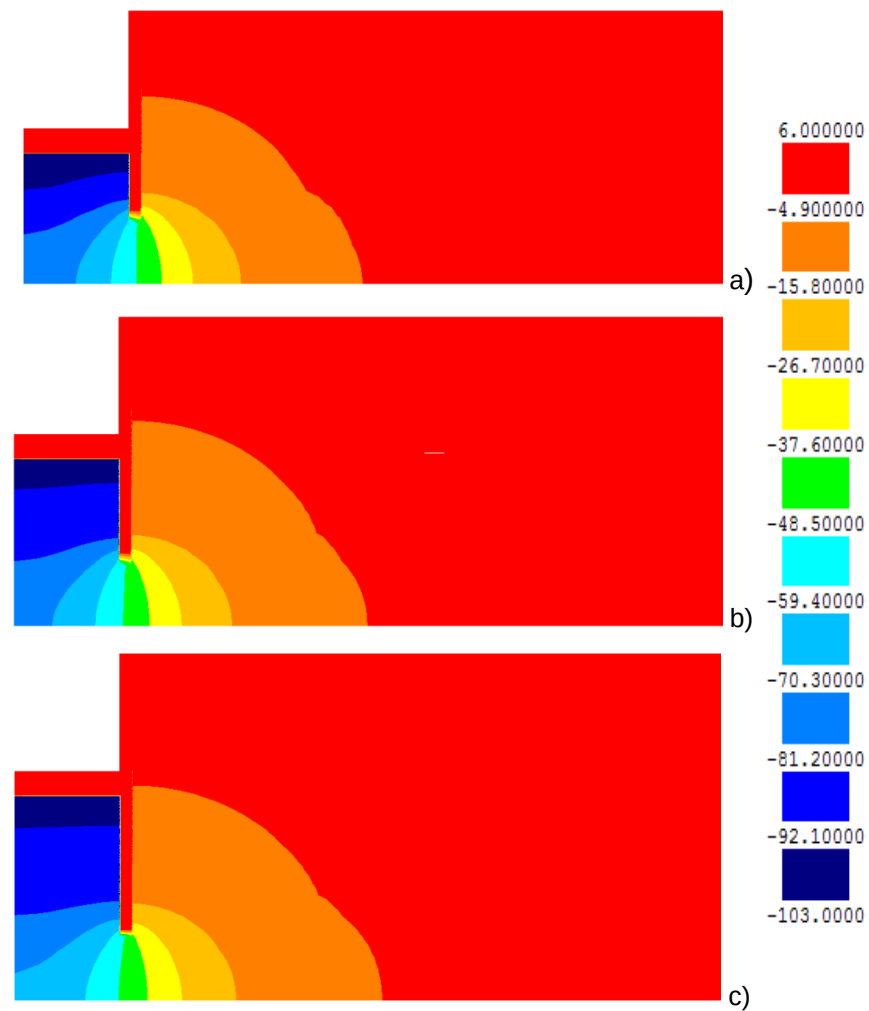


Fig. 5.20 – Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m



Fig. 5.21 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

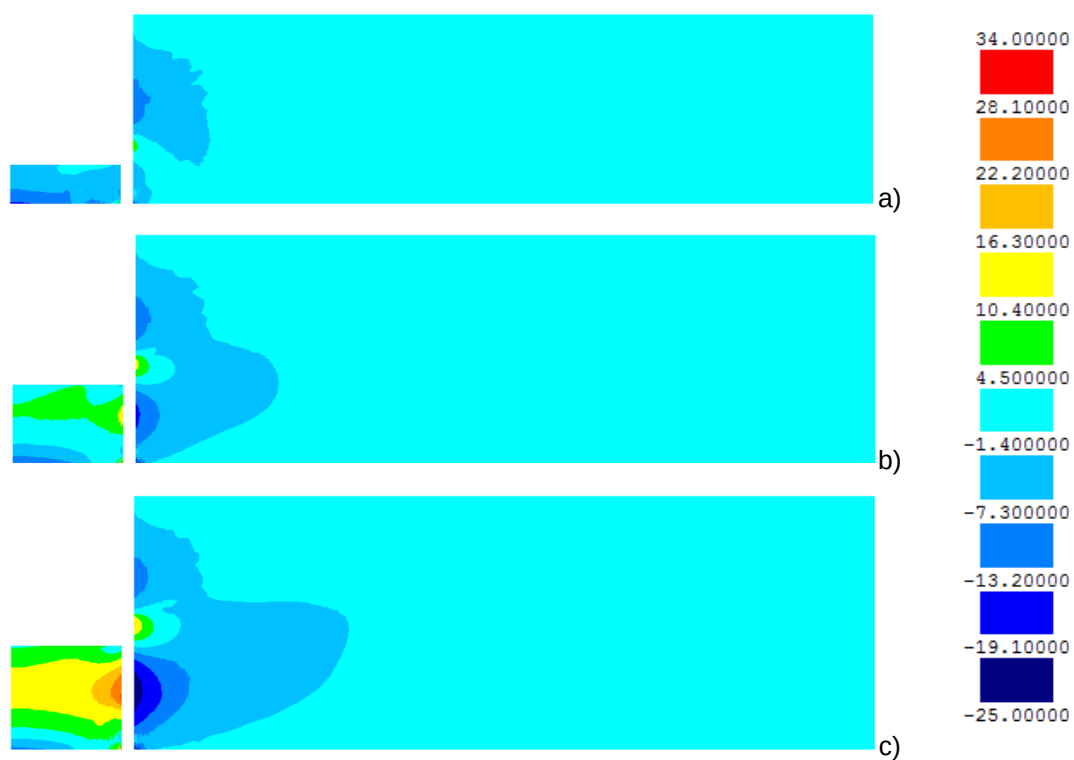


Fig. 5.22 – Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m



Fig. 5.23 – Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

