

CONTENÇÃO LATERAL COM PAREDES FLEXÍVEIS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

FÁBIO FILIPE MENDES ALMEIDA

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

OUTUBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

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

A meus pais, ao meu irmão e à Juliana

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar o meu agradecimento a todos os que de algum modo contribuíram para a concretização do presente trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor José Leitão Borges, no papel de orientador científico desta dissertação, por toda a dedicação e disponibilidade que sempre demonstrou durante a realização da mesma. Admiro o seu entusiasmo pelos temas abordados, assim como o seu conhecimento científico. Agradeço, ainda, a rigorosa revisão do manuscrito;
- Aos meus pais e ao meu irmão, sempre presentes nos bons e nos piores momentos, pela educação, confiança, incentivo, apoio e ânimo constantes ao longo de todo o meu percurso académico;
- À Juliana por toda a compreensão demonstrada durante a realização desta tese;
- A todos os professores do MIEC, em especial os da minha opção de especialização, Geotecnia, por toda a transmissão de conhecimentos ao longo destes cinco anos;
- Por fim, aos meus colegas e amigos, que de alguma forma contribuíram para o meu percurso académico.

RESUMO

Com a presente dissertação pretende-se contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento de aterros sobre solos moles, considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral. Esta solução construtiva, para além de aumentar a estabilidade do aterro, minimiza os principais inconvenientes da execução deste em estruturas vizinhas, nomeadamente os levantamentos verificados à superfície e os deslocamentos horizontais nas zonas laterais à construção da obra.

Numa primeira fase é apresentada uma revisão bibliográfica, que contempla os principais problemas associados à construção de aterros sobre solos moles, as técnicas construtivas para a sua resolução e a descrição da solução construtiva estudada na presente dissertação.

Seguidamente, descrevem-se as principais características do programa de cálculo automático RECRIB baseado no Método dos Elementos Finitos, desenvolvido por Borges (1995) e utilizado no presente trabalho, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot).

Usando a versão 2D deste programa de cálculo (análises acopladas bidimensionais), procede-se à modelação numérica de um aterro sobre solo argiloso mole considerando a solução de execução de paredes laterais de contenção encastradas inferiormente no estrato rígido e apoiadas superiormente em cabos metálicos. O comportamento da obra é analisado desde o início da escavação até ao final do período de consolidação. Para além de uma análise comparativa da eficiência da solução, é também analisada a segurança à rotura global do mesmo problema mas sem as paredes laterais, usando os resultados da análise pelo Método dos Elementos Finitos considerando formulações de equilíbrio limite e da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Posteriormente, é efetuado um estudo paramétrico com o objetivo de compreender a influência de certos parâmetros no comportamento global da obra, nomeadamente a rigidez à flexão da parede, a rigidez do cabo e a existência ou não do mesmo.

Numa segunda fase do trabalho, utilizando o programa de cálculo automático RECRIB3D, o qual corresponde à versão para análises tridimensionais do programa RECRIB, é feita uma modelação tridimensional de um aterro sobre solos moles considerando a solução conjunta de paredes de contenção lateral e geodrenos verticais. São comparados os resultados do aterro utilizando os geodrenos (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os geodrenos verticais.

É ainda efetuado um estudo paramétrico (análises acopladas tridimensionais, tendo por base o problema atrás referido) com o objetivo de compreender a influência da rigidez da parede no comportamento global da obra.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido e indicam-se algumas vias para futuras investigações.

PALAVRAS-CHAVE: aterros sobre solos moles; paredes flexíveis; contenção lateral; consolidação, modelação numérica; drenos verticais.

ABSTRACT

The present work aims to contribute to the deepening of knowledge about the behavior of embankments on soft soils, considering the solution of constructing lateral retaining walls. This constructive solution, besides increasing the overall stability of the embankment, minimizes the main inconveniences of its construction on neighboring structures, namely the upward movements and horizontal displacements on the lateral zones of the embankment.

Firstly, a literature review is presented, which includes the main problems associated with the construction of embankments on soft soils, the construction techniques used to solve such problems and the description of the constructive solution that is studied in the present thesis.

Afterwards, the main features of the used calculation program (RECRIB program), developed by Borges (1995), are described, which is based on the finite element method and incorporates coupled formulation of the flow and equilibrium equations for consolidation analysis (extended Biot's consolidation theory).

Using the 2D-version of this calculation program (two-dimensional coupled analysis), the numerical modeling of an embankment on soft clayey soil considering the solution of lateral walls, cantilevered within the hard stratum (lower extremity) and supported by metallic cables (upper extremity), is performed. The behavior of the work is analyzed from the beginning of the construction until the end of the consolidation period. Besides the comparative analysis of the efficiency of the solution, the safety against overall failure of the same problem but without the lateral wall is analyzed using the finite element results and considering formulations of limit equilibrium and the Critical State Soil Mechanics.

In addition, a parametric study is performed in order to understand the influence of several parameters on the behavior of the illustrative case, namely the influence of the bending stiffness of the wall, the cable tensile stiffness and the use of the cable.

In a second stage of the study, using the RECRIB3D program, which corresponds to the 3D-version of the RECRIB program for three-dimensional analysis, a three-dimensional modeling of an embankment on soft soils is performed, considering the mixed solution of lateral walls and prefabricated vertical drains. The results of the problem with vertical drains (three-dimensional analysis) are compared to the results of the two-dimensional analysis of the same problem but without the drains.

A parametric study is also performed (three-dimensional coupled analysis) in order to understand the influence of the wall bending stiffness on the overall behavior of the construction.

Finally, some overall conclusions arising from the work are pointed out and some ways to future research are indicated.

KEY-WORDS: embankments on soft soils; flexible walls; lateral retaining; consolidation; numerical modeling; vertical drains.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	3
2.1. CARATERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS ARGILOSOS MOLES	3
2.2. PRINCIPAIS PROBLEMAS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS ARGILOSOS MOLES	3
2.3. MÉTODOS DE VIABILIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO	6
2.3.1. DRENOS VERTICAIS	6
2.3.2. PRÉ-CARGA OU PRÉ-CARREGAMENTO	7
2.3.3. CONSTRUÇÃO DE BERMAS LATERAIS	8
2.3.4. FASEAMENTO DO CARREGAMENTO	9
2.3.5. TÉCNICAS DE REFORÇO	9
2.3.5.1. Reforço do solo de fundação com colunas	10
2.3.5.2. Reforço da base do aterro com geossintético	10
2.3.6. OUTROS MÉTODOS DE VIABILIZAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	11
2.4. MINIMIZAÇÃO DOS EFEITOS DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES, NAS ÁREAS ENVOLVENTES – CONTENÇÃO LATERAL COM PAREDES FLEXÍVEIS	11
2.4.1. INTRODUÇÃO	11
2.4.2. EFEITO DA CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS – ATRITO NEGATIVO E IMPULSOS HORIZONTAIS	12
2.4.3. CONTENÇÃO LATERAL COM PAREDES FLEXÍVEIS	13
2.4.3.1. Aspectos construtivos da parede lateral	14
2.4.3.2. Estudos	19
2.4.4. CASOS DE OBRA DE ATERROS COM PAREDES LATERAIS	20
3. MODELO NUMÉRICO	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	23

3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO	24
3.4. PROGRAMA DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL	28
3.5. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P-Q-Θ	30
3.5.1. O MODELO P-Q- Θ	30
3.5.1.1. Relação volume – tensão média efetiva	30
3.5.1.2. Linha de estados críticos	32
3.5.1.3. Superfície de cedência	33
3.5.2. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q- Θ	34
 4. PROBLEMA BASE	 37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE	37
4.2.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO	37
4.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL	40
4.2.3. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	42
4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	43
4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	43
4.3.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO	44
4.3.2.1. Evolução do estado de tensão	44
4.3.2.2. Deslocamentos	56
4.3.2.3. Esforços nos elementos estruturais	59
4.3.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO	62
4.3.3.1. Introdução	62
4.3.3.2. Evolução do estado de tensão	62
4.3.3.3. Deslocamentos	70
4.3.3.4. Esforços nos elementos estruturais	74
4.3.4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	77
4.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O PROBLEMA BASE E O PROBLEMA SEM A PAREDE LATERAL	 78
4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	78
4.4.2. DESLOCAMENTOS	78
4.4.3. ESTADO DE TENSÃO	81
4.4.4. ANÁLISE DA SEGURANÇA À ROTURA GLOBAL	86

5. ESTUDO PARAMÉTRICO BIDIMENSIONAL	89
5.1. INTRODUÇÃO	89
5.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRAÇÃO DOS CABOS METÁLICOS	90
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	90
5.2.2. DESLOCAMENTOS	92
5.2.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	94
5.2.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	103
5.3. INFLUÊNCIA DO CABO	106
5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	106
5.3.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS	107
5.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE CONTENÇÃO	109
5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	109
5.4.2. DESLOCAMENTOS	110
5.4.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	112
5.4.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	115
 6. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL CONSIDERANDO A SOLUÇÃO CONJUNTA DE PAREDES DE CONTENÇÃO LATERAL E GEODRENOS VERTICAIS	119
6.1. INTRODUÇÃO	119
6.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	119
6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS	123
 7. ESTUDO PARAMÉTRICO TRIDIMENSIONAL	149
7.1. INTRODUÇÃO	149
7.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE CONTENÇÃO	150
7.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	150
7.2.2. DESLOCAMENTOS	150
7.2.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	153
 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	163

9. BIBLIOGRAFIA..... 167

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Fig. 2.1 – Rotura por punçoamento (Borges, 1995).....	4
Fig. 2.2 – Rotura por deslizamento geral (Borges, 1995)	4
Fig. 2.3 – Aspeto típico dos assentamentos à superfície [1]	5
Fig. 2.4 – Esquema representativo das ações horizontais sobre as fundações indiretas (estacas) de uma ponte, desenvolvidas pela construção do aterro (Caputo, 1977)	5
Fig. 2.5 – Drenos verticais (esquema típico em corte) [2]	6
Fig. 2.6 – Aceleração dos assentamentos pela técnica de pré carga (Mendes, 2011)	7
Fig. 2.7 – Esquema em corte típico das técnicas de pré-carga e drenos verticais [2]	8
Fig. 2.8 – Efeito estabilizador da utilização de bermas laterais (Borges, 1995)	8
Fig. 2.9 – Aterro reforçado com geossintético [1]	10
Fig. 2.10 – Aterro suportado por colunas, reforçado com geossintético [1]	10
Fig. 2.11 – Aterro suportado por colunas apoiado por uma plataforma de transferência de carga (PTC) reforçada com geossintéticos, (adaptado de Collin et al., 2005)	11
Fig. 2.12 – Desenvolvimento de ações nas fundações indiretas de uma ponte (encontro), resultantes da execução do aterro sobre solos moles (adaptado de Caputo, 1977)	12
Fig. 2.13 – Desenvolvimento de ações nas fundações indiretas de um pavilhão industrial, resultantes da construção de um aterro na sua vizinhança (adaptado de Borges, 1997)	13
Fig. 2.14 – a) Efeitos da construção de um aterro nas áreas envolventes; b) diminuição dos mesmos efeitos através da construção de parede lateral (adaptado de Harate et al, 2009).....	14
Fig. 2.15 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes de estacas pranchas [3]	15
Fig. 2.16 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes moldadas: a) escavação; b) colocação da armadura; c) betonagem (adaptado de [4]).....	15
Fig. 2.17 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes de jet grout (adaptado de [5])	16
Fig. 2.18 – Esquema tridimensional representativo da solução com paredes de contenção flexíveis (adaptado de Harate et al, 2009)	16
Fig. 2.19 – Esquema representativo da solução de parede de estacas pranchas com tirantes metálicos (adaptado de Hiroyuki Tanaka et al, 1996)	17
Fig. 2.20 – Esquema representativo da solução de parede de estacas prancha sem tirantes (adaptado de Hiroyuki Tanaka et al, 1996)	17
Fig. 2.21 – Aspeto da solução estudada [6]	18
Fig. 2.22 – Aspeto da solução estudada [6]	18
Fig. 2.23 – Problema analisado (Mansikkamäki e Länsivaara, 2013)	19
Fig. 2.24 – Análise do aumento da estabilidade do aterro (Mansikkamäki e Länsivaara, 2013)	19

Fig. 2.25 – Malha de elementos finitos (Mansikkamäki e Lämsivaara, 2013).....	19
Fig. 2.26 – Aspeto geral da obra [7]	20
Fig. 2.27 – Instalação das estacas prancha [7]	21
Fig. 2.28 – Aspeto geral da obra [8]	21
Fig. 2.29 – Aspeto geral da obra [9]	22

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

Fig. 3.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995).....	26
Fig. 3.2 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 2003): a) 60 incógnitas-deslocamentos e 8 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 60 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra;.....	27
Fig. 3.3 – Método incremental (Lopes, 2004).....	27
Fig. 3.4 – Elemento finito triangular de seis nós (Borges, 2004a).....	29
Fig. 3.5 – Curvas típicas, no referencial (p, v), de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranha das Neves, 2013)	31
Fig. 3.6 – Curvas teóricas, na teoria de estados críticos, de compressão, descompressão e recompressão no referencial ($\ln p, v$) (adaptado de Maranha das Neves, 2013)	31
Fig. 3.7 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p, v, q); b) (p, q); c) ($\ln p, v$) (Borges, 1995)	32
Fig. 3.8 – Superfícies de cedência do modelo $p-q-\theta$ (no referencial p, q) (Borges, 1995)	33
Fig. 3.9 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo $p-q-\theta$ no espaço das tensões principais efetivas (Borges, 1995)	33
Fig. 3.10 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo – diagrama $\log \sigma'_v - e$ (Fernandes, 2006).....	35

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

Fig. 4.1 – Representação esquemática do sistema a estudar	39
Fig. 4.2 – Esquema de cálculo utilizado no pré dimensionamento dos órgãos de contenção	39
Fig. 4.3 – Evolução em profundidade da resistência não drenada	41
Fig. 4.4 – Secção transversal	43
Fig. 4.5 – Representação esquemática da malha de elementos finitos e das condições de fronteira do problema.....	43
Fig. 4.6 – Esquema teórico da repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado correspondente a uma carga isotrópica seguida de carga axial (Borges, 1995)	45
Fig. 4.7 – Evolução dos excessos de pressão neutra (kPa) ao longo da construção do aterro	46
Fig. 4.8 – Variação das tensões efetivas verticais (kPa), durante a construção do aterro	47

Fig. 4.9 – Variação das tensões efetivas horizontais (kPa), durante a construção do aterro	48
Fig. 4.10 – Divisão da fundação em cinco zonas típicas	49
Fig. 4.11 – Noção gráfica de nível de tensão (SL) no referencial p-q (Borges, 1995).....	51
Fig. 4.12 – Níveis de tensão no maciço argiloso ao longo da construção do aterro	53
Fig. 4.13 – Representação das cruzetas das tensões principais efetivas no final do carregamento	54
Fig. 4.14 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais τ_{xy} (kPa), no maciço argiloso, na fase construtiva	55
Fig. 4.15 – Configuração da deformada no final da construção (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 5)	57
Fig. 4.16 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície, durante a construção do aterro	58
Fig. 4.17 – Evolução dos deslocamentos horizontais da parede durante a construção do aterro	58
Fig. 4.18 – Diagrama representativo da evolução das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre a parede, durante a construção	59
Fig. 4.19 – Diagrama representativo da evolução das pressões da água (a) e das tensões efetivas horizontais (b)	60
Fig. 4.20 – a) Evolução das ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede b) Evolução do diagrama de momentos fletores.....	61
Fig. 4.21 – Evolução dos excessos de pressão neutra (kPa) durante a consolidação	63
Fig. 4.22 – Evolução das tensões efetivas verticais (kPa), durante a consolidação	65
Fig. 4.23 – Evolução das tensões efetivas horizontais (kPa), durante a consolidação	66
Fig. 4.24 – Evolução dos níveis de tensão ao longo da consolidação	67
Fig. 4.25 – Representação das cruzetas das tensões principais efetivas: a) final da construção; b) final da consolidação.....	68
Fig. 4.26 – Evolução das tensões de corte nos planos horizontais e verticais τ_{xy} (kPa), no maciço argiloso, ao longo da consolidação	69
Fig. 4.27 – Malha deformada durante a consolidação (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 5): a) final da construção; b) final da consolidação.....	70
Fig. 4.28 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície do maciço argiloso, durante a consolidação.....	71
Fig. 4.29 – Evolução dos levantamentos verificados à superfície do maciço argiloso à direita da parede, ao longo da consolidação.....	72
Fig. 4.30 – Evolução dos assentamentos na plataforma do aterro ao longo da consolidação	72
Fig. 4.31 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro, do ponto situado sobre o eixo de simetria e do ponto situado a 10 m do anterior	73
Fig. 4.32 – Deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação	73

Fig. 4.33 – a) Diagramas de pressões de terras sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação; b) deformada da parede no final da construção e no final da consolidação e representação do mecanismo de transferência de carga (<i>efeito de arco</i>)	74
Fig. 4.34 – Diagrama das solicitações sobre a parede	75
Fig. 4.35 – Diagrama de momentos fletores da parede	76
Fig. 4.36 – Evolução temporal das tensões instaladas no cabo	76
Fig. 4.37 – a) Estudo comparativo do diagrama de momentos fletores; b) esquema de cálculo aproximado, caso a parede fosse infinitamente rígida.....	77
Fig. 4.38 – Variação em profundidade dos deslocamentos horizontais dos pontos situados a 15 m do eixo de simetria.....	79
Fig. 4.39 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço argiloso.....	79
Fig. 4.40 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno na área vizinha à construção	80
Fig. 4.41 – Evolução com o tempo, do deslocamento vertical, do ponto situado na superfície do maciço argiloso, sobre o eixo de simetria	80
Fig. 4.42 – Representação dos excessos de pressão neutra (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede	82
Fig. 4.43 – Representação das tensões efetivas verticais (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede	83
Fig. 4.44 – Representação das tensões efetivas horizontais (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede.....	84
Fig. 4.45 – Representação dos níveis de tensão, no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede	85
Fig. 4.46 – Evolução do coeficiente de segurança durante e após a construção.....	86
Fig. 4.47 – Representação gráfica das superfícies de deslizamento que conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança globais no final da construção e no final da consolidação, para o aterro sem parede lateral.....	87

CAPÍTULO 5 – ESTUDO PARAMÉTRICO

Fig. 5.1 – Representação esquemática das diferentes soluções estudadas: a) com cabo (análise A10 e A5); b) sem cabo (análise A0)	91
Fig. 5.2 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação	92
Fig. 5.3 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação	93
Fig. 5.4 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos levantamentos verificados à superfície, no final da construção e no final da consolidação, à direita da parede	93

Fig. 5.5 – Efeito da alteração da rigidez do cabo na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0	95
Fig. 5.6 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas verticais (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0	96
Fig. 5.7 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas horizontais (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0	97
Fig. 5.8 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas verticais (kPa), no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0	98
Fig. 5.9 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas horizontais (kPa), no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0	99
Fig. 5.10 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões de corte, nos planos vertical e horizontal, τ_{xy} (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0	100
Fig. 5.11 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões de corte, nos planos vertical e horizontal, τ_{xy} (kPa), no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0	101
Fig. 5.12 – Efeito da alteração da rigidez do cabo na distribuição dos níveis de tensão no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0	102
Fig. 5.13 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos níveis de tensão no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0	103
Fig. 5.14 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais), sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação	104
Fig. 5.15 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, nos diagramas de momentos fletores na parede, no final da construção e no final da consolidação	105
Fig. 5.16 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, na evolução dos esforços de tração no cabo ao longo do tempo	105
Fig. 5.17 – Efeito do cabo nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação	107
Fig. 5.18 – Efeito do cabo nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação	108
Fig. 5.19 – Efeito do cabo nos levantamentos à superfície, no final da construção e no final da consolidação	108
Fig. 5.20 – Efeito do cabo, nos diagramas de momentos fletores na parede, no final da construção e no final da consolidação	109
Fig. 5.21 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação	110
Fig. 5.22 – Efeito da alteração da rigidez da parede nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação	111
Fig. 5.23 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos levantamentos verificados à superfície, no final da construção e no final da consolidação	111

Fig. 5.24 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada.....	113
Fig. 5.25 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da construção: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada.....	114
Fig. 5.26 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da consolidação: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada	115
Fig. 5.27 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais), sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação	116
Fig. 5.28 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de momentos fletores, no final da construção e no final da consolidação.....	116
Fig. 5.29 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na evolução dos esforços de tração no cabo ao longo do tempo	117

CAPÍTULO 6 – MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL CONSIDERANDO A SOLUÇÃO CONJUNTA DE PAREDES DE CONTENÇÃO LATERAL E GEODRENOS VERTICAIS

Fig. 6.1 – Secção transversal do problema.....	120
Fig. 6.2 – Representação esquemática da distribuição dos drenos verticais em planta	120
Fig. 6.3 – Malha de elementos finitos tridimensional para o problema com drenos verticais.....	121
Fig. 6.4 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico: a) 60 incógnitas de deslocamentos e 8 incógnitas de excessos de pressão neutra; b) 60 incógnitas de deslocamentos e zero incógnitas de excessos de pressão neutra (Borges, 2003)	122
Fig. 6.5 – Excessos de pressão neutra (kPa) durante a fase construtiva para o aterro com drenos verticais.....	125
Fig. 6.6 – Excessos de pressão neutra (kPa) durante a fase pós-construtiva para o aterro com drenos verticais.....	126
Fig. 6.7 – Distribuição das pressões neutras (kPa) no final da construção para o aterro com drenos verticais.....	127
Fig. 6.8 – Distribuição das pressões neutras (kPa) 1497 dias (cerca de 4 anos) após o final da construção para o aterro com drenos verticais	128
Fig. 6.9 – Distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa) no final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais.....	129
Fig. 6.10 – Distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa) 364 dias (1 ano) após o final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais	130
Fig. 6.11 – Incrementos de tensão efetiva vertical para o aterro com drenos verticais: a) final da construção; b) final da consolidação	131
Fig. 6.12 – Incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção para o aterro com drenos verticais: a) profundidade de 2 m; b) profundidade de 4 m.....	132

Fig. 6.13 – Distribuição das tensões totais verticais para o aterro com drenos verticais: a) final da construção; b) final da consolidação	133
Fig. 6.14 – Distribuição dos níveis de tensão durante a fase construtiva.....	135
Fig. 6.15 – Distribuição dos níveis de tensão na fase pós construtiva	136
Fig. 6.16 – Distribuição dos níveis de tensão no final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais	137
Fig. 6.17 – Distribuição dos níveis de tensão no final da consolidação: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais.....	138
Fig. 6.18 – Malhas deformadas para o aterro com geodrenos verticais (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 7): a) final da construção; b) final da consolidação	140
Fig. 6.19 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície para o aterro com drenos verticais ..	141
Fig. 6.20 – Deslocamentos verticais à superfície no final da construção e no final da consolidação para o aterro com e sem drenos verticais	141
Fig. 6.21 – Levantamentos verificados à superfície do terreno natural, na zona não carregada, no final da construção e no final da consolidação para as situações, com e sem drenos verticais	142
Fig. 6.22 – Assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural ($x=0$, $y=8$ e $z=0$), para o aterro com e sem drenos verticais.....	142
Fig. 6.23 – a) Deformada da parede no final da construção para o caso tridimensional (fator de ampliação dos deslocamentos de 100 vezes); b) deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais	143
Fig. 6.24 – Distribuição das tensões totais verticais na parede: a) no final da construção; b) no final da consolidação.....	144
Fig. 6.25 – Distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais	146
Fig. 6.26 – Distribuição das ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais	146
Fig. 6.27 – Distribuição das tensões horizontais totais (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra): a) no final da construção; b) no final da consolidação	147
Fig. 6.28 – Distribuição das pressões neutras no final da construção.....	148
Fig. 6.29 – Diagrama de momentos fletores da parede, para as situações com e sem drenos verticais, no final da construção e no final da consolidação	148

CAPÍTULO 7 – ESTUDO PARAMÉTRICO

Fig. 7.1 – a) Deformada da parede para o problema de referência no final da construção (fator de ampliação dos deslocamentos de 100 vezes); b) efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação	151
---	-----

Fig. 7.2 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos verticais à superfície do terreno natural, no final da construção e no final da consolidação	151
Fig. 7.3 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos levantamentos verificados à superfície à direita da parede, no final da construção e no final da consolidação	152
Fig. 7.4 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na evolução dos assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural ($x = 0$, $y = 8$ e $z = 0$)	152
Fig. 7.5 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m	154
Fig. 7.6 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final do primeiro ano após a construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m	155
Fig. 7.7 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos incrementos de tensão efetiva vertical (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m	156
Fig. 7.8 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m	157
Fig. 7.9 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da consolidação: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m	158
Fig. 7.10 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação	160
Fig. 7.11 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nas ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação	160
Fig. 7.12 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de momentos fletores, no final da construção e no final da consolidação	161
Fig. 7.13 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, na distribuição das tensões verticais na parede (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m; e no final da consolidação: d) $e = 1$ m; e) $e = 0,80$ m; f) $e = 0,60$ m	162

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

Quadro 4.1 – Características da argila de fundação e do material de aterro	40
Quadro 4.2 – Variação do coeficiente de impulso em repouso e do grau de sobreconsolidação em profundidade.....	41
Quadro 4.3 – Variação em profundidade de c_u	42
Quadro 4.4 – Propriedades mecânicas do cabo e da parede	42
Quadro 4.5 – Dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento consideradas na análise da estabilidade global	86
Quadro 4.6 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento.....	88

CAPÍTULO 5 – ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 5.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas	90
Quadro 5.2 – Alteração da rigidez da parede	106
Quadro 5.3 – Propriedades mecânicas para os diversos tipos de parede estudados	110

CAPÍTULO 6 – MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL CONSIDERANDO A SOLUÇÃO CONJUNTA DE PAREDES DE CONTENÇÃO LATERAL E GEODRENOS VERTICAIS

Quadro 6.1 – Características da argila de fundação e do material de aterro	123
Quadro 6.2 – Variação do coeficiente de impulso em repouso e do grau de sobreconsolidação em profundidade.....	123

CAPÍTULO 7 – ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 7.1 – Características da argila de fundação e do material de aterro	149
Quadro 7.2 – Características da argila de fundação e do material de aterro	150

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

CAPÍTULO 2 – ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

a – altura do aterro

B – largura do aterro

h – ações horizontais sobre a estaca

H – espessura da fundação

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

a – comprimento do semi-eixo p

C_c – índice de compressibilidade

C_r – índice de recompressibilidade

c_u – resistência não drenada [kPa]

e – índice de vazios

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

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

M – inclinação da linha dos estados críticos no referencial p - q

n – razão dos eixos da elipse nas direções q e p

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

p – tensão média efetiva [kPa]

p_c – tensão de pré-consolidação isotrópica [kPa]

p_w^e – excesso de pressão neutra desconhecido [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

u_x – deslocamento segundo o eixo dos xx desconhecido [m]

u_y – deslocamento segundo o eixo dos yy desconhecido [m]

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

Ψ – forças não equilibradas

α_p – coordenada p do centro da elipse

ε_v^p – deformações volumétricas plásticas

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial v - $\ln p$

v – volume específico do solo

ν' – coeficiente de Poisson do esqueleto sólido

θ – invariante das tensões

σ'_p – tensão efetiva vertical máxima a que o solo esteve sujeito [kPa]

σ'_v – tensão efetiva vertical [kPa]

σ'_{vo} – tensão efetiva vertical de repouso [kPa]

MEF – Método dos Elementos Finitos

LEC – Linha dos Estados Críticos

OCR – grau de sobreconsolidação

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE

E – módulo de elasticidade [MPa]

I – inércia à flexão [m⁴]

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópicas no referencial ν -ln p

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

M – inclinação da linha dos estados críticos no referencial p - q

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

p – tensão média efetiva [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

γ – peso volúmico [kN/m³]

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial ν -ln p

ν – coeficiente de Poisson

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

R_{oc} – grau de sobreconsolidação

LEC – Linha dos Estados Críticos

SL – *Stress Level*

CAPÍTULO 5 – ESTUDO PARAMÉTRICO

E – módulo de elasticidade (GPa)

EI – rigidez à flexão (kN.m)

I – momento de inércia (cm⁴/m)

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

P.B. – Problema base

CAPÍTULO 6 – MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL CONSIDERANDO A SOLUÇÃO CONJUNTA DE PAREDES DE CONTENÇÃO LATERAL E GEODRENOS VERTICAIS

E – módulo de elasticidade [MPa]

H – horizontal

K – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópicas no referencial v - $\ln p$

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

k_x – coeficiente de permeabilidade na direção x [m/s]

k_y – coeficiente de permeabilidade na direção y [m/s]

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

p^e – excesso de pressão neutra

R_{oc} – grau de sobreconsolidação.

u^x – deslocamento na direção x

u^y – deslocamento na direção y

u^z – deslocamento na direção z

V – vertical

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

γ – peso volúmico [kN/m³]

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial v - $\ln p$

ν – coeficiente de Poisson

CAPÍTULO 7 – ESTUDO PARAMÉTRICO

E – módulo de elasticidade (GPa)

EI – rigidez à flexão (kN.m)

I – momento de inércia (cm⁴/m)

P. R. – problema de referência (solução analisada no Capítulo 6)

1

INTRODUÇÃO

Atualmente, na maioria dos países (incluindo o nosso) existe uma maior concentração de áreas urbanas e industriais, logo da maioria das estruturas de engenharia civil, nas zonas do litoral. É precisamente nestas zonas que, por regra, se encontram os maciços com piores características geotécnicas (zonas geológicas muito recentes) nomeadamente solos argilosos moles. Assim, a construção de estruturas fundadas em maciços argilosos moles, como por exemplo aterros, tem-se tornado cada vez mais uma realidade.

Os maciços argilosos moles caracterizam-se por apresentarem uma elevada compressibilidade e uma baixa permeabilidade. Estas duas características (a propensão para exibirem elevadas deformações e estas demorarem longo tempo a processar-se) conjugadas com a sua baixa resistência (problemas de instabilidade global), tornam a construção de aterros sobre solos moles um dos maiores desafios da Engenharia Civil. Um outro problema associado à construção destes aterros prende-se com os inconvenientes que estas construções podem provocar nas estruturas vizinhas. Os Engenheiros Geotécnicos, confrontados com estes problemas, desenvolveram diversas técnicas construtivas para ultrapassar estes inconvenientes. No entanto, a maioria das técnicas foram pensadas para, ou aumentar a segurança e/ou acelerar os assentamentos ou mesmo diminuí-los e não tanto para reduzir os efeitos destas construções nas áreas envolventes. Existem essencialmente dois tipos de técnicas que permitem a minimização dos efeitos da construção de aterros sobre solos moles nas zonas laterais ao aterro, nomeadamente o reforço do solo mole com colunas e a construção de paredes laterais de um ou dos dois lados do aterro. A segunda das técnicas apresenta a vantagem, entre outras, de ser uma solução adequada para tratamentos de aterros em ambientes de construção que possuam pouco espaço.

Esta dissertação tem como objetivo analisar o comportamento da solução de execução de paredes de contenção lateral que, para além de aumentar a estabilidade do aterro, minimiza os efeitos (deslocamentos horizontais e verticais) da execução da obra nas estruturas vizinhas. Nestes termos, o presente trabalho divide-se em sete capítulos, os quais envolvem as seguintes questões.

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica na qual se descrevem resumidamente os principais problemas associados à construção de aterros sobre solos moles, assim como as diversas técnicas existentes para a sua resolução. Faz-se ainda uma resumida descrição da solução estudada na presente dissertação e apresentam-se estudos e casos de obra publicados na bibliografia.

No Capítulo 3, descrevem-se os principais fundamentos teóricos do programa de elementos finitos RECRIB, desenvolvido por Borges (1995) e utilizado na presente dissertação. Este programa permite proceder a análises de consolidação através da formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. Na modelação do comportamento dos solos (solo mole e aterro) usa-se um

modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Usando a versão 2D do programa de elementos finitos (análises acopladas bidimensionais), no Capítulo 4 analisa-se o comportamento de um aterro sobre solos moles considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral encastradas inferiormente no estrato rígido e apoiadas superiormente em tirantes metálicos. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante o período de construção, quer durante o período de consolidação. No final deste capítulo, para além de uma análise da eficiência da solução é também analisada a segurança à rotura global do mesmo problema mas sem as paredes laterais.

O Capítulo 5 é dedicado a estudos paramétricos, tendo por base o problema analisado no Capítulo 4, de forma a analisar o efeito da variação de certos parâmetros no comportamento global da obra. É analisada a influência da rigidez à flexão da parede, da rigidez do cabo, assim como da existência ou não do mesmo.

No Capítulo 6, usando o programa de cálculo automático RECRIB3D, desenvolvido por José Leitão Borges em 2001 (Borges, 2003, 2004), o qual corresponde à versão para análises tridimensionais do mesmo programa utilizado nos capítulos anteriores em análises bidimensionais (Borges, 1995), analisa-se o comportamento tridimensional de um aterro sobre solos moles considerando a solução conjunta de paredes laterais e geodrenos verticais. São postos em evidência os aspetos fundamentais do comportamento da obra, comparando os resultados do problema utilizando os geodrenos (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os geodrenos (problema analisado no Capítulo 5).

Seguidamente, no Capítulo 7 realiza-se um novo estudo paramétrico tendo por base o problema tridimensional analisado no Capítulo 6. Neste capítulo analisa-se a influência da rigidez da parede no comportamento global da obra.

Por fim, no Capítulo 8 são apresentadas conclusões gerais julgadas pertinentes, assim como algumas sugestões para estudos posteriores que poderão complementar a presente investigação.

2

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

2.1. CARATERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS ARGILOSOS MOLES

Os solos designados por argilosos moles apresentam as seguintes caraterísticas:

- São constituídos fundamentalmente por partículas muito finas, com dimensões da ordem de 1 μm (um milésimo de milímetro), de forma laminar e quimicamente muito ativas. Em termos mineralógicos, estas partículas correspondem a silicatos hidratados de alumínio, magnésio e ferro (Matos Fernandes, 2006);
- Apresentam teores em água e índices de vazios altos, podendo estas grandezas variar dentro de intervalos extremamente largos;
- Encontram-se quase sempre abaixo do nível freático, apresentando por isso graus de saturação muito próximos de 100 %;
- Apresentam elevada deformabilidade e baixa permeabilidade (coeficientes de permeabilidade inferiores a 10^{-8} m/s);
- Caraterizam-se normalmente por apresentarem resistência ao corte sem drenagem extremamente baixa (geralmente inferiores a 25 kPa) (Correia, 1982).

2.2. PRINCIPAIS PROBLEMAS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS ARGILOSOS MOLES

Atendendo às caraterísticas gerais deste tipo de solos, são de prever inúmeras dificuldades na construção de estruturas fundadas em maciços argilosos moles:

- A baixa resistência ao corte destes solos limita consideravelmente a carga que é possível aplicar de forma rápida e com segurança aceitável. As roturas globais, na execução de aterros sobre solos moles são, geralmente, de dois tipos:
 - i. Rotura por punçoamento (Fig. 2.1): a superfície de rotura não interceta o aterro uma vez que, por falta de capacidade de carga da fundação, o aterro no seu conjunto enterra-se no depósito de solos moles, elevando-se estes lateralmente. É um tipo de rotura que ocorre mais vulgarmente quando é pequena a largura B do aterro em relação à espessura H da fundação, ou se o maciço de fundação apresenta uma crosta superficial muito resistente, o que determina o aparecimento de uma superfície de rotura que atinge as camadas mais profundas (Borges, 1995);

- ii. Rotura por deslizamento geral (Fig. 2.2): a superfície de rotura, normalmente de forma circular, corta o aterro. Este é um tipo de rotura mais frequente nas situações contrárias às que favorecem a rotura por punçoamento, isto é, acontece para valores menores do quociente H/B e, ainda, quando as camadas mais superficiais da fundação não são muito resistentes (Borges, 1995).

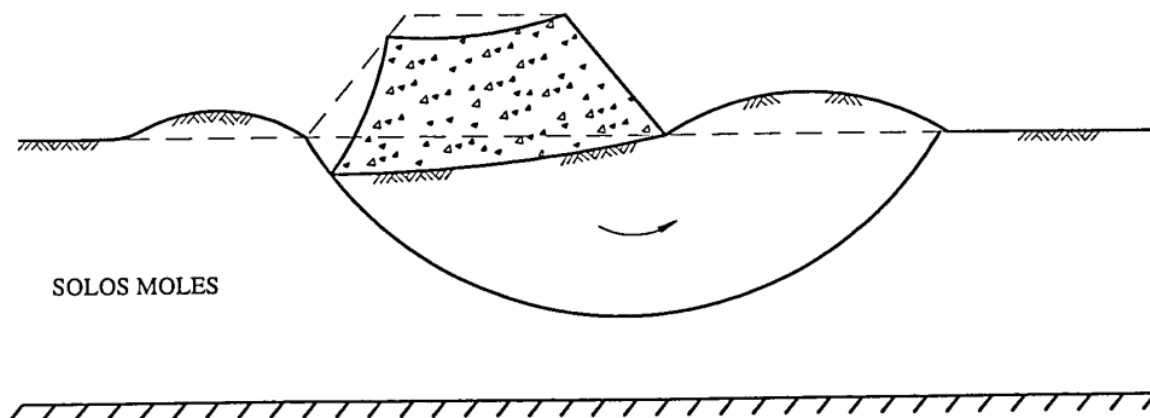


Fig. 2.1 – Rotura por punçoamento (Borges, 1995)

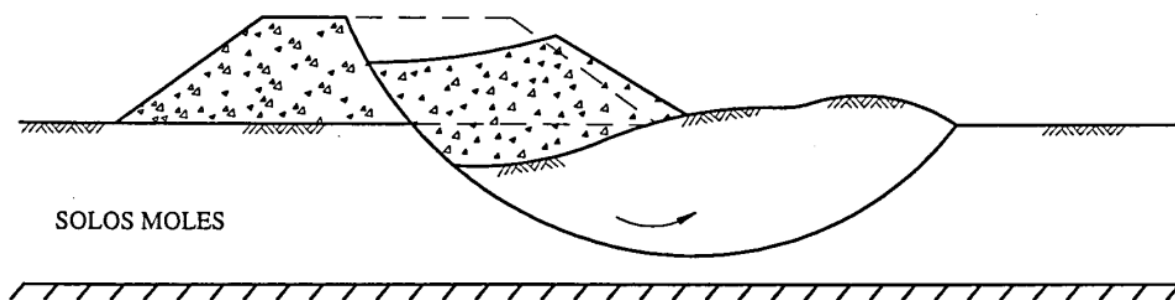


Fig. 2.2 – Rotura por deslizamento geral (Borges, 1995)

- A elevada deformabilidade e a baixa permeabilidade, levam, por um lado, a que estes solos apresentem elevadas deformações quando carregados, e, por outro, que estas deformações demorem longo tempo a processar-se (assentamentos diferidos no tempo). No caso de aterros, para plataformas de infraestruturas de transporte, o diferimento dos assentamentos no tempo leva a custos acrescidos de manutenção, pois é necessária a realização de intervenções no sentido de repor as cotas de projeto. Por outro lado, a ocorrência de assentamentos diferenciais do pavimento, em zonas junto a obras de arte (encontros de pontes ou viadutos), pode condicionar o normal funcionamento da via de transporte, o que agrava expressivamente os custos de manutenção (Correia, 1982);
- Apresentando estes solos, no seu estado natural teores em água e índices de vazios altos, a redução de volume que experimentam quando carregados, apenas pode ocorrer com a expulsão da água dos poros, dado que as partículas sólidas são muito rígidas (para efeitos práticos podem considerar-se indeformáveis) e a água pode ser considerada praticamente incompressível. Assim sendo, é de prever mais um problema, durante a execução de aterros sobre este ti-

po de solos, pois, sendo a variação volumétrica das argilas na altura do carregamento praticamente nula, ao assentamento imediato verificado na zona carregada, associa-se inevitavelmente um levantamento da superfície da zona não carregada;

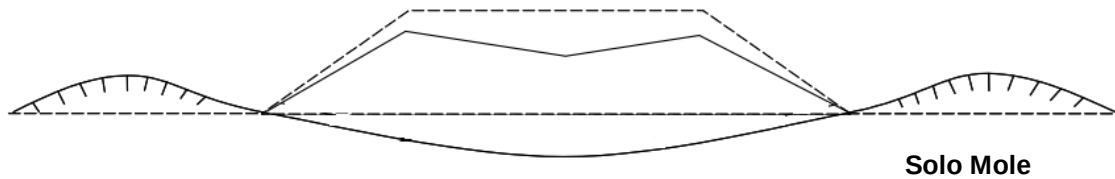


Fig. 2.3 – Aspecto típico dos assentamentos à superfície [1]

- Um outro problema ligado à construção de aterros sobre solos moles relaciona-se com a sua construção junto a obras de arte em infraestruturas de vias de comunicação. Por um lado, a ocorrência de assentamentos diferenciais nestas zonas pode condicionar o normal funcionamento da via de transporte, o que agrava expressivamente os custos de manutenção, por outro, sendo encontros de pontes (ou viadutos) normalmente fundados em estacas (Fig. 2.4), o peso do aterro pode-se traduzir no desenvolvimento de esforços axiais adicionais (atrito negativo) nestes elementos, ou ainda em esforços de flexão produzidos pelos movimentos horizontais do solo mole (h). Para além destas obras de arte, também qualquer edifício que exista na vizinhança do local da construção, poderá ser afetado de igual forma (Borges, 1997).

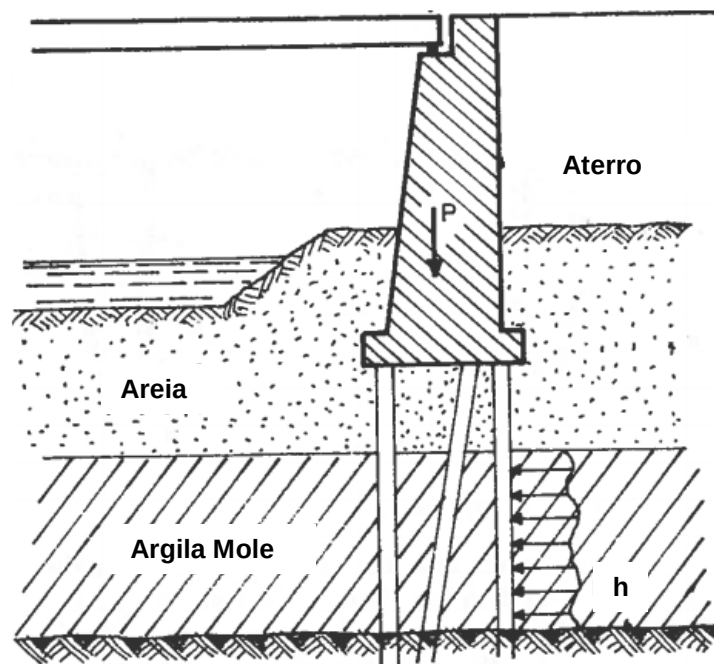


Fig. 2.4 – Esquema representativo das ações horizontais sobre as fundações indiretas (estacas) de uma ponte, desenvolvidas pela construção do aterro (Caputo, 1977)

2.3. MÉTODOS DE VIABILIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

Sendo a execução de aterros sobre solos moles de dificuldade acrescida, devido, por um lado, à baixa resistência do solo, que pode colocar a estabilidade da estrutura em risco, e, por outro, à elevada deformabilidade destes solos, que quando solicitados tendem a experimentar elevadas deformações e diferidas no tempo, os engenheiros geotécnicos, desde sempre, se têm preocupado com esta temática, tendo-os levado a estudar processos construtivos que permitem viabilizar este tipo de obras.

Ao longo desta secção, faz-se uma análise, embora pouco aprofundada, das principais técnicas de construção atualmente utilizadas na construção de aterros sobre solos moles. Ao leitor interessado em aprofundar este tema recomenda-se o estudo do livro de Almeida (1996), dedicado exclusivamente às obras de aterro sobre solos moles.

2.3.1. DRENOS VERTICAIS

Este método consiste na implantação de uma malha de drenos verticais ligados por uma camada de material granular, materializando desta forma uma fronteira drenante superior, cuja presença é fundamental para o bom funcionamento do sistema. Devido à sua economia, a tendência é para uma utilização de drenos de natureza sintética ou artificial, em forma de faixa, geralmente com largura de 100 mm e espessura de poucos milímetros (Matos Fernandes, 2011; Borges, 1995; Correia, 1982).

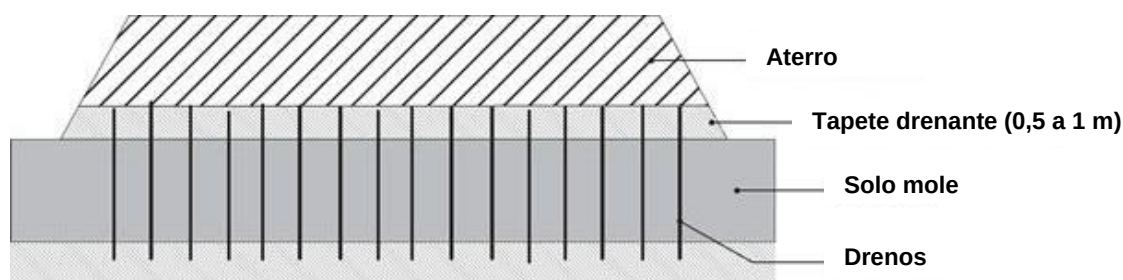


Fig. 2.5 – Drenos verticais (esquema típico em corte) [2]

As vantagens da utilização deste tipo de solução são as seguintes (Matos Fernandes, 2011):

- Passa a haver, para além de escoamento vertical para as fronteiras drenantes, um escoamento na direção radial;
- O percurso que a água tem de percorrer até encontrar uma fronteira drenante torna-se mais reduzido.