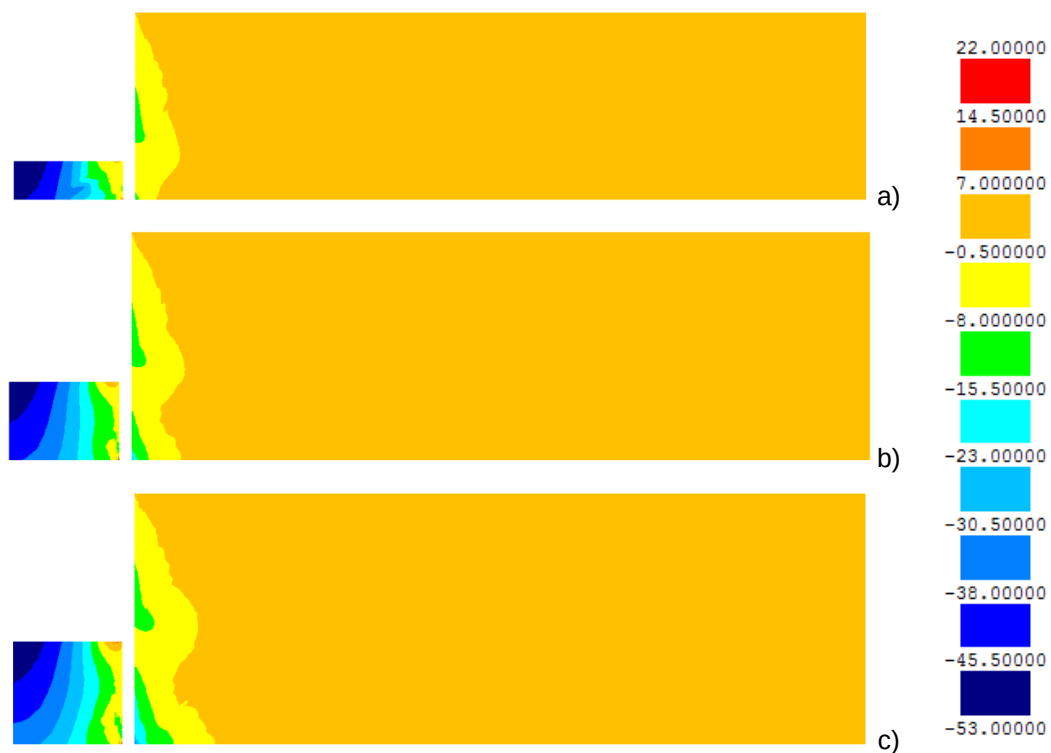


Fig. 5.24 – Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

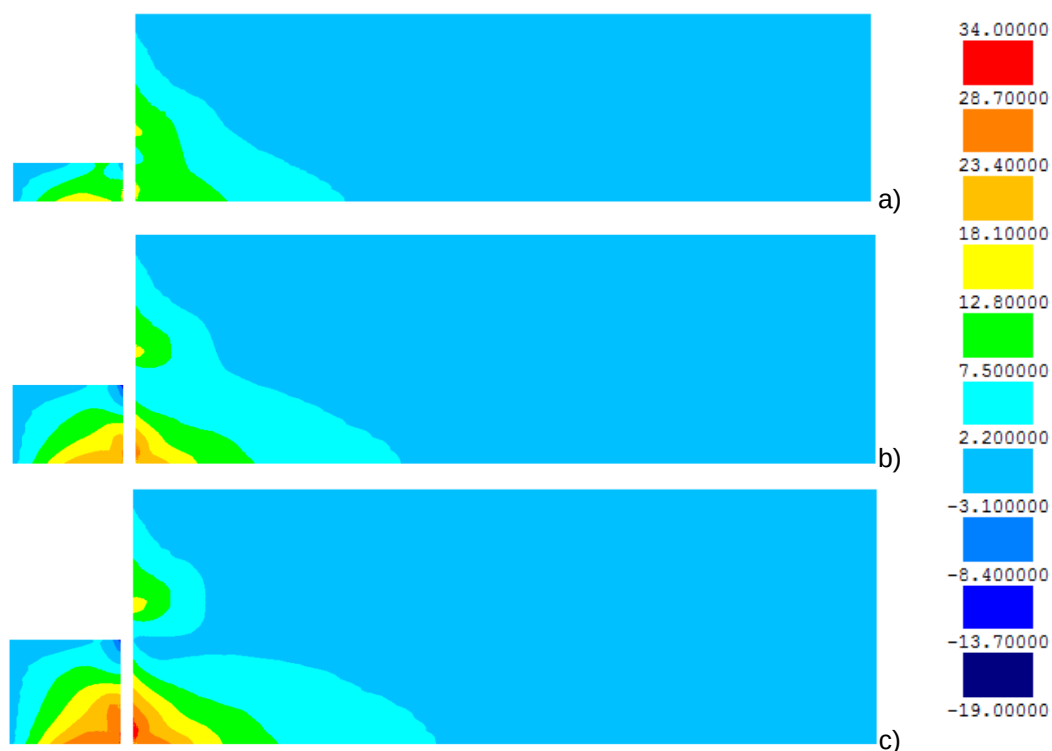


Fig. 5.25 – Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

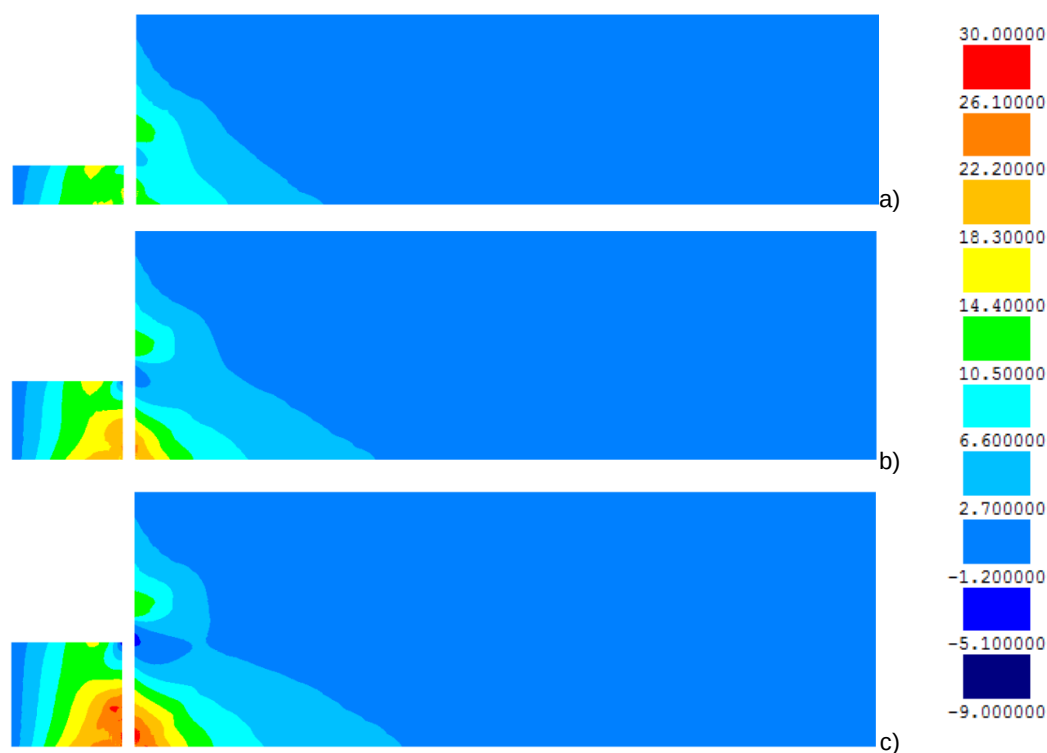


Fig. 5.26 – Tensões de corte (τ_{xy}) na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