Como possíveis desvantagens da utilização de dispositivos de drenagem podem apontar-se (Borges, 1995):

- Custo de instalação elevado, o qual, no entanto, pode ser compensado em termos globais pelos benefícios resultantes da rapidez dos efeitos produzidos;
- Efeitos prejudiciais no solo, que se traduzem essencialmente na diminuição da permeabilidade durante a instalação do sistema;
- Durabilidade reduzida, no caso dos drenos pré-fabricados, podendo, no entanto, não ser relevante já que o sistema de drenagem apenas funciona durante alguns meses;
- Atendendo a que o efeito deste sistema de drenagem é exclusivamente a aceleração da consolidação primária, a sua eficácia é muito reduzida em solos com grandes deformações de fluência, como, por exemplo, os solos com teor elevado de matéria orgânica.

Por vezes, a aceleração da consolidação pode ter um outro objetivo, complementar ou não do anterior apontado. A consolidação, ao implicar uma redução do índice de vazios e do teor em água do solo argiloso, vai estabilizar a estrutura daquele num novo arranjo em que fica aumentada a resistência ao corte do solo (Matos Fernandes, 2011).

2.3.2. PRÉ-CARGA OU PRÉ-CARREGAMENTO

Este método consiste em aplicar uma carga ao maciço de fundação superior aquela que se pretende transmitir em fase definitiva (Fig. 2.6). Para isto, normalmente constrói-se o aterro com uma altura superior aquela que está prevista em projeto (a). A carga em excesso apenas é retirada quando se verificarem assentamentos da ordem de grandeza daqueles que se verificariam, apenas no final da consolidação, caso o aterro fosse construído inicialmente com a altura definitiva (Matos Fernandes, 2011; Borges, 1995).

Como principais inconvenientes desta técnica referem-se:

- Apenas é passível de ser utilizada quando a resistência do maciço de fundação permitir alturas de aterro superiores às de projeto, sem que se ponha em causa a estabilidade do aterro (Correia, 1982);
- É frequentemente utilizada em conjugação com dispositivos de drenagem (Fig. 2.7), com o que se consegue reduzir ou a intensidade da sobrecarga adicional ou o tempo necessário para a sua atuação (Matos Fernandes, 2011).

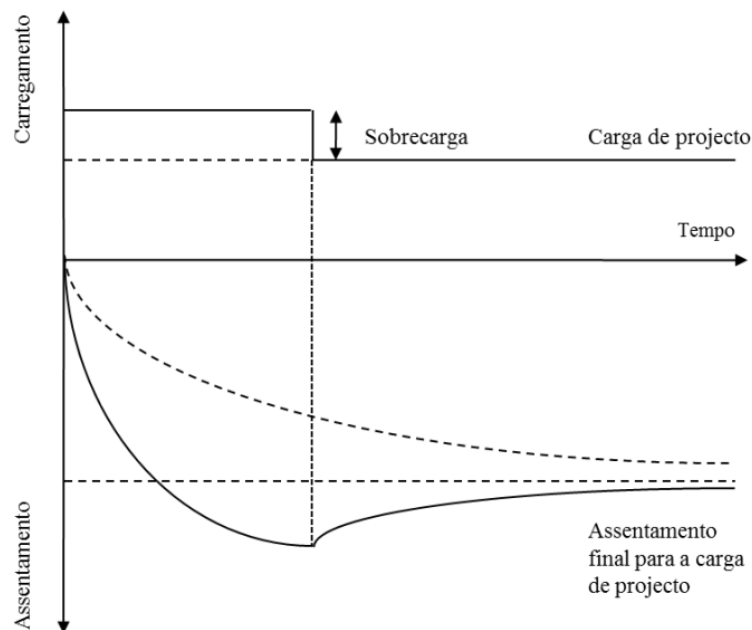


Fig. 2.6 – Aceleração dos assentamentos pela técnica de pré carga (Mendes, 2011)

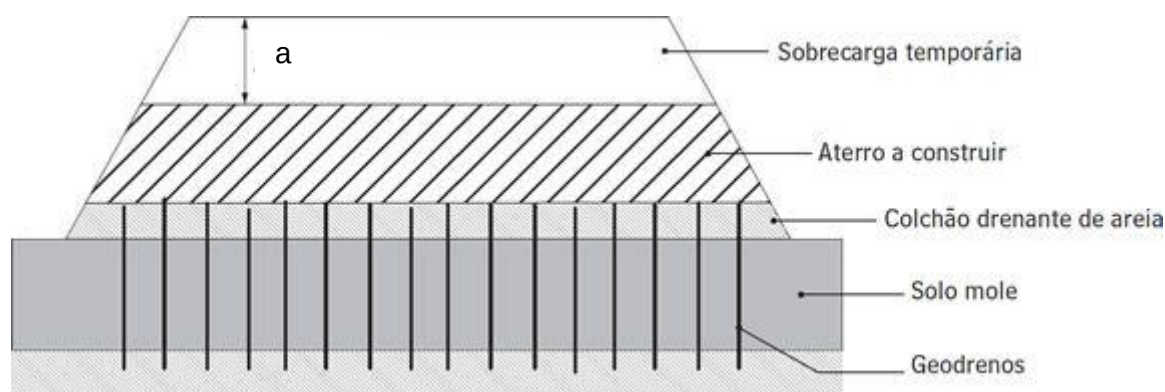
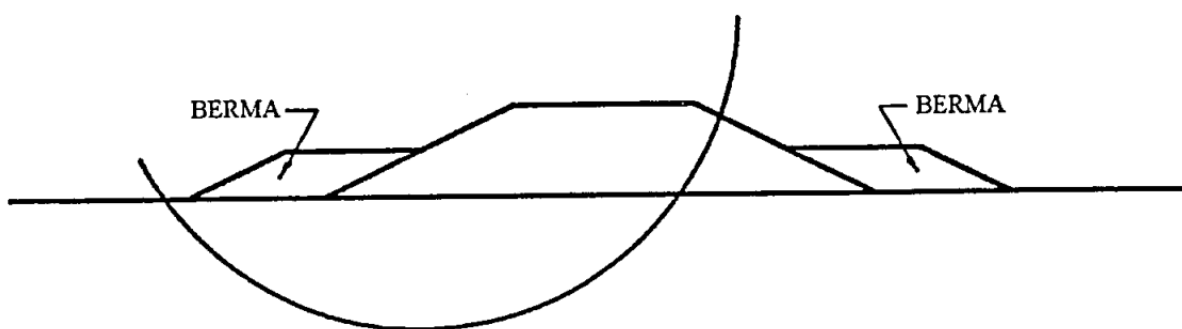


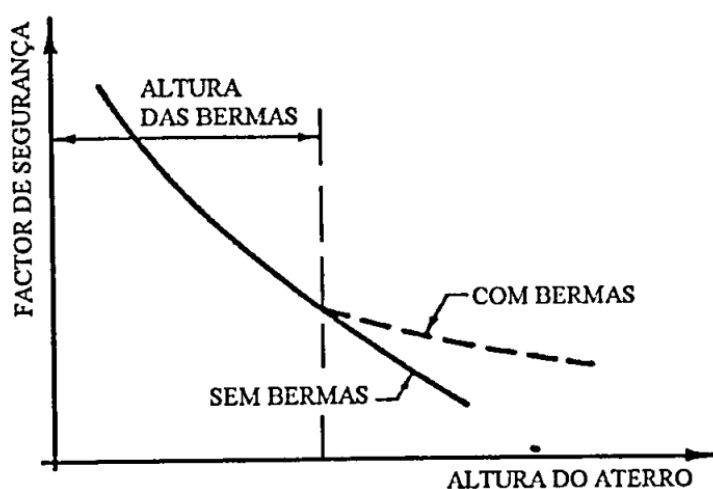
Fig. 2.7 – Esquema em corte típico das técnicas de pré-carga e drenos verticais [2]

2.3.3. CONSTRUÇÃO DE BERMAS LATERAIS

É uma das soluções utilizadas quando, por insuficiência de resistência dos solos de fundação, não é possível construir o aterro rapidamente até à altura final. O efeito das banquetas laterais no aumento do coeficiente de segurança é facilmente apreensível examinando a Fig. 2.8. O aumento do peso do solo à esquerda do centro do arco de circunferência que contém a superfície de deslizamento contribuirá para o aumento do fator de segurança (Borges, 1995).



a)



b)

Fig. 2.8 – Efeito estabilizador da utilização de bermas laterais (Borges, 1995)

A utilização de bermas laterais nas obras de aterro sobre solos moles apresenta, todavia, os seguintes inconvenientes (Borges, 1995):

- Custos adicionais devido ao volume de material de aterro a utilizar em obra;
- Aumento da área a expropriar para a obra, com o consequente aumento dos custos, ou então, a impossibilidade material de concretização da solução em causa.

Estes inconvenientes explicam que atualmente, de entre as técnicas apresentadas, esta seja uma das menos utilizadas.

É de referir que a redução da inclinação das partes laterais do aterro (também designadas saias do aterro) é uma medida estabilizadora que pode ser considerada similar, pelo seu efeito, às bermas laterais (Matos Fernandes, 2011).

2.3.4. FASEAMENTO DO CARREGAMENTO

Um dos processos tradicionais para viabilizar a construção de aterros sobre solos moles é a construção do aterro de uma forma faseada, isto é, após o primeiro carregamento, cada fase de carga posterior só é aplicada quando uma parte dos excessos de pressão neutra se dissiparem.

A ideia que está na base desta metodologia é, de um modo geral, a seguinte: sendo que a resistência não drenada depende sobretudo das tensões efetivas instaladas no início do carregamento, e sendo que esta resistência aumenta com o aumento da tensão média efetiva, então quando o solo for carregado numa segunda fase, a resistência não drenada já é superior, uma vez que as tensões efetivas instaladas no maciço de fundação já são maiores devido à consolidação associada à primeira fase.

Esta solução tem como principal inconveniente o tempo que é necessário para a sua execução, sendo apenas viável, por regra, caso seja combinada com uma técnica de aceleração da consolidação, como por exemplo o uso de drenos verticais (Borges, 1995; Matos Fernandes, 2011; Correia, 1982).

2.3.5. TÉCNICAS DE REFORÇO

Constituem técnicas de reforço de solos todas aquelas em que o aumento da capacidade de resistir aos esforços exteriores e a diminuição da deformabilidade dum maciço se fica a dever à introdução neste de elementos convenientemente orientados (reforços). Estes reforços podem dividir-se em dois grupos (Borges, 1995):

- Reforços introduzidos no solo de fundação, geralmente segundo a vertical, destinados a resistir a esforços de compressão ou de corte. São exemplos: colunas de brita, estacas de betão e, mais usuais nos países nórdicos, estacas de madeira. Mais recentemente tem-se utilizado também colunas de *jet grout* ou de *deep soil mixing*, podendo estas serem usadas conjuntamente com geossintéticos e/ou plataformas de transferência de carga;
- Reforços introduzidos no aterro que diferem entre si quer pelo tipo de material utilizado, geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas e geocélulas), reforços metálicos (varões, tiras e grelhas metálicas) quer pela localização ou disposição no interior do aterro.

A introdução destes reforços não conduz a um melhoramento direto das características do solo, produzindo essencialmente um efeito estrutural, pois a estrutura global do maciço é alterada.

Passam-se a analisar mais detalhadamente exemplos de cada um dos tipos de reforços referidos (colunas e geossintéticos).

2.3.5.1. Reforço do solo de fundação com colunas

O uso de colunas apresenta um efeito benéfico no que toca ao aumento da estabilidade do aterro, assim como a redução dos assentamentos verificados na base do mesmo. Por um lado, a resistência mobilizável ao longo de superfícies potenciais de deslizamento que intercetam as colunas é incrementada, aumentando a estabilidade do aterro; por outro, a diferença de rigidez das colunas e do solo argiloso provoca uma concentração das tensões verticais nas colunas, aliviando-se assim as tensões verticais na argila mole, permitindo reduzir os assentamentos por consolidação. Por fim, se as colunas forem de brita funcionam ainda como drenos verticais, acelerando, por isso, a consolidação (Matos Fernandes, 2011).

2.3.5.2. Reforço da base do aterro com geossintético

A colocação de um geossintético na base dos aterros (Fig. 2.9) visa sobretudo (Borges, 1995):

- Reduzir as distorções na fundação e no aterro, traduzindo-se numa diminuição dos deslocamentos horizontais, mas também, em muitos casos, na diminuição dos assentamentos;
- Aumentar a estabilidade do aterro, sobretudo devido ao incremento de resistência proporcionado pela própria resistência do reforço.

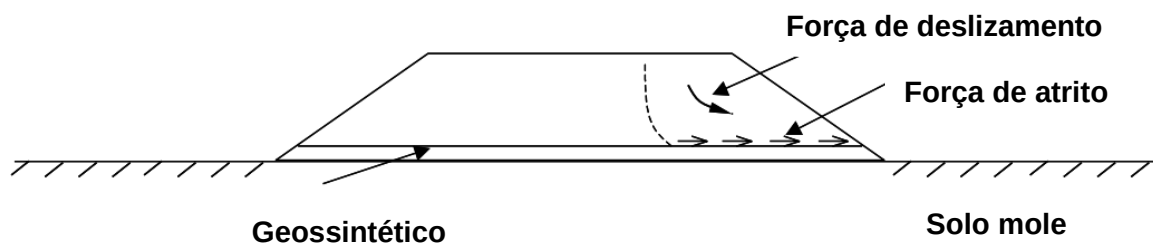


Fig. 2.9 – Aterro reforçado com geossintético [1]

Os dois tipos de reforços referidos podem ainda ser conjugados na mesma solução (Fig. 2.10 e Fig. 2.11).

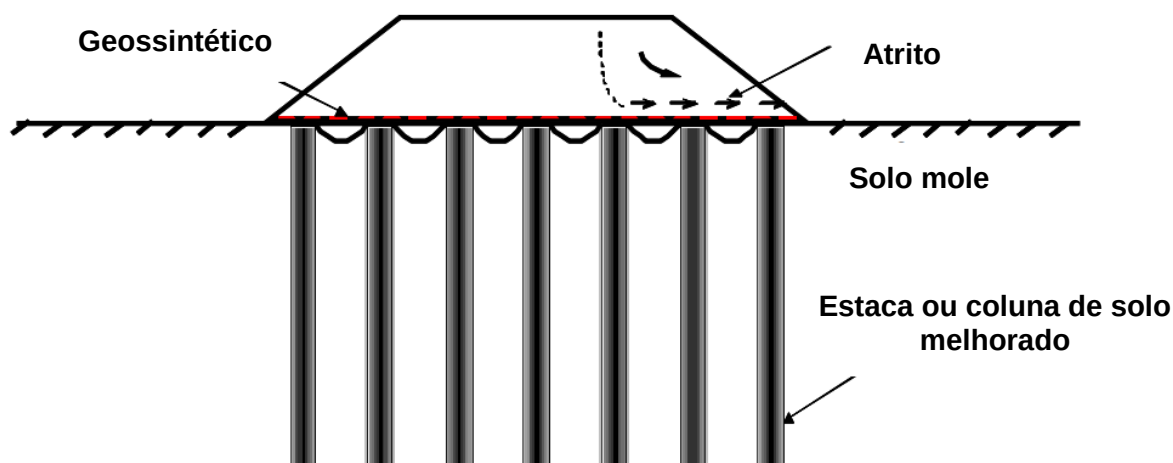


Fig. 2.10 – Aterro suportado por colunas, reforçado com geossintético [1]

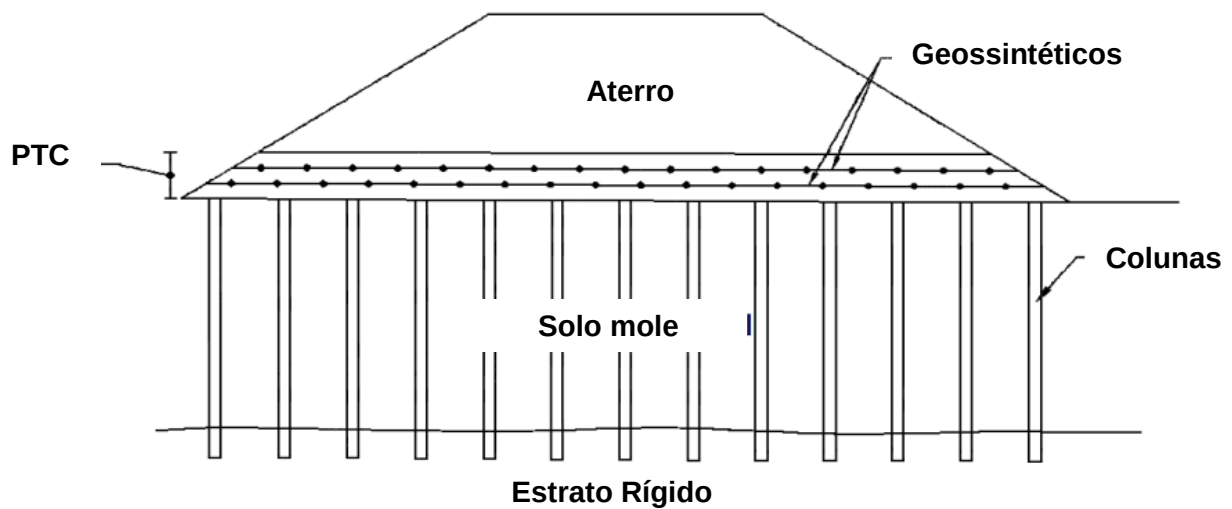


Fig. 2.11 – Aterro suportado por colunas apoiado por uma plataforma de transferência de carga (PTC) reforçada com geossintéticos, (adaptado de Collin et al., 2005)

2.3.6. OUTROS MÉTODOS DE VIABILIZAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Existem outros métodos, no entanto, com menor aplicação, designadamente o pré-carregamento por vácuo e a electro-osmose. O pré-carregamento com vácuo, técnica bastante difundida na Ásia e Europa (Almeida e Marques, 2004), é ideal para espessas camadas argilosas de baixa resistência. Por sua vez, a electro-osmose requer grande investigação das propriedades físico-químicas, de compressibilidade e de permeabilidade do solo para se atingir um adequado grau de confiabilidade na técnica (Almeida, 1996).

O método mais antigo é a substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole, sendo de difícil viabilidade em grandes cidades, por falta de local adequado para a disposição deste material (Caramello, 2011; Gonçalves, 2012).

2.4. MINIMIZAÇÃO DOS EFEITOS DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES, NAS ÁREAS ENVOLVENTES – CONTENÇÃO LATERAL COM PAREDES FLEXÍVEIS

2.4.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido, a construção de um aterro sobre solos moles pode ter uma influência nefasta nas estruturas que se encontram junto a esta construção. Podem-se destacar as seguintes:

- Levantamentos exagerados à superfície;
- Desenvolvimento quer de esforços axiais quer de esforços de flexão, nas fundações indiretas (estacas), das obras de arte localizadas na vizinhança do aterro.

Assim sendo, é essencial, em fase de projeto serem tomadas medidas que viabilizem a construção do aterro, ou seja que minimizem estes efeitos nas construções vizinhas.

2.4.2. EFEITO DA CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS - ATRITO NEGATIVO E IMPULSOS HORIZONTAIS

Quando em infraestruturas de vias de comunicação, se constroem aterros na vizinhança de obras de arte com fundações indiretas, as estacas podem ficar sujeitas a ações nefastas devido ao desenvolvimento quer de esforços axiais adicionais quer de esforços de flexão e corte. De facto, nestes casos, a presença da estaca, que constitui uma inclusão de maior rigidez que a do terreno onde está inserida, opõe-se aos movimentos do solo, pelo que se originam ações “internas”, em consequência da referida oposição, que atuam sobre a estaca (Borges, 1997). Estas ações internas têm como consequência, portanto, o desenvolvimento de tensões e deformações na estaca.

Dos movimentos verticais do solo de fundação, consequentes da construção do aterro, resulta o desenvolvimento, na superfície lateral da estaca de forças de atrito que tendem a agravar a carga axial. Estas forças de atrito, vulgarmente designadas por *atrito negativo*, passam a constituir uma nova ação sobre a estaca, e eliminam a possibilidade de se contar com a resistência de atrito lateral. Note-se que o sentido descendente destes deslocamentos vai tender a enterrar a estaca. Dos movimentos horizontais, resultam impulsos laterais, originando-se assim, esforços de flexão nas estacas.

Em ambos os casos, a estaca sofre deslocamentos que podem não ser toleráveis para o normal funcionamento da estrutura suportada. Por outro lado, as ações incrementais na estaca têm de ser tidas em conta, de forma a garantir-se a segurança da estrutura.

Na Fig. 2.12 e na Fig. 2.13, representam-se dois exemplos de casos onde podem ocorrer estes problemas. O primeiro caso diz respeito a aterros na vizinhança de encontros de pontes, no qual a carga vertical do aterro pode provocar efeitos de atrito negativo e de impulsos horizontais nas respetivas fundações indiretas (Fig. 2.12).

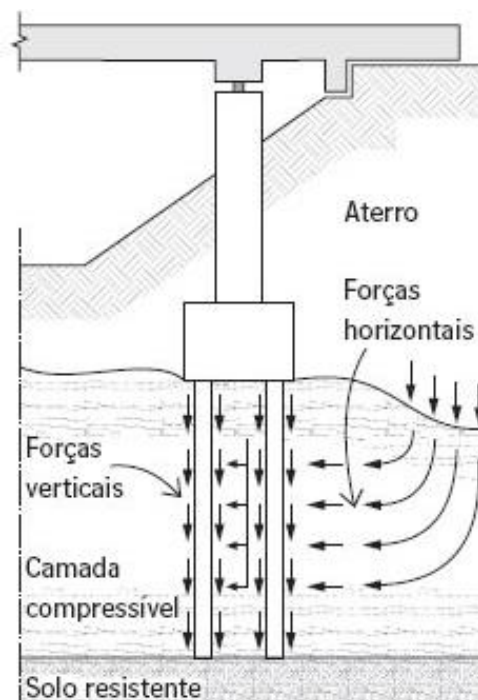


Fig. 2.12 – Desenvolvimento de ações nas fundações indiretas de uma ponte (encontro), resultantes da execução do aterro sobre solos moles (adaptado de Caputo, 1977)

Por outro lado, se na área vizinha à construção do aterro existirem estruturas, pode-se de igual forma verificar este tipo de problemas nas suas fundações (Fig. 2.13).

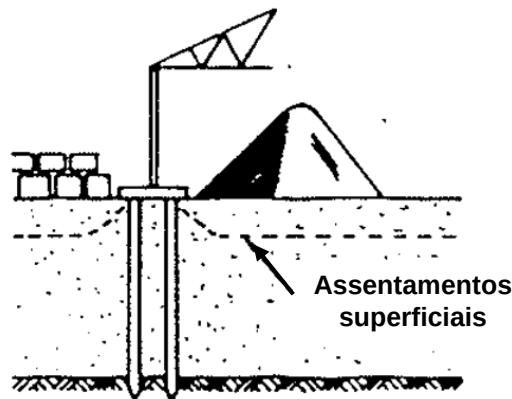


Fig. 2.13 – Desenvolvimento de ações nas fundações indiretas de um pavilhão industrial, resultantes da construção de um aterro na sua vizinhança (adaptado de Borges, 1997)

2.4.3. CONTENÇÃO LATERAL COM PAREDES FLEXÍVEIS

Existem essencialmente dois tipos de técnicas que permitem a minimização dos efeitos da construção dos aterros sobre solos moles nas zonas laterais ao aterro, isto é, a diminuição dos levantamentos verificados à superfície assim como os deslocamentos horizontais (Harate *et al.*, 2009):

- Reforço do solo mole com a construção de colunas (Fig. 2.14b);
- Construção de paredes laterais (de um ou dos dois lados do aterro), de modo a reduzir a influência do carregamento no solo adjacente (Fig. 2.14c).

A segunda das técnicas referidas – que é objeto de estudo da presente dissertação – apresenta a vantagem de ser uma solução adequada para tratamento de aterros em ambientes de construção que possuam pouco espaço. É de notar que caso se trate de tratamento de aterros já existentes, a solução mais adequada pode ser a de construção de uma parede de contenção, pois a construção de colunas requer a escavação do aterro ou a execução das colunas através do mesmo (Harate *et al.*, 2009).

É importante referir também que a inclusão da parede de contenção pode também ser considerada como um método que aumenta a estabilidade do aterro. Assim sendo, imagine-se um aterro numa fase de construção já avançada. Se se verificar indícios de formação de superfícies de cedência (fendas à superfície), a execução da parede de contenção pode ser um método viável para resolver esta situação. Uma outra solução possível poderia ser a execução de bermas laterais, o que poderia ser difícil de executar se o aterro se localizasse em locais com pouco espaço lateral.

Tendo em conta o que foi tecido, a solução de execução de paredes de contenção lateral pode ser considerada uma solução adequada para minimizar dos efeitos da construção do aterro nas áreas envolventes, assim como para aumentar a segurança à rotura global do aterro.

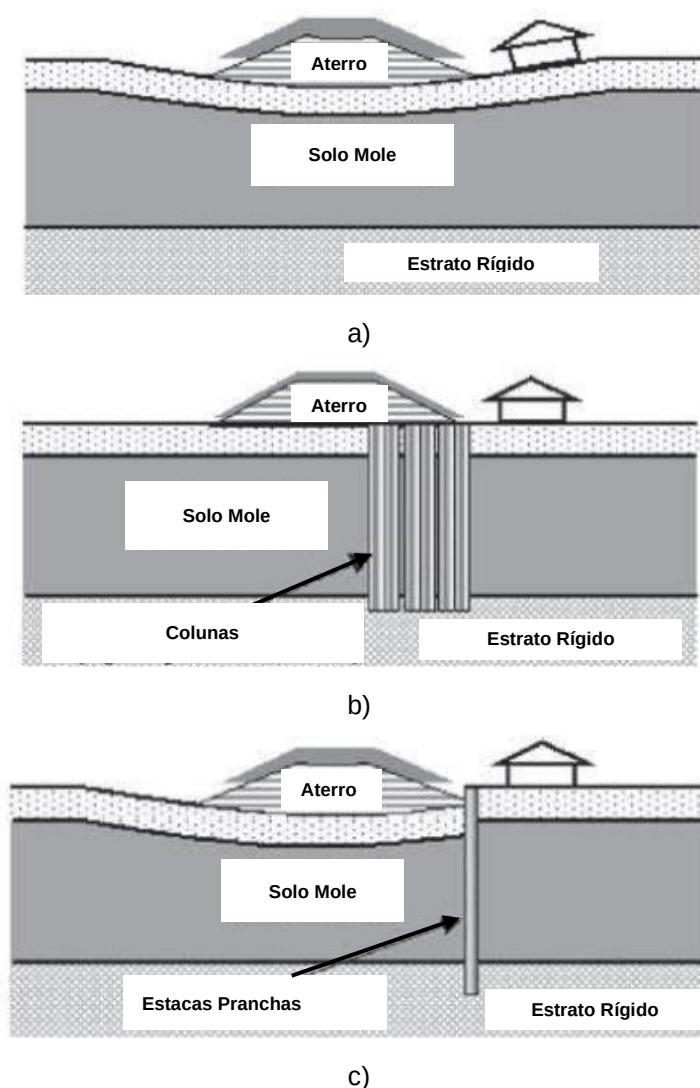


Fig. 2.14 – a) Efeitos da construção de um aterro nas áreas envolvidas; b) diminuição desses efeitos através da construção de colunas; c) diminuição dos mesmos efeitos através da construção de parede lateral (adaptado de Harate *et al.*, 2009)

2.4.3.1. Aspectos construtivos da parede lateral

A parede de contenção pode ser de diferentes tipos, isto é, pode ser constituída por estacas pranchas (Fig. 2.15), ser uma parede moldada (Fig. 2.16), ser realizada com *jet grout* armado com perfis metálicos verticais (Fig. 2.17) ou mesmo ser construída de estacas de madeira (Mansikkamäki e Lämsivaara, 2013). A definição do tipo e características da parede (resistência e rigidez à flexão) depende, naturalmente, das ações a que a parede será sujeita e dos deslocamentos (horizontais e verticais) que se aceitam como admissíveis, de modo a não causarem danos nas estruturas envolvidas.

Aspecto importante a referir é a necessidade de a parede encastrar no estrato rígido para ganhar apoio inferiormente, pois caso contrário, a parede tende a acompanhar o movimento do solo mole de fundação. No entanto, de modo a realizar uma otimização do custo da solução, poderá ser possível intercalar, estacas que intercetam o estrato rígido com estacas que apenas abrangem as camadas mais superficiais (Fig. 2.18b).

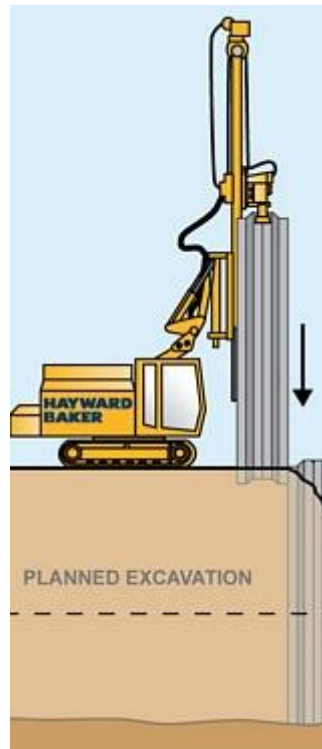


Fig. 2.15 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes de estacas pranchas [3]

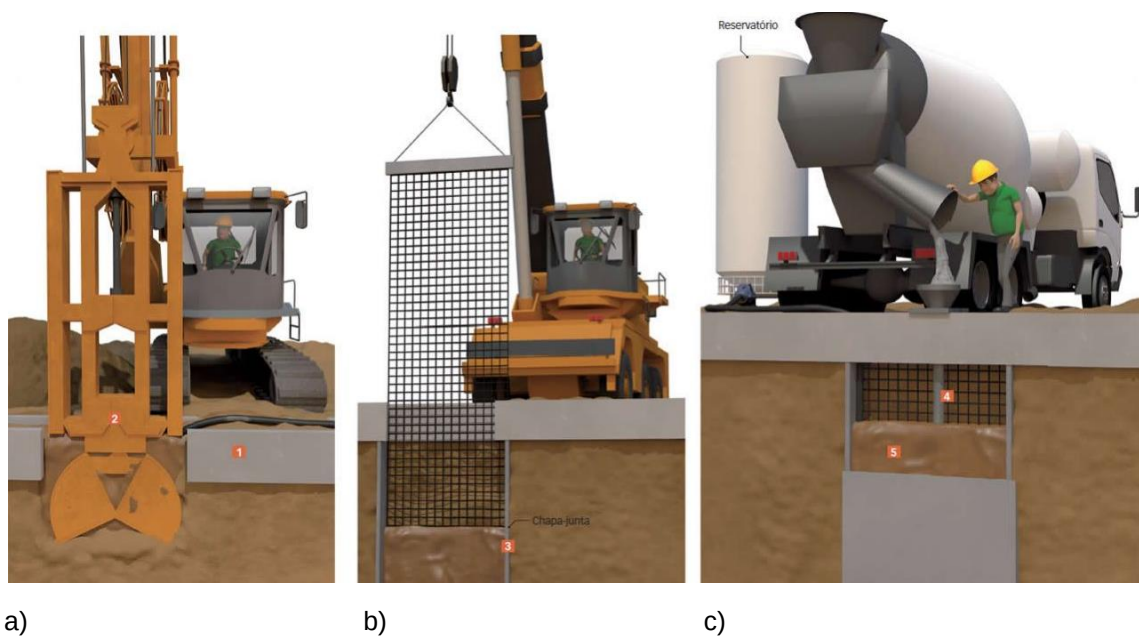


Fig. 2.16 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes moldadas: a) escavação; b) colocação da armadura; c) betonagem (adaptado de [4])

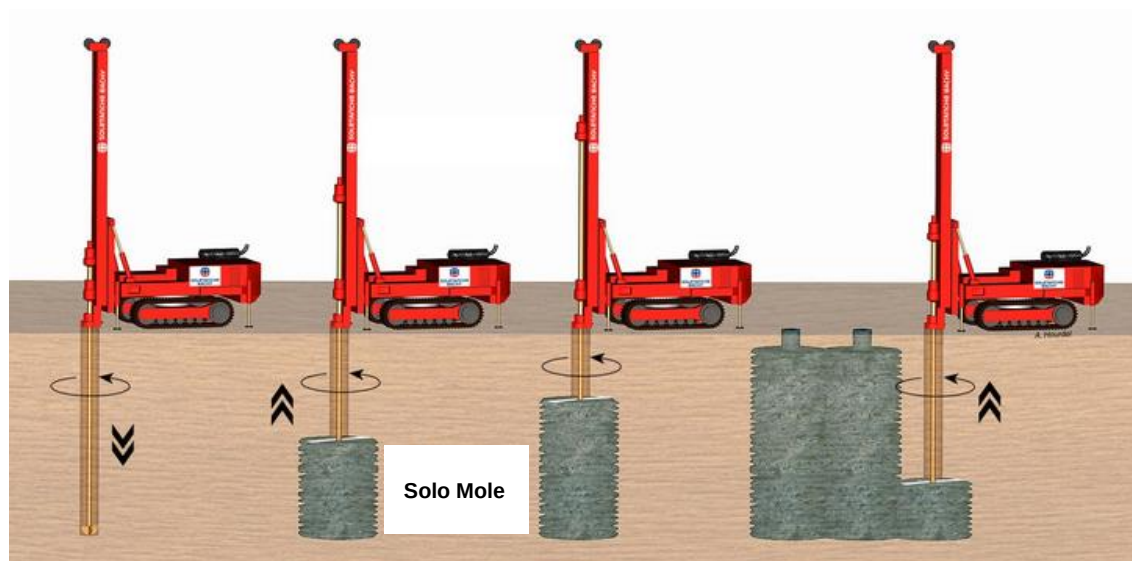
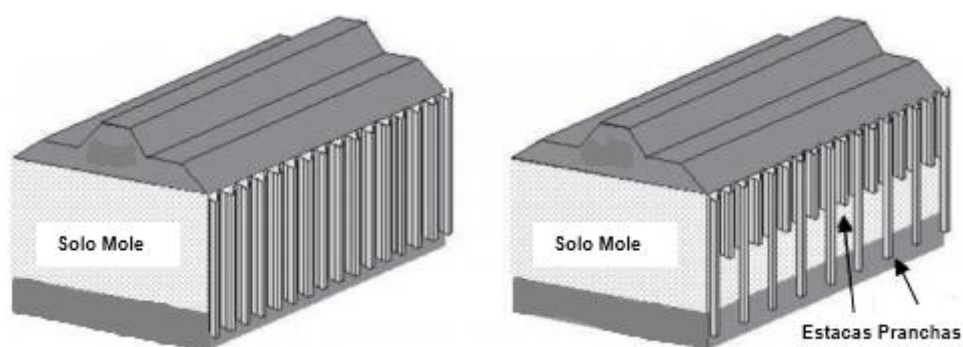


Fig. 2.17 – Esquema ilustrativo do processo construtivo de paredes de *jet grout* (adaptado de [5])



a)

b)

Fig. 2.18 – Esquema tridimensional representativo da solução com paredes de contenção flexíveis (adaptado de Harate *et al.*, 2009)

De modo a tornar a solução o mais eficaz possível, quando são executadas duas paredes (uma de cada lado do aterro), as paredes de contenção podem ser ligadas através de tirantes metálicos, diminuindo-se desta forma os deslocamentos horizontais nas camadas mais superficiais (Fig. 2.19).

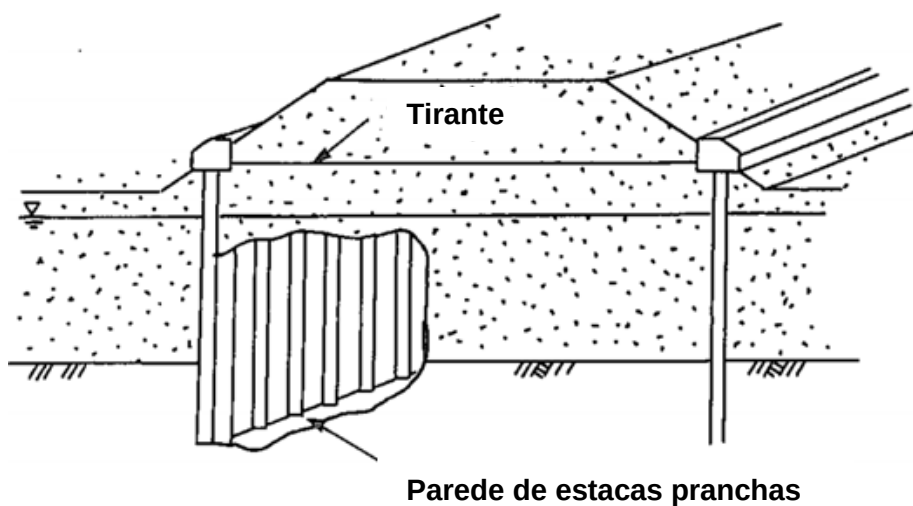


Fig. 2.19 – Esquema representativo da solução de parede de estacas pranchas com tirantes metálicos (adaptado de Tanaka *et al.*, 1996)

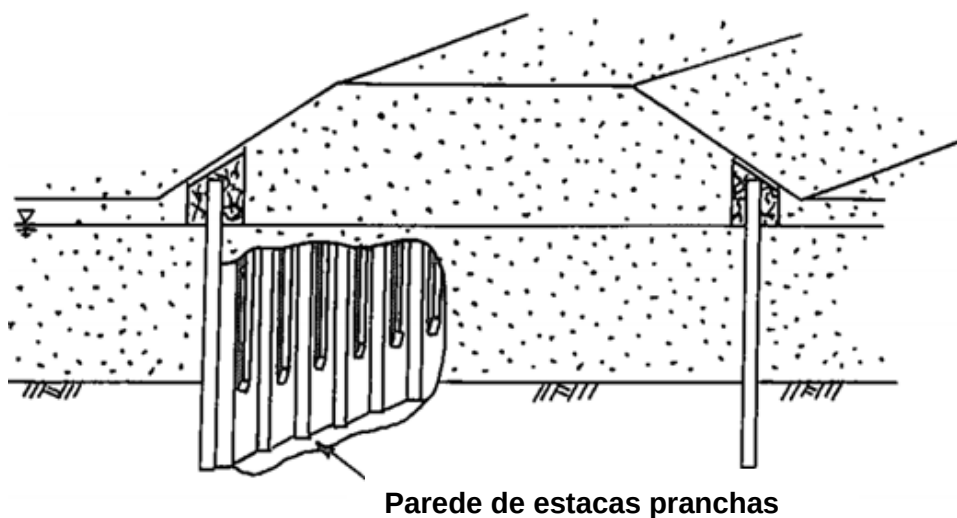


Fig. 2.20 – Esquema representativo da solução de parede de estacas prancha sem tirantes (adaptado de Tanaka *et al.*, 1996)

Nas figuras Fig. 2.21 e Fig. 2.22 apresenta-se o aspeto típico desta solução à superfície. Nas referidas imagens a solução adotada foi a construção de uma parede de estacas pranchas.



Fig. 2.21 – Aspeto da solução estudada [6]



Fig. 2.22 – Aspeto da solução estudada [6]

2.4.3.2. Estudos

Na bibliografia da especialidade encontram-se alguns estudos acerca desta solução. Mansikkamäki e Lämsivaara (2013) apresentam no seu artigo uma avaliação de métodos alternativos para melhorar a estabilidade de aterros nomeadamente com paredes de contenção lateral de madeira ou estacas pranchas. A avaliação da solução foi baseada em análises 2D e 3D. O estudo teve por base uma experiência à escala real de rotura de um aterro ferroviário na Finlândia. Os dados recolhidos permitiram estabelecer uma boa base de verificação dos modelos do solo utilizados no estudo. O estudo consistiu na construção do referido aterro ferroviário incluindo uma cortina de estacas de madeira a 5 m do eixo da linha. Os autores apresentaram resultados referentes aos deslocamentos horizontais da cortina e aos momentos fletores que se instalaram na mesma.

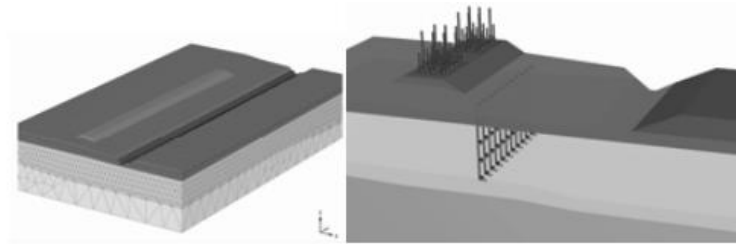


Fig. 2.23 – Problema analisado (Mansikkamäki e Lämsivaara, 2013)

Numa segunda fase do estudo, os autores apresentam uma comparação entre a solução de paredes de contenção lateral e a técnica de construção de bermas laterais apresentando um caso de estudo no oeste da Finlândia de uma pista dupla de um caminho ferroviário, que foi apoiada em paredes de estacas pranchas ancoradas, sendo as estacas instaladas a partir da camada de argila mole até à camada de solo rígido. Apresentam por fim conclusões acerca do aumento do fator de segurança relativo à rotura global, consequente da instalação da cortina.



Fig. 2.24 – Análise do aumento da estabilidade do aterro (Mansikkamäki e Lämsivaara, 2013)

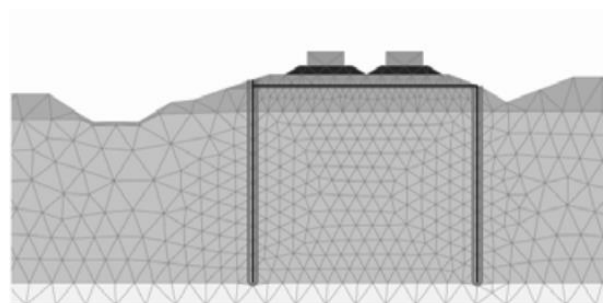


Fig. 2.25 – Malha de elementos finitos (Mansikkamäki e Lämsivaara, 2013)

Também Harate *et al.* (2009) analisaram as consequências da construção de aterros sobre solos moles, comparando a solução de execução de paredes de contenção lateral com a solução de melhoramento do solo introduzindo colunas.

Por fim a revisão bibliográfica permitiu concluir que esta solução é também utilizada para minimizar os efeitos da liquefação em areias (Tanaka *et al.*, 1996).

2.4.4. CASOS DE OBRA DE ATERROS COM PAREDES LATERAIS

Nesta secção apresentam-se alguns exemplos de aterros sobre solos moles, nos quais se aplicou esta solução de modo a viabilizar a construção do aterro. Na maioria dos casos que se apresentam, com a construção da parede de contenção pretendeu-se garantir a estabilidade do aterro e não minimizar os efeitos dos deslocamentos na área não carregada.

- Caso 1 – Após a realização de uma inspeção num aterro ferroviário perto de Foxford, verificaram-se sinais de instabilidade do aterro. Assim sendo, foram necessários trabalhos de reparação no sentido de estabilizar o aterro. A solução implementada consistiu na construção de uma parede de estacas pranchas ao longo de 160 m, em ambos os lados do caminho-de-ferro. As estacas atingiram profundidades de 7 e 13 m [7].



Fig. 2.26 – Aspeto geral da obra [7]



Fig. 2.27– Instalação das estacas prancha [7]

- Caso 2 – O projeto de estabilização de um aterro localizado na linha férrea que liga Westport a Dublin consistiu na construção de uma parede de estacas pranchas de cada lado do aterro, de forma a estabilizá-lo. As estacas prancha usadas foram do tipo PU 12, apresentando cada uma um comprimento de 11 m [8].



Fig. 2.28 – Aspeto geral da obra [8]

- Caso 3 – A empresa Sheet Piling Ltd foi contratada pelo empreiteiro geral Kier Construction para fornecer e instalar 200 m lineares de estacas prancha no lado norte de um aterro existente entre as cidades Wrabness e Harwich. O objetivo foi estabilizar o aterro existente no lado norte onde havia já ocorrido um deslizamento. Os movimentos do aterro foram constantemente monitorizados. O único acesso disponível era através de um terreno agrícola do lado sul. As estacas pranchas foram posicionadas a 12 m do carril e atingiram profundidades entre 13 e 14 m [9].



Fig. 2.29 – Aspeto geral da obra [9]

3

MODELO NUMÉRICO

3.1. INTRODUÇÃO

A construção de estruturas, nomeadamente de aterros sobre solos moles, altera o estado de tensão de repouso de forma mais ou menos significativa do maciço subjacente e/ou envolvente.

O projeto de aterros sobre solos moles baseia-se, muitas vezes, no que diz respeito à estabilidade, em métodos de equilíbrio limite e, no que toca às deformações, em cálculos bastante simplificados dos deslocamentos. Assim, estas metodologias mais simplificadas podem apresentar algumas limitações, designadamente (Borges, 1995):

- Dificuldade em prever adequadamente as deformações, assim como analisar a forma como elas influenciam os cálculos de estabilidade;
- Dificuldade em especificar a influência dos métodos construtivos, dos parâmetros dos materiais e a sequência construtiva na grandeza das deformações.

Tendo presentes estas limitações, é muitas vezes necessário usar programas de cálculo automático baseados no método dos elementos finitos, pois não só permitem um estudo detalhado das deformações, como também possibilitam a análise do papel desempenhado por cada uma das componentes estruturais e das suas interações.

Ao longo das últimas décadas vários autores propuseram modelos matemáticos baseados no método dos elementos finitos. Borges (1995) desenvolveu um destes modelos, intitulado RECRIB, com o objetivo de levar a cabo o seu estudo no âmbito dos aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos.

Sendo grande parte deste trabalho realizado recorrendo ao programa de elementos finitos RECRIB optou-se por neste capítulo apresentar simplificadamente o modelo numérico utilizado neste estudo tendo por base a descrição realizada por Borges (1995). Assim sendo, ao leitor interessado em aprofundar o conhecimento sobre este modelo sugere-se a consulta de Borges (1995).