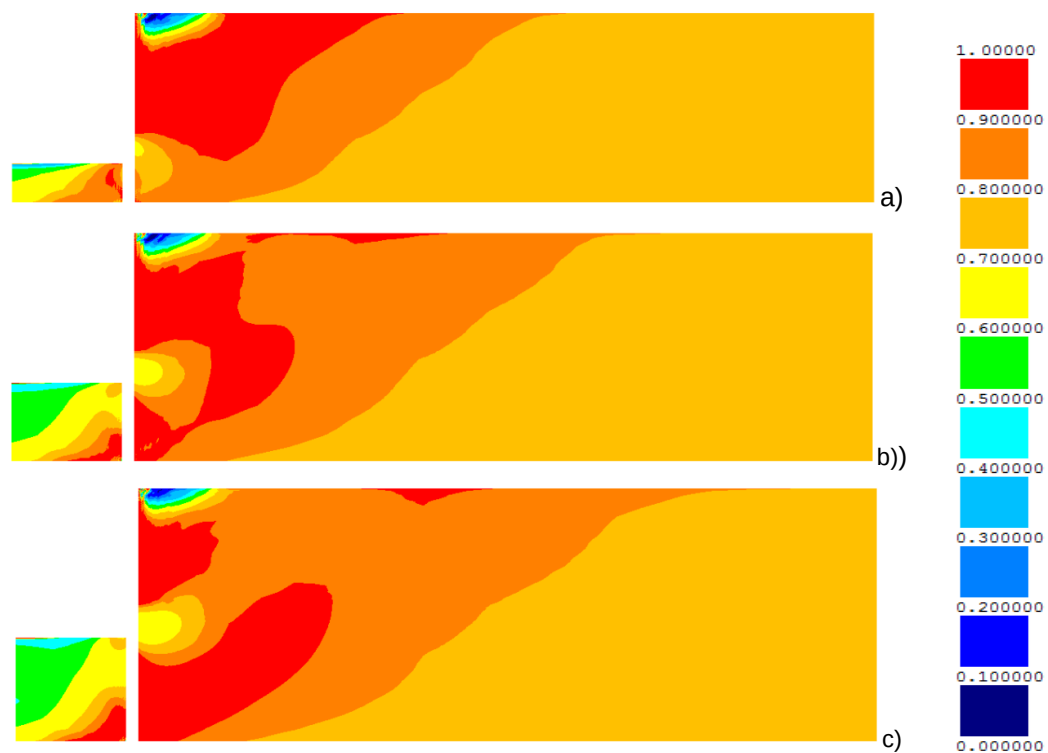


Fig. 5.27 – Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

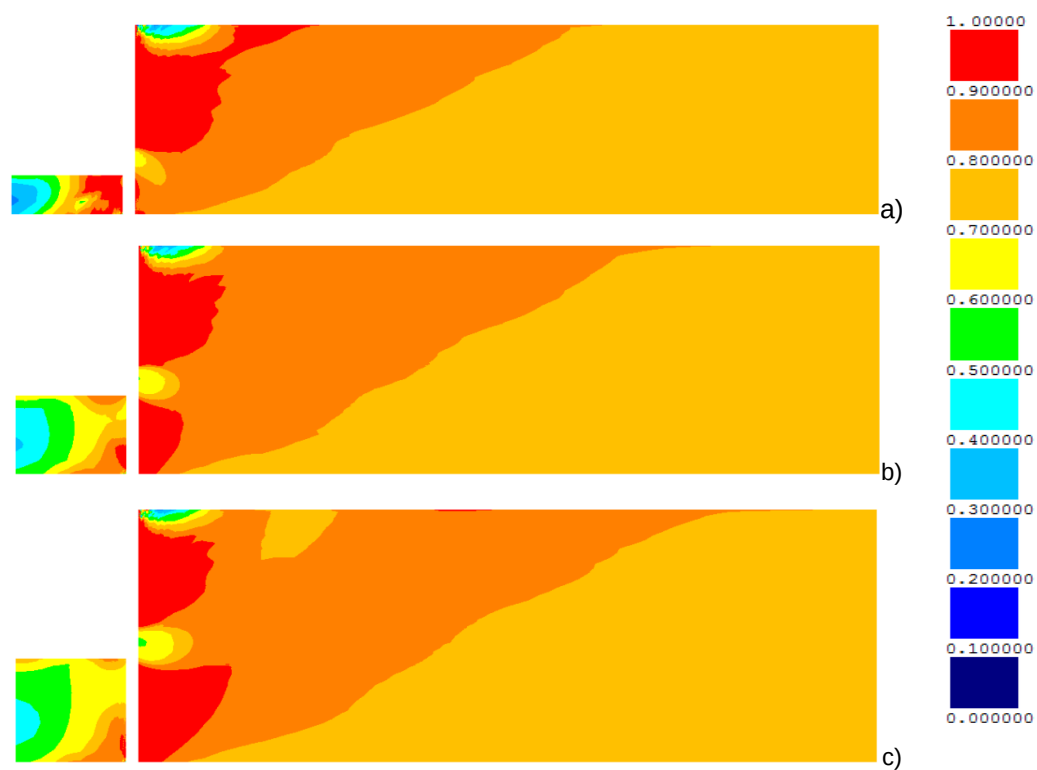


Fig. 5.28 – Níveis de tensão na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 14,5 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20,5 m

5.3.3. DESLOCAMENTOS

Na Figura 5.29 representam-se os deslocamentos laterais da parede para as variantes em estudo.

Os resultados observados na Figura 5.29 mostram que o deslocamento máximo lateral da parede, verificado na zona escorada, sofre uma ligeira diminuição com o aumento da profundidade a que se encontra o estrato rígido. No entanto, nas diferentes simulações, a variação dos deslocamentos da parede mais expressiva observa-se na zona entre a laje de fundo e o estrato rígido, verificando-se um acréscimo dos deslocamentos à medida que a profundidade do estrato rígido aumenta.

Os deslocamentos na zona entre a laje de fundo e o estrato rígido devem-se essencialmente ao aumento do “vão” da parede entre esses dois apoios (laje de fundo e estrato rígido), levando assim a que a parede fique sujeita a uma maior pressão do solo e consequentemente ocorram maiores deslocamentos. Em consequência do referido anteriormente, e associado à presença de laje de fundo, verifica-se uma diminuição dos deslocamentos na zona escorada, em virtude da rotação da parede sobre a laje de fundo.

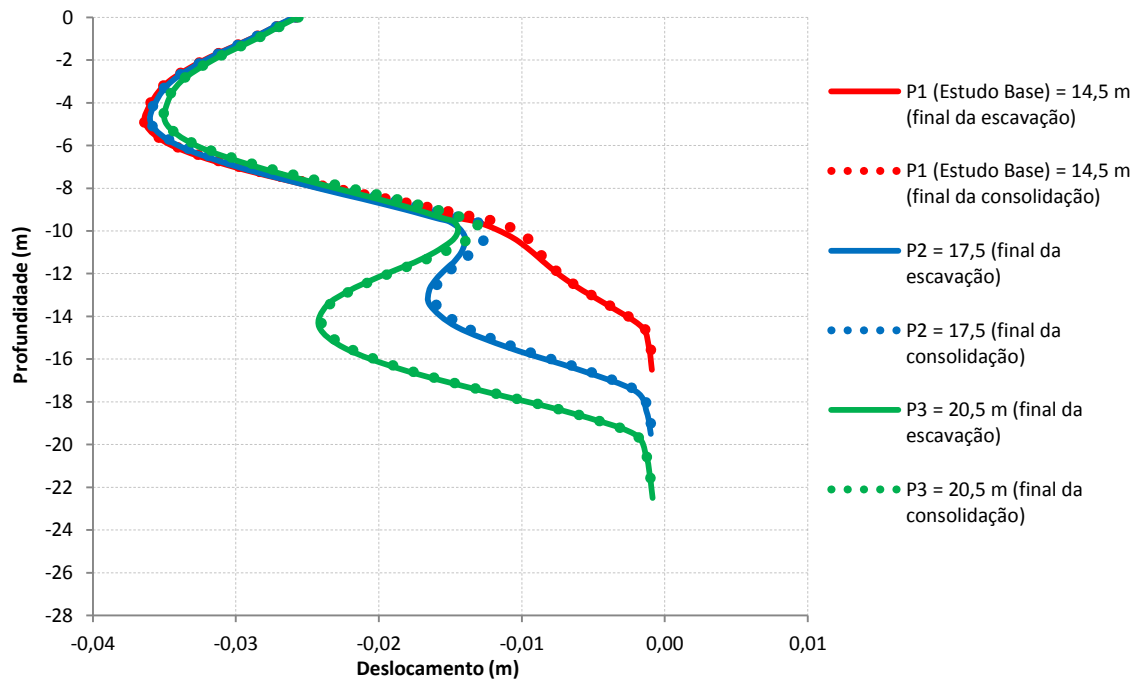


Fig. 5.29 – Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos laterais da parede

Como referido no estudo paramétrico anterior, os deslocamentos associados à superfície do maciço suportado assumem grande importância, tendo em conta os problemas que estes podem produzir nas estruturas periféricas. De modo a perceber qual o impacto que a alteração da profundidade do estrato rígido acarreta para os deslocamentos da superfície do maciço suportado, apresentam-se as Figuras 5.30 e 5.31, relativas aos deslocamentos verticais e horizontais.

Os deslocamentos que se verificam na superfície do maciço durante a escavação devem-se essencialmente aos deslocamentos da parede, uma vez que o maciço se comporta como praticamente não drenado (volume constante).

Com o aumento da profundidade do estrato rígido, constata-se que a parede na zona escorada sofre menores deslocamentos, ao contrário do que se verifica na zona inferior à laje de fundo, como

analisado anteriormente. Tendo em conta estes factos, o deslocamento na superfície do maciço varia consoante a distância que se encontra da parede, isto é, na zona junto à parede, em virtude dos deslocamentos na mesma serem menores com o aumento da profundidade, os deslocamentos verificados na superfície do maciço suportado, tanto verticais como horizontais são menores. Em contrapartida, para distâncias da parede superiores a 7 metros, verifica-se o oposto, ou seja, um aumento dos deslocamentos na superfície do maciço, motivados pelo aumento dos deslocamentos da parede, observados na zona inferior à laje de fundo, quando comparado com o estudo base.

Constata-se ainda que o efeito de consolidação nos deslocamentos da superfície do maciço do lado suportado é qualitativamente semelhante nos três casos analisados; em termos quantitativos, é no problema base que se verifica o maior agravamento do assentamento máximo com a consolidação.

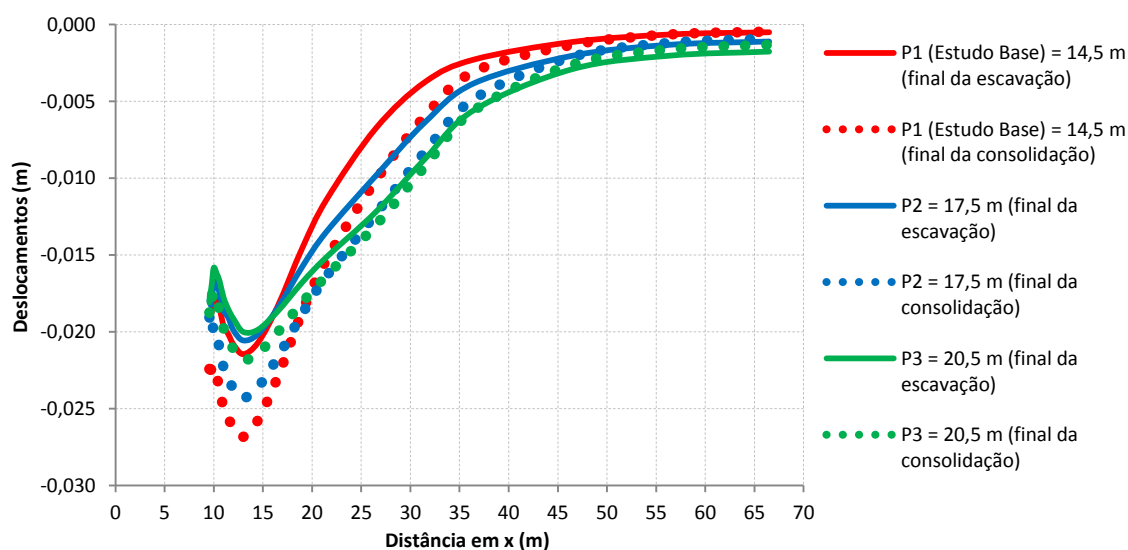


Fig. 5.30 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos verticais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

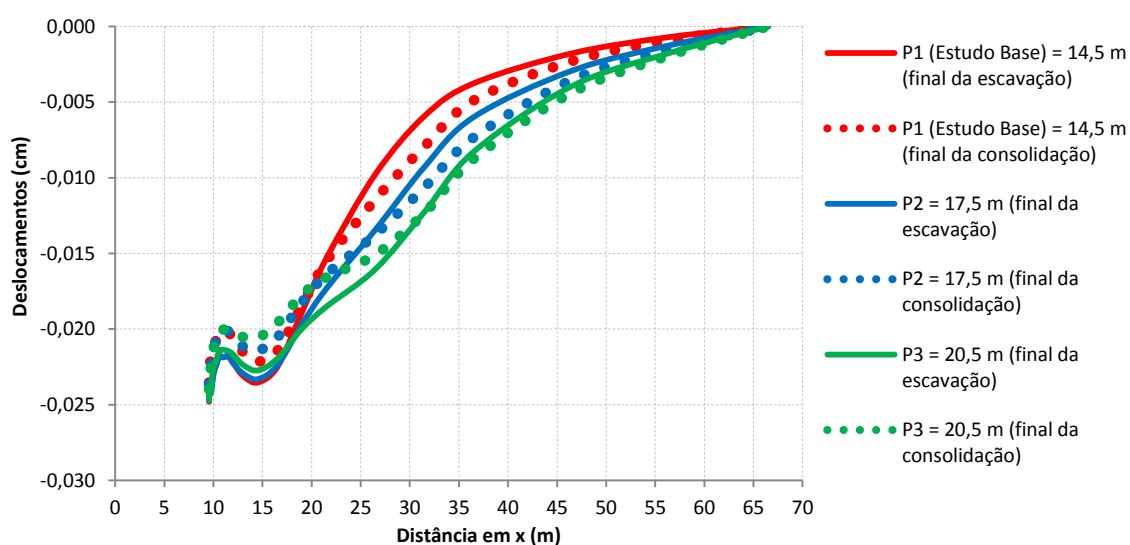


Fig. 5.31 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos horizontais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

Na Figura 5.32 ilustra-se os deslocamentos verticais relativos à base da escavação. A partir da análise da mesma é possível verificar que os deslocamentos tendem a aumentar, com o aumento da profundidade do estrato rígido. É de notar ainda que os deslocamentos nos três casos em estudo tendem a agravar-se com o processo de consolidação.

O facto de os deslocamentos da base de escavação aumentarem durante a escavação para profundidades do estrato rígido maiores, é essencialmente explicado pelos deslocamentos da parede em direcção ao maciço escavado, que aumentam com o aumento da possança do solo mole.

Já no que respeita ao aumento na fase de consolidação, este deve-se aos excessos de pressão neutra gerados na fase de escavação que, com a sua dissipação leva a uma expansão do maciço e ao consequente deslocamento ascendente vertical.

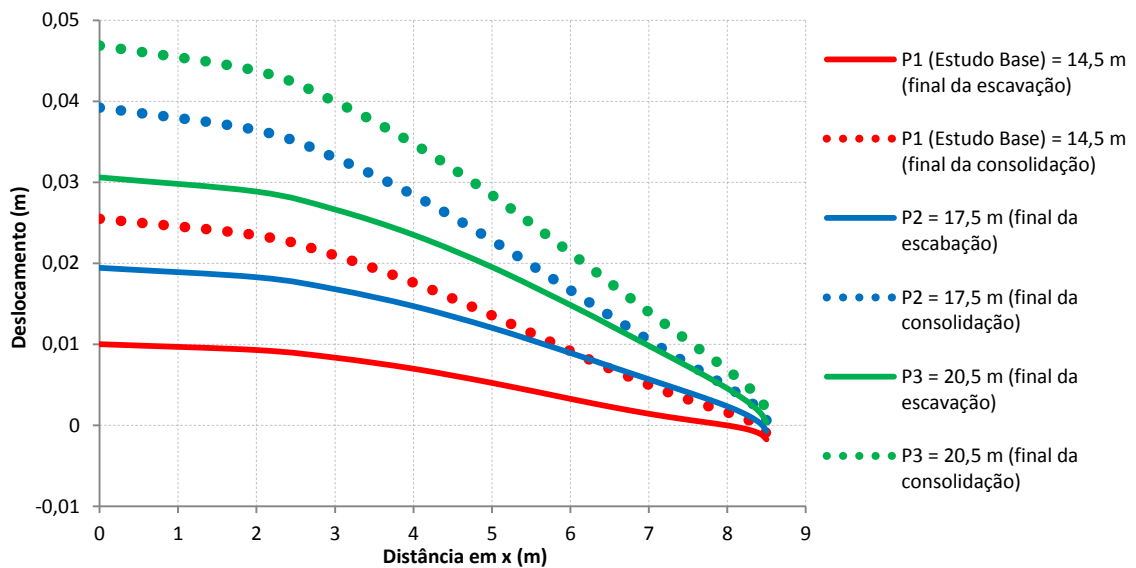


Fig. 5.32 - Influência da profundidade do estrato rígido nos deslocamentos verticais da base de escavação para o final da escavação e para o final da consolidação

5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO

Os esforços axiais instalados em cada nível de escoras encontram-se ilustrados na Figura 5.33, sendo representados os esforços para o final da escavação e para o final na consolidação, para os casos em estudo.

Da análise da figura, verifica-se que o comportamento dos diferentes níveis de escoras não é uniforme, isto é, com o aumento da profundidade do estrato rígido, aumenta ligeiramente o esforço axial no primeiro nível de escoras, o mesmo não se verificando nos restantes níveis, que sofrem uma diminuição mais significativa. O comportamento apresentado pelos diferentes níveis de escoras é influenciado pela presença da laje de fundo, que aliado ao aumento da profundidade do estrato rígido, leva a maiores pressões instaladas na zona inferior à laje de fundo, o que provoca as alterações referidas dos esforços na zona escorada.