3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Em obras geotécnicas envolvendo maciços argilosos saturados, como é o caso da construção de aterros, o decurso das mesmas traduz-se numa aplicação de forças mássicas sobre o maciço de fundação, resultantes do peso das camadas do aterro, que, em regra, se repartem pelas duas fases do solo; isto é, obtêm-se excessos de pressão neutra (no fluído intersticial) e incrementos da tensão efetiva vertical (no esqueleto sólido). Estabelecem-se assim as condições iniciais de um processo transitório de esco-

amento da água, ao qual estão associadas transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efetivas) até se atingir um regime permanente (Borges, 1995). Este fenómeno de dissipação dos excessos de pressão neutra e deformação do solo que lhe está associada é descrito pela teoria da consolidação.

O estudo do fenómeno de consolidação característico de solos muito finos e de baixa permeabilidade é de facto em Geotecnia um dos mais complexos pois, para além da variação instantânea dos estados de tensão que decorrem da aplicação da carga, ocorre ainda a evolução diferida no tempo (dissipação dos excessos de pressão neutra) dos mesmos (Costa, 2005).

Terzaghi (1943) foi o primeiro autor a formular uma teoria da consolidação, embora bastante simplificada por se tratar de uma teoria em termos unidimensionais, apresentando por isso algumas limitações.

Posteriormente, outros autores, baseando-se nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, trabalharam no aperfeiçoamento da formulação, introduzindo teorias de consolidação multidimensional, sendo a primeira teoricamente consistente a de Biot (1935, 1941) (Borges, 1995). Esta teoria permite já ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e de escoamento do fluído intersticial (análise conjunta das equações de equilíbrio e de continuidade, tendo em conta as relações constitutivas formuladas em termos de tensões efetivas) (Borges, 1995). Depois do aparecimento desta teoria vários autores têm trabalhado no seu aperfeiçoamento, nomeadamente Ghaboussi e Wilson (1973) que introduziram a compressibilidade do fluído, Zienkiewicz *et al.* (1977) que reformularam a teoria considerando a compressibilidade das partículas do solo, entre outros.

3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO

Nos pontos seguintes, descrevem-se, de modo sucinto, os diversos aspetos teóricos e numéricos que serviram de base ao desenvolvimento do modelo.

A formulação do problema (análise acoplada mecânico-hidráulica) envolve a escrita e posterior integração de um sistema formado pelas seguintes equações diferenciais governativas (Borges, 1995; Matos Fernandes, 2011):

- Equações de equilíbrio entre as tensões que atuam em qualquer elemento de volume do interior do meio (equações de equilíbrio indefinido) ou na respetiva fronteira (equações de equilíbrio na fronteira);
- Equação da continuidade (ou de escoamento) da água (equação diferencial que tem de ser verificada em todos os elementos de volume do domínio), obtendo-se pela aplicação do princípio da conservação da massa a um elemento de volume infinitesimal.

Uma vez que a exposição das equações diferenciais governativas envolve uma formulação matematicamente complexa, cujo desenvolvimento não se justifica no presente trabalho, estas equações não são apresentadas. No entanto, da conjugação das equações diferenciais governativas, resulta um sistema de equações não linear.

A complexidade do problema matemático é notória, podendo ser resolvido através da integração no espaço e no tempo do referido sistema de equações diferenciais não lineares. Esta complexidade tem conduzido à utilização frequente de teorias mais simplificadas, mas nem sempre rigorosas. Dada à complexidade do problema, para a resolução do mesmo, é essencial o recurso a técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares (Borges, 1995).

Para a aplicação do método dos elementos finitos é necessária a discretização do problema no tempo e no espaço. Enquanto que a discretização no espaço consiste na divisão do meio contínuo em pequenos

elementos (bidimensionais ou tridimensionais consoante o tipo de análise, bidimensional ou tridimensional), a discretização no tempo, sendo este um domínio unidimensional, pode ser feita de uma forma incremental em que os cálculos se repetem em subseqüentes domínios finitos, com novas condições iniciais (Borges 1995).

Após a adequada discretização do meio, é necessário formular o comportamento interior dos elementos, sendo este definido pelas 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 que proporciona um sistema de equações. Para cada cálculo (resolução do sistema de equações global que define o problema) são determinadas as incógnitas do problema (deslocamentos e excessos de pressão neutra) nos pontos nodais. As deformações são calculadas nos pontos de Gauss, sendo as tensões (em termos de tensões efetivas) obtidas através das leis constitutivas a partir das deformações (também nos pontos de Gauss).

Importa referir, que na elaboração do modelo numérico, tendo presente a reduzida influência de alguns parâmetros, foram efetuadas algumas simplificações, tais como (Borges, 1995):

- As partículas sólidas e o fluído admitiram-se como incompressíveis, sendo esta simplificação perfeitamente aceitável, uma vez que a deformabilidade tanto das partículas sólidas como do fluído é muito baixa comparada com a do esqueleto sólido;
- A influência do esqueleto sólido é considerada desprezável. Esta simplificação é na maioria dos casos admissível, não o sendo, no entanto, em solos muito plásticos e especialmente em solos com elevado teor de matéria orgânica;
- As deformações por efeitos químicos ou térmicos consideram-se desprezáveis;
- As condições de fronteira hidráulicas encontram-se limitadas à imposição de determinados valores de pressão intersticial na fronteira;
- A permeabilidade é considerada como independente do índice de vazios.

Assim, tendo em conta as simplificações apresentadas, a conjugação das equações diferenciais governativas e as técnicas de formulação através do MEF, o sistema de equações que rege o problema acoplado pode ser formulado matricialmente da seguinte forma (formulação para cada elemento finito espacial) (Borges, 1995):

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L] & \theta[H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp}^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H]\{p_{wp}^e\}_{t_k} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.1)$$

Nesta equação as variáveis têm o seguinte significado:

- $[K]$ é a matriz de rigidez;
- $[L]$ é a matriz de acoplamento;
- $[H]$ é a matriz de escoamento;
- Δt_k é o incremento de tempo;
- θ é um parâmetro que define como variam os excessos de pressão intersticial ao longo do incremento de tempo;
- Δu_p representa os valores nodais dos incrementos do vetor deslocamento;
- Δp_{wp}^e corresponde aos incrementos nodais dos excessos de pressão intersticial;
- $\left\{ \frac{df}{dt} \right\}$ é o vetor das forças nodais, contemplando as forças mássicas e as forças exteriores;

- $\{p_{wp}^e\}_{tk}$ representa o vetor que compreende os valores nodais do excesso de pressão intersticial nodal instalado no início do incremento.

Em análises bidimensionais (apresentadas neste trabalho nos capítulos 4 e 5) o programa utiliza os seguintes elementos finitos:

- Elemento de barra linear com 3 nós e incógnitas de deslocamentos em cada nó (elemento utilizado na modelação do cabo metálico (Fig. 3.1a));
- Elemento de junta com espessura nula, com incógnitas de deslocamentos em cada um dos 6 nós, para simular o comportamento de interfaces entre dois materiais (elemento não utilizado nesta dissertação) (Fig. 3.1b);
- Elemento triangular com 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), elemento utilizado para modelar as massas de solo da fundação, onde se processam os fenómenos de consolidação (Fig. 3.1c);
- Elemento triangular com somente incógnitas-deslocamentos (doze, duas por cada ponto nodal), elemento utilizado nas massas de solo de aterro (Fig. 3.1d).

Nas análises tridimensionais (capítulos 6 e 7) os elementos finitos são de dois tipos:

- Elemento “cúbico” com 20 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 8 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices) (Fig. 3.2a);
- Elemento “cúbico” com somente incógnitas-deslocamentos (sessenta, três por cada ponto nodal) (Fig. 3.2b).

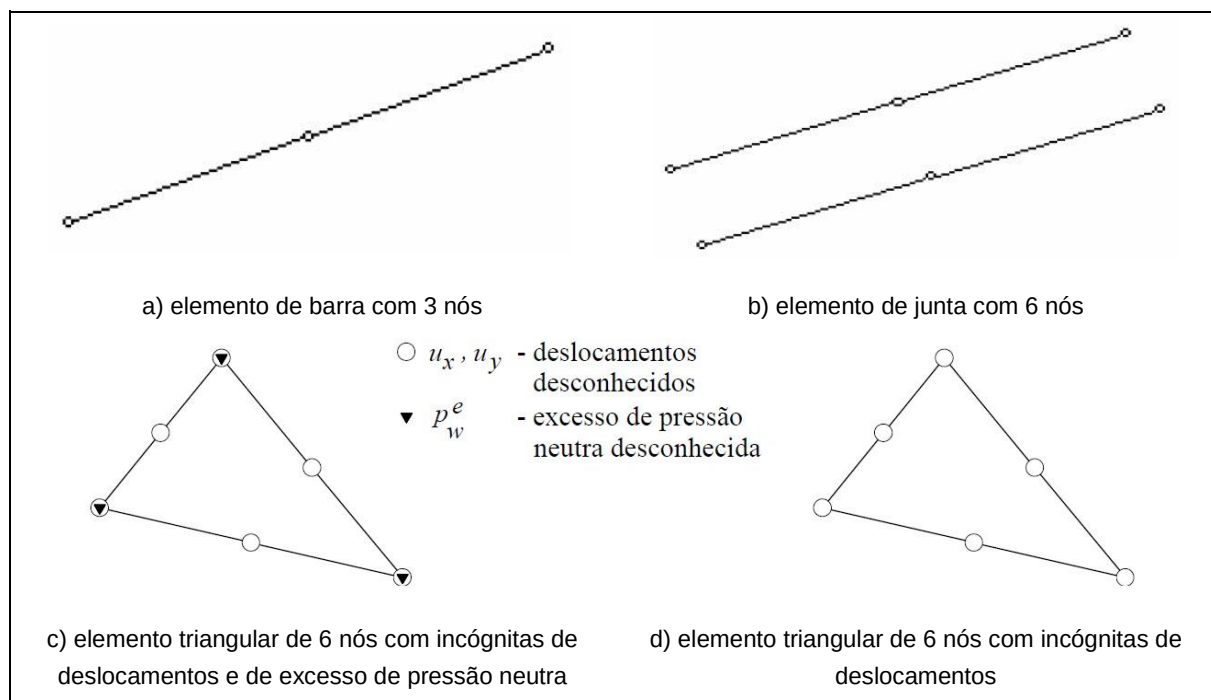
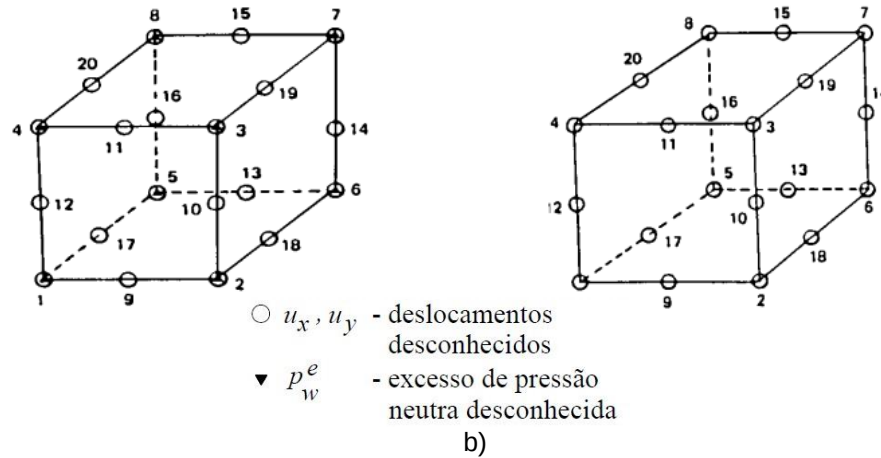


Fig. 3.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995)



a)

b)

Fig. 3.2 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 2003): a) 60 incógnitas-deslocamentos e 8 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 60 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra

Para a resolução de problemas não lineares podem ser utilizadas técnicas incrementais ou iterativas. No entanto, 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 (Santos, 2014). No método incremental, a solicitação total é subdividida num conjunto de incrementos de carga e a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento, não sofrendo alterações durante o mesmo (Lopes, 2004). Na Fig. 3.3 ilustra-se a aplicação deste método a um sistema com um grau de liberdade. Verifica-se que à medida que se aplicam os incrementos, a solução vai-se afastando da solução correta, pelo que se obtém um aumento das forças não equilibradas (residuais) Ψ . A diferença entre as forças resistentes e as forças aplicadas será tanto menor quanto maior for o número de subdivisões da solicitação. Desta forma, a aplicação do programa deverá ser feita usando um número de incrementos muito elevado, correspondendo pois a incrementos de tempo e de carga muito pequenos, de maneira a obter resultados muito próximos da solução correta.

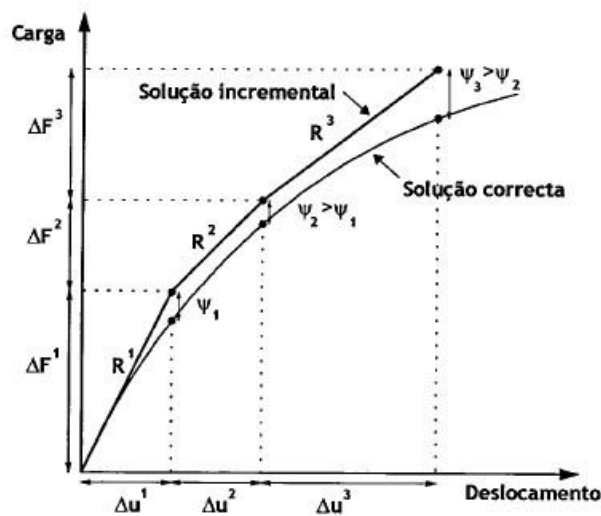


Fig. 3.3 – Método incremental (Lopes, 2004)

É claro que quanto maior for o número de incrementos, maior será o tempo de processamento do programa. De qualquer forma, dada à elevada velocidade de processamento dos computadores atuais, este pode já não ser visto como um problema significativo em análises bidimensionais. No entanto, quando as análises são tridimensionais (como as efetuadas nos capítulos 6 e 7) os tempos de CPU podem já não ser tão aceitáveis. Por exemplo, durante a fase de construção do aterro descrito no capítulo 6, utilizaram-se incrementos de carga correspondentes ao peso de espessuras de aterro de 2,5 cm (20 incrementos por cada camada de aterro de 0,50 m), sendo o tempo de processamento do programa de cerca de dois dias (total de 255 incrementos incluindo as fases de construção e pós-construção). Nas análises bidimensionais (capítulos 4 e 5) o número total de incrementos utilizado foi 465; na fase construtiva cada incremento correspondeu ao peso de 1 cm de espessura de aterro.

Em jeito de resumo, o modelo para as aplicações em questão (aterros sobre solos moles), possui as seguintes características (Borges, 2003):

- Formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação de Biot);
- Esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção;
- Simulação do comportamento constitutivo dos solos utilizando modelos de estados críticos (Cam-clay, Cam-clay modificado e modelo $p-q-\theta$), sendo usado somente o último no presente trabalho por razões que se prendem com a maior proximidade dos resultados com os obtidos experimentalmente.

3.4. PROGRAMA DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

Uma vez que no capítulo 4 se realiza uma análise da segurança à rotura global de um aterro sobre um maciço de argila e esta análise é avaliada também por um programa de cálculo numérico desenvolvido por Borges (1995), apresenta-se também as formulações teóricas que serviram de base à elaboração deste programa.

O programa é baseado em pressupostos de equilíbrio limite, no entanto, utiliza os valores das tensões resultantes da aplicação do modelo numérico bidimensional (método dos elementos finitos). Este programa pressupõe, portanto, uma nova abordagem da avaliação da segurança global (quando comparada com os métodos tradicionais), em que, usando os resultados da aplicação do método dos elementos finitos, são tidas em conta as deformações dos solos antes da rotura (Borges, 1995).

Usando o estado de tensão resultante das análises de elementos finitos, o programa permite calcular o coeficiente de segurança global e os coeficientes de segurança parciais dos diferentes materiais (solos de fundação e do aterro, no caso presente) através da análise da estabilidade em superfícies potenciais de deslizamento (cilíndricas, de diretriz circular) escolhidas com critério (nomeadamente, definindo uma malha de centros de circunferência e, para cada centro, fazendo variar os raios em função de um determinado incremento fixado à partida) (Borges, 1995)

Primeiramente, para cada uma das superfícies, são determinados os pontos de interceção dessa superfície com os lados dos elementos bidimensionais da malha. Desta forma, a superfície de deslizamento fica dividida em pequenos segmentos de reta, cada um dos quais contido no interior de um elemento finito da malha (Borges, 1995; Borges, 2004).

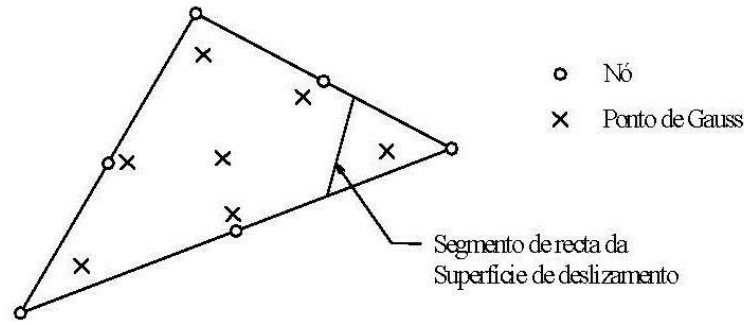


Fig. 3.4 – Elemento finito triangular de seis nós (Borges, 2004)

De seguida, os valores médios das tensões efetivas (σ'_x , σ'_y , σ'_z e τ_{xy} , tensões normais e tangencial no referencial x-y-z, em que xy é o plano da análise de elementos finitos (2D)) em cada segmento são calculados através da extrapolação das tensões nos seus pontos de Gauss. O processo desta extrapolação é descrito detalhadamente em Borges (2008) (Santos, 2014).

Considerando a superfície de deslizamento dividida em vários segmentos, o coeficiente de segurança global é calculado através da seguinte expressão:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^N \tau_{ri} l_i}{\sum_{i=1}^N \tau_i l_i} \quad (3.2)$$

em que:

- τ_i – é a tensão tangencial atuante no segmento i (determinada a partir das tensões efetivas σ'_x , σ'_y e τ_{xy} , sabendo o ângulo que define a direção do segmento);
- τ_{ri} – é a tensão tangencial resistente do solo no segmento i ;
- l_i – é o comprimento de cada segmento i ;
- N – é o número total de elementos da malha intersecados pela superfície de deslizamento.

No caso da argila de fundação, $\tau_{ri} = c_{ui}$, em que c_{ui} é a resistência não drenada desse solo. Uma vez que a resistência não drenada (c_{ui}) do solo varia com o processo de consolidação, tendo em conta o modelo utilizado na análise de elementos finitos, aplicando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC), c_{ui} em cada incremento pode ser calculado pela equação (Brito e Gunn, 1987; Borges, 2008):

$$c_{ui} = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - v_i}{\lambda}\right) \quad (3.3)$$

em que M representa a inclinação da linha dos estados críticos (LEC) no referencial p - q , dependente do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito efetivo ϕ' ; Γ e λ são parâmetros do solo (do modelo p - q - θ) como se irá ver a seguir; v_i é o volume específico do solo no segmento i definido por:

$$v_i = \Gamma - k \ln p_i - (\lambda - k) \ln \alpha_{pi} \quad (3.4)$$

sendo que, no segmento i , $p_i = (\sigma'_{xi} + \sigma'_{yi} + \sigma'_{zi})/3$ é a tensão média efetiva e α_{pi} é o valor de p no centro da superfície de cedência no plano p - q , extrapolando os valores de α_p dos pontos de Gauss pelo mesmo método utilizado para as tensões.

No caso do material de aterro, τ_{ri} pode ser obtido de diferentes maneiras, tendo em conta as possíveis trajetórias de tensão até ao estado crítico (desde a tensão atuante, τ_i , até à tensão resistente, τ_{ri}). A aplicação do programa a casos experimentais (Borges, 1995), mostrou que a utilização da expressão

3.3 pode também ser aplicada a solos não argilosos (substituindo na expressão c_{ui} por τ_{ri}), para se estimar a resistência ao corte dos mesmos, na aplicação do programa.

Por fim, o coeficiente parcial de segurança de um determinado material (solo de fundação ou solo do aterro, no caso presente) obtém-se aplicando a equação 3.2 mas calculando os respetivos somatórios somente com os segmentos do material em questão.

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

Para a aplicação de modelos numéricos na simulação de obras geotécnicas é necessário a adoção de um modelo constitutivo do solo que estabeleça a relação entre as deformações deste e as suas tensões.

Existem inúmeros modelos possíveis de ser utilizados na modelação pelo método dos elementos finitos (Cam-clay, Cam-clay modificado, p-q- θ), sendo no entanto essencial que o modelo simule corretamente o comportamento do solo. Sendo o comportamento dos solos complexo, a sua descrição só é possível, normalmente, com modelos elastoplásticos necessariamente complicados e elaborados. A complexidade dos modelos, as dificuldades de caracterização laboratorial dos parâmetros, o elevado número de parâmetros necessários à caracterização dos solos, assim como problemas associados à convergência numérica na resolução de problemas práticos, fazem com que seja muitas vezes impossível a utilização de modelos demasiado complexos. Então, tendo presente a necessidade de um compromisso entre, por um lado, a simplicidade do modelo e, por outro, uma relativa complexidade matemática que, na simulação das obras permita uma correta simulação do seu comportamento, torna-se necessária uma cuidada identificação dos aspetos do comportamento do solo mais relevantes no problema em análise de modo a selecionar o modelo mais adequado a utilizar (Borges, 1998).

Na realização do presente trabalho, utilizou-se o modelo de estados críticos p-q- θ . Ao longo desta secção, faz-se uma análise, embora pouco aprofundada, dos principais aspetos do modelo. Ao leitor interessado em aprofundar este tema recomenda-se o estudo de Borges (1998) ou Maranha das Neves (2013).

3.5.1. O MODELO P-Q- θ

O modelo p-q- θ estabelece uma distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas. Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação das componentes do tensor das tensões efetivas. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha de estados críticos, situação em que, portanto, se verificam as condições de plasticidade perfeita (Borges, 1998).

3.5.1.1. Relação volume-tensão média efetiva

Na Fig. 3.5 ilustra-se o comportamento de um solo quando submetido a tensões de compressão e descompressão isotrópicas, isto é, submetido a uma variação de p mantendo-se q nulo (em que p é a tensão média efetiva e q a tensão de desvio).

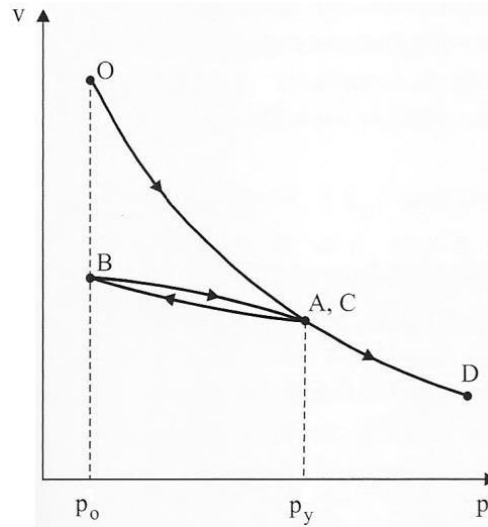


Fig. 3.5 – Curvas típicas, no referencial (p, v) , de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranhã das Neves, 2013)

Segundo Borges (1998), na teoria dos estados críticos, em conformidade com os resultados experimentais, as curvas de compressão virgem (primeira carga), descompressão e recompressão assumem-se lineares no referencial $(\ln p, v)$, (como se verifica na Fig. 3.6), sendo v o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ($v=1+e$, em que e é o índice de vazios).

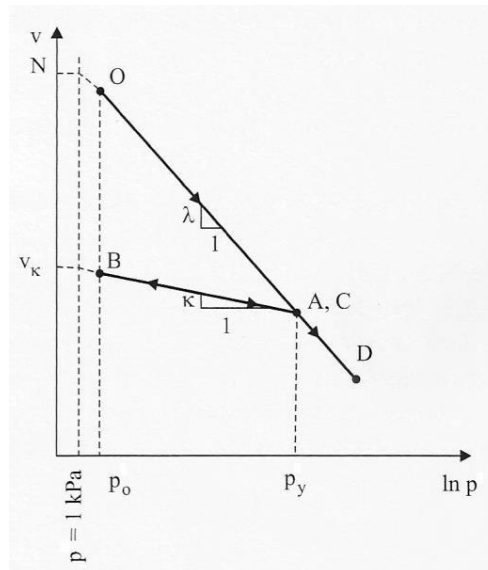


Fig. 3.6 – Curvas teóricas, na teoria de estados críticos, de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(\ln p, v)$ (adaptado de Maranhã das Neves, 2013)

A linha $\overline{OACD}$, designada por linha de compressão isotrópica virgem (muitas vezes designada também por linha de consolidação isotrópica) é dada por:

$$v = N - \lambda \ln p \quad (3.5)$$

em que λ e N são parâmetros característicos do solo: λ é o declive da linha no referencial $(\ln p, v)$ e N corresponde ao valor de v quando $\ln p = 0$, isto é, $p = 1$.

A linha $\overline{ABC}$ é designada por linha de compressão ou recompressão (também chamada linha k) e é dada por:

$$v = v_k - k \ln p \quad (3.6)$$

em que k é uma constante do solo (declive das linhas k no referencial $(\ln p, v)$), e v_k depende da linha descompressão-recompressão em que o estado do solo se move, mas mantém-se constante enquanto esse estado se desloca para cima ou para baixo na mesma linha.

3.5.1.2. Linha de estados críticos

Uma amostra quando sujeita a incrementos de tensão de desvio tende a aproximar-se da linha de estados críticos, sendo esta linha definida pelas seguintes equações:

$$q = M p \quad (3.7)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (3.8)$$

em que Γ é uma constante característica do solo correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão $p = 1$ kPa e M é função do invariante θ e do ângulo de atrito efetivo ϕ' (definido em termos de tensões efetivas):

$$M = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi' \sin \theta} \quad (3.9)$$

As equações (3.7), (3.8) e (3.9) definem, no referencial (p, v, q) , a linha dos estados críticos. Na Fig. 3.7 representa-se esquematicamente essa linha para estados de tensão em que θ (ou M) permanece constante (Borges, 1995).

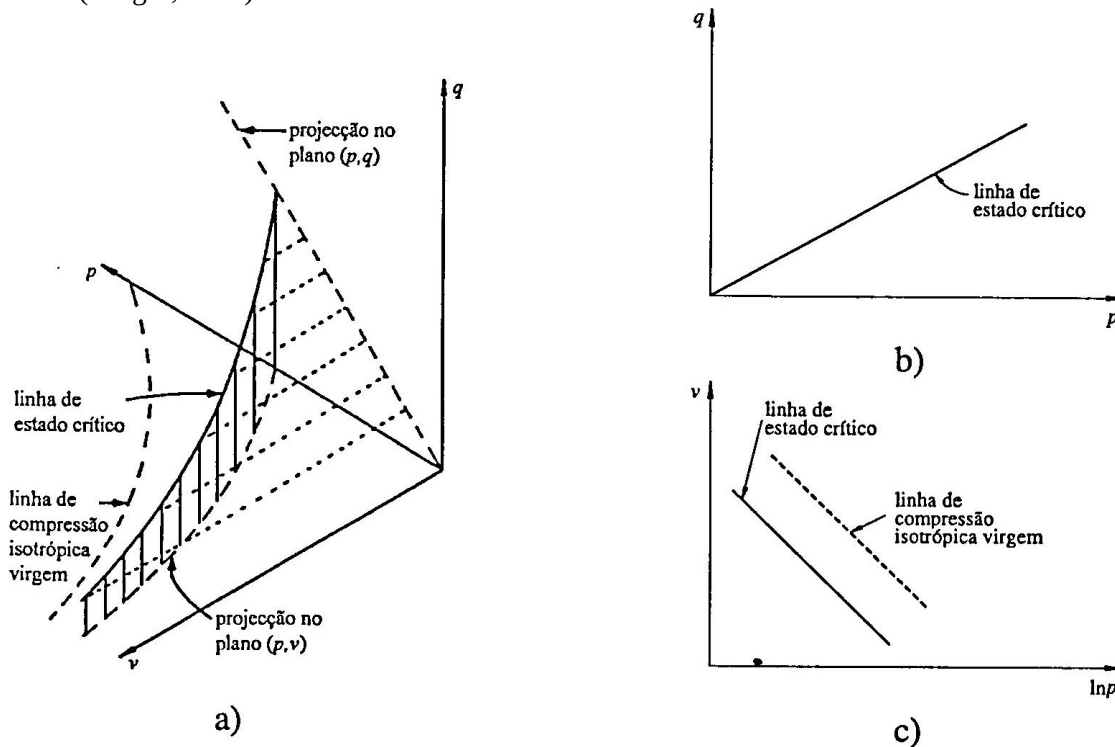


Fig. 3.7 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p, v, q) ; b) (p, q) ; c) $(\ln p, v)$ (Borges, 1995)

3.5.1.3. Superfície de cedência

Na Fig. 3.8 ilustra-se a superfície de cedência do modelo, sendo esta definida no referencial p - q por uma elipse. Ilustra-se ainda na Fig. 3.9 a superfície de cedência do modelo p - q - θ no espaço das tensões principais efetivas. A elipse apresentada na Fig. 3.8 é definida pela seguinte equação:

$$f = (q - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (3.10)$$

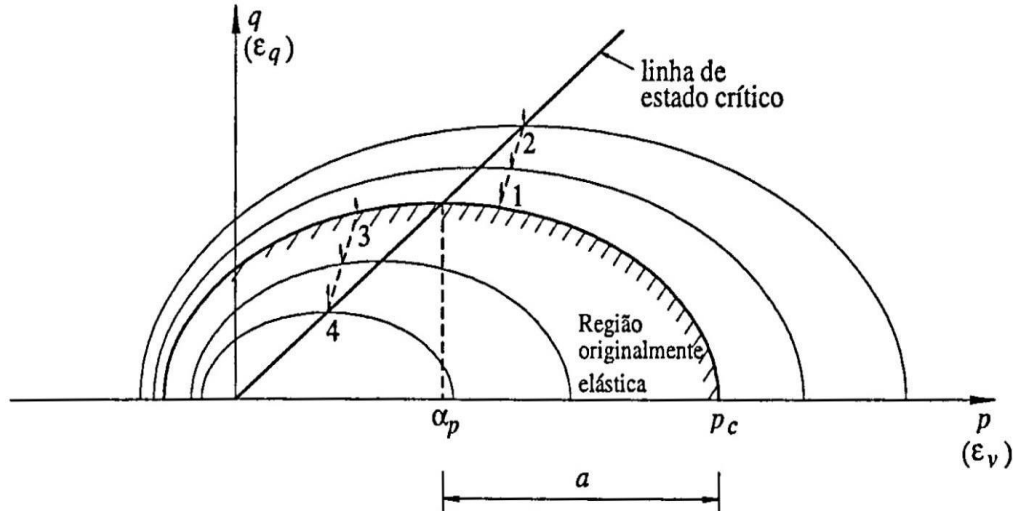


Fig. 3.8 – Superfícies de cedência do modelo p - q - θ (no referencial p, q) (Borges, 1995)

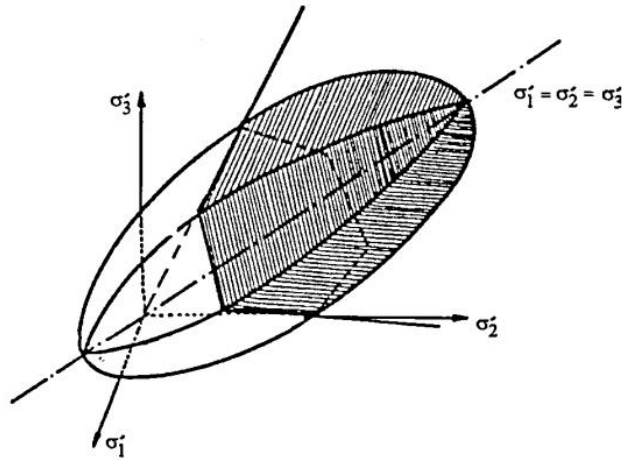


Fig. 3.9 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p - q - θ no espaço das tensões principais efetivas (Borges, 1995)

em que: α_p e a são função das deformações volumétricas plásticas, ϵ_v^p , e correspondem respetivamente à coordenada p do centro da elipse e ao comprimento do semi-eixo da elipse no eixo p ; n é função do invariante θ , e corresponde à razão de eixos da elipse nas direções q e p , sendo dado pela expressão (Borges, 1995):

$$n(\theta) = \frac{M\alpha_p}{a} \quad (3.11)$$

O parâmetro M é definido pela expressão anteriormente apresentada (3.9).

O parâmetro p_c toma o valor da soma de α_p com a , e é normalmente designado por tensão de pré-consolidação.

Como Borges (1995) demonstrou, as grandezas α_p , a e p_c relacionam-se pelas seguintes expressões:

$$p_c = \left(e^{\frac{N-\Gamma}{\lambda+k}} \right) \alpha_p \quad (3.12)$$

$$a = \left(e^{\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}} - 1 \right) \alpha_p \quad (3.13)$$

3.5.2. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P-Q-Θ

A escolha deste modelo para a simulação numérica de obras geotécnicas, deve-se fundamentalmente a dois aspetos:

- Caracterização realista do comportamento global do solo;
- Número reduzido de parâmetros necessários à caracterização do mesmo.

Este último aspeto é de facto uma vantagem que este modelo apresenta relativamente a outros modelos constitutivos mais complexos. Para além disso, os respetivos parâmetros podem ser determinados a partir de ensaios laboratoriais simples e relativamente comuns em Mecânica dos Solos. Estes parâmetros devem ser determinados com grande rigor, de modo a garantir que a modelação seja o mais exata possível. Complementarmente, é desejável a realização também de ensaios *in situ* de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais.

É claro que, muitas vezes, a informação disponível é limitada, devendo o projetista realizar estudos paramétricos, nos quais se definem valores de intervalos possíveis para os diferentes parâmetros, tendo presente a influência da variação de cada um (Borges, 1995).

Os parâmetros do modelo podem ser divididos essencialmente em dois grupos (Gunn, 1996; Costa, 2005):

- 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);
- Parâmetros que dependem da história de tensões, ou seja o grau de sobreconsolidação (OCR) e o coeficiente de impulso em repouso (k_0).

O ângulo de atrito ϕ' pode ser obtido através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados com medição da pressão neutra. Normalmente, é necessária a realização de vários ensaios, com diferentes pressões de consolidação, os quais deverão prolongar-se até grandes deformações por forma a garantir que as amostras atingem situações próximas do estado crítico (Borges, 1995).

Relativamente aos parâmetros de compressibilidade (λ e k), estes podem ser obtidos através da realização de ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente (recordar Fig. 3.6 ou ver Fig. 3.10), ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso (k_0) (Borges, 1998).

Em ensaios de compressão unidimensional, é prática corrente a representação dos resultados em termos de e (índice de vazios) e $\log \sigma'_v$, sendo σ'_v a tensão efetiva vertical. Neste referencial, os declives das linhas de compressão virgem e descompressão-recompressão são os denominados índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r , os quais estão relacionados com λ e k pelas seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.14)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (3.15)$$

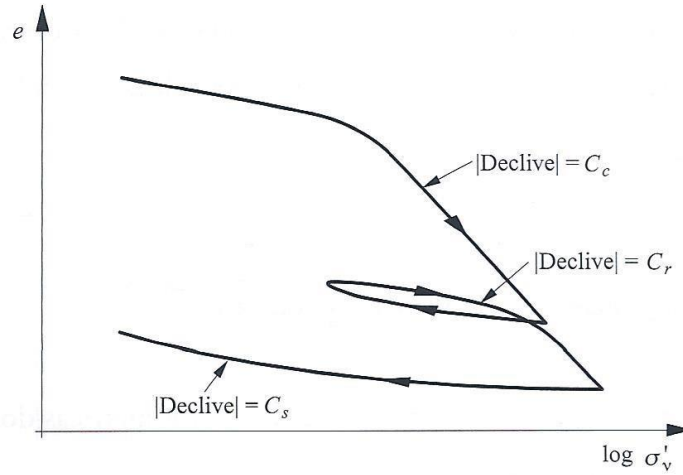


Fig. 3.10 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo – diagrama log σ'v – e (Matos Fernandes, 2006)

Por fim, os parâmetros N e Γ correspondem respetivamente, às ordenadas na origem (portanto, para $\ln p = 0$, ou seja, $p = 1$) da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estados críticos no referencial $\ln p$ - v . Por conseguinte, o parâmetro N pode ser obtido através dos ensaios triaxiais correspondentes à primeira das linhas referidas (compressão isotrópica em primeira carga) enquanto que o parâmetro Γ , pode ser obtido a partir dos mesmos ensaios executados para a determinação do ângulo de atrito ϕ' , definindo a linha dos estados críticos através de uma reta que aproxime os diversos valores de $(\ln p, v)$ correspondentes às diferentes situações de rotura última (estado crítico) ensaiadas (Borges, 1998).

4

PROBLEMA BASE

4.1. INTRODUÇÃO

Com o presente capítulo, pretende-se estudar uma solução construtiva que minimize os principais problemas associados à construção de aterros sobre solos argilosos moles, em particular os levantamentos verificados à superfície e os deslocamentos horizontais nas zonas laterais à construção do aterro, utilizando o programa de elementos finitos RECRIB, desenvolvido por Borges (1995) e descrito no capítulo anterior. Este estudo tem como principal objetivo a análise dos aspetos fundamentais do comportamento deste tipo de obra.

Inicialmente, apresenta-se a solução construtiva adotada (construção de paredes laterais de contenção “encastradas” inferiormente no estrato rígido e apoiadas superiormente em cabos metálicos), as suas características geométricas, os parâmetros definidores do comportamento dos materiais (mecânicos e hidráulicos), o processo construtivo e ainda a malha de elementos finitos usada na modelação do problema. Numa segunda fase, analisa-se pormenorizadamente o comportamento do aterro com a solução de contenção lateral referida e por fim, introduzindo os resultados referentes ao mesmo aterro mas sem a construção das paredes laterais, realiza-se uma análise da eficiência da solução, isto é, retira-se algumas conclusões dos efeitos da utilização desta solução construtiva, no que toca à minimização dos deslocamentos, assim como ao aumento da segurança à rotura global do aterro.

4.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

4.2.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

A solução estudada, que será intitulada por problema base consiste na construção de duas paredes de contenção, imediatamente a seguir aos pés do talude (ver Fig. 4.1). Com a introdução destes órgãos de maior rigidez pretende-se diminuir a interação entre o solo localizado abaixo da área de carregamento (entre as paredes), com o localizado exteriormente às paredes. Com isto, consegue-se uma diminuição dos efeitos devidos ao carregamento sobre o solo situado na vizinhança da área carregada. Note-se desde já, que se as paredes fossem infinitamente rígidas, os movimentos horizontais destas seriam nulos, o que impediria que o solo exterior às paredes fosse afetado pelo carregamento.

Para o estudo do comportamento deste tipo de solução, considerou-se uma camada argilosa com uma possança de 8 m assente num estrato rígido e impermeável. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso. Sobre o solo mole pretende-se construir um aterro de 2,5 m de altura para a construção de uma plataforma de estrada com 20 m de largura e um desenvolvimento bastante superior à largura transversal, pelo que se pode considerar uma análise em estado plano de deformação. Adotou-se

uma inclinação de $\frac{1}{2}$ para os taludes, tomando a base do talude uma largura de 30 m. Considerou-se um tempo total de construção do aterro (2,5 m de altura), a ritmo constante, de 35 dias. O sistema de contenção é formado por estacas prancha PU 32 constituídas por aço FE 360. Considerou-se ainda que as estacas penetram no estrato rígido num comprimento suficiente a se poder supor que existe encastramento das mesmas. Com o objetivo de tornar a solução de apoio das paredes mais eficaz, considerou-se que as mesmas são também apoiadas superiormente em cabos metálicos (que funcionam como tirantes) localizados a 0,5 m de profundidade, ligando as duas cortinas, de forma a restringir os movimentos horizontais das paredes. Adotou-se uma área de 10 cm² por metro longitudinal de parede, o que equivale a aproximadamente uma solução com cabos de 3,5 cm de diâmetro, espaçados de 1 m. No pré dimensionamento deste sistema de contenção adotou-se o esquema estrutural simplificado indicado na Fig. 4.2. A ação de 50 kPa sobre a parede resulta de se admitir que no final da fase de carregamento (em condições aproximadamente não drenadas), devido à rigidez lateral das paredes, o carregamento pode considerar-se aproximadamente confinado, gerando essencialmente excessos de pressão neutra de valor igual ao do peso do aterro (50 kPa). Note-se que esta é uma opção conservativa, pois a parede não sendo infinitamente rígida, os excessos de pressão neutra gerados no final do carregamento, serão inferiores aos admitidos. No entanto, como se verá à frente, os resultados da modelação por elementos finitos feita neste trabalho mostraram que a opção de pré dimensionamento referida é bastante fiável.

É de salientar ainda que a colocação dos cabos a uma cota abaixo da superfície do terreno natural, a 0,5 m de profundidade, implica a necessidade, em termos construtivos, de se escavar pequenas valas, previamente à execução do aterro, para a colocação dos cabos. Alternativamente a esta opção, poder-se-ia construir a parede com uma altura um pouco maior de modo que a sua extremidade superior ficasse acima da superfície do terreno natural (cerca de 0,50 m, tipicamente) podendo-se colocar os cabos metálicos à cota da superfície do terreno.

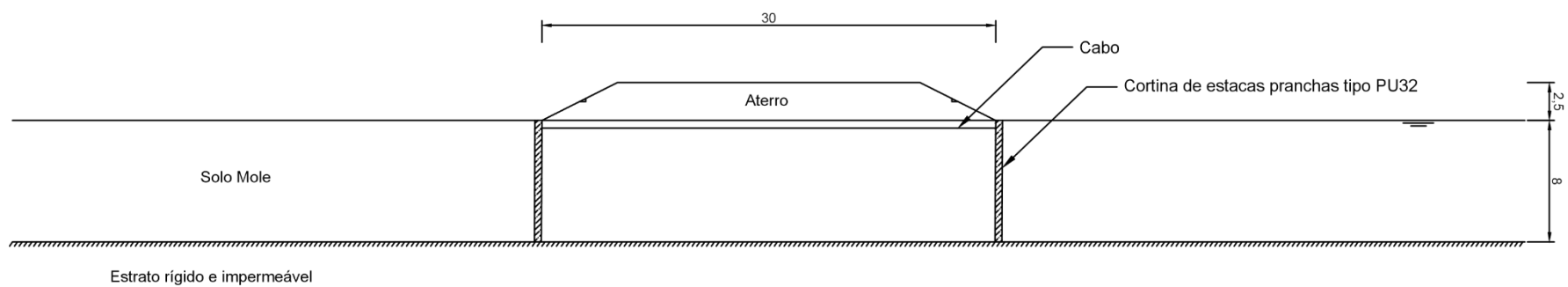


Fig. 4.1 – Representação esquemática do sistema a estudar

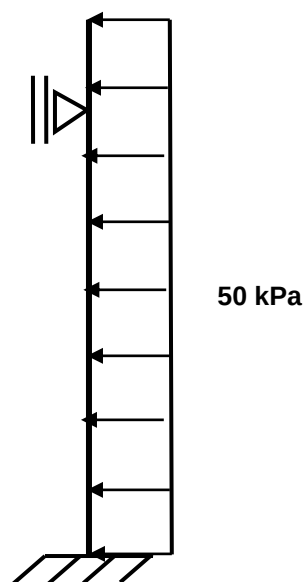


Fig. 4.2 – Esquema de cálculo utilizado no pré dimensionamento dos órgãos de contenção

4.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Tanto o comportamento da formação argilosa como do material de aterro foram simulados, na modelação numérica, através da aplicação do modelo de estados críticos p - q - θ cujos parâmetros se encontram no quadro seguinte.

Quadro 4.1 – Características da argila de fundação e do material de aterro

Solo	λ	k	Γ	$\phi'(^{\circ})$	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,025	0,180	3,050	26	0,250	3,158	16	10^{-9}	10^{-9}
Aterro	0,005	0,030	1,800	35	0,300	1,817	20	-	-

O significado de cada parâmetro é o seguinte:

- λ – Declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencial $\ln p - \nu$, sendo p a tensão média efetiva e ν o volume específico ($\nu = 1+e$, em que e é o índice de vazios);
- k – Declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p - \nu$;
- Γ - Volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa;
- ϕ' – Ângulo de atrito em tensões efetivas;
- ν' – Coeficiente de Poisson definido em tensões efetivas;
- N – Volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;
- γ – Peso volúmico;
- k_x, k_y - Permeabilidades nas direções horizontal e vertical, respetivamente.

Admitiram-se como normalmente consolidadas as camadas a profundidades superiores a 3 m e ligeiramente sobreconsolidadas as mais superficiais devido à variação da posição do nível freático (dessecação). Esta camada superficial de maior resistência e menor deformabilidade (menor índice de vazios e consequente menor teor em água), muitas vezes chamada de crosta superficial é comum em maciços aluvionares de argilas geologicamente recentes.

No Quadro 4.2 indica-se, para a argila, a variação em profundidade dos valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0) e do grau de sobreconsolidação (R_{OC}). Uma vez que a camada superficial se encontra sobreconsolidada, o coeficiente de impulso em repouso tende a tomar valores maiores do que para o solo normalmente consolidado, pois este coeficiente aumenta com o grau de sobreconsolidação. Estudos encontrados na bibliografia da especialidade sugerem que para solos sobreconsolidados o valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 (OC), pode ser estimado a partir do valor do mesmo parâmetro para o caso de o solo se encontrar normalmente consolidado, K_0 (NC), e do grau de sobreconsolidação, R_{OC} , através da seguinte expressão (Matos Fernandes, 2006):

$$\frac{(K_0 (OC))}{(K_0 (NC))} = (R_{OC})^m \quad (4.1)$$

em que m , para a maioria dos solos toma valores entre 0,4 e 0,5. Para o estrato de argila em estudo, adotou-se um valor intermédio de 0,45. Para o material de aterro admitiu-se K_0 igual a 0,5 e R_{OC} igual a 1.