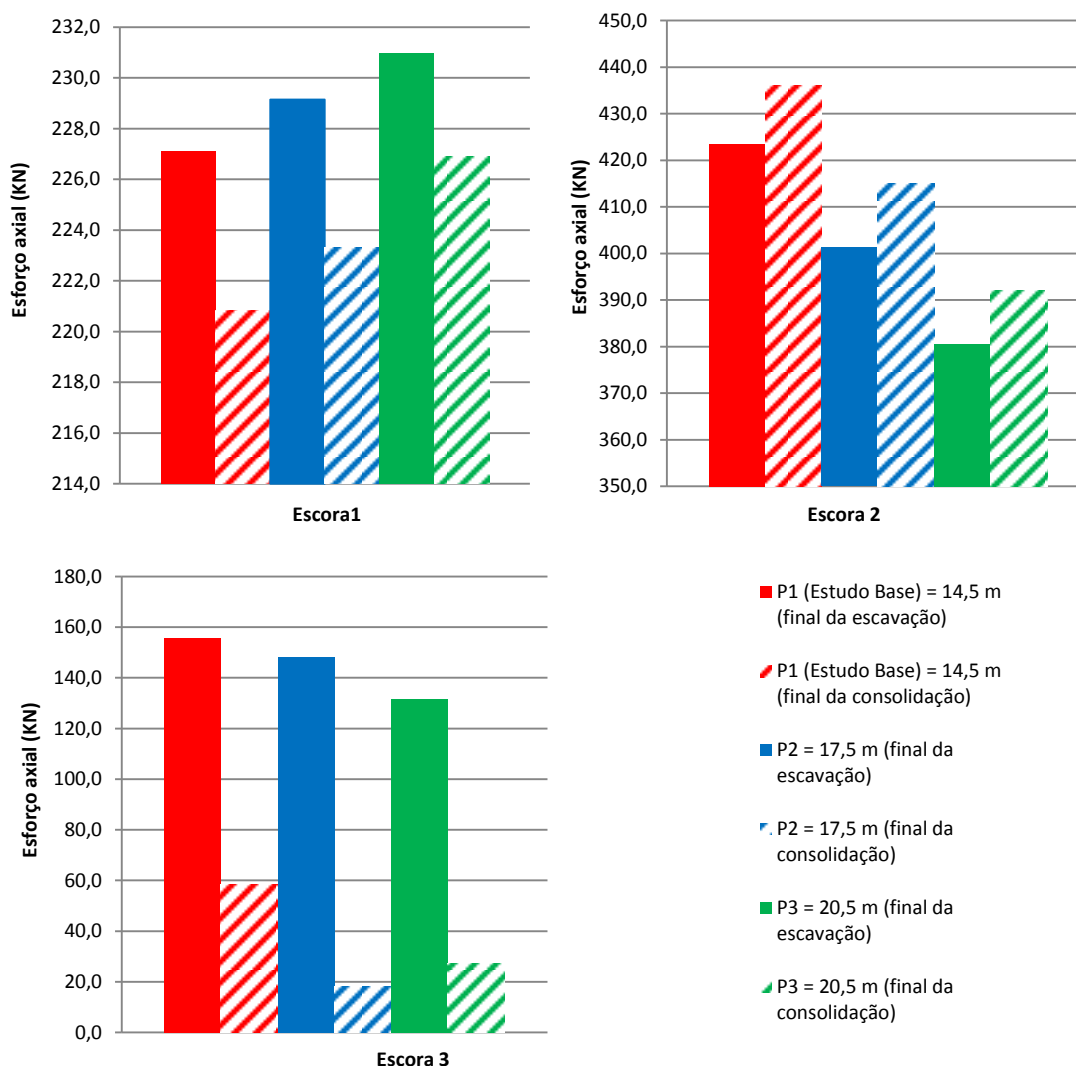


Fig. 5.33 - Influência da profundidade do estrato rígido nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação

5.3.5. ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

De seguida são apresentados os esforços de compressão e flexão que se instalam na laje de fundo, nas Figuras 5.34 e 5.35, respectivamente, sendo nos diferentes casos em estudo apresentados os esforços tanto para o final da escavação como para o final da consolidação.

No que respeita ao esforço de compressão, ilustrado pela Figura 5.34, assiste-se a um aumento do mesmo à medida que se aumenta a possança do solo mole. Tal facto vai de encontro à análise efectuada anteriormente, visto que não só aumenta a área de parede sujeita a pressões abaixo da laje de fundo, como os esforços nas escoras mais próximas da laje diminuem, sendo por isso espectável que as pressões de terras se direccionem para aquela.

Na Figura 5.35, onde se ilustra os momentos flectores instalados na laje de fundo, verifica-se que com o aumento da profundidade do estrato rígido, o momento flector da mesma varia. Assiste-se assim a um aumento do momento positivo para os estudos em causa, tanto para a fase de escavação como para a fase de consolidação, motivado pelo aumento do levantamento de fundo, como analisado

anteriormente na Figura 5.32. No que respeita aos momentos negativos instalados junto à parede o mesmo não se verifica, ocorrendo uma ligeira diminuição dos mesmos, facto que se deve aos momentos instalados na parede.

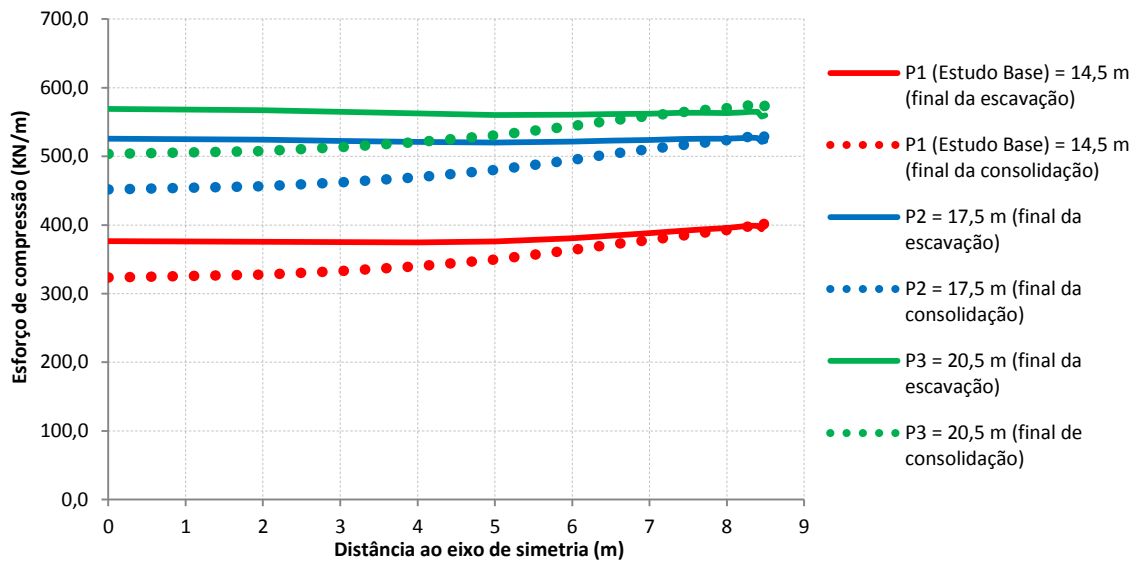


Fig. 5.34 - Influência da profundidade do estrato rígido nos diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da escavação e no final da consolidação

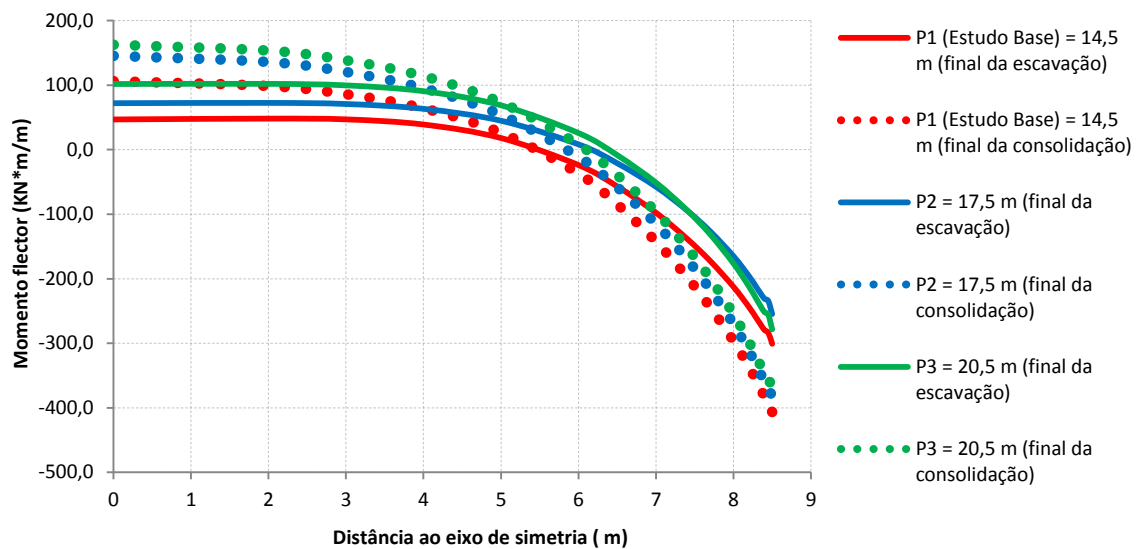


Fig. 5.35 - Influência da profundidade do estrato rígido nos diagramas de momentos flectores na laje no final da escavação e no final da consolidação

5.3.6. MOMENTOS FLECTORES

A Figura 5.36 ilustra os diferentes diagramas de momentos flectores que se instalam na parede para os casos em estudo, tanto para o final da escavação como para o final da consolidação.

Da análise da figura é possível verificar um aumento dos momentos flectores na zona entre a laje de fundo e o estrato rígido como era espectável, tendo em conta o aumento do “vão” da parede nessa zona. O aumento verificado é bastante significativo para ambos os casos em estudo, mas como se verifica pela análise da figura não é determinante para o dimensionamento da parede, uma vez que o momento máximo verificado é negativo e localiza-se na zona da laje de fundo para o final da consolidação.

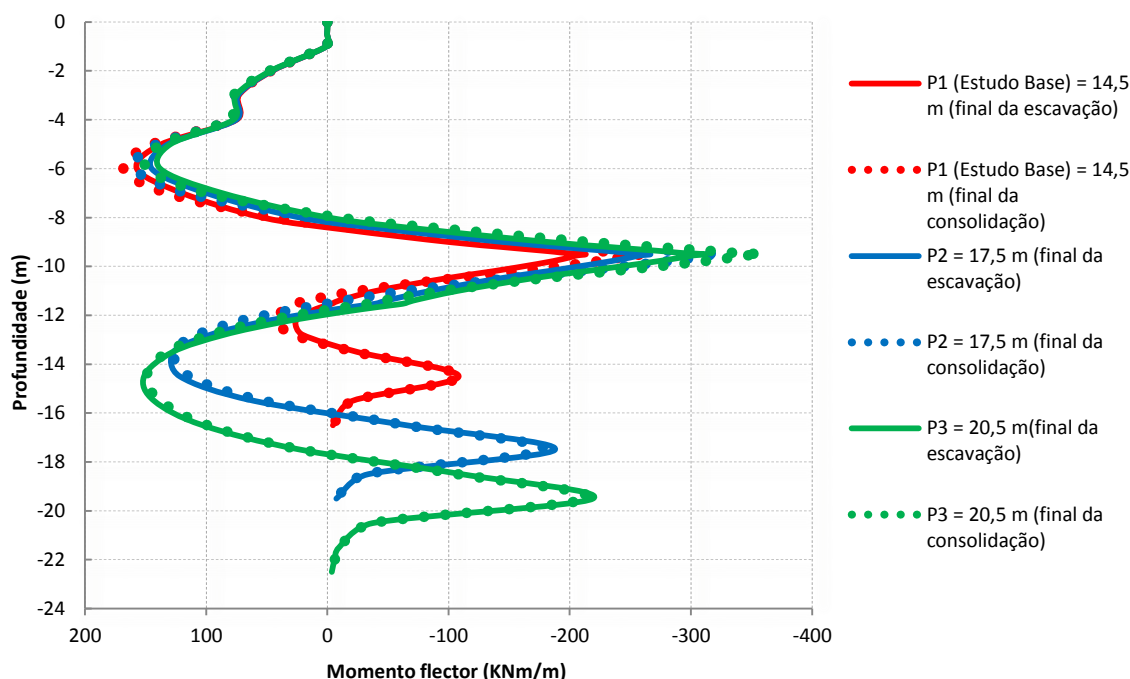


Fig. 5.36 - Influência da profundidade do estrato rígido nos momentos flectores na parede no final da escavação e no final da consolidação

5.3.7. PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA PAREDE

Na Figura 5.37 estão representadas as pressões (tensões horizontais totais) exercidas pelo maciço nas faces da parede, tanto para o final da escavação como para o final da consolidação, para os três estudos realizados.

As pressões do solo sobre a face da parede do lado escavado, em ambos os casos P2 e P3, aumentam, motivado pela deslocação da parede em direcção ao mesmo.

No lado do maciço suportado assiste-se a uma diminuição das tensões totais horizontais abaixo da laje de fundo, quando comparado com o estudo base, devido aos maiores deslocamentos da parede. A laje de fundo proporciona uma maior rigidez em relação à zona que se encontra abaixo da mesma e, deste modo, dá-se um processo de migração de tensões, por efeito de arco, da zona que se desloca mais (maciço abaixo da base de escavação), para a zona que se desloca menos (zona da laje de fundo). Com esta migração de tensões assiste-se a um ligeiro aumento das pressões na zona da laje de fundo.

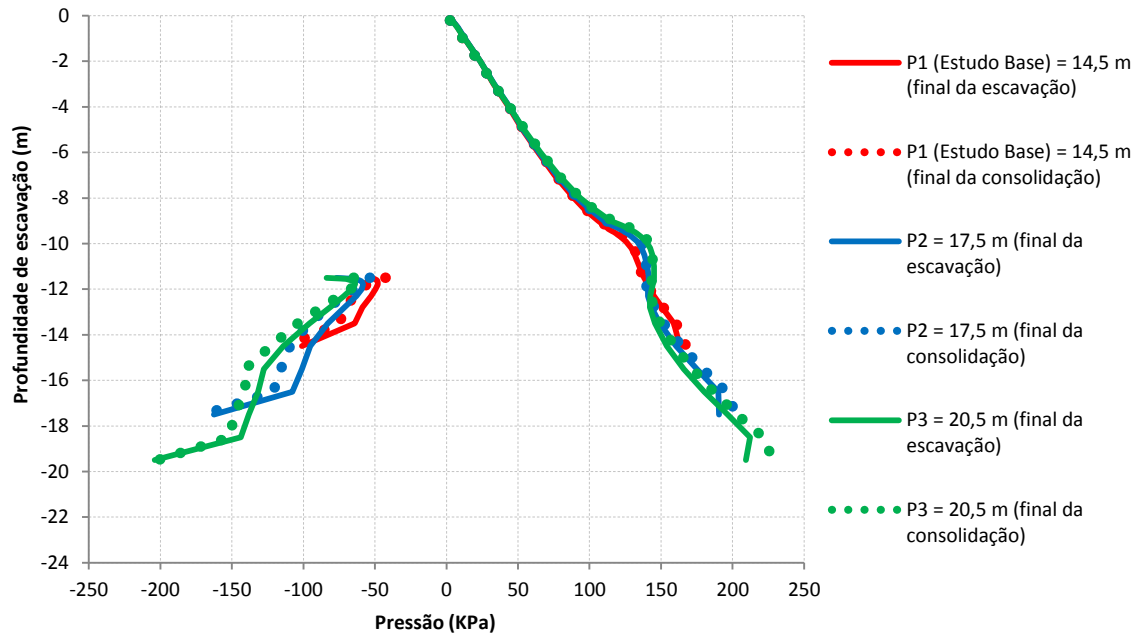


Fig. 5.37 - Influência da profundidade do estrato rígido nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da parede no final da escavação e no final da consolidação

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são apresentadas, de forma sucinta, as conclusões mais pertinentes obtidas ao longo do trabalho, bem como sugestões para futuros trabalhos que abordem temas similares.

No capítulo 3 foram realizadas duas modelações numéricas com auxílio de um programa de cálculo, baseado no modelo de elementos finitos desenvolvido por Borges (1995). A utilização do programa de cálculo no presente trabalho proporcionou um primeiro contacto com este tipo de programas, assim como a compreensão da base de funcionamento de um programa de cálculo baseado no método de elementos finitos. Tendo em conta o elevado número de simulações efectuadas e os resultados daí alcançados, foi possível concluir que a utilização deste tipo de programas é uma mais-valia para o dimensionamento de obras geotécnicas.

Na primeira simulação idealizou-se uma geometria para a estrutura de contenção, composta por colunas de *jet grout* armadas por perfis metálicos, com a qual se pretendeu perceber a redistribuição de tensões na parede entre o *jet grout* e os perfis metálicos, quando sujeita às pressões do solo. Ainda no mesmo capítulo, idealizou-se uma escavação num maciço de argila mole, de modo a compreender o comportamento global da obra.