Quadro 4.2 – Variação do coeficiente de impulso em repouso e do grau de sobreconsolidação em profundidade

Profundidade (m)	K_0	R_{OC}
0-3	0,9-0,5	-
≥ 3	0,5	1

A Fig.4.3 ilustra a evolução da resistência não drenada em profundidade para o estrato de argila. A partir dos parâmetros do modelo p-q- θ , demonstra-se que se pode calcular a resistência não drenada, c_u , a partir das seguintes expressões (Britto e Gunn, 1987):

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) \quad (4.2)$$

$$v = \Gamma - k \ln p - (\lambda - k) \ln \alpha_p \quad (4.3)$$

em que:

- M – Declive da linha de estados críticos no referencial $\ln p$ - v ;
- α_p – Coordenada p do centro da elipse de cedência no referencial p - q .

Então, para profundidades superiores a 3 m, sendo a argila normalmente consolidada, a partir dos parâmetros p-q- θ e das expressões anteriormente apresentadas, determinou-se o valor da resistência não drenada. No que toca à crosta sobreconsolidada, admitiu-se uma variação linear, típica deste tipo de solo nestas condições, considerando o valor de c_u igual a 13 kPa à superfície e obtendo o correspondente valor de R_{OC} a introduzir no cálculo de elementos finitos através de α_p obtido das expressões 4.2 e 4.3.

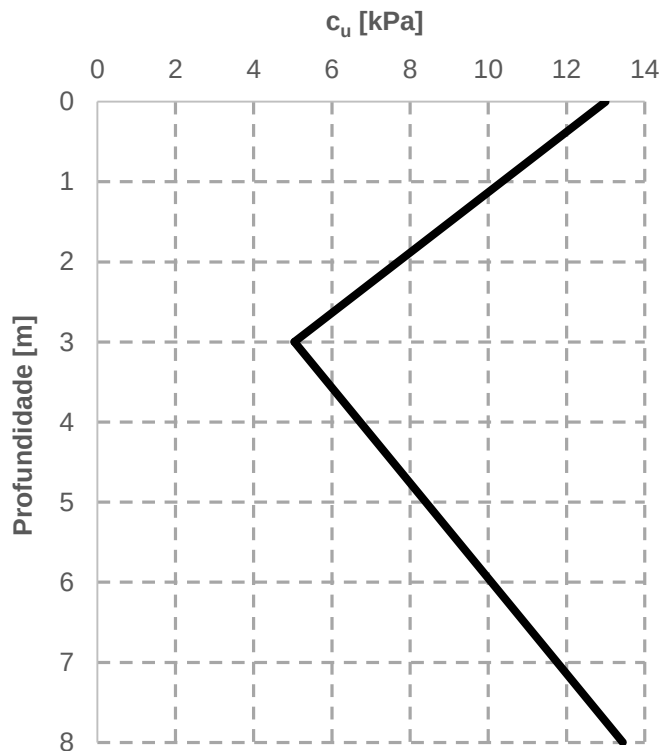


Fig. 4.3 – Evolução em profundidade da resistência não drenada

Quadro 4.3 – Variação em profundidade de c_u

Profundidade (m)	Expressão de c_u (kPa)
0-3	$c_u = 13 - 2,7 z$
3-8	$c_u = 1,633 z$

Z – profundidade (m)

Deste modo, fixaram-se para cada ponto, os valores iniciais do estado de tensão e a posição correspondente da superfície de cedência.

Por fim, no Quadro 4.4 indicam-se as propriedades constitutivas do material (aço) dos elementos de barra que simularam o cabo, assim como dos elementos triangulares que constituem a parede. Para a simulação do comportamento do cabo e da parede considerou-se comportamento elástico.

Quadro 4.4 – Propriedades mecânicas do cabo e da parede

Elemento	E, Módulo de Deformabilidade (GPa)
Cabo	206
Parede	206

4.2.3. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Pela análise das características geométricas da secção transversal, verifica-se a existência de um eixo de simetria que passa pelo centro do aterro, o que permitiu o estudo de apenas metade da secção, uma vez que a outra metade se comporta de forma igual à estudada (Fig. 4.4). Esta simplificação conduz a uma diminuição do tempo de cálculo, pois apenas se modela metade do domínio em estudo.

Atendendo às condições de simetria, foram considerados como nulos os deslocamentos horizontais ao longo da fronteira lateral esquerda. Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido, é legítimo admitir que os nós pertencentes a este estrato não sofrerão nem deslocamentos verticais nem horizontais, então, na malha de elementos finitos, todos estes nós foram impedidos de se deslocar verticalmente e horizontalmente. Admitindo que para uma certa distância do aterro os deslocamentos horizontais podem ser considerados nulos, fixaram-se como iguais a zero os movimentos horizontais ao longo da fronteira lateral direita. Uma revisão de casos anteriormente estudados permitiu concluir, que para distâncias, medidas a partir do pé do talude, superiores à largura da base do aterro, o efeito da construção já não se faz sentir. Assim sendo, considerou-se uma distância igual a 35 m desde o pé do talude até à margem lateral direita da malha.

No que se refere às condições de fronteira hidráulica, fixaram-se, nos nós pertencentes ao plano superficial do estrato de argila, excessos de pressão neutra iguais a zero, já que é esta a única superfície de drenagem do problema em análise.

Quanto às dimensões dos elementos finitos, procurou-se que estes tomassem dimensões mais reduzidas nas zonas sujeitas a gradientes de tensão mais elevados (fronteira solo argiloso-aterro, fronteira solo argiloso-parede e fronteira solo argiloso-estrato rígido).

A execução do aterro foi simulada ativando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas do mesmo.

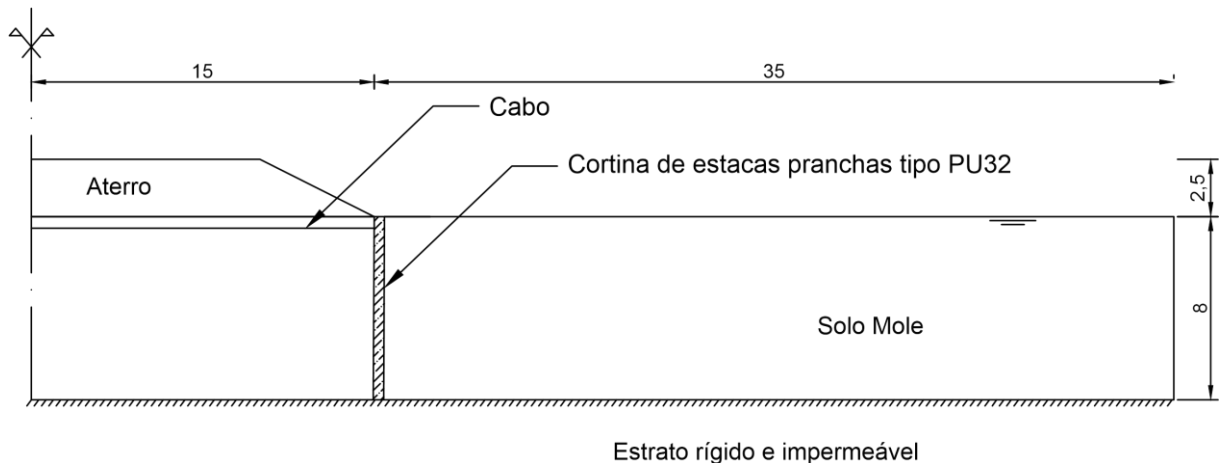


Fig. 4.4 – Secção transversal

A malha de elementos finitos utilizada para resolver o problema plano em estudo, representa-se na Fig. 4.5, sendo constituída por 8404 elementos, dispostos da seguinte forma:

- Estrato de argila mole: 6076 elementos triangulares de 6 nós (3 nós nos vértices e 3 nos pontos médios dos lados) com incógnitas de deslocamentos (nos 6 nós) e incógnitas de excessos de pressão neutra (nos nós de vértice) (análise com consolidação);
- Material de aterro: 2016 elementos triangulares de 6 nós (3 nós nos vértices e 3 nos pontos médios dos lados) com apenas incógnitas de deslocamentos (análise sem consolidação);
- Parede moldada: 310 elementos triangulares de 6 nós (análise sem consolidação);
- Cabo: 2 elementos de barra com 3 nós.

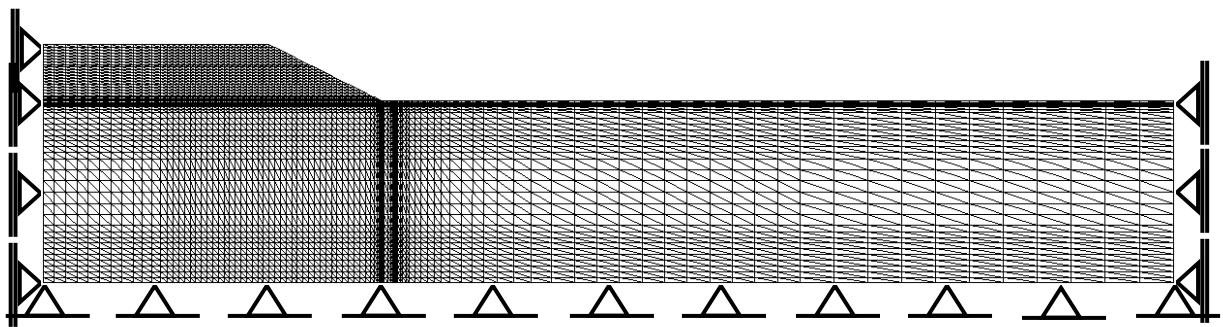


Fig. 4.5 – Representação esquemática da malha de elementos finitos e das condições de fronteira do problema

4.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Sendo a área carregada à superfície da ordem de grandeza da espessura do estrato de argila, o estrato não se encontra confinado, uma vez que para qualquer ponto fora do eixo de simetria o vetor deslocamento apresenta não só uma componente vertical mas também uma componente horizontal. Assim sendo está-se perante um problema de consolidação bidimensional (análise plana de deformação e escoamento), uma vez que o desenvolvimento do aterro é considerado infinito, pois caso não o fosse, a consolidação seria tridimensional. No entanto, note-se que quanto maior for a eficácia da parede de contenção (leia-se maior rigidez), mais o problema se aproxima de um problema de consolidação uni-

dimensional, pois quanto menores forem os deslocamentos do órgão de contenção, maior será o confinamento do estrato.

Em consequência direta do atrás referido, o efeito da carga correspondente à construção do aterro, reparte-se no próprio instante do carregamento pelas duas fases do solo, isto é, em excessos de pressão neutra (no fluido intersticial) e em incrementos de tensão efetiva vertical (no esqueleto sólido).

Quando se aplicam solicitações instantâneas a um solo argiloso saturado, a sua baixa permeabilidade impede a drenagem, e sendo como se sabe a água praticamente incompressível, as deformações que se processam, no momento do carregamento, são essencialmente de origem distorcional.

Embora o fenômeno de transferência de carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido se inicie durante o carregamento, esta percentagem de transferência poderá ser insignificante comparada com a que se processa após o carregamento, pois sendo a construção do aterro efetuada num curto período de tempo, e a permeabilidade da argila baixa, o carregamento processa-se em condições praticamente não drenadas. Note-se que o elevado rendimento dos equipamentos atualmente empregues na construção de aterros permite que se consiga construir este tipo de obras num curto espaço de tempo. Em solos que tenham uma permeabilidade muito baixa, os intervalos de tempo de aplicação das solicitações para os quais se pode considerar que não houve lugar a qualquer drenagem, podem facilmente atingir a ordem de dias. Então, este efeito assume tanta maior importância quanto maior for a permeabilidade da argila e maior o tempo de construção (menor rendimento dos equipamentos).

Terminada a execução do aterro, à medida que a água é expulsa da argila, ocorrem deformações volumétricas, conduzindo a um aumento da tensão efetiva e a uma diminuição dos excessos de pressão neutra (consolidação).

Assim, torna-se vantajosa a utilização de análises acopladas em comparação com as análises não drenadas, pois permitem obter resultados em termos de excessos de pressão neutra e tensões efetivas em qualquer fase da obra, durante e após a construção do aterro.

Face às diferentes características dos períodos em questão decidiu-se dividir o estudo em duas fases:

- Fase 1, que corresponde ao período de construção;
- Fase 2, correspondente ao período pós construção (consolidação).

Para ilustrar o comportamento da obra, durante e após a construção, são apresentadas figuras elucidativas das variáveis que controlam este tipo de problema (excessos de pressão neutra, tensões efetivas, tensões de corte e níveis de tensão), assim como gráficos que ilustram a evolução dos deslocamentos tanto do maciço de fundação como da parede de contenção e dos esforços nos elementos estruturais. Estas figuras, assim como os gráficos, são relativas a diferentes fases, quer da execução da obra (incluem-se 5 situações distintas da construção do aterro correspondentes à execução de camadas de 0,5 m de espessura), quer do período de consolidação (incluem-se diferentes instantes após a conclusão do aterro: 1 mês, 3 meses, 6 meses, 1 ano, 2 anos, 10 anos, 50 anos).

4.3.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

4.3.2.1. Evolução do estado de tensão

Para uma melhor compreensão da repartição da carga, no final da construção, pelo esqueleto sólido e pelo fluido intersticial é interessante analisar o esquema teórico de repartição das referidas grandezas durante um ensaio triaxial não drenado (Fig. 4.6). Consta-se que o excesso de pressão neutra depen-

de não só das características do material, traduzidas pelo parâmetro de Skempton, mas também do valor dos incrementos de tensão horizontal e vertical totais (Borges, 1995).

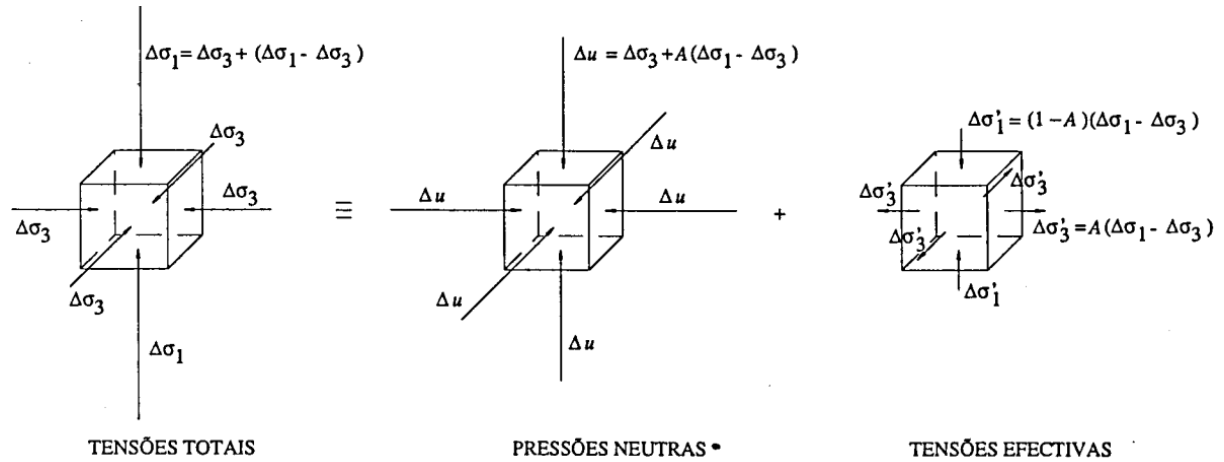


Fig. 4.6 – Esquema teórico da repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado correspondente a uma carga isotrópica seguida de carga axial (Borges, 1995)

No caso de o carregamento ser isotrópico o valor dos excessos de pressão neutra toma o mesmo do incremento de tensão, pois não existindo deformação no instante do carregamento, todo o incremento de carga é equilibrado pelo fluido.

Num caso real, para que não ocorram deformações no instante da aplicação da carga, o estrato terá de estar confinado. Então, quer isto dizer que o valor dos excessos de pressão neutra gerados no solo de fundação, aquando da construção do aterro, está inteiramente ligado às condições de confinamento no qual o solo se encontra. Se não veja-se os seguintes casos. Dois carregamentos idênticos, no mesmo solo mas num caso o solo encontra-se confinado e no outro não. Facilmente se conclui que no primeiro caso, os excessos de pressão neutra gerados no final do carregamento são maiores que no segundo, pois pelo facto de no segundo existirem deformações horizontais, os excessos de pressão neutra gerados em cada ponto deixam de ser iguais ao incremento de tensão total vertical, passando este a repartir-se pelas duas fases do solo, isto é, em incrementos de tensão efetiva vertical e em excessos de pressão neutra.

Como se verá mais à frente, o problema em questão abrange estas duas situações, uma vez que existem zonas do maciço argiloso nas quais se processam os problemas de carregamentos confinados de argila e outras mais próximas daquelas em que se dão os carregamentos não confinados de argila.

Dada a inter-relação entre os excessos de pressão neutra e as variações das tensões efetivas no final do carregamento, representam-se nas Figs. 4.7 a 4.9, os excessos de pressão neutra, as tensões efetivas verticais e as tensões efetivas horizontais.

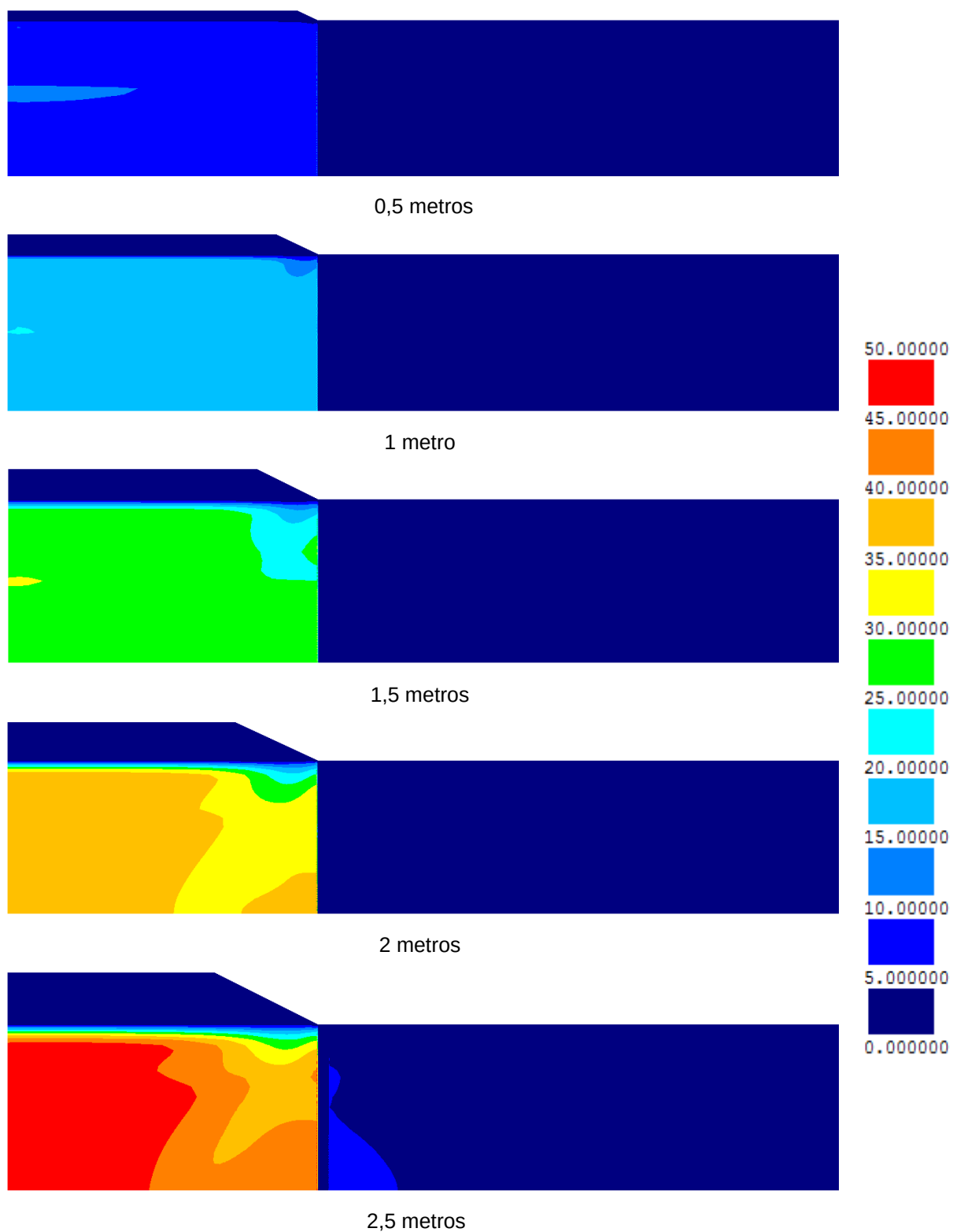


Fig. 4.7 Evolução dos excessos de pressão neutra (kPa) ao longo da construção do aterro

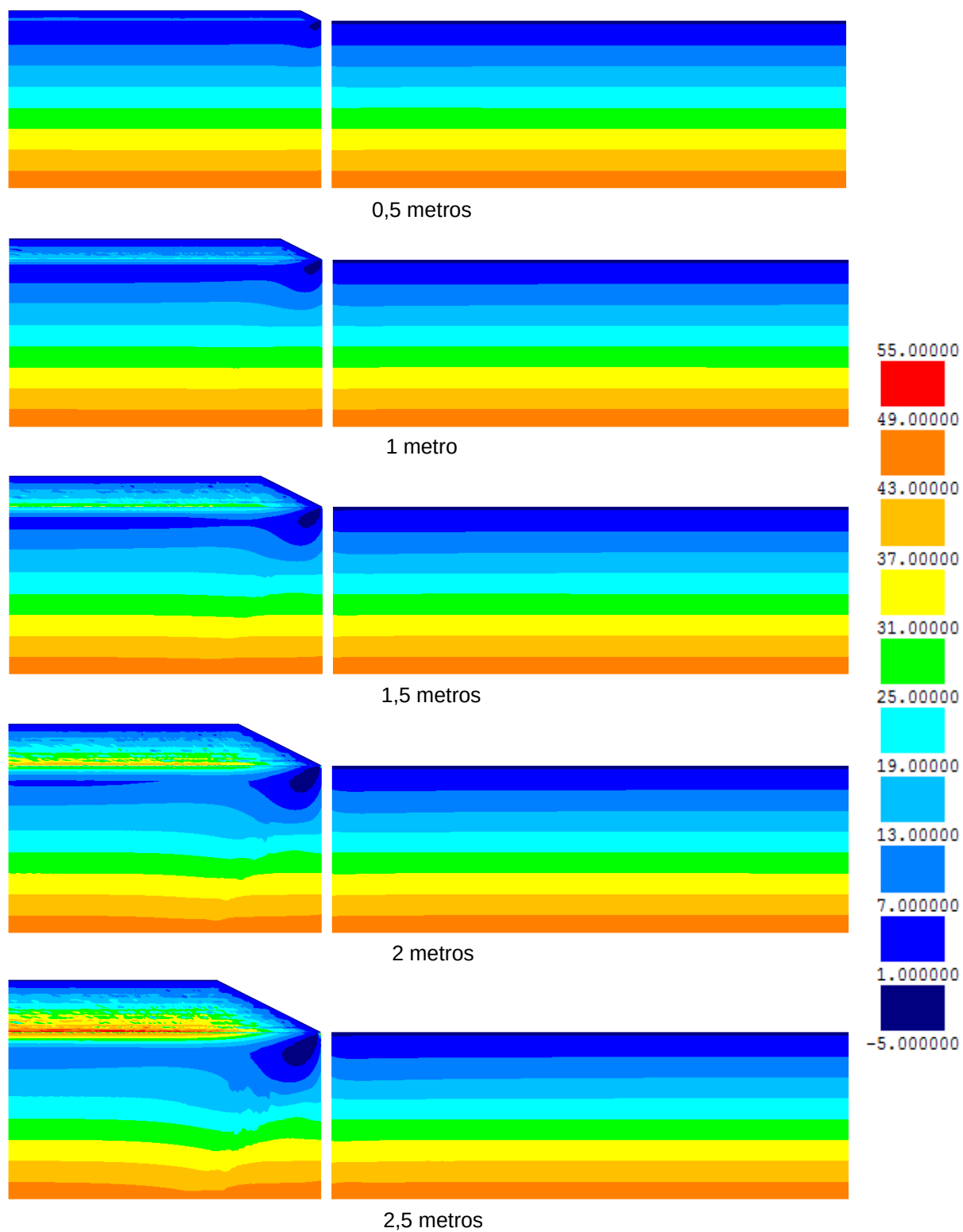


Fig. 4.8 - Variação das tensões efetivas verticais (kPa), durante a construção do aterro

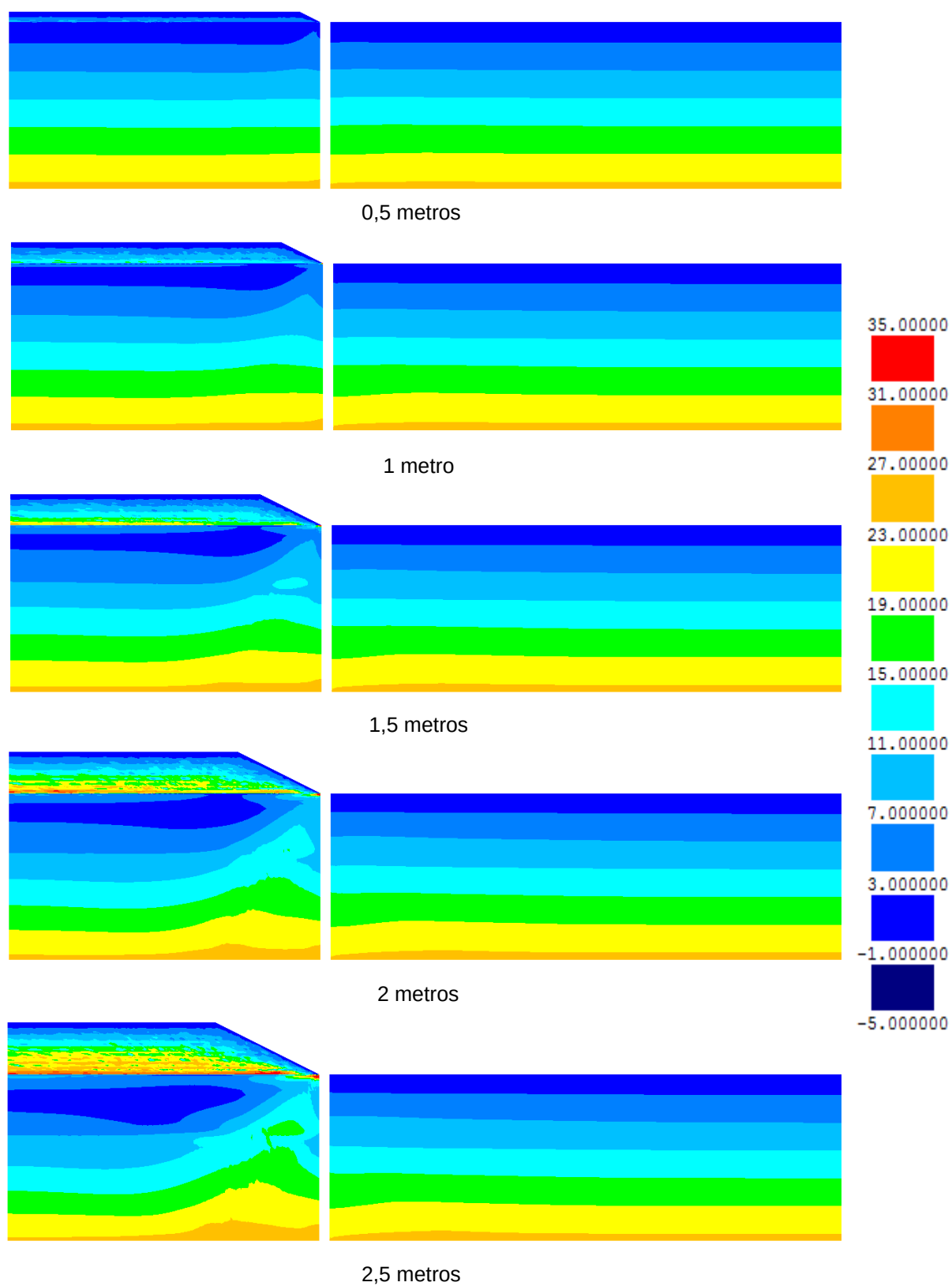


Fig. 4.9 – Variação das tensões efetivas horizontais (kPa), durante a construção do aterro

Atendendo aos resultados obtidos, dividiu-se o maciço de fundação em cinco zonas, sendo que os pontos localizados em cada uma delas se comportam de forma idêntica face à construção do aterro.

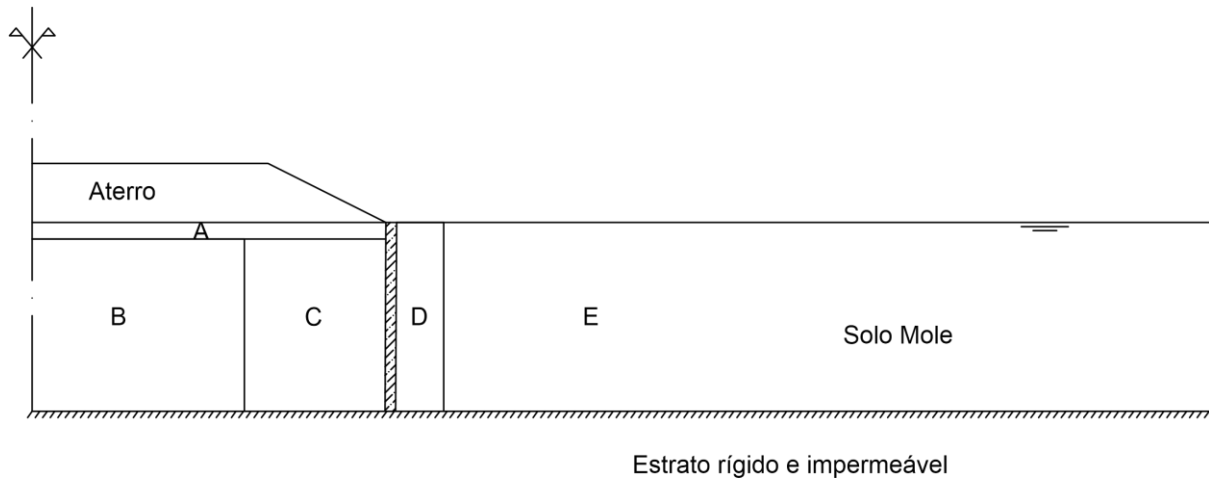


Fig. 4.10 – Divisão da fundação em cinco zonas típicas

Relativamente à zona A constata-se que:

- Estando esta camada em contacto com a única superfície de drenagem do problema, geram-se elevados gradientes de pressões neutras, conduzindo a expressivas dissipações dos excessos de pressão neutra nesta zona e consequente aumento das tensões efetivas verticais e horizontais. Recorde-se mais uma vez que este efeito de consolidação apenas é passível de ser contabilizado, devido à utilização de uma análise acoplada (Figs. 4.7, 4.8 e 4.9);
- Este efeito de consolidação conduz a um aumento da resistência não drenada, devido ao aumento da tensão média efetiva.

No que diz respeito à zona B, podem ser tecidos os seguintes comentários:

- É nesta zona que os excessos de pressão neutra são mais elevados (os valores máximos atingem-se junto ao eixo de simetria e apresentam grandezas muito próximas dos acréscimos de tensão vertical consequentes da construção do aterro) (Fig. 4.7);
- Não se verificam variações expressivas nas tensões efetivas verticais (Fig. 4.8);
- De um modo geral, ocorre uma diminuição não muito significativa das tensões efetivas horizontais (Fig. 4.9).

Sendo nesta zona as deformações horizontais praticamente nulas (deformações distorcionais pouco significativas), devido ao confinamento lateral, e dado que nesta fase ainda não se iniciou a drenagem da água dos poros (deformações volumétricas praticamente nulas), o incremento de carga vertical é praticamente absorvido pelo fluido intersticial, acarretando um aumento das pressões neutras, mantendo-se a tensão efetiva vertical praticamente inalterada. A diminuição das tensões efetivas horizontais verificadas nesta zona deve-se ao facto do movimento horizontal da parede conduzir a uma ligeira descompressão destes elementos.

Relativamente à zona C verifica-se que:

- Os excessos de pressão neutra diminuem progressivamente, desde a zona B até à parede (Fig. 4.7);
- Ocorre uma diminuição das tensões efetivas verticais (Fig. 4.8);
- Existe um aumento das tensões efetivas horizontais (Fig. 4.9).

A diminuição da grandeza dos excessos de pressão neutra nas zonas junto à parede, comparativamente com os que se verificam na zona B, deve-se por um lado ao facto de nesta zona o incremento de tensão total vertical ser menor, devido à geometria do aterro, e por outro, sendo as deformações horizontais maiores, o incremento de carga reparte-se no próprio instante do carregamento pelas duas fases do solo, isto é, em tensões efetivas verticais e em excessos de pressão neutra.

Na zona junto à parede e abaixo do talude ocorre uma diminuição da tensão efetiva vertical, pois sendo nesta zona o incremento de tensão total vertical menor que nas restantes zonas, e devido ao facto de os elementos localizados na zona central (zona B) tenderem a empurrar os localizados junto à parede, solicitando-os horizontalmente, geram-se excessos de pressão neutra maiores que os incrementos de tensão total vertical. Então nesta zona os excessos de pressão neutra gerados nem são tanto proporcionados pelo carregamento vertical mas sim pela solicitação horizontal já explicada.

Por fim, nesta zona as tensões efetivas horizontais são maiores que as tensões efetivas verticais, pois o incremento de tensão total vertical é pequeno comparativamente com o incremento de tensão total horizontal proporcionado pela solicitação horizontal dos elementos situados na zona mais central.

Em relação à zona D, salienta-se que:

- No final da construção do aterro, verifica-se um ligeiro aumento das pressões neutras;
- Não se verificam variações significativas das tensões efetivas verticais e horizontais.

A geração de excessos de pressão neutra à direita da parede na última fase de carregamento deve-se à deformação da parede provocar um incremento de tensão horizontal nos elementos à direita desta. Sendo pequenos, nesta zona não carregada, os acréscimos de tensões totais verticais, logo o equilíbrio das tensões na água e no esqueleto sólido determina o aparecimento de acréscimos negativos das tensões efetivas verticais. Contudo dado à pequena grandeza destes acréscimos e aos intervalos considerados nas colorações de cores este efeito não é perceptível.

Na maioria dos problemas práticos deste género, é indispensável uma determinação das zonas do maciço argiloso em estado crítico, durante a construção da obra, pois se houver uma massa em estado crítico contínua até à superfície envolvendo a área carregada ocorrerá uma rotura global. No presente trabalho utiliza-se a noção de nível de tensão (SL , *stress level*), o qual quantifica a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico, podendo ser definido da seguinte maneira:

$$SL = \frac{q}{p \times M}$$

em que:

- q é a tensão de desvio;
- p é a tensão média efetiva;
- M representa a inclinação da Linha dos Estados Críticos (LEC), no referencial p - q .

Este coeficiente varia entre 0 e 1 para solos normalmente consolidados, podendo ser superior a 1 em solos sobreconsolidados, visto que este tipo de solos apresentam comportamento de resistência de pico, podendo a trajetória de tensões ultrapassar a linha de estados críticos. Na Fig. 4.11 apresenta-se a noção gráfica de SL para o estado de tensão no ponto A de coordenadas (p, q) (Borges, 1995).

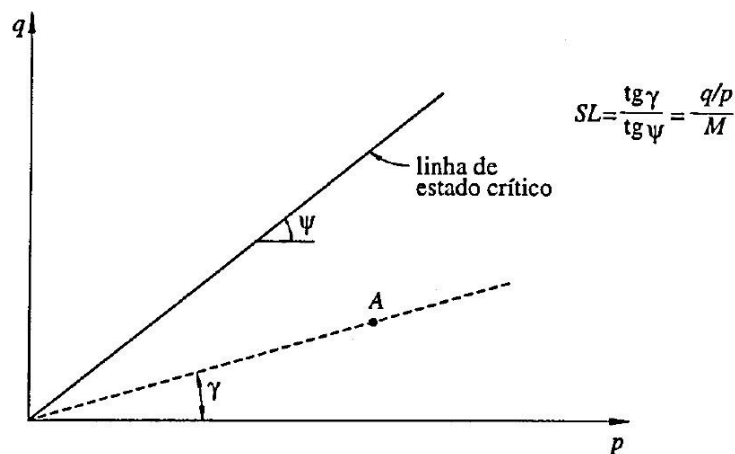


Fig. 4.11 – Noção gráfica de nível de tensão (SL) no referencial p-q (Borges, 1995)

Na Fig. 4.12 representa-se a evolução da distribuição dos níveis de tensão durante a construção do aterro. Para uma melhor explicação dos resultados representa-se ainda na Fig. 4.13 as cruzetas das tensões principais efetivas no final do carregamento. Esta representação gráfica permite tirar conclusões acerca do estado de tensão em que os pontos se encontram uma vez que uma rotação destas cruzetas traduz um aumento da tensão desvio, enquanto que um aumento da sua dimensão corresponde a um aumento da tensão média efetiva. Da análise das referidas figuras retiram-se as seguintes conclusões:

- Na camada superficial (zona A), durante a construção há um aumento da tensão média efetiva, dado que as cruzetas de tensão são maiores em cada ponto comparativamente com as dos pontos situados à mesma cota ao longo da fronteira lateral direita. Este aumento deve-se ao facto desta camada estar em contacto com a superfície de drenagem, o que permite que neste período de tempo já se dissipe uma parcela dos excessos de pressão neutra gerados. Nota-se também uma rotação das direções das tensões principais. Esta rotação é mais significativa na zona junto à parede, uma vez que é nesta zona onde as distorções são maiores;
- Na zona central (zona B), verifica-se um ligeiro aumento das tensões de desvio, pois estando estes elementos com um grau de confinamento considerável, não sofrem grandes distorções neste período de tempo. A tensão média efetiva mantém-se inalterável, uma vez que não existe nessa zona dissipação significativa dos excessos de pressão neutra, durante a construção;
- Existe uma rotação das direções das tensões principais nos pontos junto à parede (zona C), o que evidencia um aumento da tensão de desvio. Sendo esta a zona onde os elementos se encontram com menor grau de confinamento, será nesta zona que as deformações distorcionais serão maiores, estando associadas às tensões de desvio referidas. Note-se que a rotação é de aproximadamente 90° , pois nesta zona a tensão efetiva horizontal passa a ser maior que a vertical nas camadas mais superficiais. No que diz respeito à tensão média efetiva esta varia pouco, uma vez que, nesta zona, a dimensão das cruzetas, pouco se altera;
- Estes aumentos da tensão de desvio, associados às pequenas variações das tensões médias efetivas, traduzem-se num aumento dos níveis de tensão, uma vez que neste período de tempo a trajetória de tensões em cada ponto, é quase vertical no referencial p-q;
- É na zona C que os pontos entram em estado crítico primeiro, pois é nesta zona que as tensões de desvio são maiores;

- Há medida que a altura do aterro aumenta, as tensões de desvio nos elementos centrais são maiores o que se traduz num aumento do nível de tensão na zona B.

No que toca às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}), estas encontram-se representadas na Fig. 4.14, sobre a qual se podem tecer alguns comentários:

- Na zona central (zona B) as tensões de corte nos referidos planos são praticamente nulas, pois estando esta zona mais confinada as direções principais mantêm-se quase inalteráveis. Este aspeto pode ser comprovado pela verificação das cruzetas de tensão nesta zona;
- Verifica-se um aumento das tensões de corte junto à parede (zona C), pois como esta zona não se encontra tão confinada como a central, com o carregamento geram-se tensões de corte conduzindo a uma rotação das direções principais. Como referido anteriormente, os elementos situados nesta zona são mais solicitados horizontalmente que verticalmente o que provoca em alguns casos, uma rotação de aproximadamente 90 ° das direções principais;
- O aparecimento das tensões de corte à direita da parede (zona D) deve-se essencialmente à solicitação horizontal provocada pelo movimento da parede.

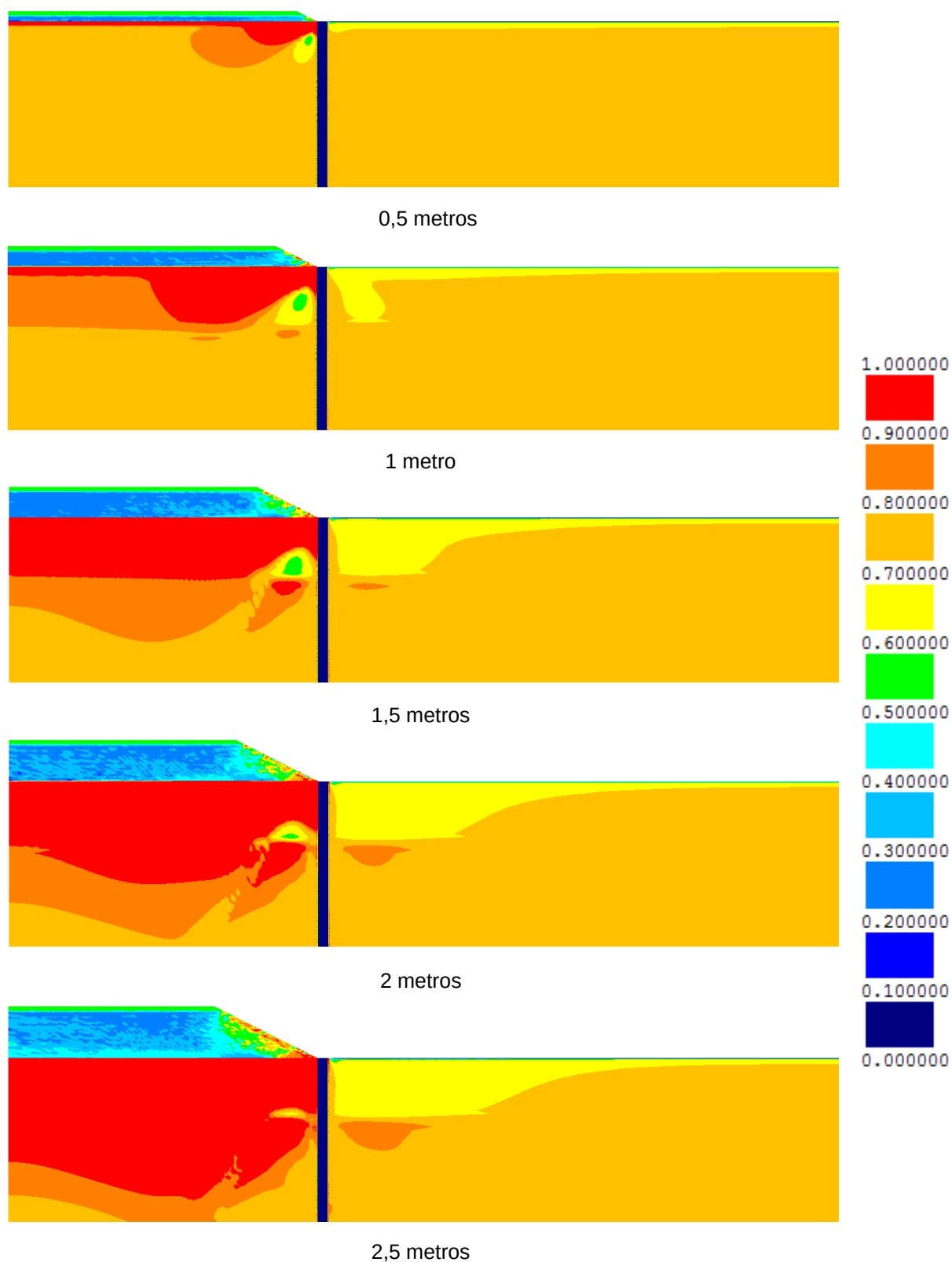


Fig. 4.12 – Níveis de tensão no maciço argiloso ao longo da construção do aterro

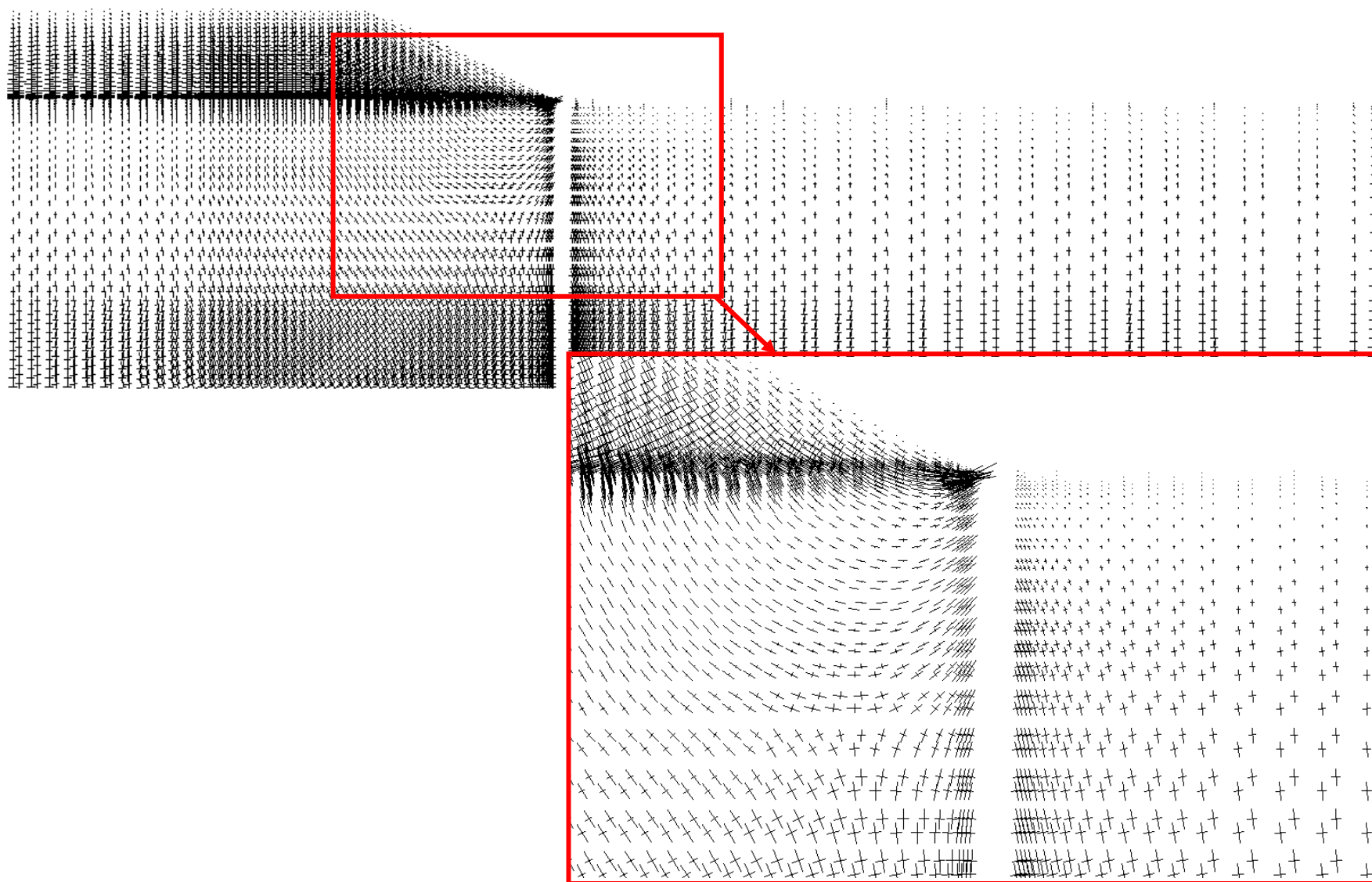


Fig. 4.13 – Representação das cruzetas das tensões principais efetivas no final do carregamento

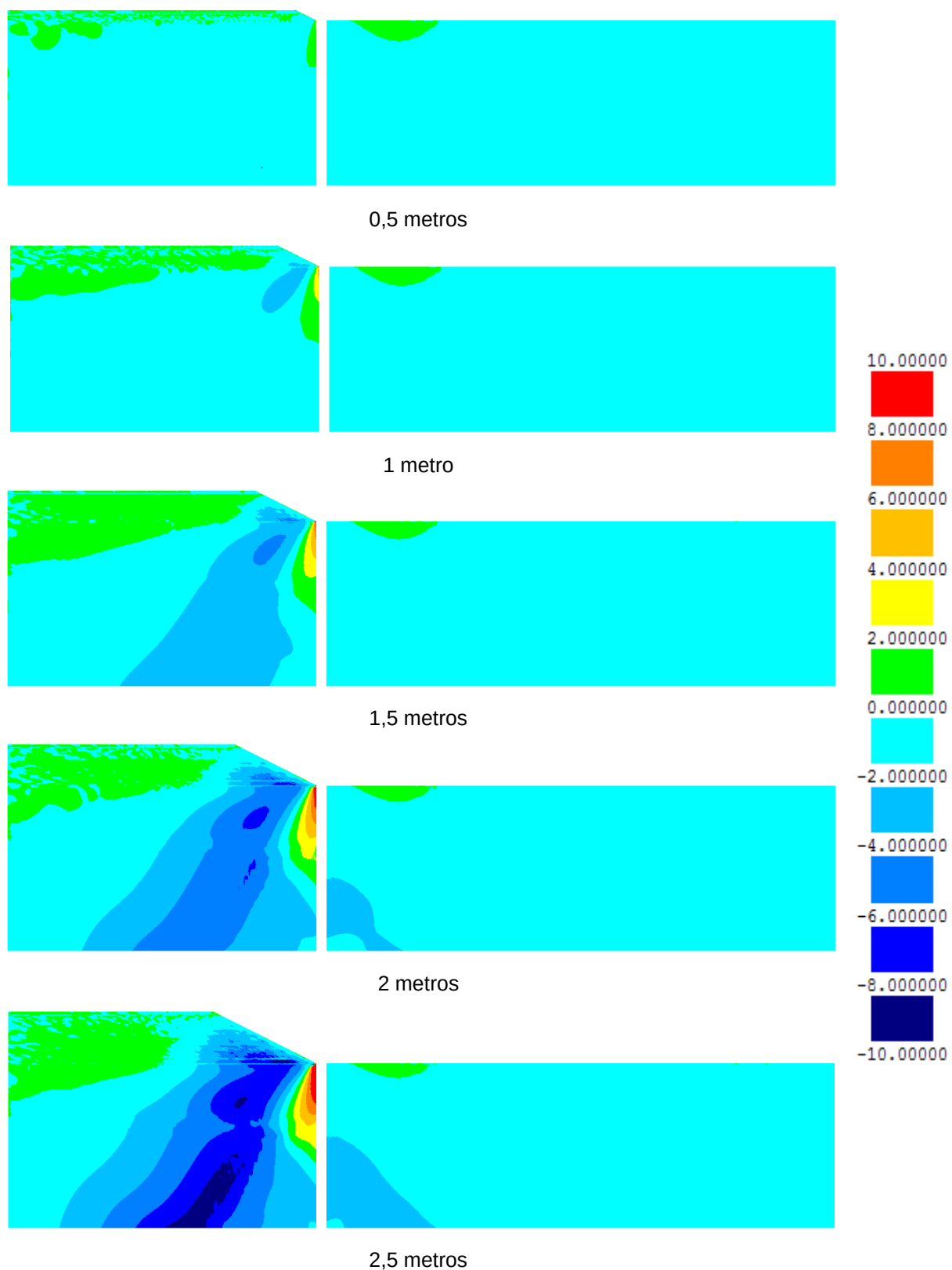


Fig. 4.14 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais τ_{xy} (kPa), no maciço argiloso, na fase construtiva

4.3.2.2. Deslocamentos

Não sendo as deformações horizontais durante a construção do aterro nulas, é de prever a ocorrência de um assentamento no preciso momento de aplicação da carga (assentamento *imediato*). Exceto na zona A, este assentamento está totalmente associado à distorção dos elementos, uma vez que ainda não se iniciou a drenagem da água dos poros do maciço argiloso, sendo por isso as deformações volumétricas praticamente nulas.

De facto, sendo estes assentamentos essencialmente devidos a deformações distorcionais, é de esperar que sejam relativamente reduzidos comparativamente com os que se verificam no final da consolidação.

Seguidamente examinar-se-ão, tendo por base os resultados do problema base, as características genéricas dos movimentos da fundação (deslocamentos horizontais e verticais), e da parede de contenção (deslocamentos horizontais).

Na Fig. 4.15 mostra-se a configuração da deformada no final da construção com um fator de ampliação dos deslocamentos de 5. Complementarmente, apresenta-se ainda duas ampliações da deformação dos elementos junto ao eixo de simetria (zona B) e dos localizados na zona junto à parede (zona C). Observando os resultados na fundação, ressalta que embora existam importantes deslocamentos verticais (descendentes) na base do aterro, os deslocamentos verticais ascendentes, na zona não carregada (zona D), são praticamente insignificantes (a esta escala), traduzindo já uma ideia da eficácia da parede. Nota-se ainda o efeito da parede na redução dos deslocamentos horizontais dirigidos para fora da área carregada.

A ampliação dos elementos situados na zona central (zona B) e na zona junto e à esquerda da parede (zona C), tem como principal objetivo corroborar os comentários anteriormente tecidos em relação às deformações dos elementos nestas zonas. No que diz respeito aos elementos localizados na zona central, comprova-se que o campo de deformações destes elementos se caracteriza por deformações volumétricas e distorcionais praticamente nulas. Em relação ao campo de deformações dos elementos situados junto à parede, este também se caracteriza por deformações volumétricas praticamente nulas, mas já apresenta deformações distorcionais significativas, associadas ao aumento das tensões de desvio. Os levantamentos verificados na zona do talude devem-se ao facto de nesta zona o incremento de tensão total vertical ser inferior ao incremento de tensão total horizontal, o que se traduz num aumento da tensão de desvio, levando os elementos a diminuírem a sua dimensão horizontal e a ter de aumentar a vertical, uma vez que não ocorrem variações de volume.

O assentamento que se verifica junto ao eixo de simetria, deve-se essencialmente às variações volumétricas sofridas pela camada mais superficial, pois estando esta camada em contacto com a única superfície drenante do problema, no fim do carregamento já se dissiparam grande parte dos excessos de pressão neutra.

Na Fig. 4.16 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais à superfície da camada argilosa durante a construção do aterro, enquanto que na Fig. 4.17, ilustra-se a evolução dos deslocamentos horizontais da parede, durante o mesmo período. Dado que com o carregamento as variações volumétricas são nulas (não escoamento do fluído) exceto na zona A, o assentamento sob a área carregada traduz-se num levantamento da superfície do terreno na zona junto à parede (Fig. 4.16).

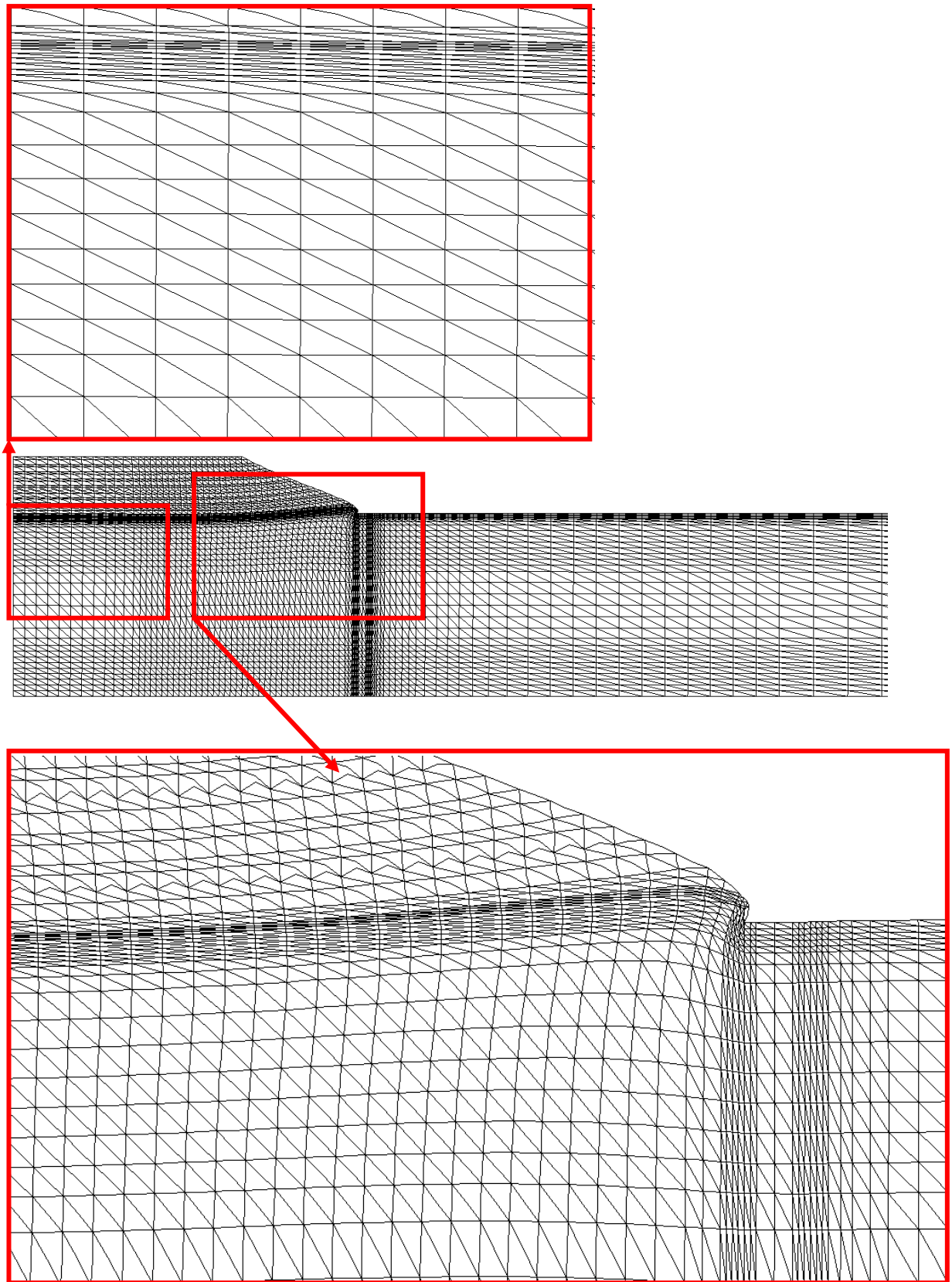


Fig. 4.15 – Configuração da deformada no final da construção (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 5)

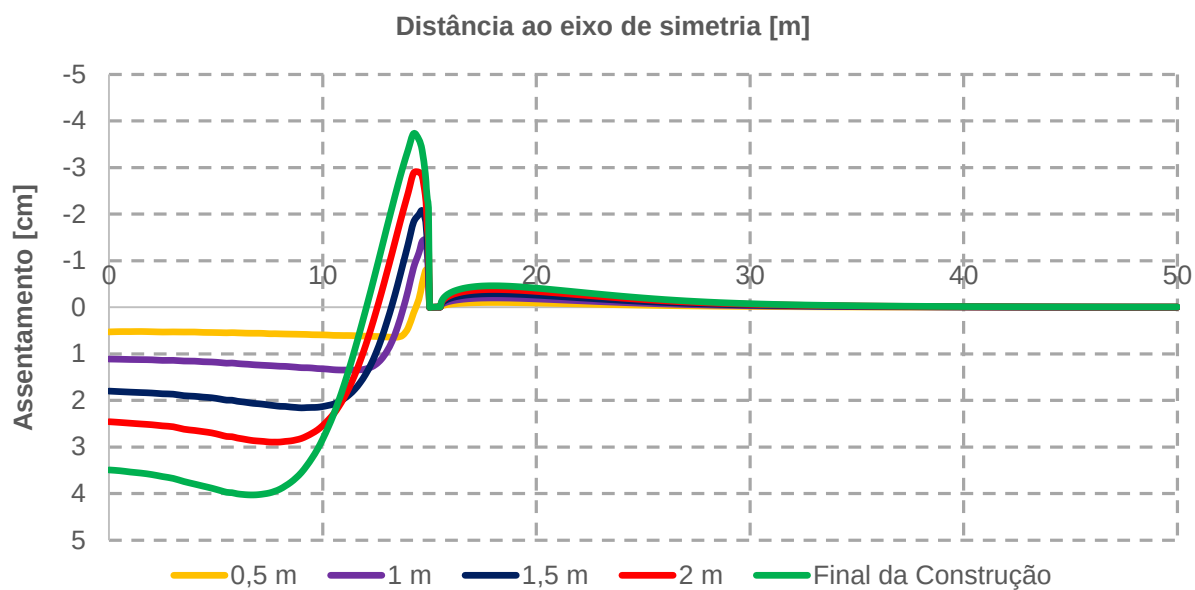


Fig. 4.16 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície, durante a construção do aterro

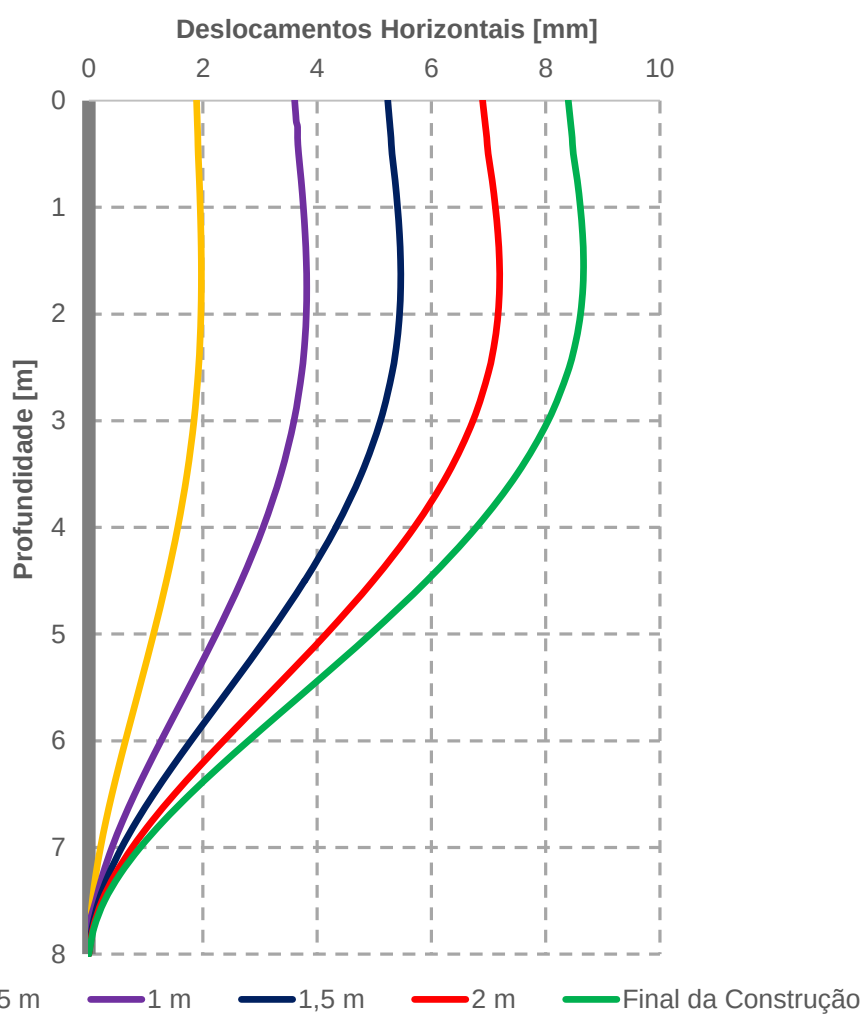


Fig. 4.17 – Evolução dos deslocamentos horizontais da parede durante a construção do aterro

4.3.2.3. Esforços nos elementos estruturais

Para uma melhor compreensão do comportamento dos órgãos estruturais face ao carregamento, estudou-se a evolução dos esforços, tanto no tirante (esforço axial), como na parede de estacas pranchas (momentos fletores). Com este estudo pretende-se analisar não só a segurança da estrutura, mas também tirar conclusões acerca das solicitações que se instalam no sistema de contenção (impulsos) de modo a avaliar a fiabilidade dos pressupostos considerados no pré dimensionamento dos órgãos de contenção.

Na Fig. 4.18 encontra-se representada a variação das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra), tanto do lado esquerdo (indicadas com o sinal negativo), como do direito da parede (representadas com o sinal positivo), ao longo da construção do aterro. Para uma melhor perceção desta evolução representa-se também os impulsos de repouso.

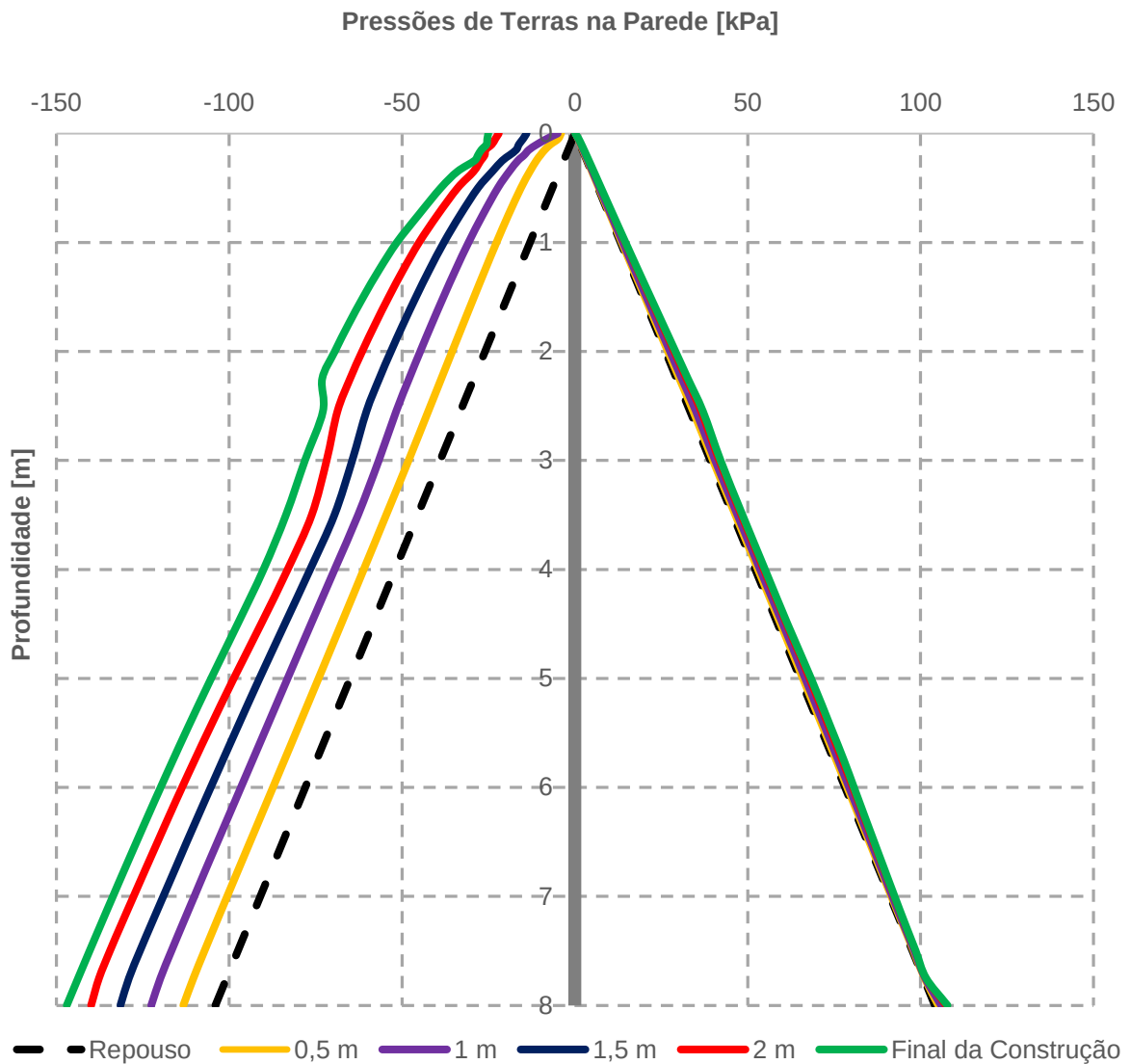
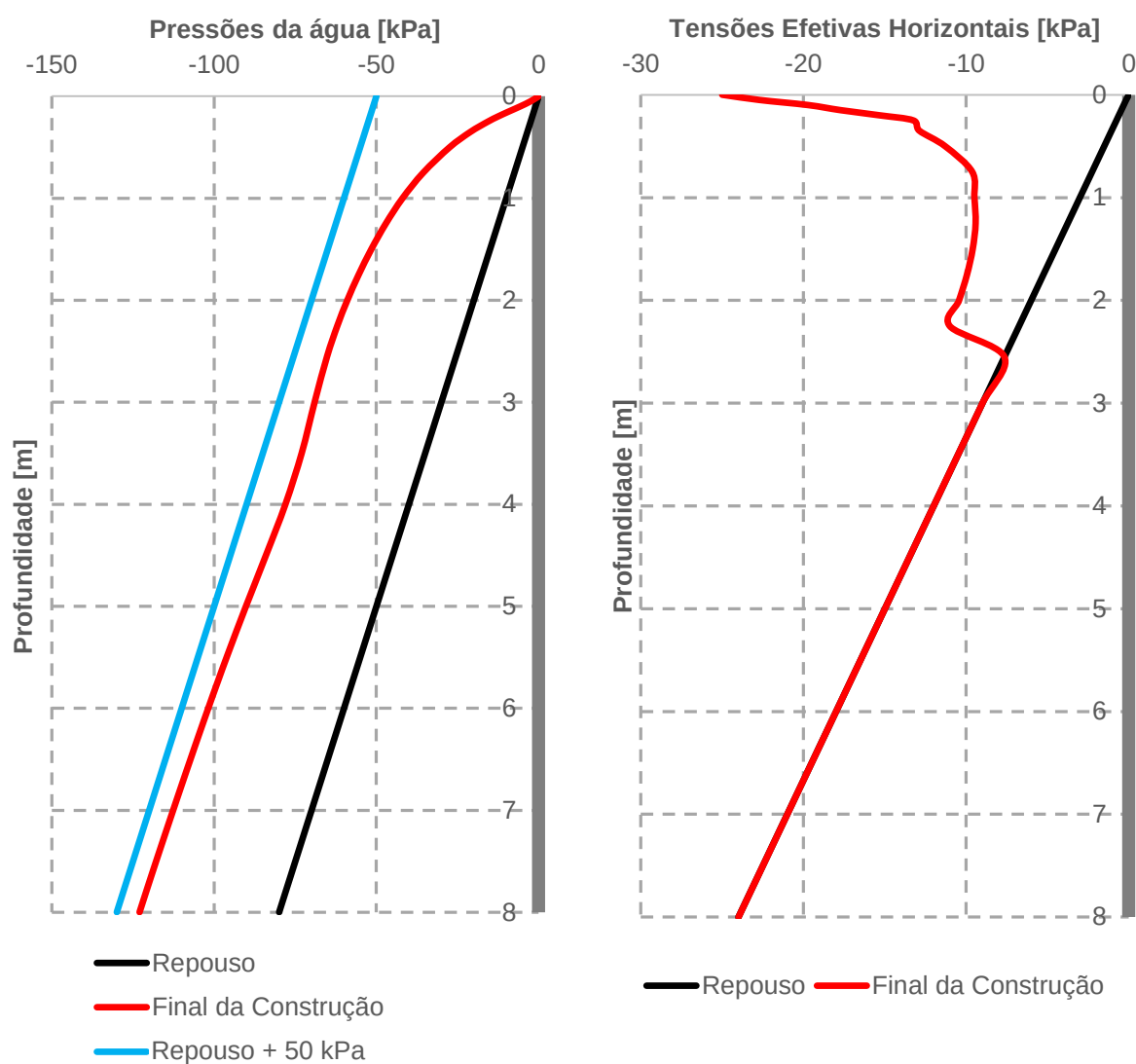


Fig. 4.18 – Diagrama representativo da evolução das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre a parede, durante a construção



a)

b)

Fig. 4.19 – Diagrama representativo da evolução das pressões da água (a) e das tensões efetivas horizontais (b)

No que toca aos impulsos exercidos sobre a face esquerda da parede, conclui-se que a diferença entre o impulso que se verifica entre cada instante e o impulso de repouso corresponde em grande parte ao valor do excesso de pressão neutra, exceto nas camadas mais superficiais. Caso a parede apresentasse uma rigidez infinita, o valor das pressões de terras no final da construção seria praticamente igual ao valor do carregamento, uma vez que toda a carga seria absorvida pelo fluido intersticial. Dado que a parede não o é, ocorrem deslocamentos horizontais, conduzindo a excessos de pressão neutra inferiores. Para melhor se entender este facto, na Fig. 4.19 ilustra-se para o final da construção as pressões exercidas sobre a parede pelo esqueleto sólido, assim como pelo fluído intersticial. Como se pode constatar as pressões neutras no final da construção são ligeiramente inferiores às que se obteriam se se somasse 50 kPa (carga do aterro) às pressões de repouso. As tensões efetivas horizontais, exceto na camada mais superficial mantêm-se inalteráveis comparativamente com as de repouso. No entanto até

à profundidade de 2,5 m, verifica-se que os impulsos na parede são maioritariamente devidos às tensões efetivas horizontais, pois esta camada, encontra-se em contacto direto com a superfície de drenagem o que permite a dissipação dos excessos de pressão neutra e consequente aumento da tensão efetiva horizontal.

No que diz respeito aos impulsos exercidos sobre a face direita da parede, constata-se que estes pouco variam com o carregamento, uma vez que os deslocamentos horizontais da parede são reduzidos.

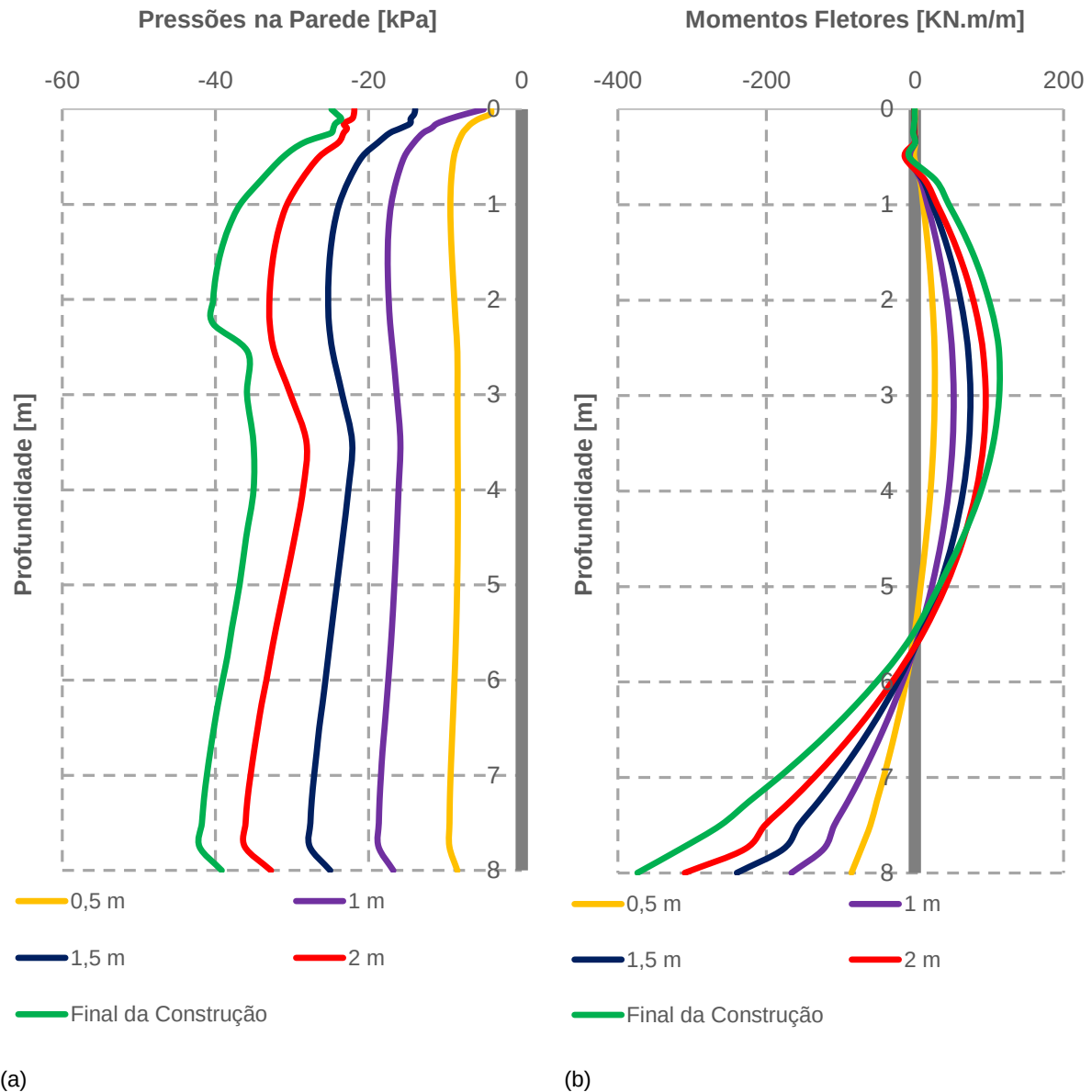


Fig. 4.20 – a) Evolução das ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede b) Evolução do diagrama de momentos fletores

Na Fig. 4.20 mostra-se não só a evolução das ações sobre a parede (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede), isto é, a carga que a parede tem efetivamente de suportar, mas também, os respetivos diagramas de momentos fletores instalados na cortina de contenção. Como seria de esperar, com o aumento da altura do aterro as ações sobre a parede vão aumento, conduzindo a maiores esforços. Note-se que para uma altura de aterro de 0,5 m, a ação sobre a parede é pratica-

mente uniforme em profundidade e toma aproximadamente o mesmo valor da carga à superfície de 10 kPa, pois nesta fase os deslocamentos horizontais da parede são quase nulos, estando por isso o estrato nas mesmas condições de praticamente confinado. Há medida que a construção do aterro avança, os deslocamentos horizontais da parede aumentam, perdendo-se este efeito do confinamento do estrato, sendo por isso, em cada instante a ação sobre a parede inferior à carga vertical instalada. Por fim, refere-se apenas que os esforços no cabo relativamente ao período de construção apresentam-se mais adiante (juntamente com os resultados no período pós-construtivo).

4.3.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO

4.3.3.1. Introdução

Como já foi discutido anteriormente, a construção do aterro processa-se em condições aproximadamente não drenadas, gerando-se gradientes hidráulicos. A baixa permeabilidade característica deste tipo de solos leva a que sejam necessários vários anos até se voltarem a estabelecer as condições de equilíbrio hidráulico. Durante este período de tempo, a tensão total incremental mantém-se constante, verificando-se apenas a transferência de tensões da fase líquida para o esqueleto sólido. Este processo termina quando todo o incremento de tensão total se transformar em tensões efetivas, ou seja quando os excessos de pressão neutra forem nulos. Assim sendo os assentamentos por consolidação são diferidos no tempo podendo prolongar-se por vários anos. A expulsão de água dos poros é acompanhada por deformações volumétricas, sendo esta fase aquela onde os deslocamentos são mais significativos.

As elevadas deformações volumétricas e o tempo necessário para que estas se processem têm acarretado desde sempre problemas nas construções sobre solos argilosos moles. Com este subcapítulo pretende-se estimar o comportamento da obra associado ao processo de consolidação.

Por razões que se prendem com a intenção de apresentar figuras o mais possível elucidativas, apenas foi representada uma parte da malha estudada, aquela onde a variação do estado de tensão é mais notório.

4.3.3.2. Evolução do estado de tensão

Analisando os resultados relativos às pressões neutras (Fig. 4.21) constata-se que:

- O escoamento associado à dissipação dos excessos de pressão neutra é bidimensional, uma vez que as linhas de corrente, sendo perpendiculares às linhas equipotenciais, apresentam uma componente vertical e outra horizontal. Isto deve-se ao facto de no fim do carregamento os valores dos excessos de pressão neutra variarem de ponto para ponto o que conduz a gradientes hidráulicos não só na direção vertical, mas também na horizontal;
- A parede não funciona como fronteira drenante, pois, sendo as equipotenciais que a intercetam horizontais, as linhas de corrente são verticais;
- Na zona junto ao eixo de simetria (zona B), as linhas de corrente são aproximadamente verticais;
- Da zona B para a zona C o escoamento deixa de ser aproximadamente vertical (consolidação unidimensional) passando a ser bidimensional.

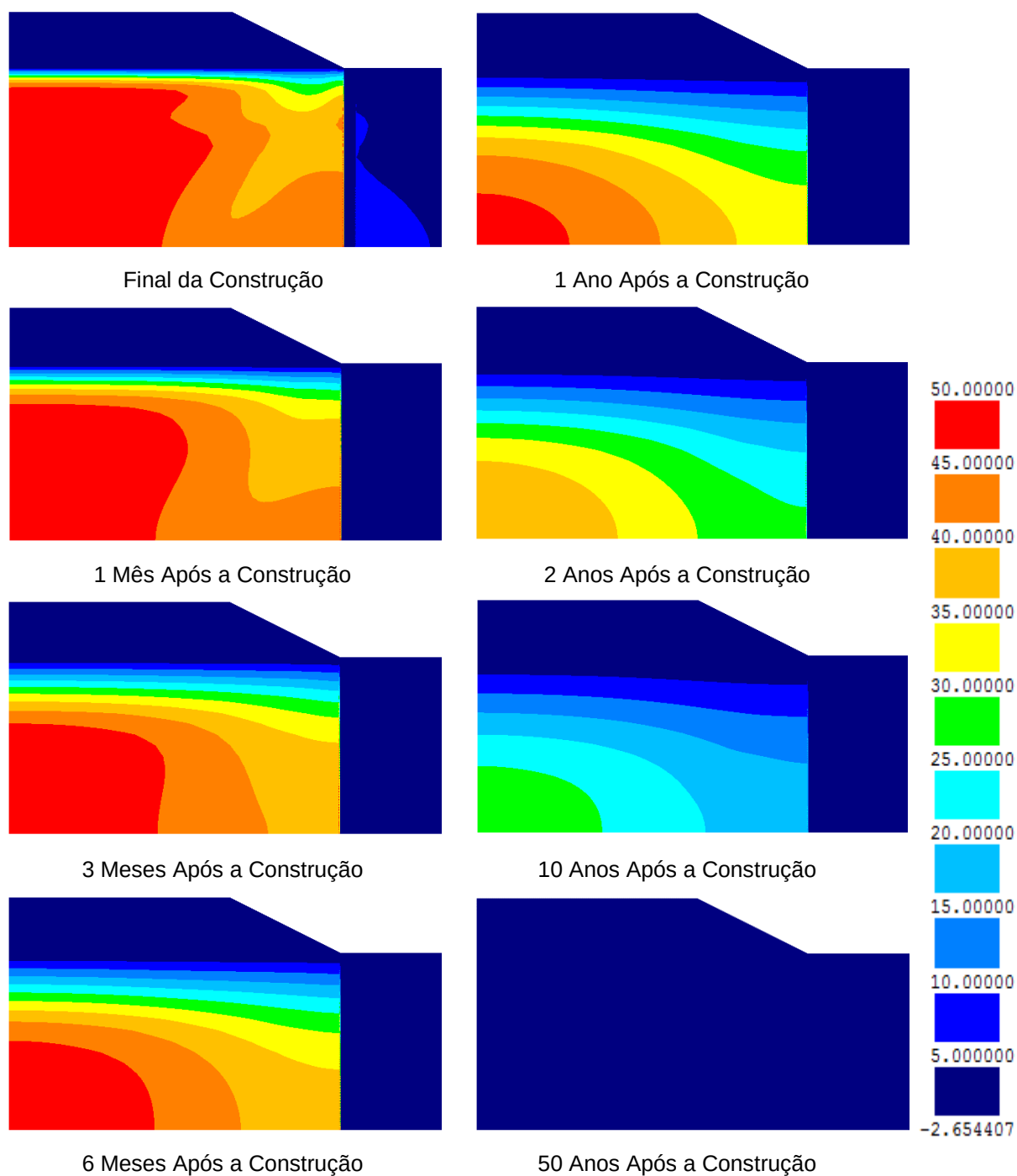


Fig. 4.21 – Evolução dos excessos de pressão neutra (kPa) durante a consolidação

Analisando os resultados relativos às tensões efetivas verticais (Fig. 4.22) e horizontais (Fig. 4.23) verifica-se que:

- A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada por um aumento das tensões efetivas verticais e horizontais;
- Até aos seis meses, a tensão efetiva vertical e horizontal diminui ligeiramente em profundidade, pois nas camadas superficiais a dissipação dos excessos de pressão neutra é mais rápida que nas mais profundas;
- No final da consolidação, para pontos situados à mesma cota, aqueles que se encontram mais à esquerda apresentam uma maior tensão efetiva vertical que os da direita, pois o incremento de tensão total na zona central é maior;
- No final da consolidação, verifica-se que nos pontos situados junto à parede (zona C) à profundidade de 2 m a tensão efetiva horizontal é maior que nos pontos situados à mesma cota mas junto ao eixo de simetria. Isto vem reforçar a ideia que já foi explicada em 4.3.2.1 de que os elementos centrais solicitam horizontalmente os elementos junto à parede.

Na Fig. 4.24 indica-se a evolução da distribuição dos níveis de tensão ao longo do período de consolidação. Com o objetivo de complementar estes resultados apresentam-se ainda as cruzetas das tensões principais efetivas para o final da construção (Fig. 4.25a) e para o final da consolidação (Fig. 4.25b). Da análise das referidas figuras podem-se tecer os seguintes comentários:

- Não se verificam variações significativas nas direções das tensões principais, exceto na zona junto à parede, o que quer dizer que neste período de tempo as tensões de desvio pouco se alteram;
- Verifica-se um aumento significativo da dimensão das cruzetas de tensão, o que se traduz num aumento da tensão média efetiva à medida que os excessos de pressão neutra se dissipam;
- O aumento das tensões médias efetivas e as variações insignificantes das tensões de desvio traduz-se numa redução dos níveis de tensão com a consolidação;
- No final da consolidação, os níveis de tensão, excetuando os pontos que se localizam na camada mais superficial, são mais baixos que antes da construção do aterro, o que significa que os estados de tensão no final da consolidação se encontram à direita da linha K_0 no referencial p-q.