Assim, para a simulação referente à redistribuição das tensões do *jet grout* para o perfil metálico, analisou-se um modo como as tensões se encontram instaladas no *jet grout*, bem como a sua ordem de grandeza. De uma forma mais específica, são de seguida enunciadas algumas das conclusões obtidas:

- No que respeita às tensões horizontais, instaladas na direcção x , conclui-se que estas se mobilizam com maior expressividade na zona central entre perfis metálicos e na zona do perfil metálico;
- As tensões horizontais na direcção y , instaladas no *jet grout*, tendem a convergir para o perfil metálico, mais precisamente para os seus banzos. Estas tensões vão decrescendo à medida que se aproximam da face da parede do lado escavado, verificando-se apenas um aumento das mesmas junto aos banzos, devido à concentração de tensões;
- No que se refere às tensões de corte, estas apresentam uma maior grandeza na proximidade dos banzos do perfil metálico, diminuindo à medida que se afasta dessa zona;
- Os deslocamentos do *jet grout* em relação ao perfil metálico são pouco expressivos, sendo verificado o deslocamento máximo na zona central entre perfis metálicos na face da parede do lado escavado, com o valor de cerca de 0,5 mm.
- Com o esforço transversal e os momentos flectores instalados no segmento obtidos através do cálculo numérico, verificou-se que estes resultados são próximos dos obtidos para o cálculo estrutural de uma laje contínua apoiada nos perfis metálicos verticais.

Na segunda simulação, efectuada no capítulo 3, referente a uma escavação num maciço de argila mole, procedeu-se à análise do comportamento global da obra, desde o início do processo construtivo até à dissipação total dos excessos de pressão neutra. O comportamento do maciço foi analisado de uma forma faseada, durante a realização da escavação e, posteriormente a esta, durante um determinado período de tempo, de modo a se perceber a evolução do estado de tensão do maciço envolvente, bem como dos movimentos induzidos e dos esforços na estrutura de suporte. Na análise efectuada para os diferentes instantes foram expostos e analisados os resultados extraídos do programa de cálculo relativos à forma como evoluem as pressões de água, os excessos de pressão neutra, as tensões efectivas, as tensões de corte, os níveis de tensão e os deslocamentos no maciço, bem como os esforços axiais nas escoras, os deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e ainda os esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grout*. De entre os vários aspectos, importa realçar as seguintes conclusões:

No que respeita ao estado de tensão:

- O processo de escavação gera excessos de pressão neutra negativos em praticamente todo o maciço, sendo que estes são mais significativos na zona subjacente ao maciço de escavação, uma vez que foi nesta zona que se verificou uma maior diminuição da tensão média total. No que se refere ao período posterior à escavação, verifica-se a dissipação de parte dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante o processo de escavação.
- Relativamente às tensões de corte, durante o processo de construção ocorre um aumento destas tensões, sobretudo na zona mais próxima da parede;
- Quanto aos níveis de tensão verifica-se um aumento dos mesmos de um modo geral, sendo de realçar o lado suportado, onde se constata um significativo aumento acima da laje de *jet grout*. Contudo, na zona da laje de fundo, esse aumento não se verifica, devido ao efeito de apoio desta.

Quanto aos deslocamentos, importa salientar as seguintes conclusões:

- Ao longo do processo de escavação, verifica-se um aumento dos deslocamentos horizontais da parede, sendo o máximo observado na zona escorada com cerca de 3,5 cm. Com a consolidação apenas ocorre uma ligeira diminuição do deslocamento da parede na zona da laje de fundo;
- Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado aumentam com o decurso da escavação, tendo sido verificado que os valores mais significativos ocorrem a menos de 5 metros da parede, com valores entre os 2 a 3 cm. No final da consolidação, esses valores agravam-se principalmente nos deslocamentos verticais;
- Com o decurso do processo de escavação, o levantamento da base de escavação aumenta, consequência da retirada das terras sobre a laje de fundo, bem como do aumento dos deslocamentos da parede abaixo desta. Com o decorrer da consolidação, devido à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos e consequente diminuição da tensão efectiva vertical, os movimentos ascendentes do maciço subjacente à laje de fundo agravam-se.

No que se refere aos esforços nas escoras, na parede e na laje de fundo, é de realçar as seguintes conclusões:

- Os esforços nas escoras crescem com o progredir da escavação, contudo, quando um novo nível de escoras é instalado, os esforços no nível anterior diminuem (escora 1) ou crescem de forma pouco significativa (escora 2). No decurso do período de consolidação, os esforços dos vários níveis de escoramento variam, sendo de destacar a escora 3 que sofre uma diminuição significativa;

- Os momentos flectores da parede aumentam com o progredir da escavação e o mesmo se verifica para o final da consolidação;
- Relativamente ao esforço de compressão na laje de fundo, este aumenta com a escavação e diminui com a consolidação; o mesmo não se observa com os momentos flectores, que com a consolidação sofrem um aumento.

No capítulo 4 procedeu-se à realização de análises paramétricas com o objectivo de compreender a influência que determinados parâmetros acarretam na redistribuição dos esforços do *jet grout* para os perfis metálicos. Assim, de acordo com os diferentes parâmetros abordados concluiu-se:

- No parâmetro referente ao espaçamento entre perfis metálicos, à medida que o espaçamento aumenta, as tensões horizontais na direcção x sofrem a mesma tendência. O aumento do espaçamento proporciona ainda um aumento das tensões de corte. No que diz respeito aos deslocamentos, estes tornam-se mais significativos à medida que o espaçamento aumenta. Por fim, no que se refere aos esforços transversos e aos momentos flectores, instalados para os diferentes espaçamentos, verificou-se que o cálculo teórico (peça linear) é semelhante aos resultados obtidos através do cálculo numérico;
- Relativamente ao parâmetro referente à espessura da parede, concluiu-se que as tensões horizontais na direcção x diminuem com o aumento da espessura, assim como as tensões de corte. Em contrapartida, as tensões horizontais na direcção y sofrem apenas um aumento na zona do banzo do lado suportado. No que respeita aos deslocamentos do *jet grout* em relação ao perfil metálico, para espessuras mais elevadas a variação é menos significativa que para espessuras menores. Quanto ao esforço transversal este apresenta-se semelhante ao do cálculo teórico. Nos momentos flectores, à medida que a espessura aumenta, o segmento de parede afasta-se do comportamento de uma peça linear, obtendo-se assim momentos flectores mais afastados dos obtidos no cálculo teórico;
- No que se refere ao parâmetro em que se procedeu à mudança de posição do perfil metálico, destaca-se apenas o facto das tensões horizontais na direcção x e y alterarem a sua distribuição com a mudança da posição do perfil metálico, de modo a convergirem para os banzos do mesmo;
- Quanto ao parâmetro relativo ao tipo de perfil, à semelhança do parâmetro anterior, as tensões horizontais na direcção x e y redireccionam-se, com a alteração da posição dos banzos, de modo a convergirem para as zonas que apresentam maior rigidez.

No capítulo 5 foram realizadas análises paramétricas com o intuito de compreender de que forma a não-execução da laje de fundo, assim como o aumento da profundidade do estrato rígido influenciam a resposta do sistema estrutura-maciço. Com base nas análises efectuadas é possível tecer as seguintes conclusões:

- Com a análise paramétrica, onde se procedeu à não execução da laje de fundo, verifica-se que os deslocamentos da parede, do maciço suportado e da base de escavação, apresentam-se mais significativos, observando-se o mesmo com os esforços axiais no segundo e terceiro nível de escoras. Relativamente aos momentos flectores instalados na parede, os mesmos aumentam também de forma expressiva. Com os resultados alcançados, é possível afirmar que o recurso à utilização da laje de fundo, embora acarrete custos mais elevados, é uma mais-valia para o comportamento da estrutura de contenção e para a periferia da obra;
- Quanto ao parâmetro em que se aumentou a profundidade do estrato rígido, este leva a que o maciço de argila mole suportado pela estrutura de contenção exerça maiores pressões sobre a mesma. Em consequência deste facto observa-se um aumento dos deslocamentos abaixo da laje de fundo, assim como dos momentos flectores da parede, sendo que o máximo

verificado continua a observar-se na zona da laje de fundo. Acrescido a este facto, observa-se um aumento dos esforços de compressão, bem como dos momentos flectores positivos da laje de fundo.