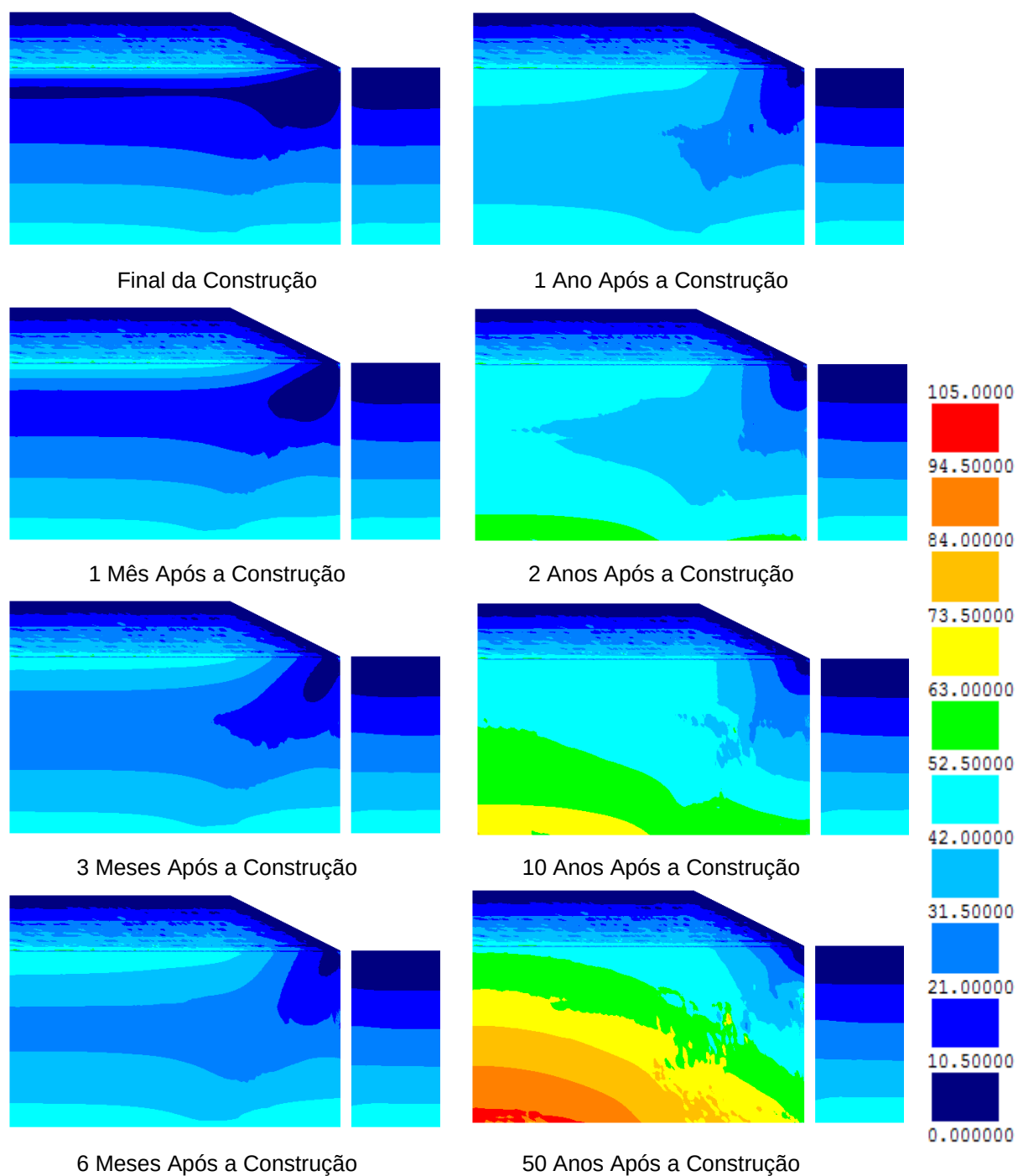


Fig. 4.22 – Evolução das tensões efetivas verticais (kPa), durante a consolidação

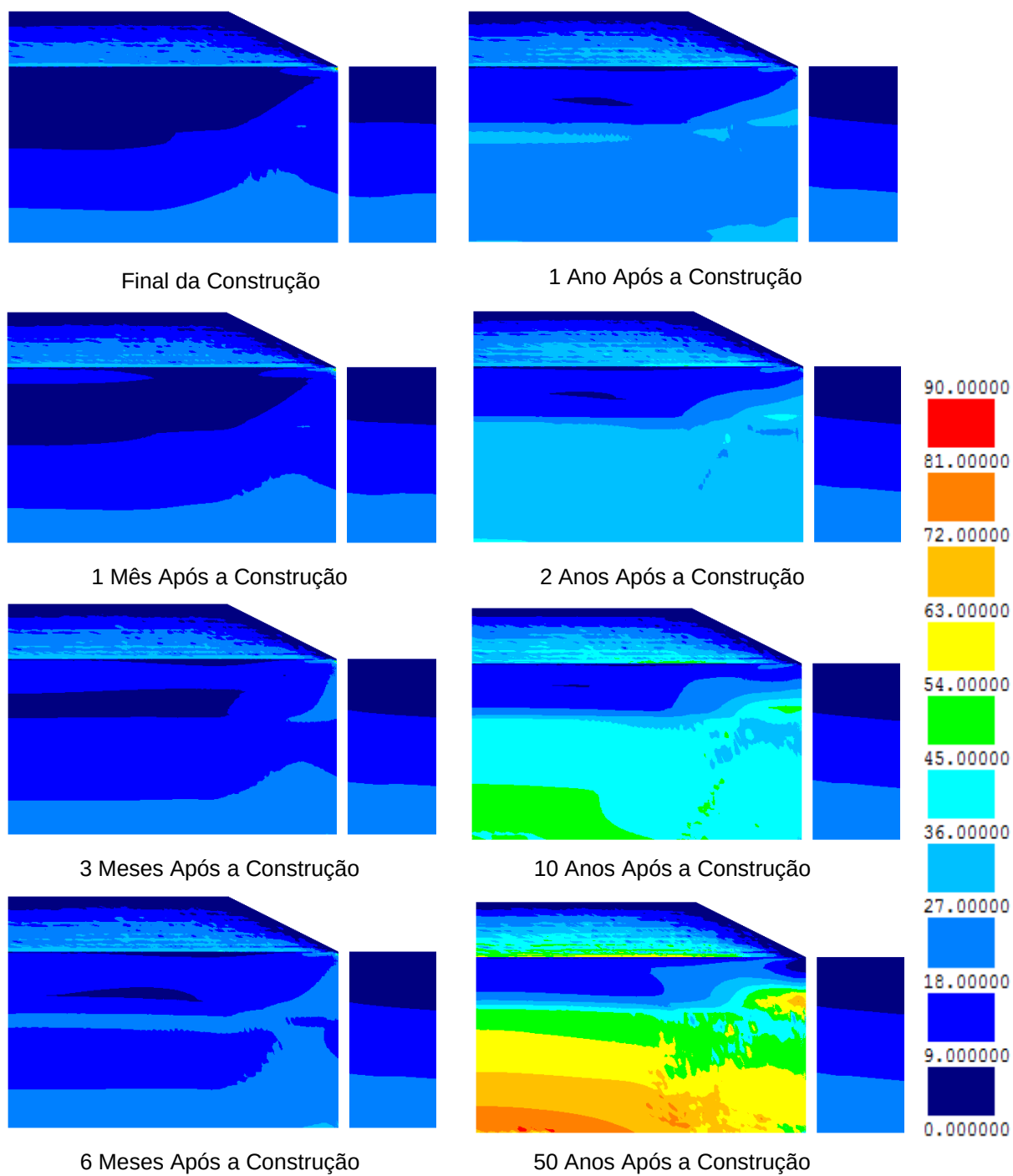


Fig. 4.23 – Evolução das tensões efetivas horizontais (kPa), durante a consolidação

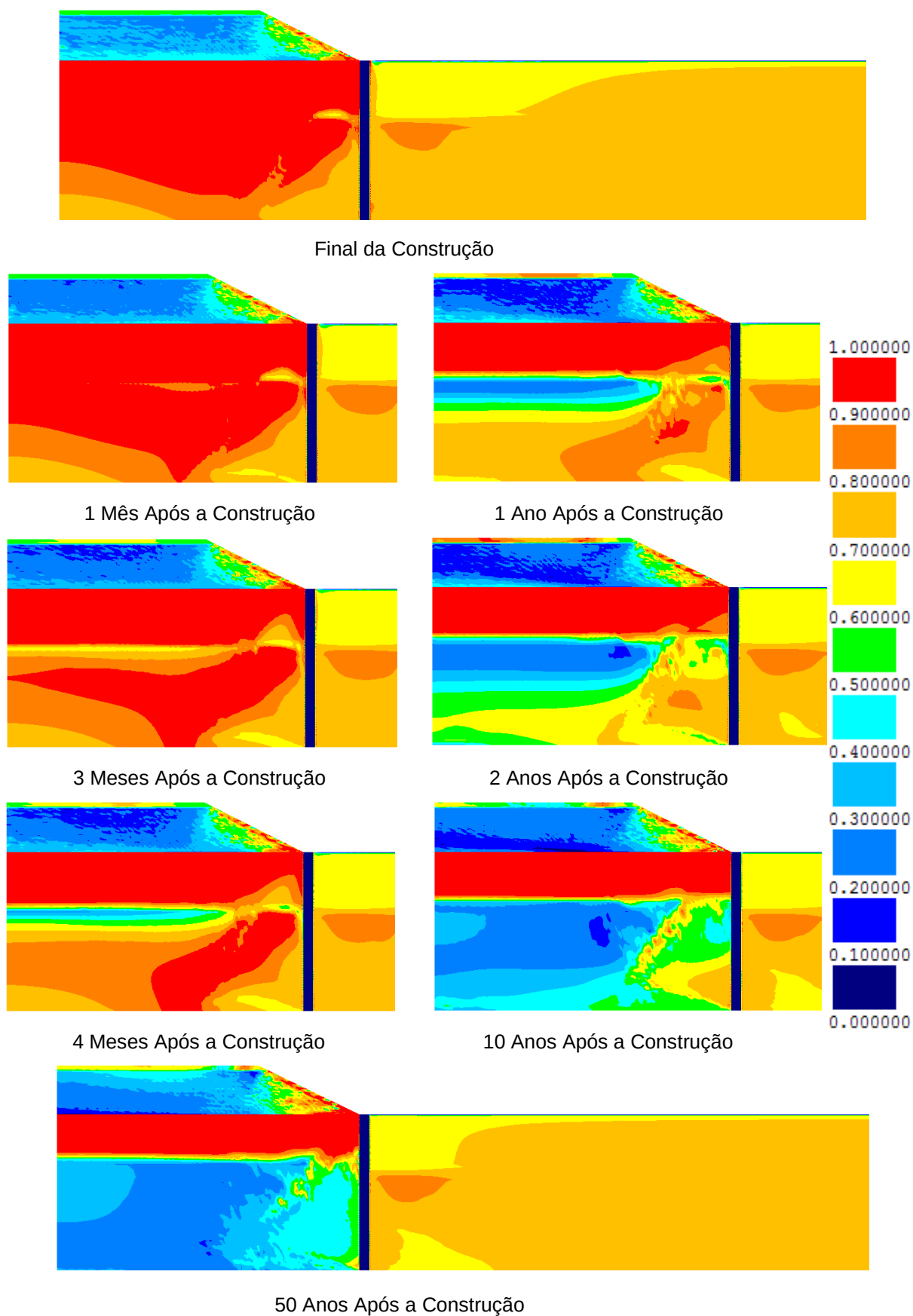
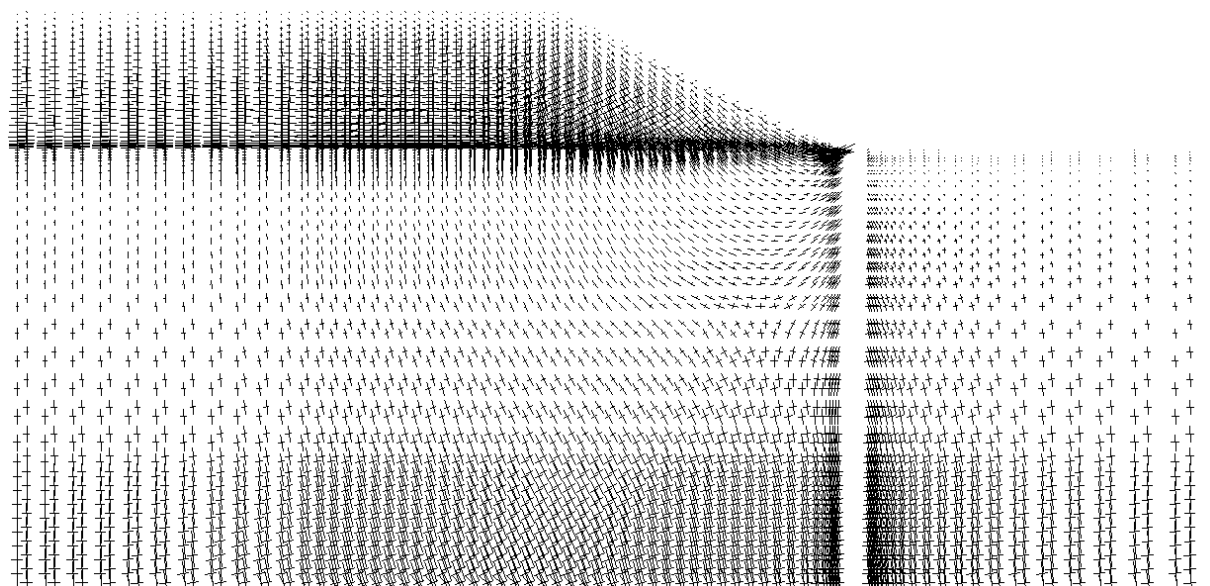
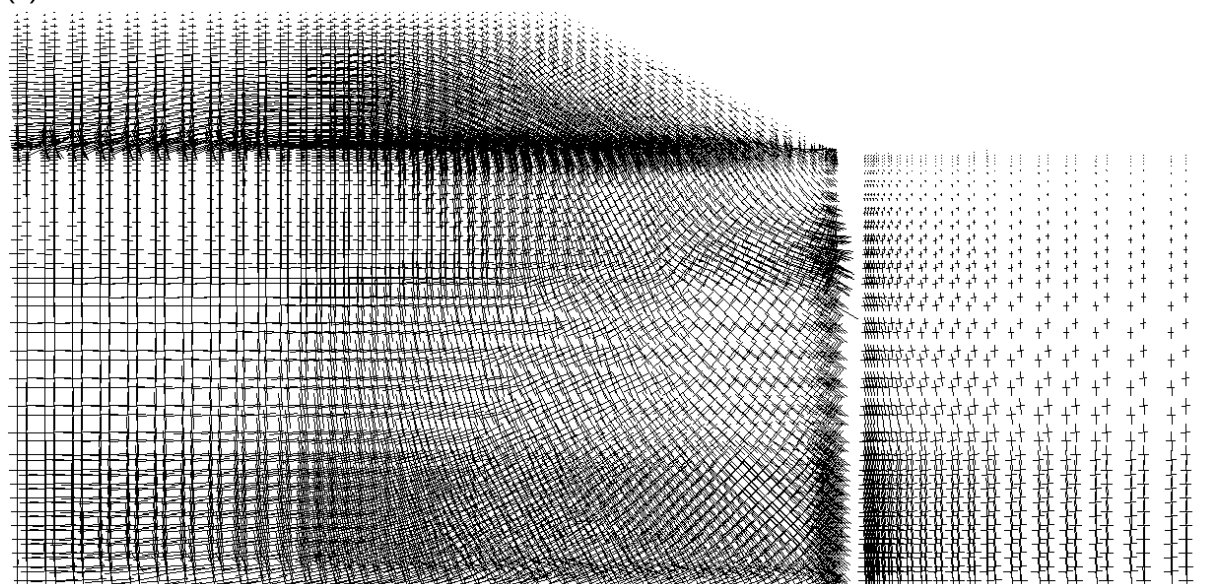


Fig. 4.24 – Evolução dos níveis de tensão ao longo da consolidação



(a)



(b)

Fig. 4.25 – Representação das cruzetas das tensões principais efetivas: a) final da construção; b) final da consolidação

Por fim, na Fig. 4.26 apresenta-se, a evolução das tensões de corte nos planos vertical e horizontal, durante a consolidação. Conclui-se que as referidas tensões pouco variam com a consolidação, o que era de prever, uma vez que as direções das tensões principais mantêm-se aproximadamente constantes durante este período de tempo. Aspeto interessante de referir é que na zona junto à parede (zona C) ocorre uma inversão do sentido das tensões de corte. Esta inversão prende-se com o facto de a parede ao longo deste intervalo de tempo, deslocar-se em sentido contrário ao que se verifica ao longo da construção da obra (aspeto a analisar em 4.3.3.3)

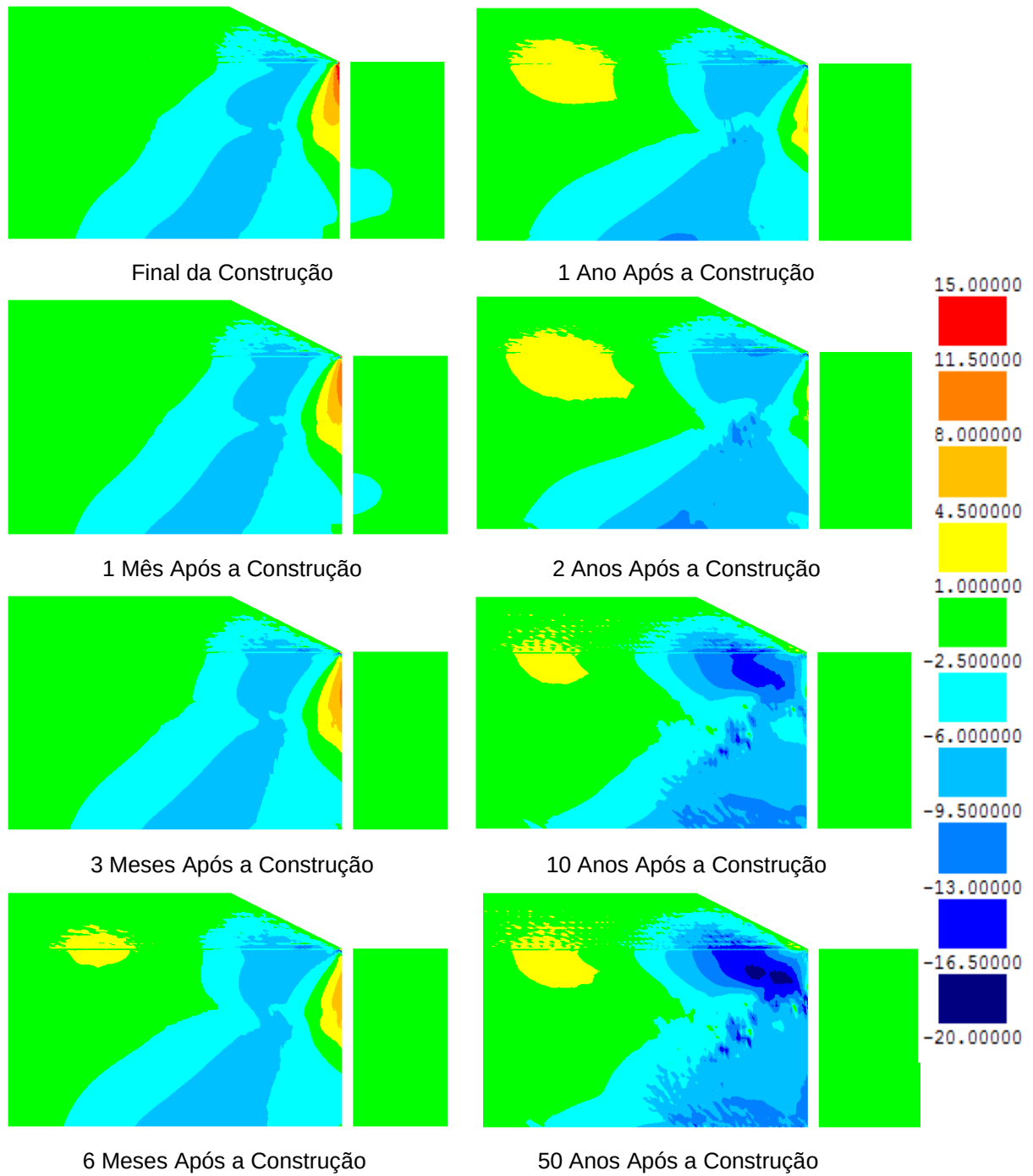
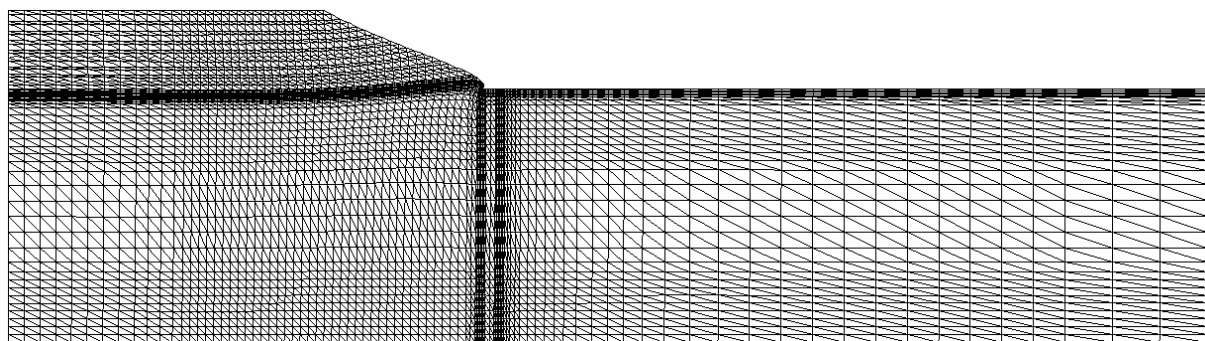


Fig. 4.26 – Evolução das tensões de corte nos planos horizontais e verticais τ_{xy} (kPa), no maciço argiloso, ao longo da consolidação

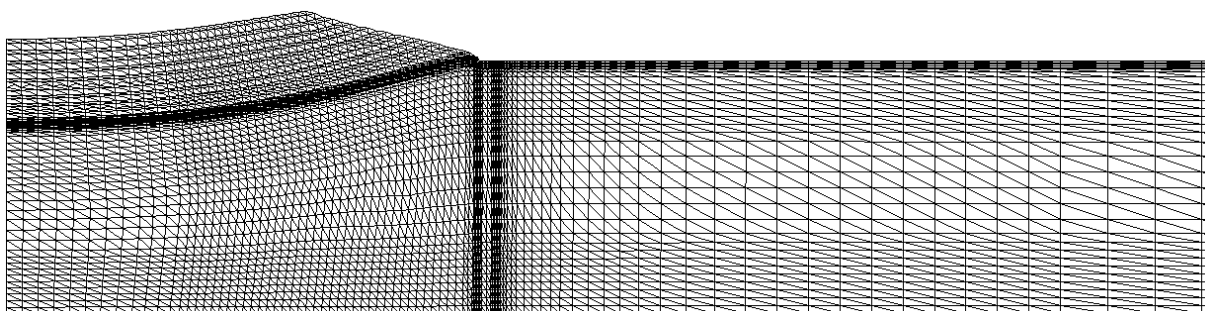
4.3.3.3. Deslocamentos

Interessa agora estudar a evolução dos movimentos da fundação, do aterro, assim como da própria parede de contenção ao longo da consolidação. De facto, se se atender que é nesta fase que os deslocamentos são maiores e que estes são diferidos no tempo, compreende-se a importância deste estudo.

Para uma primeira análise qualitativa destes movimentos, nas Figs. 4.27a e 4.27b mostram-se as configurações das deformadas referentes aos finais da construção e da consolidação, ampliadas de um fator de 5 para os deslocamentos.



a)



b)

Fig. 4.27 – Malha deformada durante a consolidação (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 5): a) final da construção; b) final da consolidação

Uma vez que os assentamentos referentes ao período de consolidação são diferidos no tempo, mostra-se na Fig. 4.28 a evolução dos assentamentos à superfície. Assim, relativamente ao período de consolidação, verifica-se que até ao primeiro ano a tendência geral dos deslocamentos na zona central é de um assentamento aproximadamente uniforme, invertendo-se esta tendência nos anos posteriores. A justificação para este assentamento uniforme prende-se com o facto de nesta zona o escoamento associado à dissipação dos excessos de pressão neutra ser aproximadamente unidimensional. Note-se que neste instante e nesta zona, as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra são aproximadamente horizontais (Fig. 4.21). Até ao final da consolidação, o escoamento nesta zona vai deixando progressivamente de ser unidimensional, passando a ser bidimensional, perdendo-se por isto este efeito de assentamento uniforme. De referir que quanto maior for a largura da plataforma, maior será a tendência para uma uniformização dos assentamentos, pois quanto maior esta dimensão, maior será o volume de solo mole em condições de maior grau de confinamento lateral. Aspeto a realçar é que no final do primeiro ano, apenas ainda se deu um quarto do deslocamento máximo vertical.

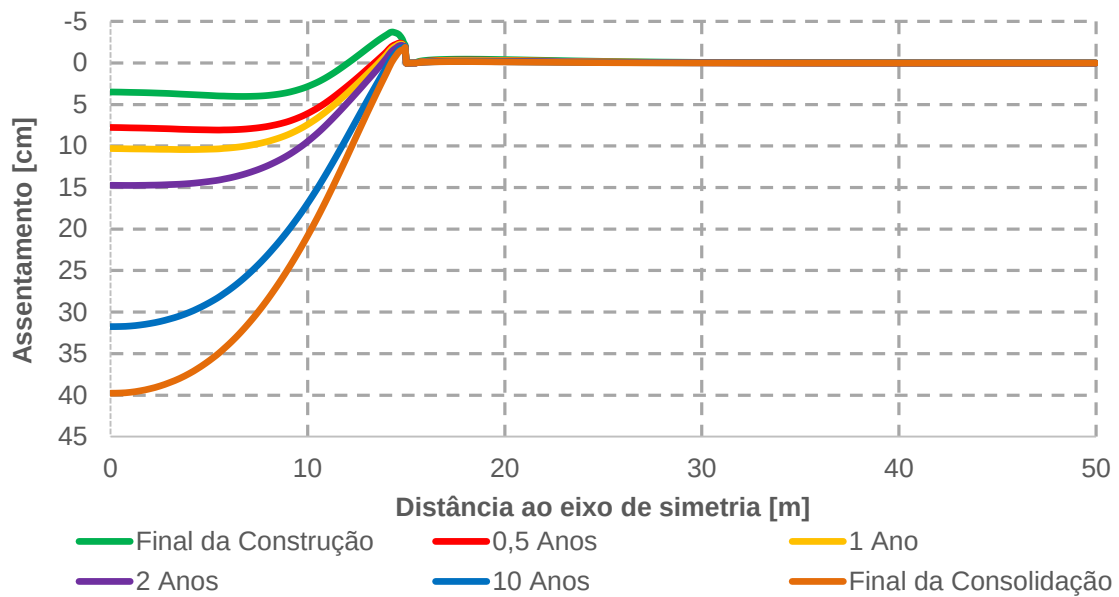


Fig. 4.28 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície do maciço argiloso, durante a consolidação

Uma vez que um dos principais objetivos da solução estudada é diminuir os efeitos do carregamento sobre as áreas vizinhas, apresenta-se na Fig. 4.29 os levantamentos verificados na zona não carregada. Consta-se, que com a consolidação estes levantamentos vão diminuindo, passando do valor máximo verificado no final da construção a um valor menos de metade no final da consolidação. Como se compreenderá, com a evolução da consolidação, a água existente nos poros vai-se escoando, conduzindo a uma diminuição do índice de vazios, e a uma consequente redução de volume, justificando-se desta forma a tendência de os levantamentos diminuírem durante este período.

Um dos aspetos a controlar em fase de projeto é a grandeza dos assentamentos diferenciais verificados ao longo da plataforma do aterro, pois se estes forem incontroláveis poderão colocar em risco o normal funcionamento da construção. Na Fig. 4.30 apresenta-se, a evolução dos assentamentos ao longo da plataforma. Dado que no final da construção, a plataforma fica nivelada, os assentamentos verificados dizem respeito apenas à parcela da consolidação. Como se pode constatar, no final da consolidação, os assentamentos diferenciais ainda são significativos. Com o objetivo de complementar estes resultados, na Fig. 4.31 representa-se a evolução do deslocamento vertical do ponto da plataforma localizado no eixo de simetria e do ponto situado à mesma cota, mas a uma distância horizontal de 10 m do anteriormente referido. Representa-se ainda o assentamento diferencial entre eles. Da análise dos resultados verifica-se que o assentamento do ponto situado a uma distância de 10 m do eixo de simetria estabiliza mais cedo que o do localizado sob o referido eixo, pois como se constatou anteriormente, a zona central é aquela onde os excessos de pressão demoram mais tempo a dissipar-se. O assentamento diferencial máximo à superfície do aterro é de cerca de 17 cm, estabilizando apenas ao final de 14 anos. Comparando as figuras 4.28 e 4.30 conclui-se que os assentamentos verificados ao longo da plataforma são ligeiramente menores do que os que se observam na base do aterro. Esta diferença deve-se essencialmente ao facto de nos assentamentos do topo do aterro apenas serem contabilizadas as deformações ocorridas após a conclusão da construção.

Deve desde já referir-se, que esta solução é muito eficaz no que toca à minimização dos levantamentos verificados à superfície, porém os assentamentos na zona central continuam a ser elevados.

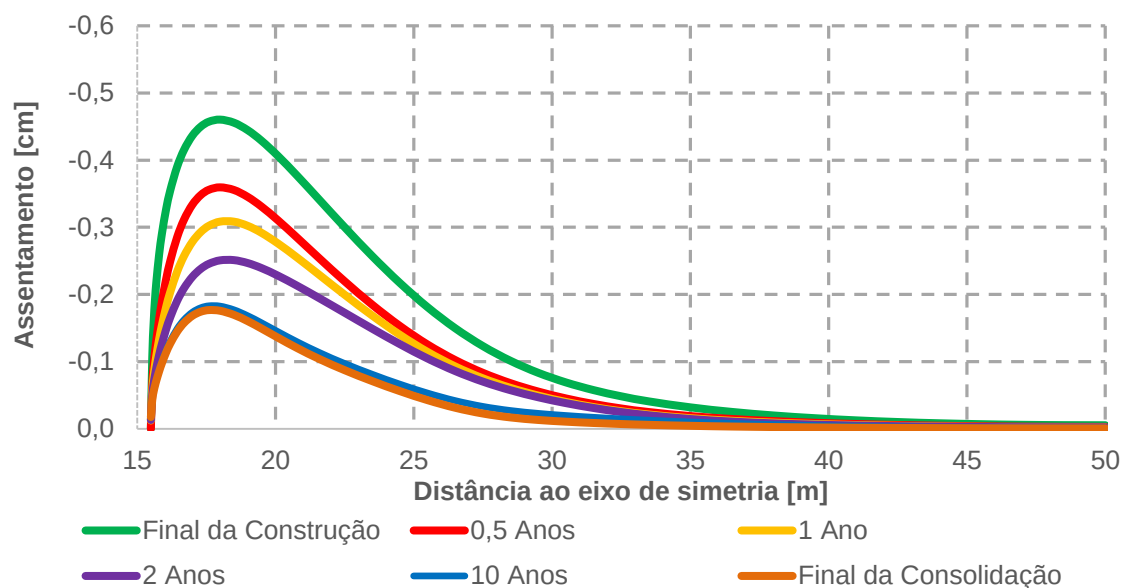


Fig. 4.29 – Evolução dos levantamentos verificados à superfície do maciço argiloso à direita da parede, ao longo da consolidação

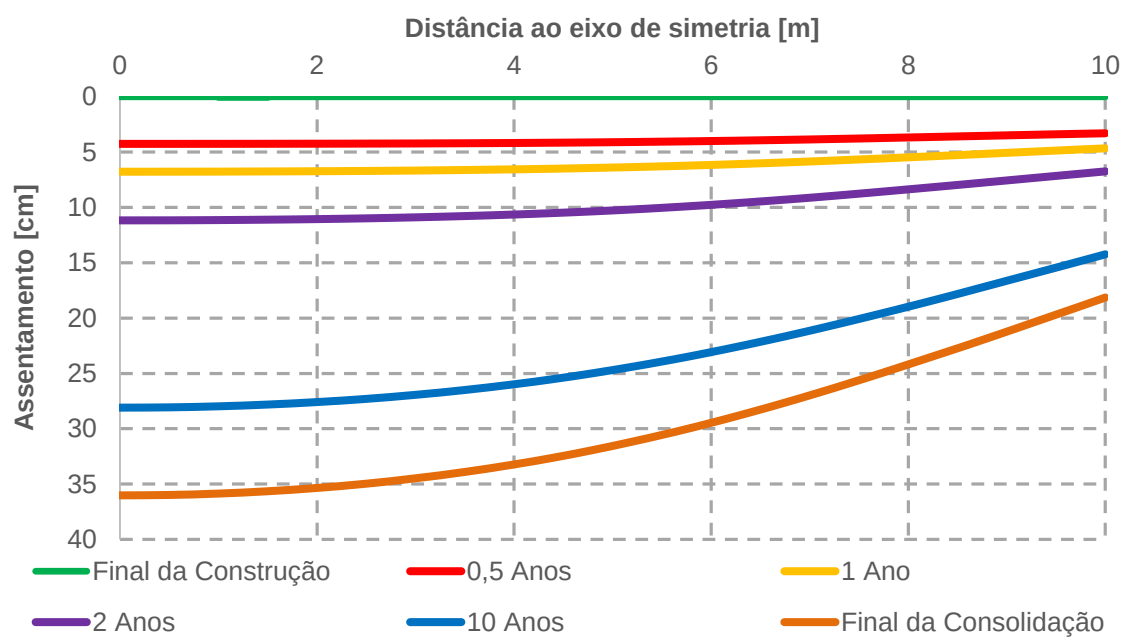


Fig. 4.30 – Evolução dos assentamentos na plataforma do aterro ao longo da consolidação

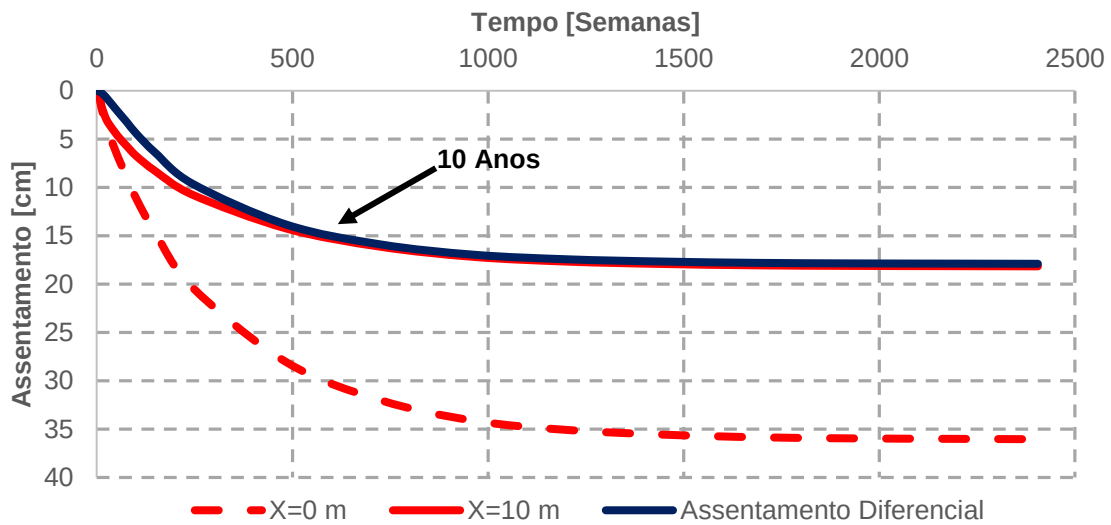


Fig. 4.31 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro, do ponto situado sobre o eixo de simetria e do ponto situado a 10 m do anterior

Relativamente ao período de consolidação, a tendência geral dos deslocamentos horizontais da parede é no sentido de um movimento para o interior da área carregada (Fig. 4.32). De forma a simplificar a ilustração apenas se representou a deformada da parede no final da construção e no final da consolidação. O movimento para o interior da parede com a consolidação está essencialmente associado à diminuição de volume no solo à esquerda da parede à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra.

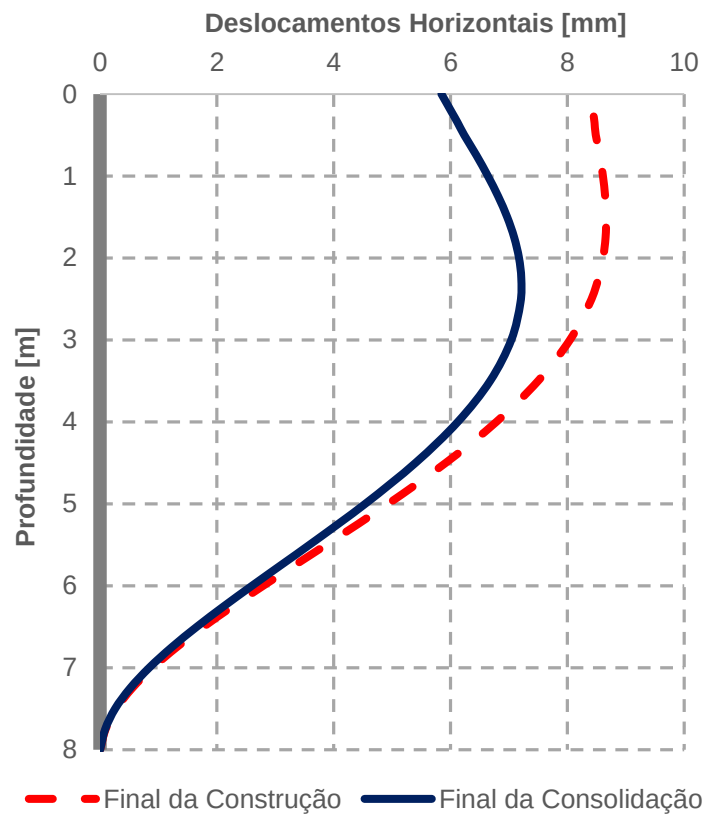
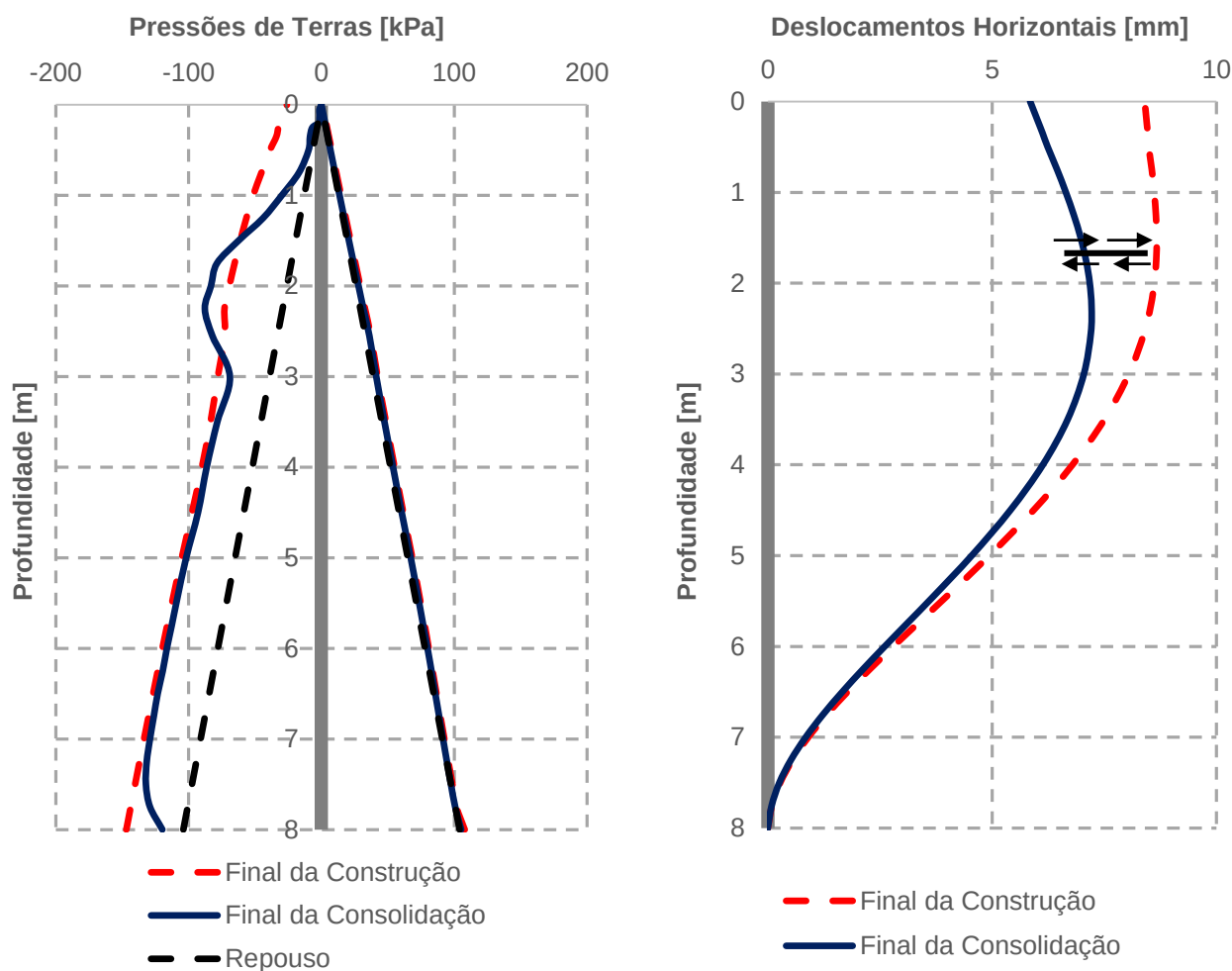


Fig.4.32 - Deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação

4.3.3.4. Esforços nos elementos estruturais

Importa agora analisar a evolução dos esforços, durante a consolidação, nos elementos estruturais. Como se concluiu, durante a consolidação, a parede desloca-se em direção à posição inicial. Como se compreende, este movimento provoca não só uma variação das ações sobre a parede, mas também uma alteração dos esforços nos elementos estruturais (parede e cabo).

Na Fig. 4.33a apresenta-se a configuração das pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as duas faces da parede, referentes ao final da construção e ao final da consolidação.



a)

b)

Fig. 4.33 – a) Diagramas de pressões de terras sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação; b) deformada da parede no final da construção e no final da consolidação e representação do mecanismo de transferência de carga (*efeito de arco*)

Relativamente às pressões de terras sobre a face direita da parede, constata-se que as mesmas não variam significativamente com a consolidação. Este facto significa que a diminuição da pressão neutra é compensada aproximadamente com o aumento da tensão efetiva horizontal (ver Fig. 4.23).

No que concerne à parte esquerda da parede, constata-se que no final da consolidação, entre as profundidades 1,5 m e 3 m, ocorre um aumento dos impulsos de terras, comparativamente com os que se verificam no final da construção. Em termos simples, a camada superficial até aos 3 m de profundidade

de, sendo uma camada sobreconsolidada, apresenta uma maior rigidez que o restante estrato. Por outro lado, não sendo os deslocamentos horizontais no interior desta camada uniformes, verifica-se um certo *efeito de arco*. Assim, nesta zona ocorre uma redistribuição de esforços, uma vez que a zona que se desloca mais transfere carga para a que se desloca menos. Na Fig. 4.33b apresenta-se o fenómeno referido. A parcela superior de solo ao deslocar-se mais que a parcela inferior instala tensões tangenciais nesta última, provocando um aumento da tensão horizontal, e um conseqüente aumento dos impulsos de terras.

Complementarmente, apresenta-se na Fig. 4.34 os diagramas das diferenças das pressões de terras sobre a face esquerda e a face direita da parede. Assim, excluindo o pico proporcionado pelo mecanismo anteriormente explicado, a tendência das ações sobre a parede é de uma diminuição durante o período de consolidação.

No que diz respeito aos esforços na parede de contenção, mais propriamente aos momentos fletores, estes encontram-se representados na Fig. 4.35. Como se compreenderá, dado que, com a consolidação, as ações sobre a parede diminuem abaixo dos 3 m de profundidade (ver Fig. 4.34), no final deste período o momento fletor máximo na parede (secção de encastramento no estrato rígido) também é menor do que o verificado no final da construção. Contudo, uma vez que com a dissipação dos excessos de pressão neutra ocorre o aumento de ação já analisado acima dos 3 m, o momento fletor máximo positivo aumenta.

Tendo presente a direção dos deslocamentos horizontais durante e após a construção, facilmente se compreende a evolução da tensão no cabo (Fig. 4.36). Com o aumento da altura do aterro, sendo a tendência dos deslocamentos horizontais no sentido de um movimento dirigido para o exterior da zona carregada, as extensões no cabo aumentam, conduzindo a um conseqüente aumento das tensões. Contrariamente, sendo que durante a consolidação a parede desloca-se novamente no sentido da posição de repouso, as extensões no cabo diminuem, justificando-se assim, a redução das tensões neste órgão estrutural.

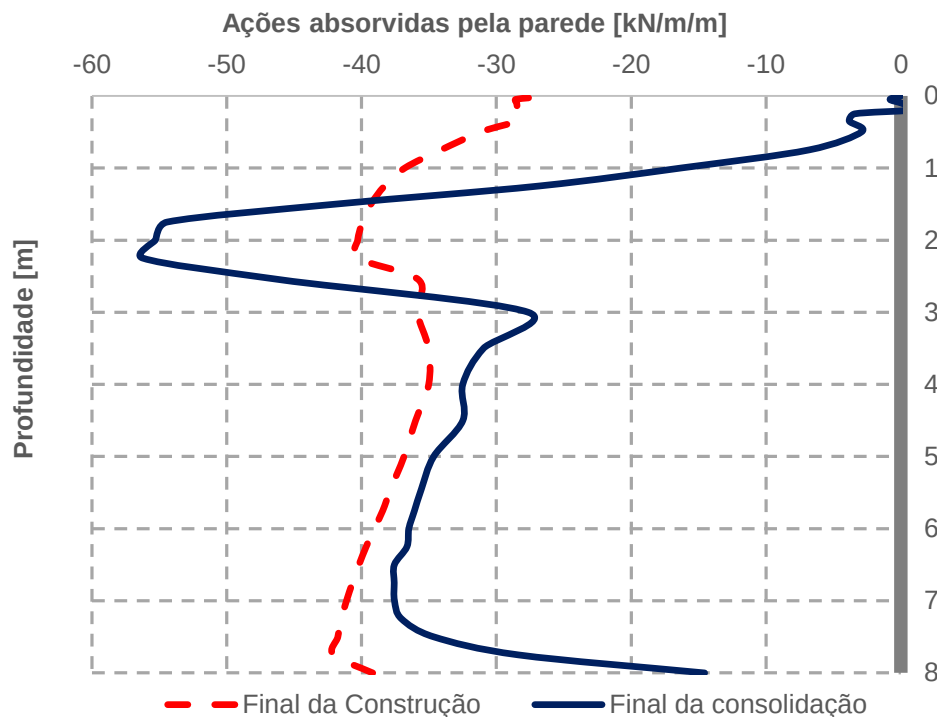


Fig. 4.34 – Diagrama das solicitações sobre a parede

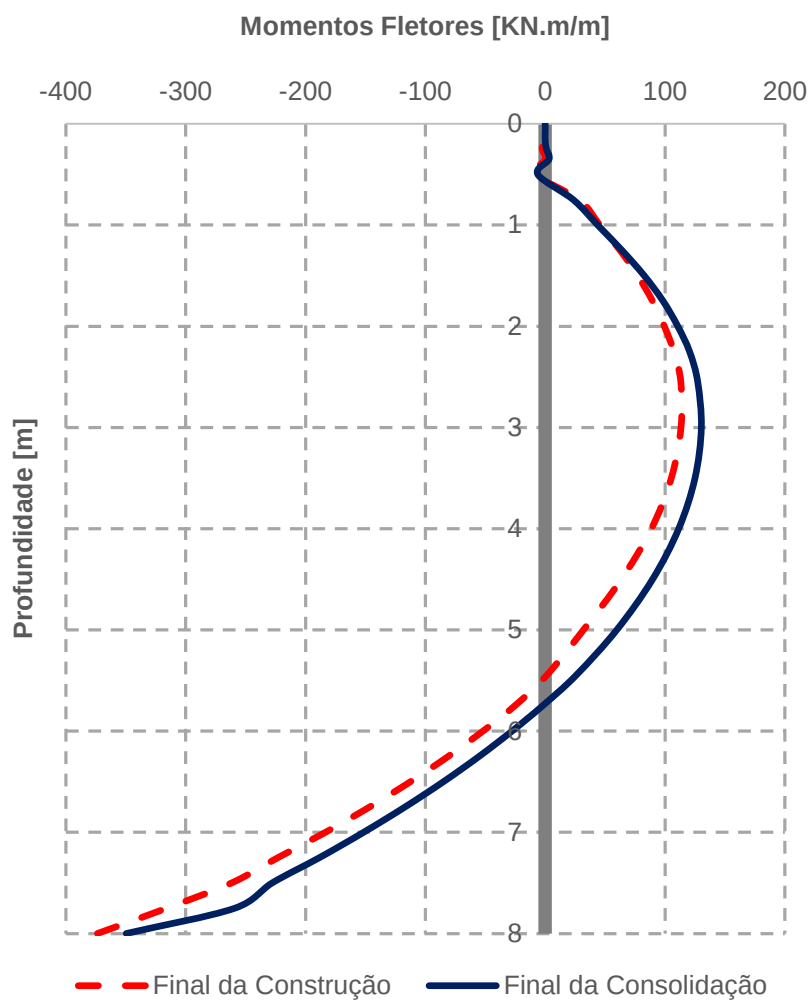


Fig. 4.35 – Diagrama de momentos fletores da parede

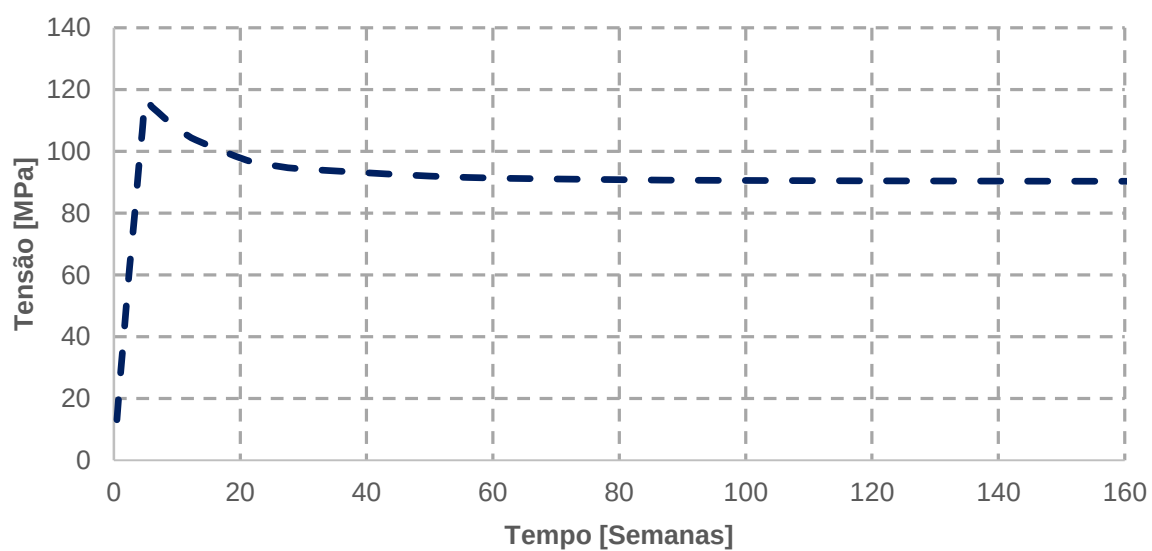


Fig. 4.36 – Evolução temporal das tensões instaladas no cabo

4.3.4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Sendo o dimensionamento deste tipo de estrutura complexo, o autor do trabalho achou pertinente tecer alguns comentários acerca do assunto. Como se verificou anteriormente, o diagrama de ações sobre a parede é irregular (sobretudo no final da consolidação) e de difícil obtenção, implicando que a sua determinação seja apenas possível através de um programa que tenha como base o Método dos Elementos Finitos. Na prática nem sempre é possível o uso deste tipo de programas, sendo por isso importante encontrar soluções que forneçam uma estimativa dos esforços na parede, de modo a poderem ser usadas em futuros projetos deste tipo.