Com a realização do presente trabalho foi notória a complexidade do tema em análise, sendo evidente o contributo que as análises deste género apresentam para uma melhor compreensão, tanto dos maciços argilosos como da estrutura de contenção que os suporta. São sugeridos de seguida alguns aspectos que no futuro podem ser alvo de estudo como aprofundamento das análises aqui realizadas:

- A modelação numérica tridimensional de problemas deste tipo, de forma a melhor aproximar a modelação às condições reais das obras;
- Fazer variar as características da laje de fundo, como por exemplo a espessura, posição ou mesmo a opção por dois níveis de solo tratado, de forma a perceber a sua influência no comportamento global da obra;
- Pesquisa mais alargada sobre obras instrumentadas, em que se tenha recorrido técnicas de tratamento do solo;
- Realização de análises semelhantes para técnicas mais recentes, como o *Cutter Soil Mixing*;
- Realização de estudos similares, como por exemplo com diferentes profundidades de escavação, bem como com outros tipos de geometrias tanto da estrutura de contenção como do maciço suportado, de modo a melhor perceber os seus comportamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antunes, Pedro et al. (s.d.). *Escavação e Contenção Periférica para a Implantação do “El Corte Inglés” em Vila Nova De Gaia*. ([http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20\(resumos\)/Congresso Actas%20\(D\)/Volume%204/V4-23.pdf](http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20(resumos)/Congresso%20Actas%20(D)/Volume%204/V4-23.pdf)). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Azevedo, m. (2010). *Escavações cilíndricas em solos moles suportados por paredes moldadas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Baumann, V.; Dupeuble, P. (1984). *The jet-grouting process and its utilization in some European countries. In situ and rock reinforcement*. Colectânea da Teixeira Duarte, S.A.
- Bilfinger Berger Foundation (s.d.). *Jet Grouting*. (www.foundation-engineering.bilfingerberger.com). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Borges, J. L (1995). *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Brás, João (2009). *O uso de técnicas de Jet Grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Britto, A. M. e Gunn, M. J. (1987). *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, England.
- Bzówka, Joanna (2004). *Computational Model for Jet-Grouting Pile – Soil Interaction*. (http://www.openj-gate.com/browse/ArticleList.aspx?issue_id=1459788&Journal_id=129705). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting: A Problemática do Dimensionamento e Controlo da Qualidade*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, FCT/UNL, Lisboa.
- Chang, M. F.; Teh, C. I. e Cao, L. (1999). *Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 36, pp.876-890.
- Costa, P. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto, 2005.
- European Standard 14679 (2005). *Execution of special geotechnical works - Deep mixing*. Bruxelas.
- Francisco, Ruben (2007). *Caracterização técnico-conómica dos diferentes tipos de fundações profundas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa Instituto Superior Técnico.
- Gazaway, Herff N; Jasperse Brian H. (s.d.). *Jet Grouting in Contaminated Soils*. (<http://www.geocon.net/pdf/paper15.pdf>). Consultado a 30 de Maio de 2011.
- Guatteri, G; Mosiici, P.; Koshima, A. (1999). *Tuneis em solos tratados com jet grouting*. 3º Simposio Brasileiro de escavações subterrâneas, Brasília.
- Guedes de Melo e Maranha das Neves, E (1975). *Estados Críticos e a Utilização dos Modelos Elasto-plásticos e Rígido-plásticos*. Curso 110-2, Parte II, LNEC, Lisboa.
- Gunn, M. J. (1996). *Determination of critical state soil parameters using laboratory tests*. Crisp Consortium.
- JerSJ Geotecnia (2010). *Curriculum Vitae da Empresa*. (www.jetsj.pt). Consultado a 15 de Maio de 2011.

- Kaidussis, Ricardo e Gomez de Tejada, Ferran (s.d.). *O Jet Grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos*. (http://www.global.estgp.pt/engenharia/Alunos/eSebentas/Congresso Geotecnia/TEXTOS/Tema6/T6_A3.PDF). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Keller Holding GmbH (s.d.). *The Soilcrete® – Jet Grouting Process*. (www.KellerGrundbau.com). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Klein, Eric M. (s.d.). *Use of a Reinforced Jet Grout Excavation Support System for a Major Sewer Line Repair*. (http://www.envirocon.com/techpapers/papers/1_Use_of_a_Reinforced.pdf). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Larsson, S. (2005). *State of Practice Report - Execution, monitoring and quality control*. (<http://www.geo-solutions.com/tech-papers/pdf/DeepSoilMixSummaryReport2005-Larsson.pdf>). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Lewis, R. W., Screfler, B. A. (1987). *The finite element method in deforming and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Lopes, Mafalda (2004). *Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Loureiro, Telma (2008). *Aspectos geotécnicos na construção de túneis em áreas urbanas: aplicação a terrenos de baixa resistência do miocénico de Lisboa*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Mateus, Ricardo (2010). *Escavações multi-escoradas em solos moles incorporando laje de fundo de jet grout e pré-esforço nas escoras*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes M. (1995). *Mecânica dos Solos Volume II*, FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais Volume I*, FEUP, Porto.
- O’ Rourke T. D. (1992). *Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay*. Proc. International Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK.
- Paviani, A. (1989). *Panelist contribution*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.
- Peixoto, Artur (2011). *Novas tecnologias de consolidação de solos “Cutter Soil Mixing”*. (www.georumo.pt). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Pereira, Carlos (2008). *Aplicação de Jet-Grouting em escavações profundas em solos moles*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pinto, Alexandre (s.d.). *A Moderna Tecnologia de “Cutter Soil Mixing”*. (http://www.revistafundacoes.com.br/pdf/revista%2005/11%20art_CSM_FOG5.pdf). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Pinto, Ricardo (2008). *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pinto, Ricardo (2008). *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Potts, D. M. e Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.

- Raju, V. (s.d.). *Ground Treatment Using Dry Deep Soil Mixing for a Railway Embankment in Malaysia*. (<http://www.revbase.com/TagTeam/client/gallery.asp?dbid=708&siteid=836825&groupids=46853,21608>). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Ryobi Kiso (s.d.). *Introduction of Deep Soil Mixing (dsm) & trench cutting re-mixing deep wall (trd)*. (<http://www.geoss.sg/documents/seminar/geoss%20event%20seminar%205%20oct%202010%20slides%201.pdf>). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Sharman, Justin (s.d.). (<http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=1029>). Consultado a 29 de Maio de 2011.
- Slizyte, Danute et al. (2010). *Using of Jet Grouting piles reinforced with central bars for low retaining walls*. (http://www.vgtu.lt/leidiniai/leidykla/Konferencija_Modern_Building%202010/005/pdf/1168-1173_slizyte_dagys_et_al.pdf). Consultado a 15 de Maio de 2011.
- Sousa, Estela et al. (s.d.). *A técnica de Cutter Soil Mixing e a sua aplicação a uma escavação urbana*.
- Stroud, M. A. (1994). *Report on Sessions 5 and 6: jet grouting and soil mixing*. Jet Grouting and Soil Mixing II, Grouting in the Ground, Thomas Telford, London.
- Venda Oliveira, P. J. (2000). *Aterros sobre Solos Moles. Modelação Numérica*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Welsch, J.P. and Burke, G.K. (1991), *Jet Grouting – Uses For Soil Improvement*, Proc. Geotechnical Engineering Congress 1991 (GSP No. 27), Boulder, CO, pp. 334-345.
- Wen, D. (2005). *Use of Jet Grouting in Deep Excavations*. In *Ground Improvement - Case Histories*, pp. 357-370, Elsevier, Oxford, UK.
- Xanthakos, P. P., Abramson, L. W. & Bruce, D. A. (1994). *Jet grouting*. In *Ground Control and Improvement*, ASCE, pp. 580-679. EUA.
- Yahiro, T.; Yoshida, H.; Nishi, K. (1975). *The development and application of a Japanese grouting system*. Water power dam construction, Vol 27.
- (www.menard-web.com). Consultado a 15 de Maio de 2011.