Como se concluiu, a rigidez da parede influencia de um modo direto as ações, assim como os esforços sobre a mesma. Caso a parede fosse infinitamente rígida, as ações sobre a parede, no final da construção (em condições aproximadamente não drenadas) seriam essencialmente devidas aos excessos de pressão neutra gerados e tomariam aproximadamente o mesmo valor que o incremento de carga vertical (peso do aterro). Se assim fosse, o dimensionamento desta estrutura estaria facilitado. Então, realizou-se um estudo com o objetivo de avaliar a possibilidade de dimensionar este órgão de contenção, tendo como pressuposto que este é infinitamente rígido. Na Fig. 4.37 representa-se o diagrama de momentos fletores obtido para o problema base no final da construção e no final da consolidação, assim como o diagrama caso se considera-se uma carga uniformemente distribuída e com valor igual ao incremento de carga vertical à superfície de 50 kPa (altura do aterro de 2,5 m).

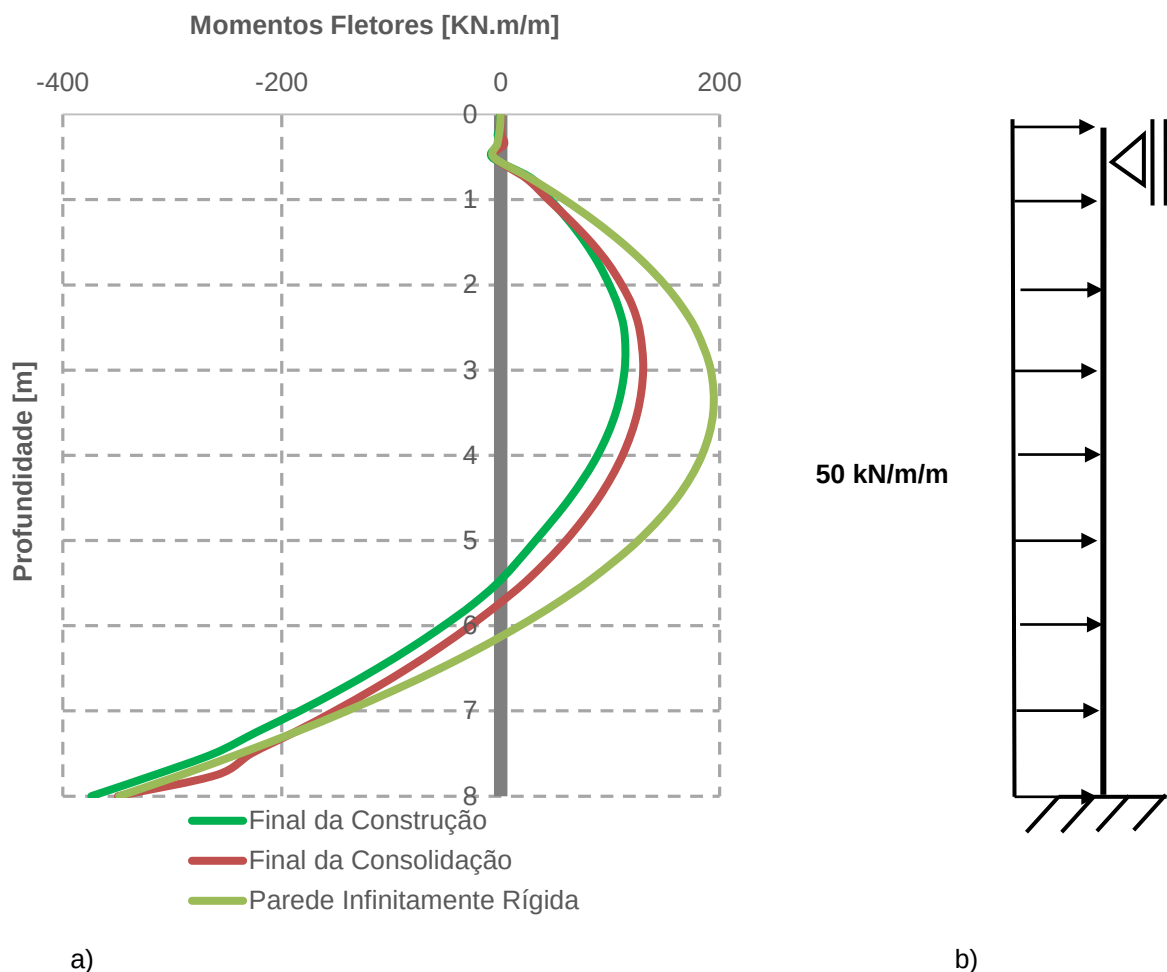


Fig. 4.37 – a) Estudo comparativo do diagrama de momentos fletores; b) esquema de cálculo aproximado, caso a parede fosse infinitamente rígida

Da figura anterior, pode-se concluir que é possível admitir o pressuposto atrás mencionado. Como se pode comprovar, admitir que a parede é infinitamente rígida, conduz a resultados muito próximos dos reais no que toca ao momento máximo negativo (encastramento no estrato rígido). No que diz respeito ao momento máximo positivo, constata-se que este é superior, mas, no entanto, é conservativo em relação ao valor real.

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O PROBLEMA BASE E O PROBLEMA SEM A PAREDE LATERAL

4.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o intuito de melhor entender a eficiência da solução do problema base no que toca ao aumento da estabilidade global e ao desempenho em termos de deslocamentos, comparam-se de seguida os resultados do problema base com os obtidos pela aplicação do programa de elementos finitos ao mesmo problema mas sem contenção lateral (inexistência da parede lateral apoiada no estrato rígido e em cabos metálicos). De forma a simplificar esta análise, apenas se mostram resultados referentes ao final da construção e ao final da consolidação. Por fim realiza-se ainda, uma análise da estabilidade global do problema sem contenção lateral com base num programa de cálculo automático desenvolvido por Borges (1995), tendo por base os resultados da modelação por elementos finitos. Como se verá, o problema sem contenção lateral, apresentará, no final da construção, um coeficiente de segurança muito baixo, estando muito perto da rotura global.

4.4.2. DESLOCAMENTOS

Comparando os resultados dos problemas base com e sem contenção lateral, pode-se concluir que a inclusão da parede:

- Reduz muito significativamente os deslocamentos horizontais (Fig. 4.38). Ao contrário do que acontece no problema reforçado, os deslocamentos horizontais ao longo da consolidação tendem a aumentar, pois a não construção da parede conduz a incrementos de tensão de desvio maiores durante a construção, o que leva a que no final deste período o estado de tensão esteja mais próximo da linha de estados críticos;
- Permite uma redução dos assentamentos na base do aterro, no final da construção (Fig. 4.39) (cerca de 75 %, se se medir em cada caso o assentamento máximo no final da execução do aterro). Esta questão prende-se com o facto de o confinamento lateral incutido pela parede, permitir uma redução das deformações distorcionais no final do carregamento;
- Conduz a uma ligeira redução dos assentamentos na base do aterro, no final da consolidação (Fig. 4.39) (verifica-se uma redução de apenas 13% do assentamento máximo obtido no caso do problema sem parede). Isto já era de prever, uma vez que as deformações ocorridas neste período de tempo são fundamentalmente de natureza volumétrica, sendo aproximadamente igual para ambos os casos;
- Leva a uma expressiva redução dos levantamentos verificados na zona não carregada.

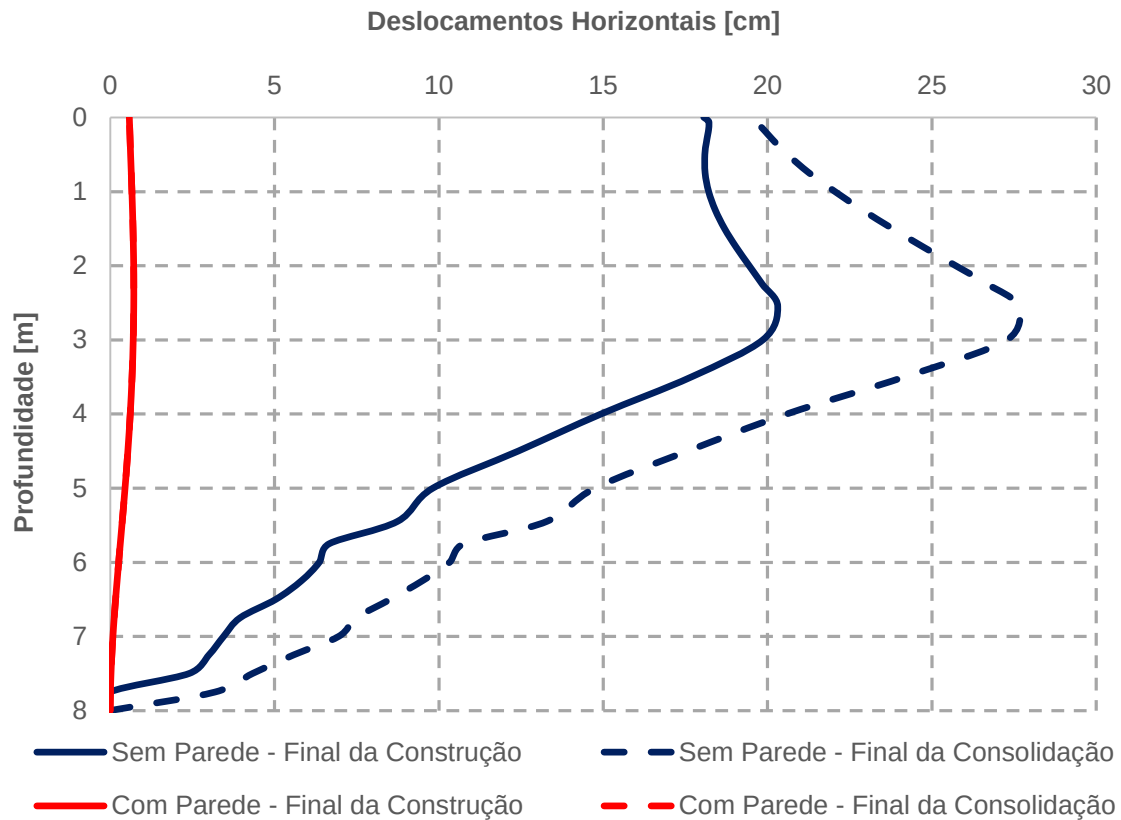


Fig. 4.38 – Variação em profundidade dos deslocamentos horizontais dos pontos situados a 15 m do eixo de simetria

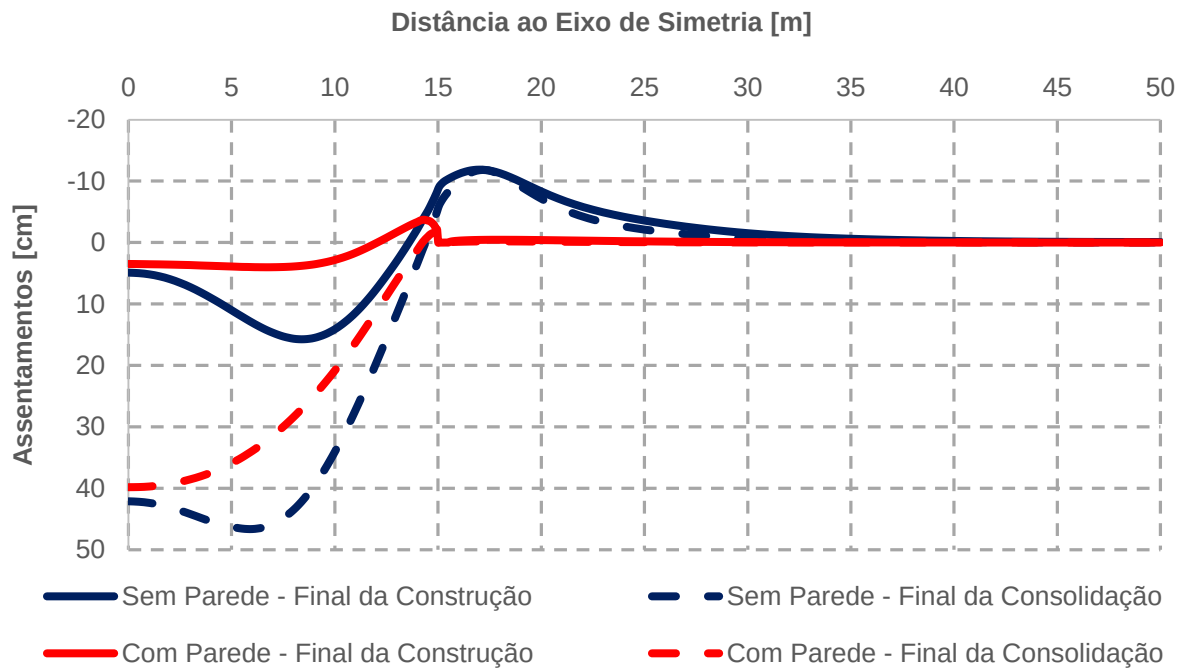


Fig. 4.39 – Deslocamentos verticais à superfície do maciço argiloso

Para uma melhor percepção da influência da parede no que toca à minimização dos levantamentos verificados na área lateral ao aterro, representou-se na Fig. 4.40 estes deslocamentos verticais numa escala mais ampliada. Como se pode constatar, a solução é muito eficaz pois consegue diminuir os levantamentos máximos verificados em cerca de 98%, assim como reduzir a área onde estes se processam. Note-se que no problema sem a parede a construção do aterro tem influência até uma distância de 25 m, medidos a partir do pé do talude, enquanto que, no caso com a parede, a uma distância de 10 m, os levantamentos já não são significativos.

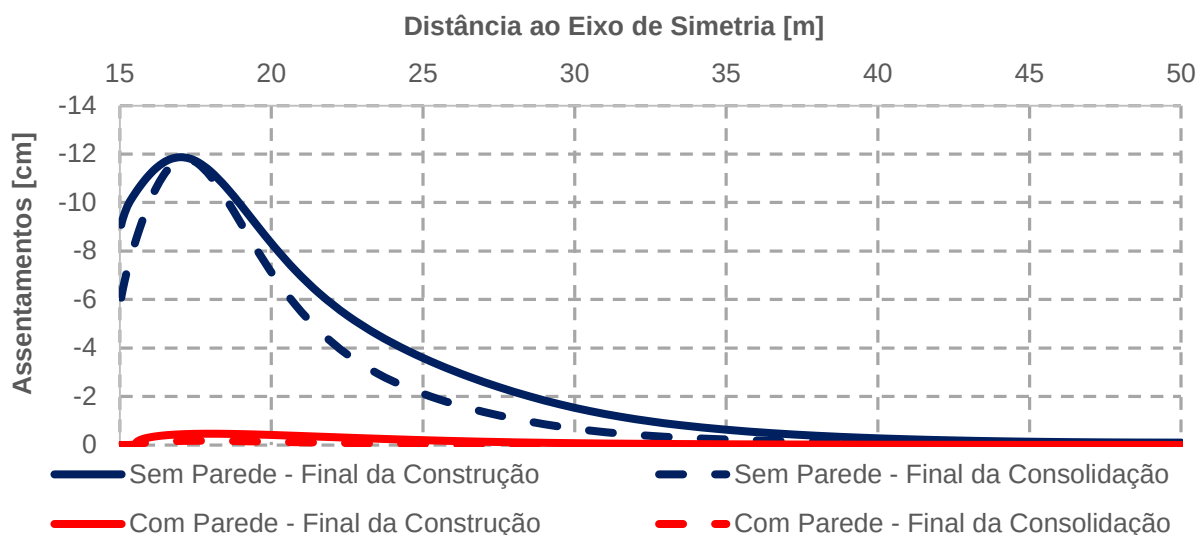


Fig. 4.40 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno na área vizinha à construção

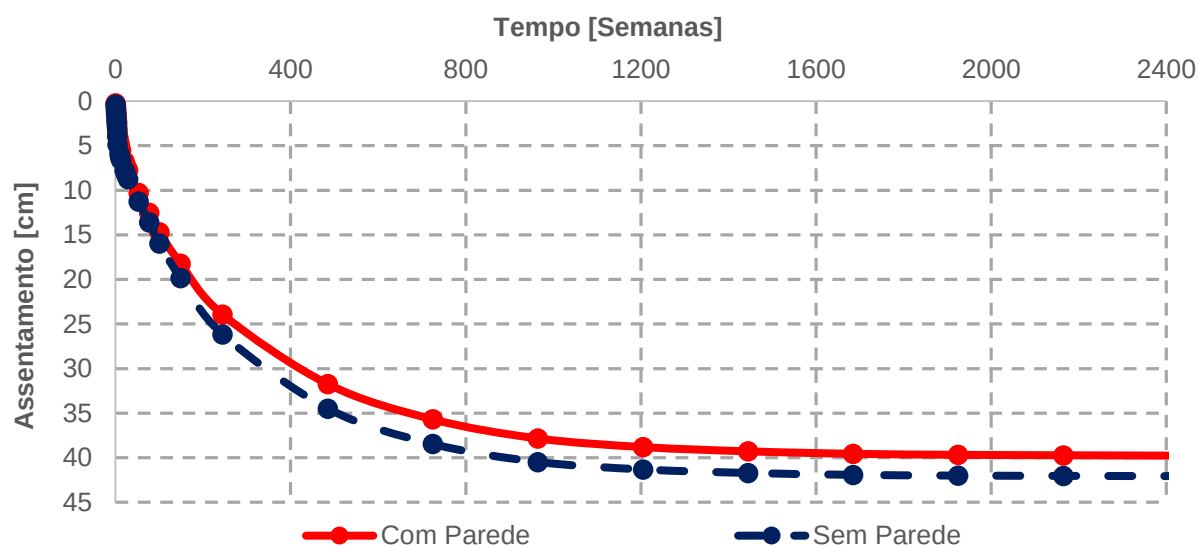


Fig. 4.41 – Evolução com o tempo, do deslocamento vertical, do ponto situado na superfície do maciço argiloso, sobre o eixo de simetria

Na Fig. 4. 41 apresenta-se a evolução do assentamento de um ponto localizado sobre o eixo de simetria e à superfície do maciço argiloso, para os dois casos. Verifica-se que a inclusão da parede diminui ligeiramente o assentamento do ponto em questão no final da consolidação, o que se deve sobretudo à

diminuição do assentamento verificado no final da construção, pois a parede permite uma redução das deformações distorcionais no momento do carregamento, como atrás se referiu.

4.4.3. ESTADO DE TENSÃO

Complementando os resultados referentes aos deslocamentos (4.4.2), apresentam-se nas Figs 4.42 a 4.45, para os problemas com e sem parede lateral, os resultados dos estados de tensão (tensões efetivas e neutras e distribuição dos níveis de tensão) nos finais da construção e da consolidação.

Da análise comparativa das distribuições dos excessos de pressão neutra e tensões efetivas (verticais e horizontais) podem-se tecer os seguintes comentários:

- A inclusão da parede determina um aumento dos excessos de pressão neutra gerados no final da execução do aterro, na área carregada devido ao maior confinamento horizontal do maciço argiloso provocado pela parede. Na zona não carregada os excessos de pressão neutra são menores no caso com parede, igualmente devido à presença da mesma (Fig. 4.42);
- A parede não influencia significativamente a distribuição das tensões efetivas verticais na zona carregada, no final da consolidação, pois o incremento de carga vertical é idêntico para ambos os casos. Apenas se verificam alterações na distribuição das referidas tensões na zona não carregada (Fig. 4.43);
- A execução da parede permite uma diminuição das tensões efetivas horizontais na zona não carregada no final da consolidação. Porém a distribuição destas tensões na zona carregada é semelhante para ambos os casos (Fig. 4.44). Não estando o estrato confinado (problema sem parede), os elementos situados debaixo da área de carregamento sob o talude sofrerão deslocamentos horizontais durante o carregamento, provocando incrementos de tensão horizontal na zona à direita do pé do talude.

Da análise comparativa da distribuição dos níveis de tensão (Fig. 4.45) destacam-se as seguintes observações:

- Verifica-se que no final da construção a área correspondente a níveis de tensão mais elevados (entre 0,9 e 1), é menos extensa no caso do problema com parede. O confinamento devido à existência da parede conduz a uma diminuição das tensões de desvio, logo dos níveis de tensão;
- Os níveis de tensão no aterro, no final da construção, são menores no problema com parede;
- Os níveis de tensão no solo de fundação, no final do período de consolidação, são também inferiores no caso do problema com parede, principalmente na área não carregada.

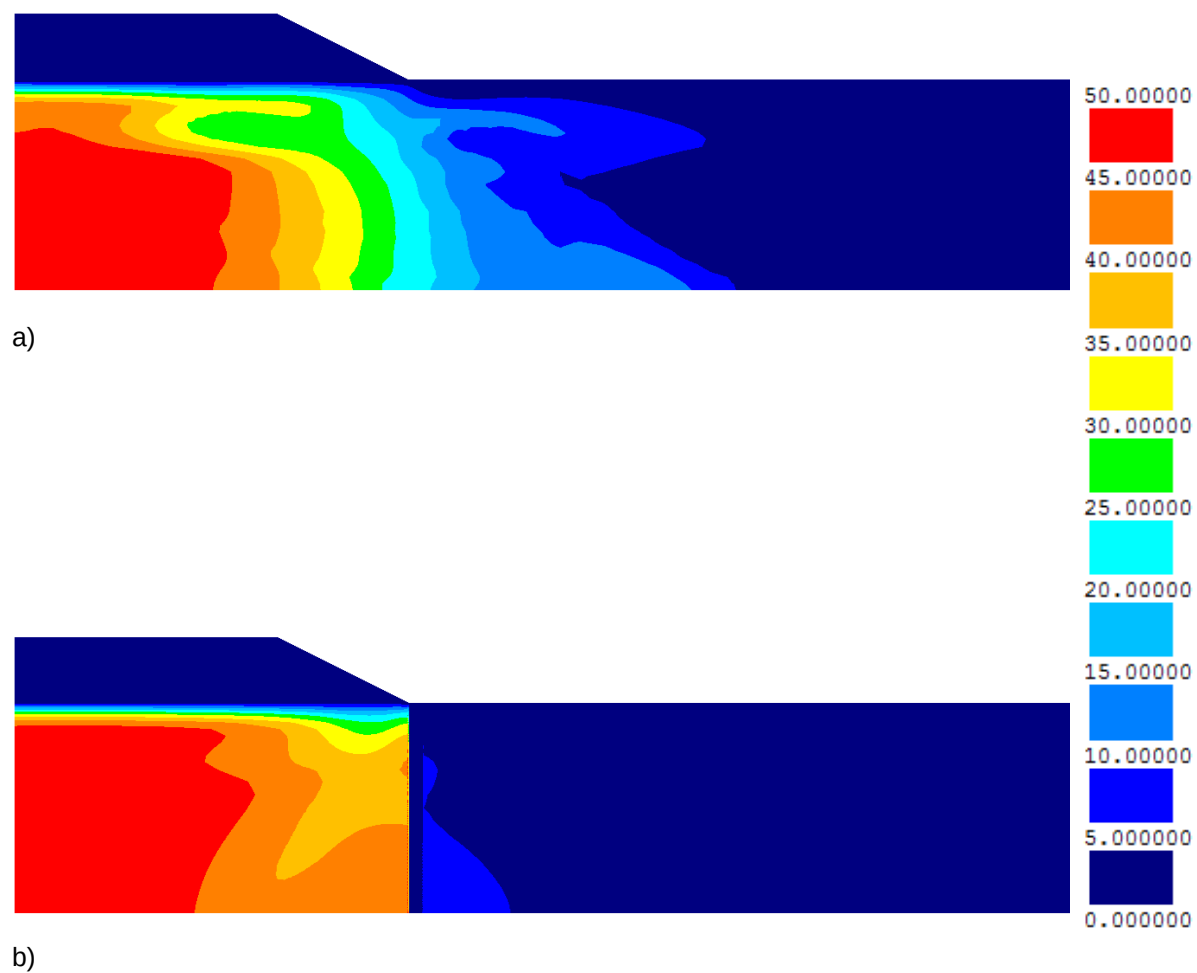


Fig. 4.42 – Representação dos excessos de pressão neutra (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede

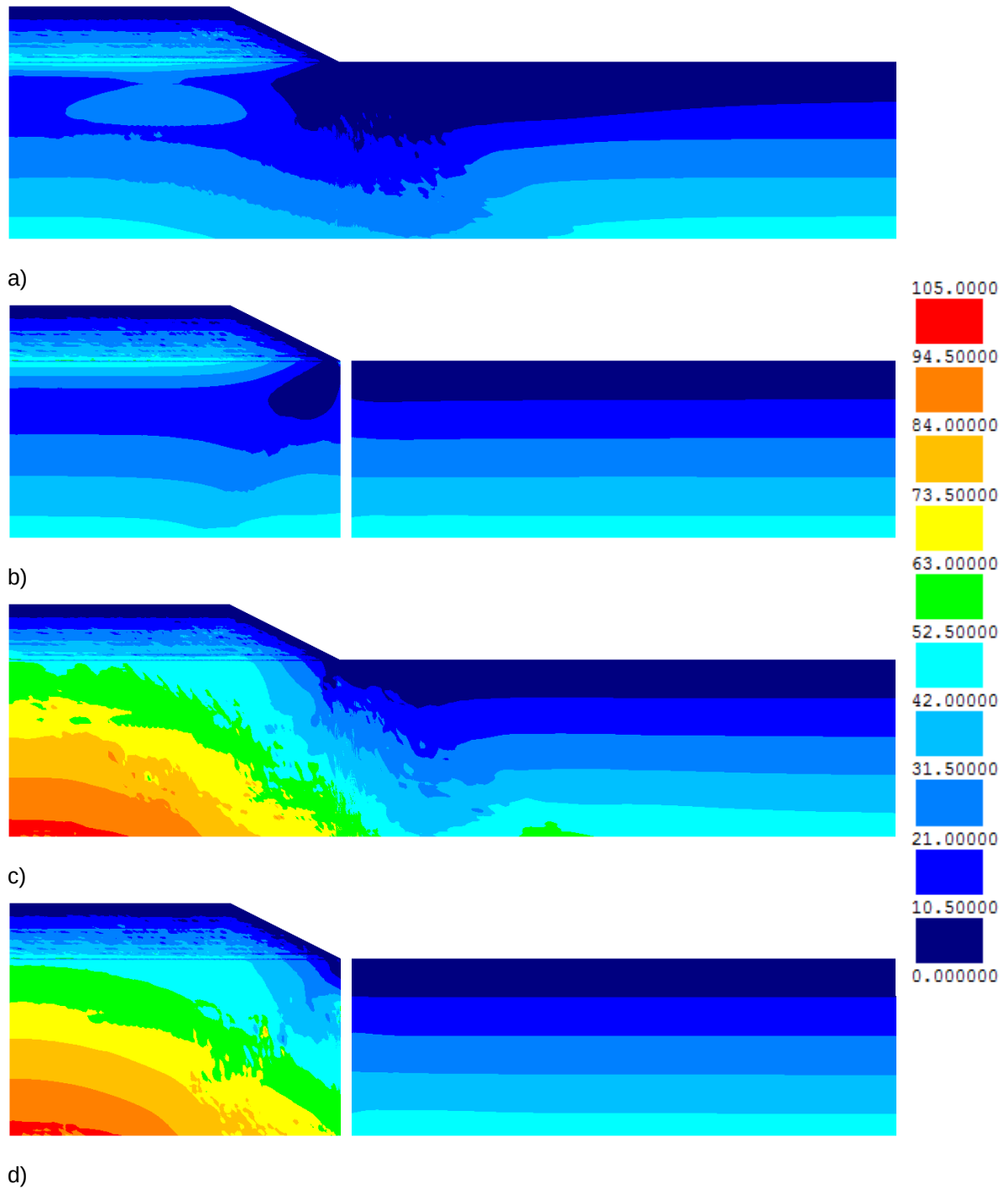


Fig. 4.43 – Representação das tensões efetivas verticais (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede

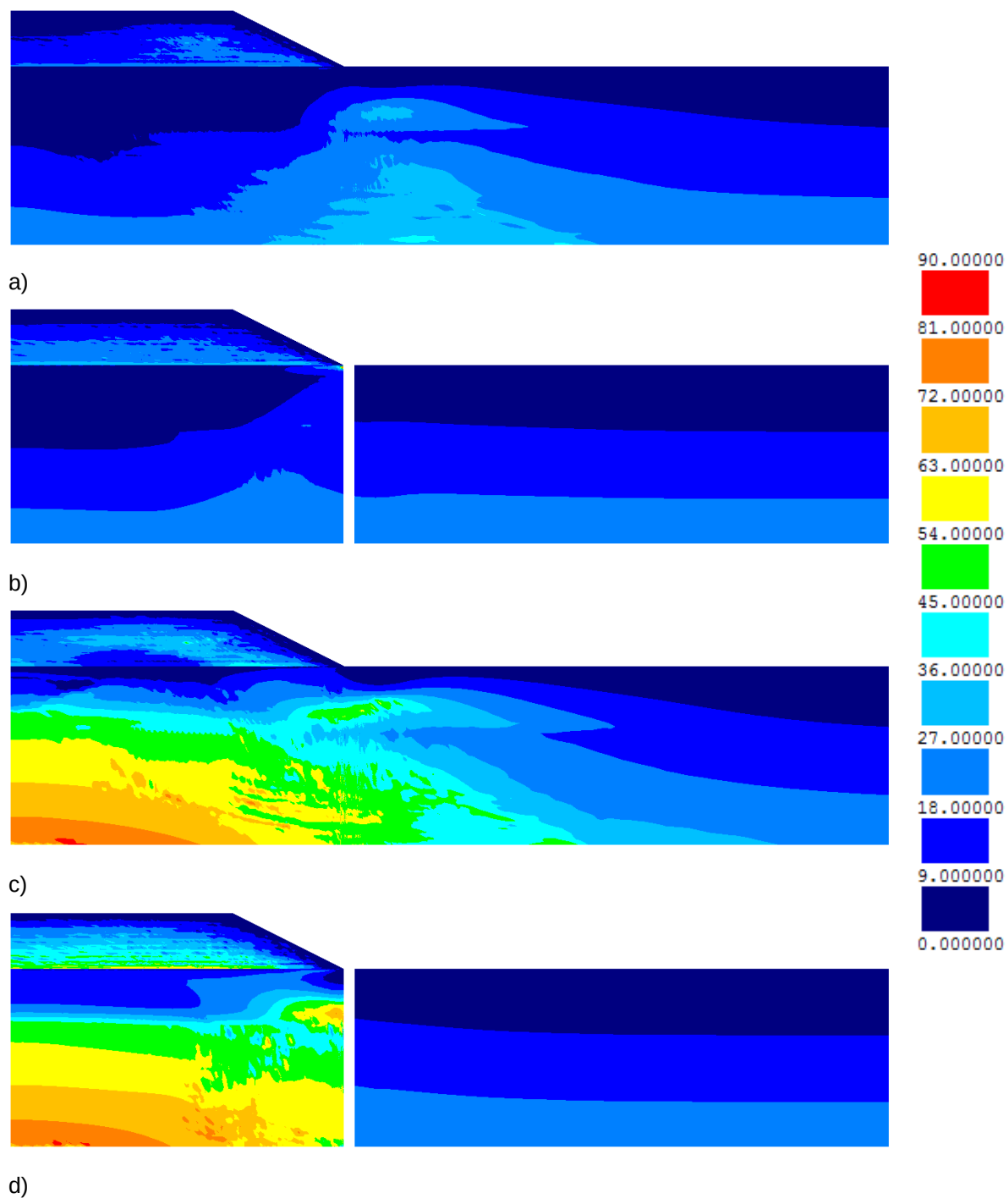


Fig. 4.44 – Representação das tensões efetivas horizontais (kPa), no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede

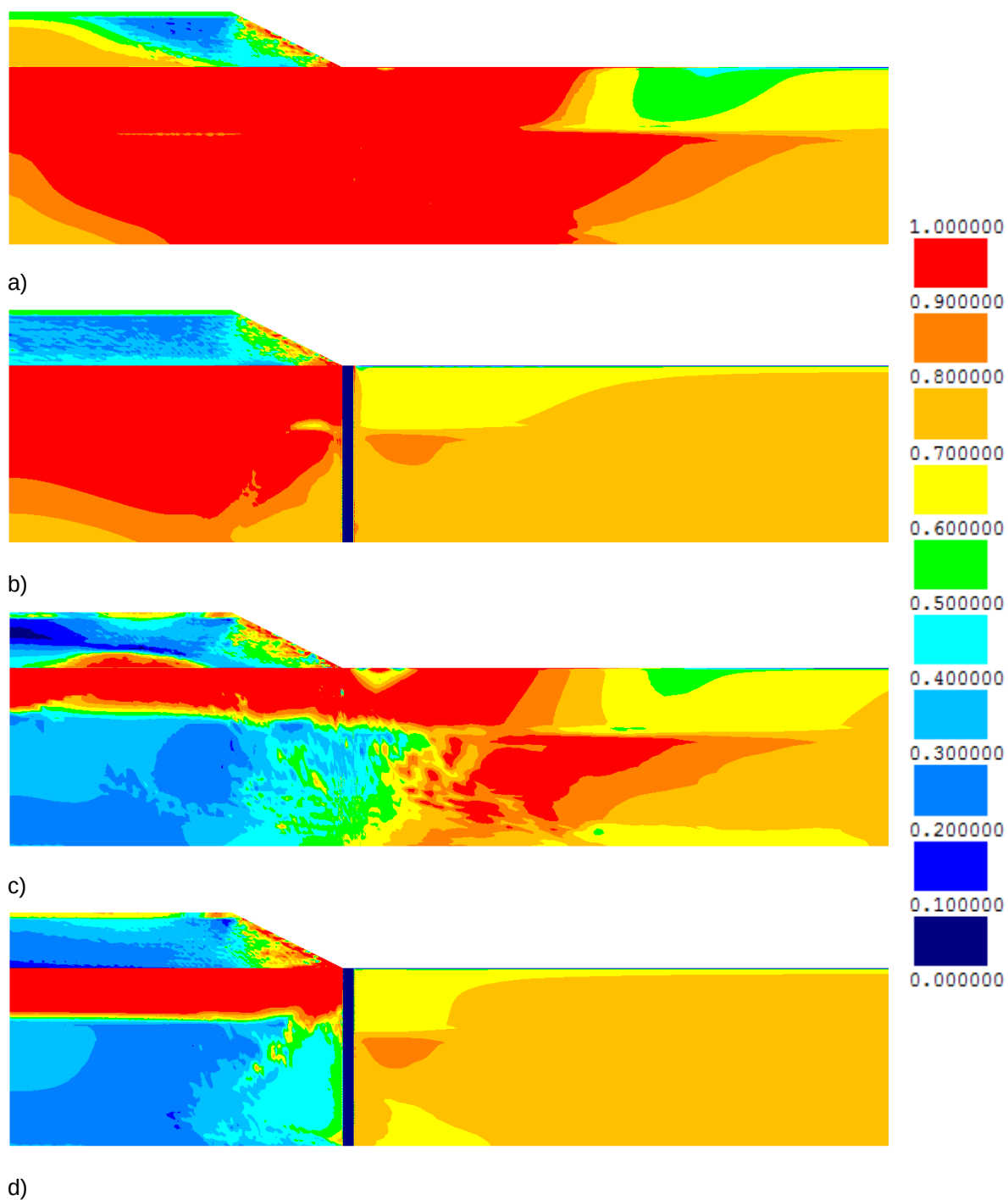


Fig. 4.45 – Representação dos níveis de tensão, no final do carregamento: a) problema sem parede; b) problema com parede; e no final da consolidação: c) problema sem parede; d) problema com parede

4.4.4. ANÁLISE DA SEGURANÇA À ROTURA GLOBAL

Ao longo deste capítulo têm vindo a ser discutidas as vantagens da solução estudada, no que toca à minimização dos deslocamentos (horizontais e verticais), consequentes da construção de aterros sobre solos moles, nas zonas laterais dos mesmos. No entanto, a solução estudada no problema base também pode ser vista como um método de viabilização do aterro quando se verificarem problemas de estabilidade.

Por vezes, durante a execução dum aterro, pode ocorrer rotura global do solo, pondo desta forma em risco a viabilidade da construção. É muito frequente que, após análises de estabilidade de aterros sobre solos argilosos moles, se verifiquem coeficientes de segurança global inaceitavelmente baixos. Normalmente, são exigidos valores mínimos para este coeficiente de cerca de 1,3 (Matos Fernandes, 2011), dependendo de um certo número de fatores. Caso se considere inaceitável o coeficiente de segurança, poderá recorrer-se a diversos métodos de viabilização da construção, podendo justificar-se a implementação da solução que tem vindo a ser estudada. Assim, a construção de uma parede de contenção tanto pode servir para minimizar os deslocamentos, como para aumentar o fator de segurança global do aterro.

Tendo em conta os aspetos anteriormente referidos, realizou-se uma análise da segurança à rotura global do problema base sem parede lateral, usando o programa de cálculo automático descrito no capítulo anterior (Borges, 1995). No Quadro 4.5 apresentam-se os dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento (superfícies circulares) analisadas, tanto para o período de construção como para o de consolidação.

Quadro 4.5 – Dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento consideradas na análise da estabilidade global

Passo do raio (m)	Passo de X_c (m)	Passo de Y_c (m)	Intervalo de X_c (m)	Intervalo de Y_c (m)	Número total de superfícies
0,5	0,5	0,5	(9;20)	(8;15)	2814

Na Fig. 4.46 apresenta-se a evolução do coeficiente de segurança à rotura global, durante e após a execução do aterro, para o problema base sem a parede lateral.

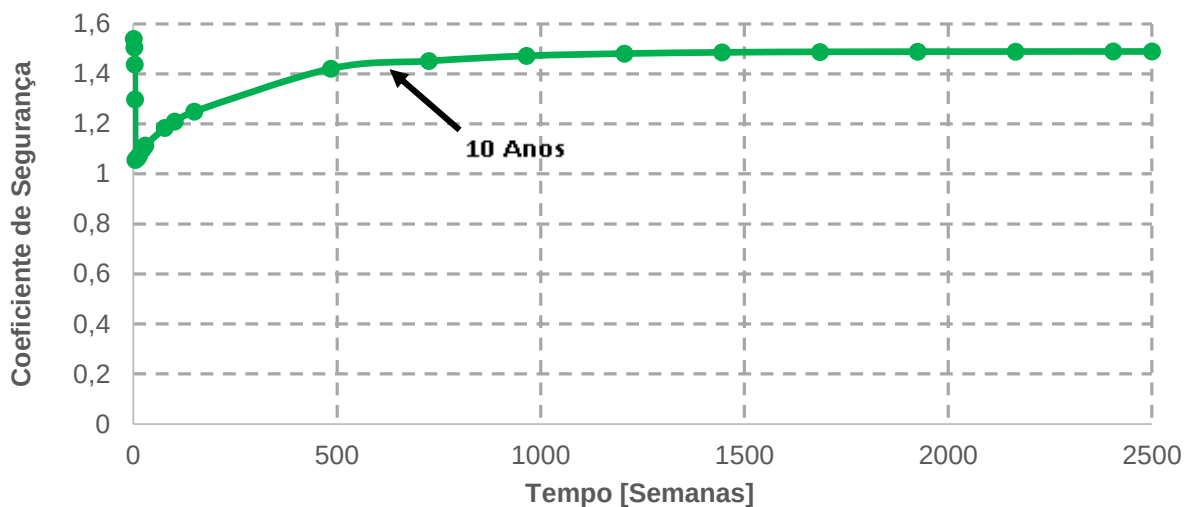


Fig. 4.46 – Evolução do coeficiente de segurança durante e após a construção

Como se pode constatar, neste tipo de problemas, o fator de segurança é mínimo no fim da construção. O carregamento é responsável, em simultâneo, pelo aumento das tensões de corte e pela geração de excessos de pressão neutra, que atingem o seu máximo no final da construção.

Concluída a execução do aterro, em consequência dos excessos de pressão neutra gerados, a pressão de água nos poros do solo carregado é maior do que nas regiões vizinhas. Assim sendo, os elevados gradientes hidráulicos conduzem a um escoamento do fluido dirigido para a superfície de drenagem. Até se atingir um regime permanente, durante um período que pode ser muito variável, consoante a permeabilidade do solo, os excessos de pressão vão-se dissipando, aumentando por isso a tensão efetiva, o que conduz a um aumento da resistência ao corte do solo e a um consequente aumento do coeficiente de segurança (Matos Fernandes, 2011). Daqui resulta que a estabilidade em aterros sobre solos argilosos moles é mais desfavorável para as condições do fim do carregamento, como mostram os resultados da Fig. 4.46.

Na Fig. 4.47 apresentam-se as superfícies de deslizamento que conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança, nos finais da construção e da consolidação. Indicam-se ainda no Quadro 4.6, para as referidas superfícies de deslizamento, os coeficientes de segurança (globais e parciais), assim como os somatórios das forças tangenciais atuantes e resistentes, tanto no maciço de fundação como no aterro.

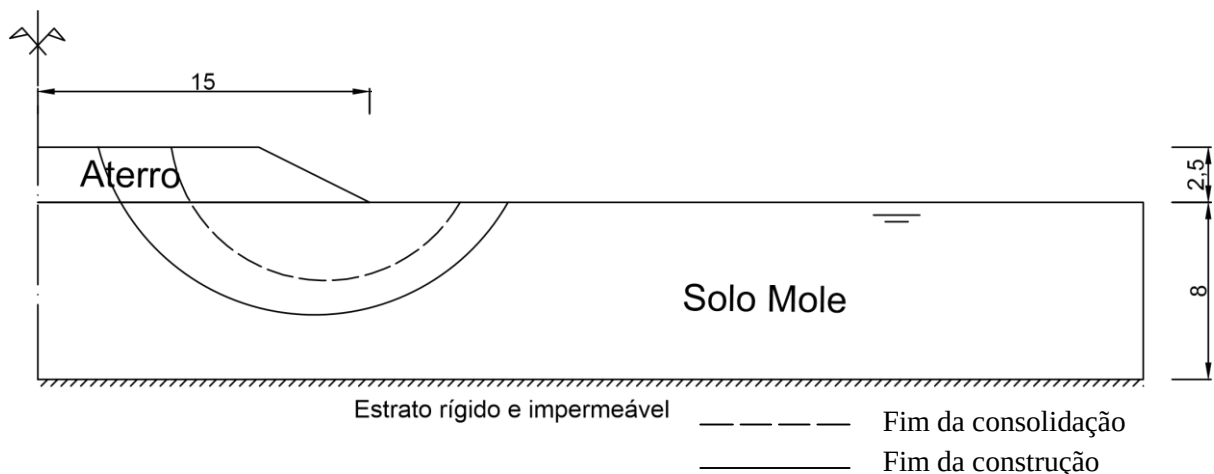


Fig. 4.47 – Representação gráfica das superfícies de deslizamento que conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança globais no final da construção e no final da consolidação, para o aterro sem parede lateral

Da análise destes resultados conclui-se que, no final do período de carga, o coeficiente de segurança global é muito próximo da unidade, o que significa, em termos práticos, que o aterro em questão poderá entrar em rotura global. Assim, torna-se evidente o papel da parede no que toca à estabilidade do aterro.

Com a parede de contenção adequadamente dimensionada ficam, pois, inviabilizadas quaisquer potenciais superfícies de deslizamento, pois as mesmas teriam de interceder a parede ou o estrato rígido. Assim sendo, com a solução estudada, consegue-se garantir a estabilidade global do problema.

Quadro 4.6 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento

		Final da Construção	Final da Consolidação
	X_c (m)	12,5	13,0
	Y_c (m)	13,0	11,5
	Raio (m)	10,09	7,03
Fundação	Somatório das forças atuantes (kN)	183,29	136,77
	Somatório das forças resistentes (kN)	191,92	192,06
	Coeficiente de segurança parcial	1,04	1,40
Aterro	Somatório das forças atuantes (kN)	16,20	6,20
	Somatório das forças resistentes (kN)	18,68	20,82
	Coeficiente de segurança parcial	1,15	3,36
Coeficiente de segurança global		1,06	1,49

5

ESTUDO PARAMÉTRICO BIDIMENSIONAL

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles, considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral (problema base). Os resultados apresentados permitiram, por um lado, discutir os aspetos fundamentais do comportamento mecânico e hidráulico deste tipo de solução, e por outro, introduzindo os resultados do mesmo problema, mas sem a execução das paredes laterais, avaliar a sua eficiência, no que toca à minimização dos deslocamentos e aumento da segurança à rotura global.

Agora, pretende-se discutir os efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que podem influenciar o comportamento deste tipo de estrutura, nomeadamente os seguintes:

- Rigidez à tração dos cabos metálicos;
- Rigidez à flexão das paredes.

Os estudos paramétricos apresentados neste capítulo terão como cálculo de referência o problema base, analisado e discutido pormenorizadamente no capítulo anterior. No Quadro 5.1, apresenta-se uma síntese das análises paramétricas efetuadas. No estudo da influência da rigidez à tração do cabo, optou-se por variar a área deste elemento, enquanto que, na análise da influência da rigidez á flexão das paredes, decidiu-se alterar o tipo de parede.

Quadro 5.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas

Estudo paramétrico	Área de cabo por metro longitudinal de parede	Tipo de parede
Influência da rigidez à tração dos cabos metálicos	10 cm ² (P.B.)	Estaca prancha PU 32 (P.B.)
	5 cm ²	Estaca prancha PU 32
	Sem cabo	Estaca prancha PU 32
Influência da existência do cabo	10 cm ² (P.B.)	Estaca prancha PU 32 (P.B.)
	Sem cabo	Estaca prancha PU 32
	10 cm ²	Parede moldada com 0,80 m de espessura
	Sem cabo	Parede moldada com 0,80 m de espessura
	10 cm ² (P.B.)	Estaca prancha PU 32 (P.B.)
Influência da rigidez à flexão das paredes	10 cm ²	Estaca prancha PU 18
	10 cm ²	Parede moldada com 0,80 m de espessura
	10 cm ²	Parede moldada com 0,80 m de espessura

P.B. – Problema Base

De seguida apresentam-se os resultados mais pertinentes para o estudo da influência de cada parâmetro no comportamento global do problema.

5.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRAÇÃO DOS CABOS METÁLICOS

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A colocação de cabos mais ou menos espaçados, assim como de cabos de maior ou menor diâmetro em obra, poderá provocar variações significativas no custo da mesma, uma vez que este tipo de obra pode apresentar uma dimensão longitudinal considerável. Assim, torna-se essencial a investigação do efeito das características deste elemento estrutural, no desempenho da construção.

Tendo presente que os resultados apresentados no capítulo anterior mostraram que a estrutura apresenta uma eficiência razoável, optou-se por apenas estudar o efeito da diminuição da rigidez do cabo, diminuindo a sua área. Admitiu-se ainda que, caso as tensões de cálculo no cabo, obtidas da modelação, ultrapassassem o valor de cálculo da resistência à tração do aço Fe 360 (considerado no problema base), se adotaria um aço de maior resistência (como, por exemplo, o aço Fe 510). O mesmo se admitiu para as tensões na parede metálica.

De forma a facilitar a exposição dos resultados, as análises apresentadas serão identificadas através da letra A (área) e de um número que representa a área de cabo por metro longitudinal de parede. Assim sendo, a terminologia identificativa será a seguinte:

- A10 – Problema Base, em que a área de cabo é de 10 cm²/m;
- A5 – A área de cabo é metade da do problema base, perfazendo um total de 5 cm²/m;
- A0 – Não existe cabo a ligar as duas paredes.

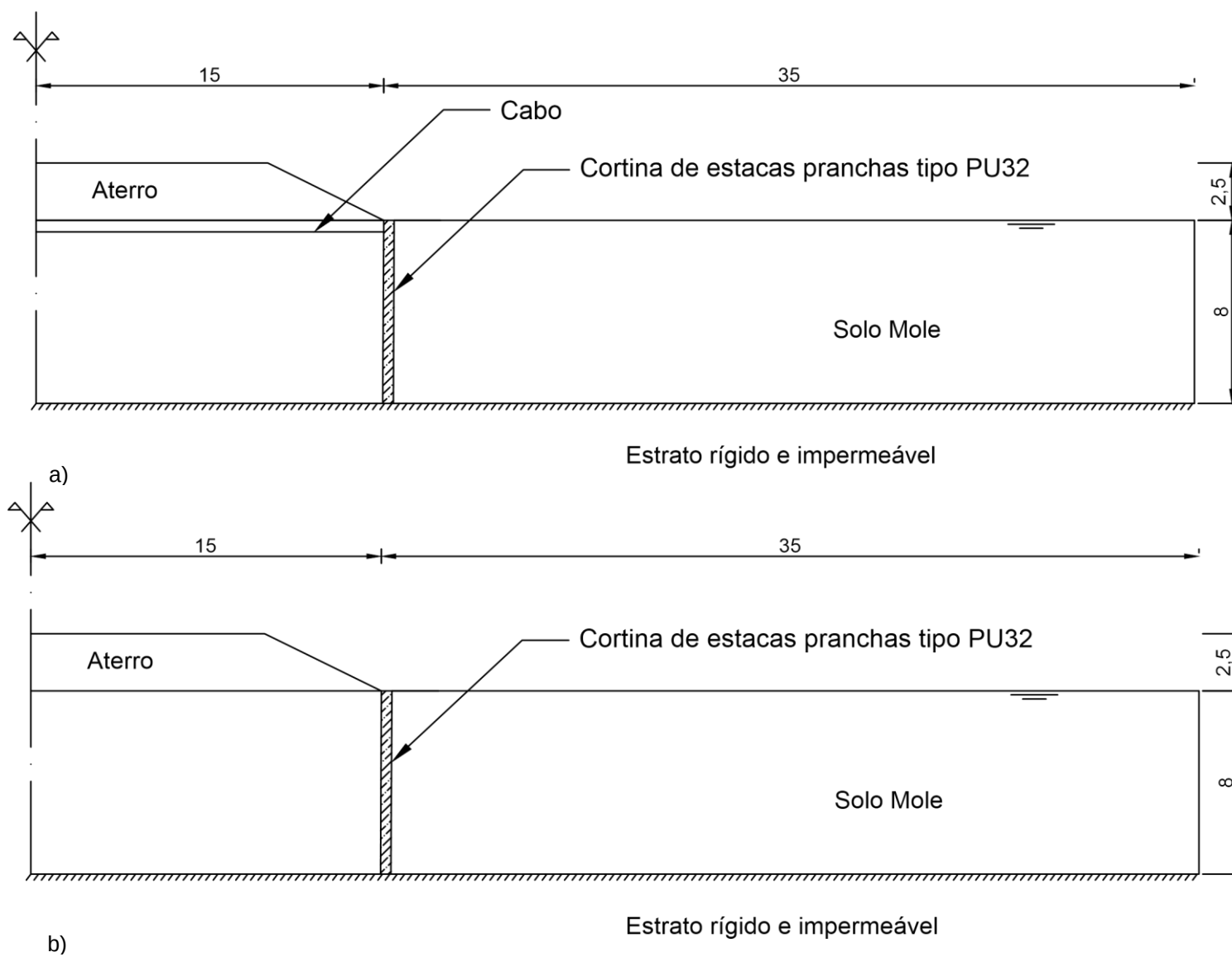


Fig. 5.1 – Representação esquemática das diferentes soluções estudadas: a) com cabo (análise A10 e A5); b) sem cabo (análise A0)

5.2.2. DESLOCAMENTOS

Para os diferentes casos estudados, indicam-se na Fig. 5.2 os deslocamentos horizontais experimentados pela parede, enquanto que na Fig. 5.3 representam-se os deslocamentos verticais verificados à superfície do maciço argiloso. Ilustra-se ainda na Fig. 5.4 de uma forma mais pormenorizada, os levantamentos que ocorrem à superfície à direita da parede.

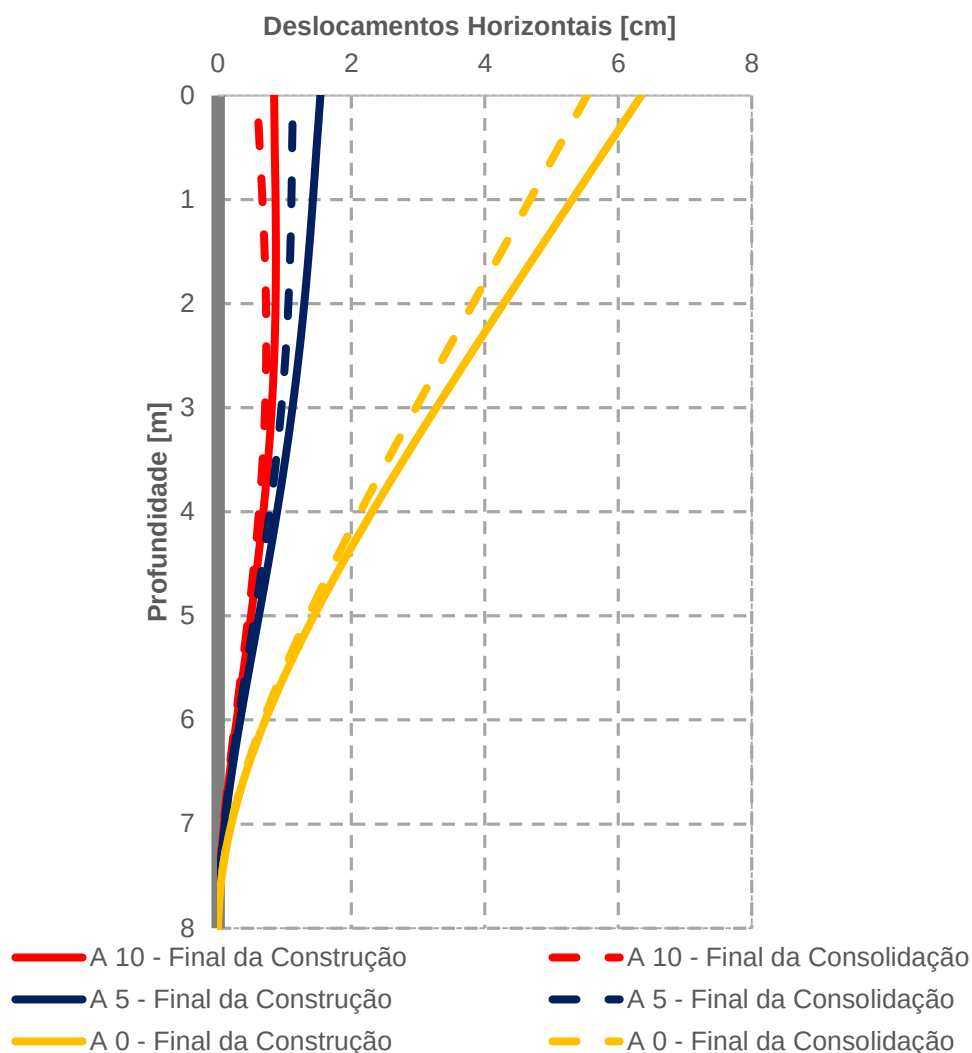


Fig. 5.2 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação

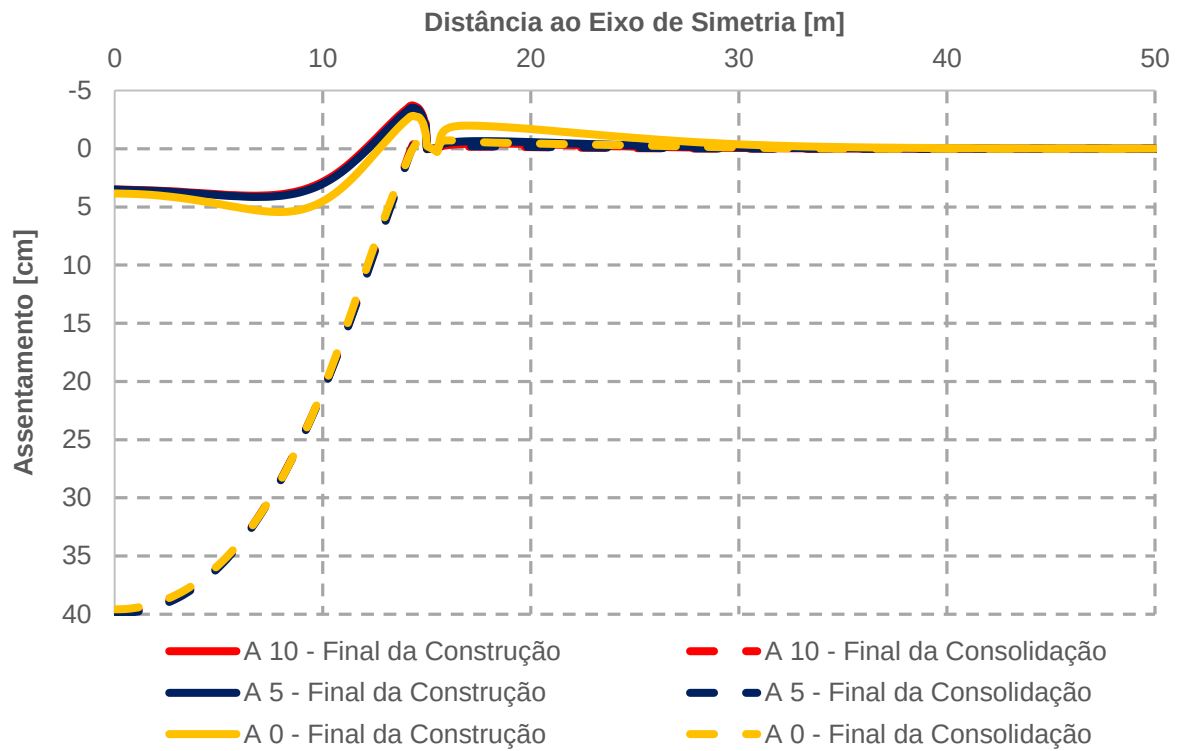


Fig. 5.3 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação

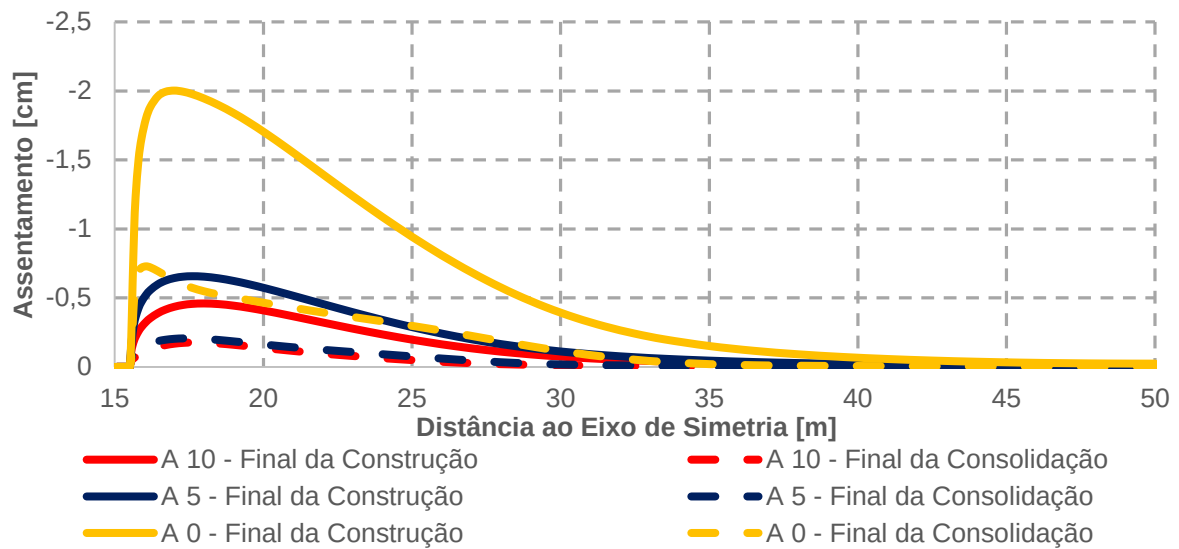


Fig. 5.4 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos levantamentos verificados à superfície, no final da construção e no final da consolidação, à direita da parede

Da análise dos resultados, destaca-se as seguintes conclusões:

- A presença do cabo determina claramente a redução dos deslocamentos horizontais da parede, enquanto que a rigidez deste elemento apenas influencia ligeiramente os referidos deslocamentos (Fig. 5.2);

- Em todos os casos analisados, os deslocamentos horizontais da parede a longo prazo tendem a diminuir. Esta questão justifica-se, como já se viu, pela diminuição de volume no solo mole, à esquerda da parede (zona carregada), durante a consolidação (dissipação dos excessos de pressão neutra) (Fig. 5.2);
- A presença do cabo reduz os assentamentos na base do aterro, no final da construção, assim como os levantamentos verificados à superfície (Fig. 5.3 e Fig. 5.4);
- Os deslocamentos verticais, no final da consolidação, não são expressivamente influenciados pela variação da rigidez do cabo (Fig. 5.3 e Fig. 5.4).

A justificação da redução dos deslocamentos horizontais quando se introduz o cabo na estrutura é evidente, pois é mais um apoio nesta direção. Do mesmo modo, a diminuição destes deslocamentos quando se aumenta a área do cabo deve-se ao aumento da rigidez na mesma direção. A redução dos deslocamentos horizontais da parede traduz-se, em termos de deformações, numa diminuição das distorções no solo de fundação. Como já foi evidenciado no capítulo anterior, sendo o carregamento processado em condições praticamente não drenadas, os deslocamentos verticais verificados no final da construção devem-se sobretudo às deformações distorcionais do maciço argiloso, ou seja, a grandeza destas distorções influencia de forma direta os deslocamentos verticais que se verificam à superfície, no final da construção, sendo tanto menores quanto menores forem as distorções.

5.2.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

De modo a se compreender como a variação da rigidez do cabo influencia o estado de tensão do maciço após a execução do aterro, apresentam-se figuras ilustrativas, para o final da construção, da distribuição dos excessos de pressão neutra, das tensões efetivas verticais e horizontais, assim como dos níveis de tensão.

Representam-se na Fig. 5.5 as distribuições dos excessos de pressão neutra, no final da execução do aterro, referentes aos casos de estudo A10, A5 e A0. Da análise comparativa destas distribuições, podem-se tecer os seguintes comentários:

- A redução da rigidez do cabo para metade não tem implicações significativas na distribuição dos excessos de pressão neutra gerados no final da construção;
- No caso de não existir cabo, as alterações na distribuição dos excessos de pressão neutra gerados já são mais expressivas, sobretudo nas zonas junto à parede.

Na Fig. 5.6 e na Fig. 5.7 estão representadas as tensões efetivas verticais e horizontais, respetivamente, para o final da construção. Da análise da Fig. 5.6 conclui-se que, de uma maneira geral, as variações dos resultados ou são praticamente desprezáveis (comparando A10 com A5), ou quando muito são relativamente pouco importantes (comparando A10 com A0), enquanto que, da análise da Fig. 5.7 conclui-se que a ausência do cabo tem um papel significativo no que toca ao aumento das tensões efetivas horizontais na zona à direita da parede (onde os excessos de pressão neutra aumentam) e à diminuição das mesmas tensões na zona central (onde os excessos de pressão neutra diminuem).

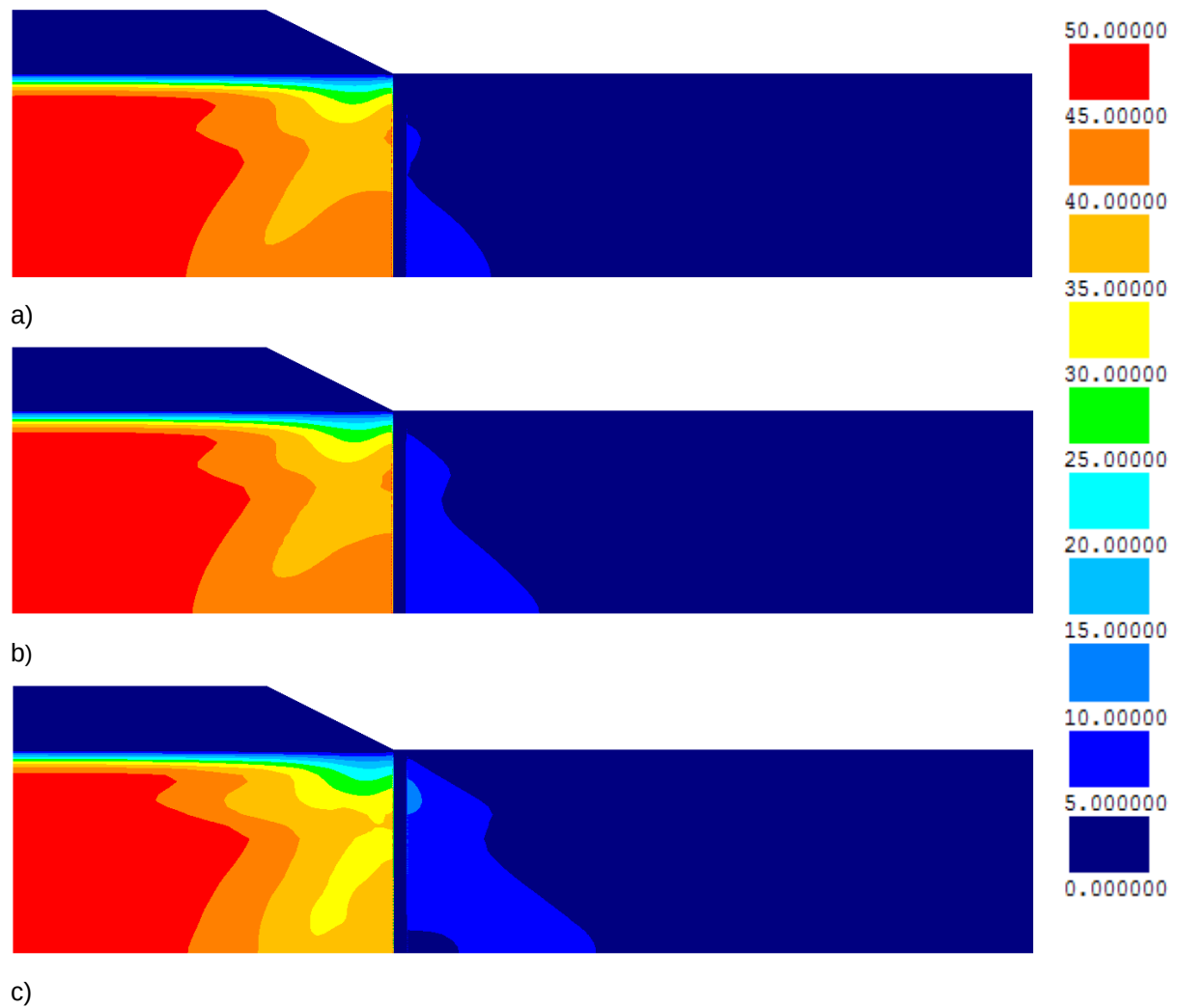


Fig. 5.5 – Efeito da alteração da rigidez do cabo na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0

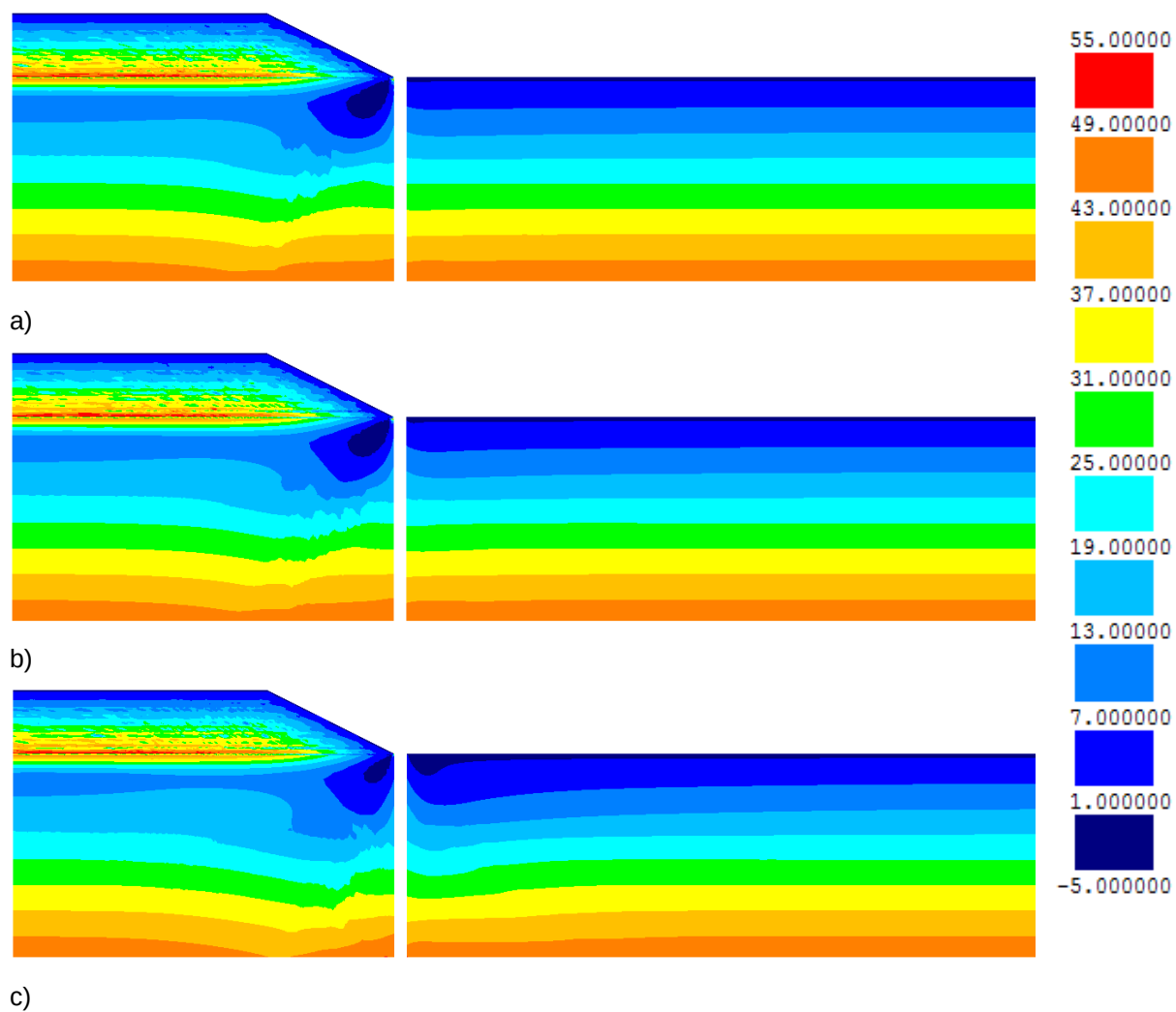


Fig. 5.6 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas verticais (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0

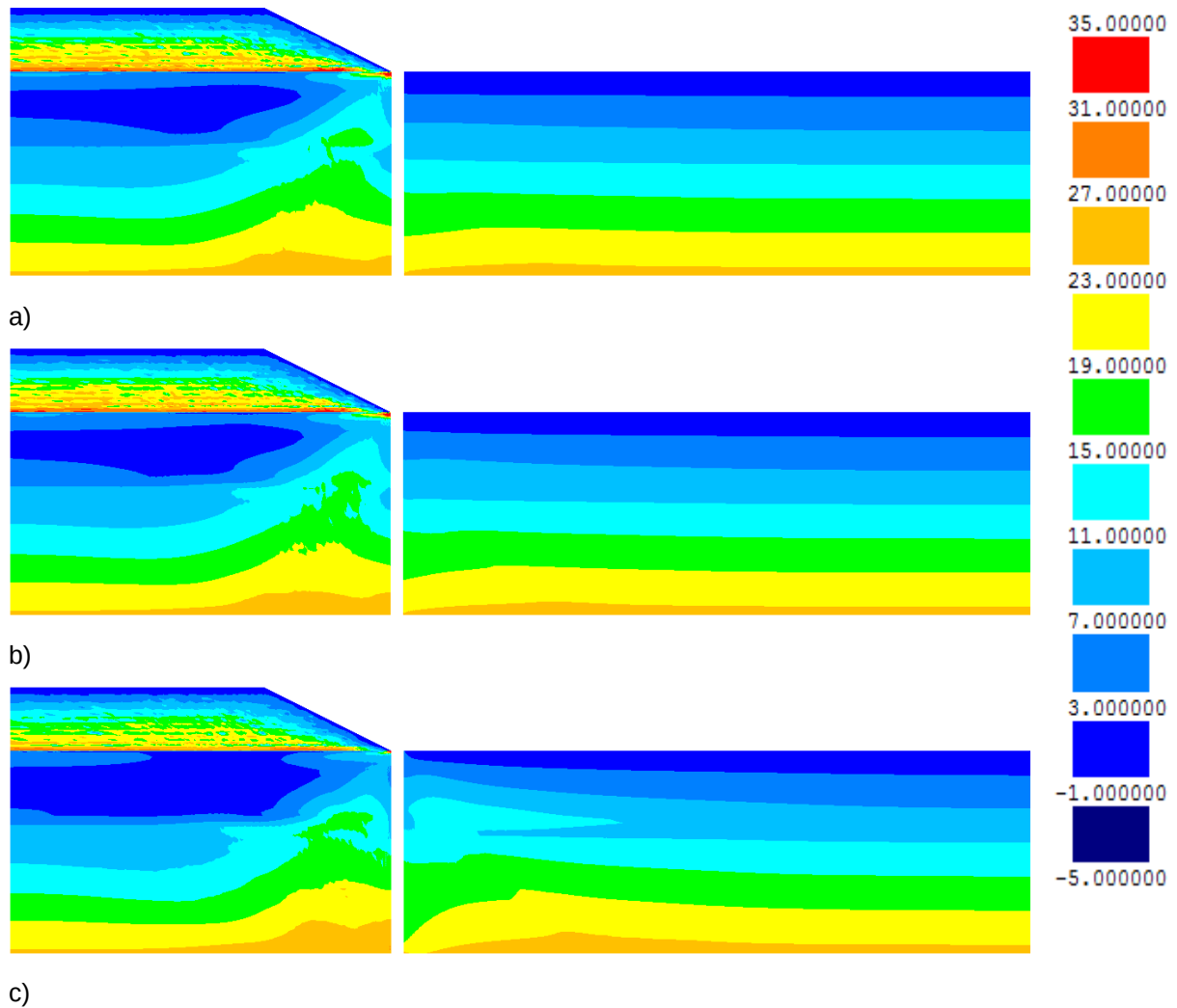


Fig. 5.7 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas horizontais (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0

As diferenças de resultados referidas atrás relativamente aos excessos de pressão neutra e tensões efetivas devem-se naturalmente ao menor confinamento do solo mole na zona carregada quando não existe cabo a apoiar superiormente a parede.

Relativamente às distribuições das tensões efetivas no final da consolidação representadas na Fig. 5.8, constata-se igualmente que não existem diferenças significativas entre os resultados dos casos A10 e A5, notando, no entanto, ligeiras diferenças destes casos para o caso A0 (sem cabo), principalmente junto à parede (dos dois lados).

Complementarmente, apresentam-se nas figuras Fig. 5.10 e Fig. 5.11 as distribuições das tensões de corte para o final da construção e para o final da consolidação. Da análise destas figuras consta-se igualmente pequenas diferenças entre os resultados das soluções com e sem cabo.

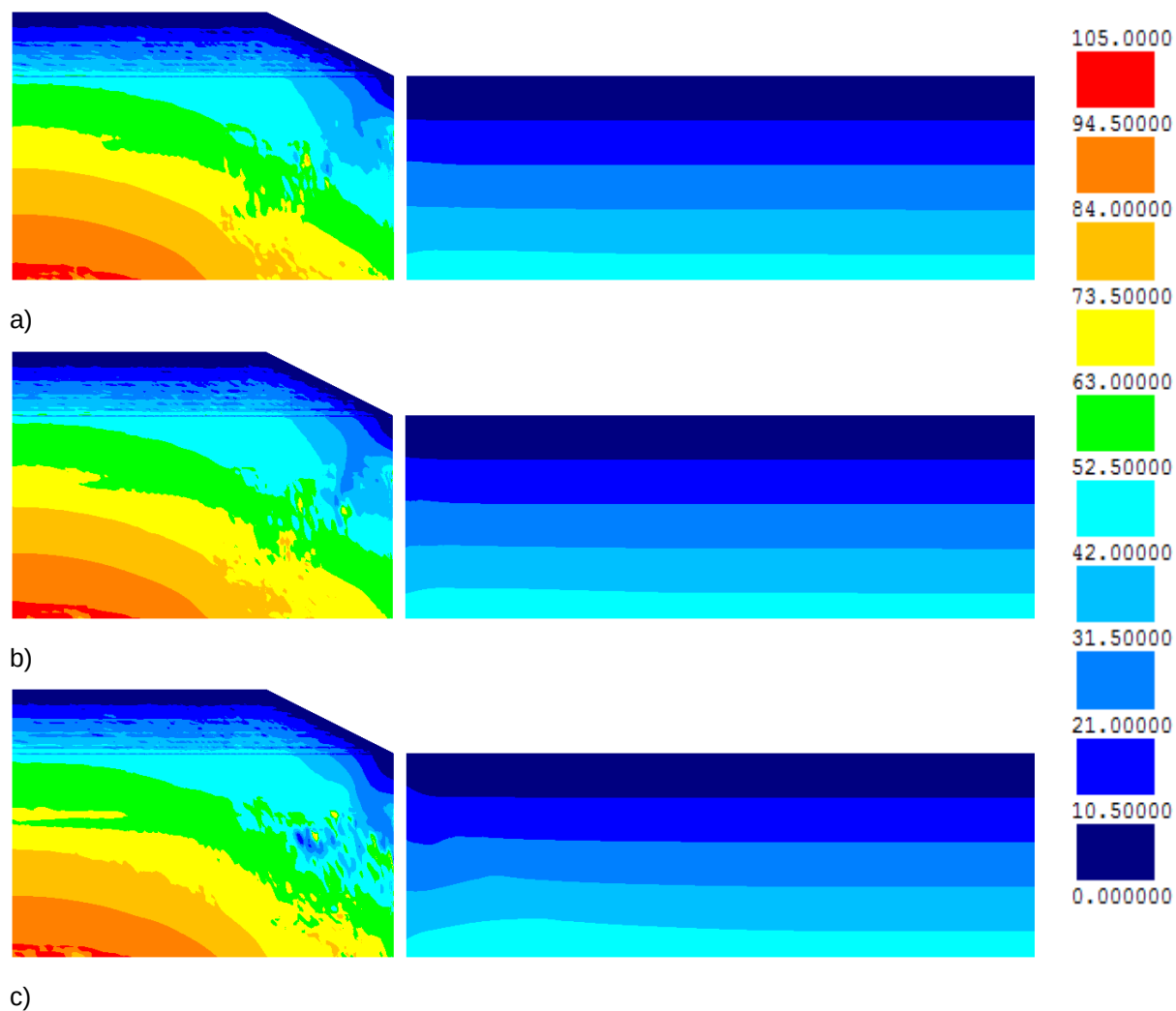


Fig. 5.8 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas verticais (kPa), no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0

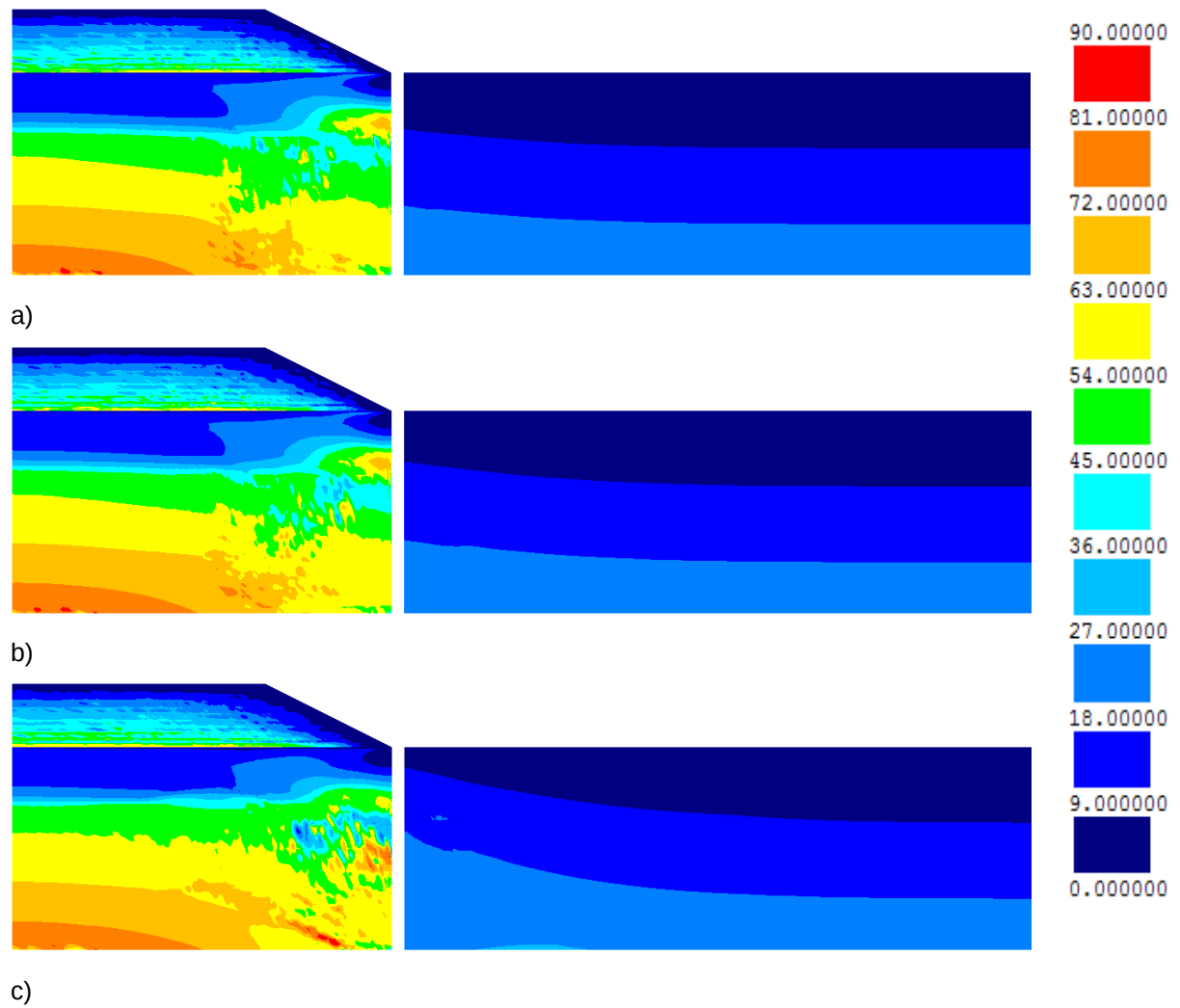


Fig. 5.9 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões efetivas horizontais (kPa), no final da consolidação:

a) A10; b) A5; c) A0

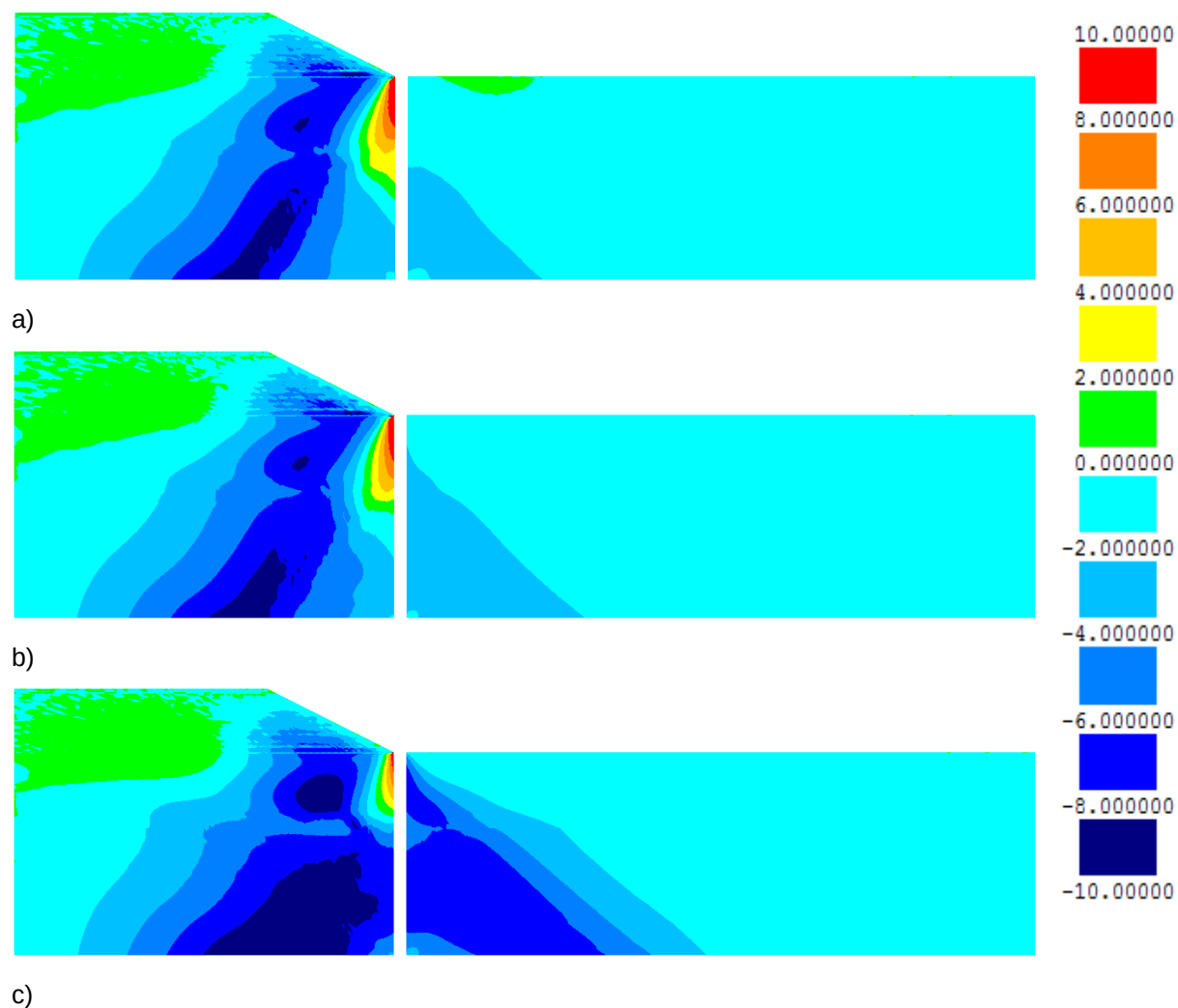


Fig. 5.10 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões de corte, nos planos vertical e horizontal, τ_{xy} (kPa), no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0

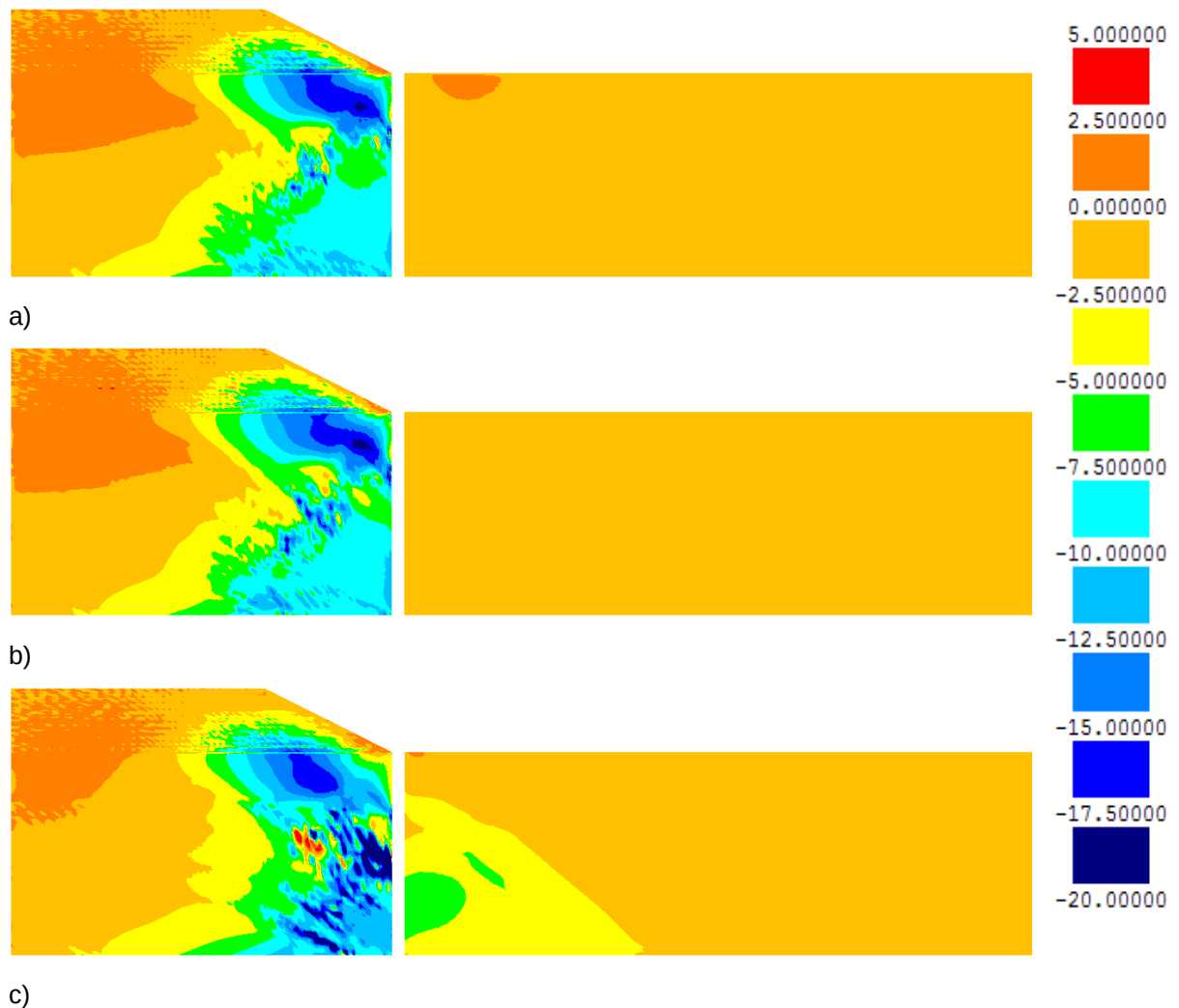


Fig. 5.11 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nas tensões de corte, nos planos vertical e horizontal, τ_{xy} (kPa), no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0

Completando a discussão destes resultados, representam-se na Fig. 5. 12 e na Fig. 5.13 as distribuições dos níveis de tensão referentes aos casos estudados, para o final da construção e para o final da consolidação. Da análise comparativa das referidas distribuições podem-se tecer os seguintes comentários:

- A variação da rigidez do cabo não influi expressivamente na distribuição dos níveis de tensão na fundação, tanto no final da construção, como no final da consolidação;
- A colocação de um cabo de ligação entre as paredes de contenção é determinante na diminuição dos níveis de tensão, tanto no final da construção como no final da consolidação, sendo esta diferença mais evidente no período referente ao final da execução do aterro.

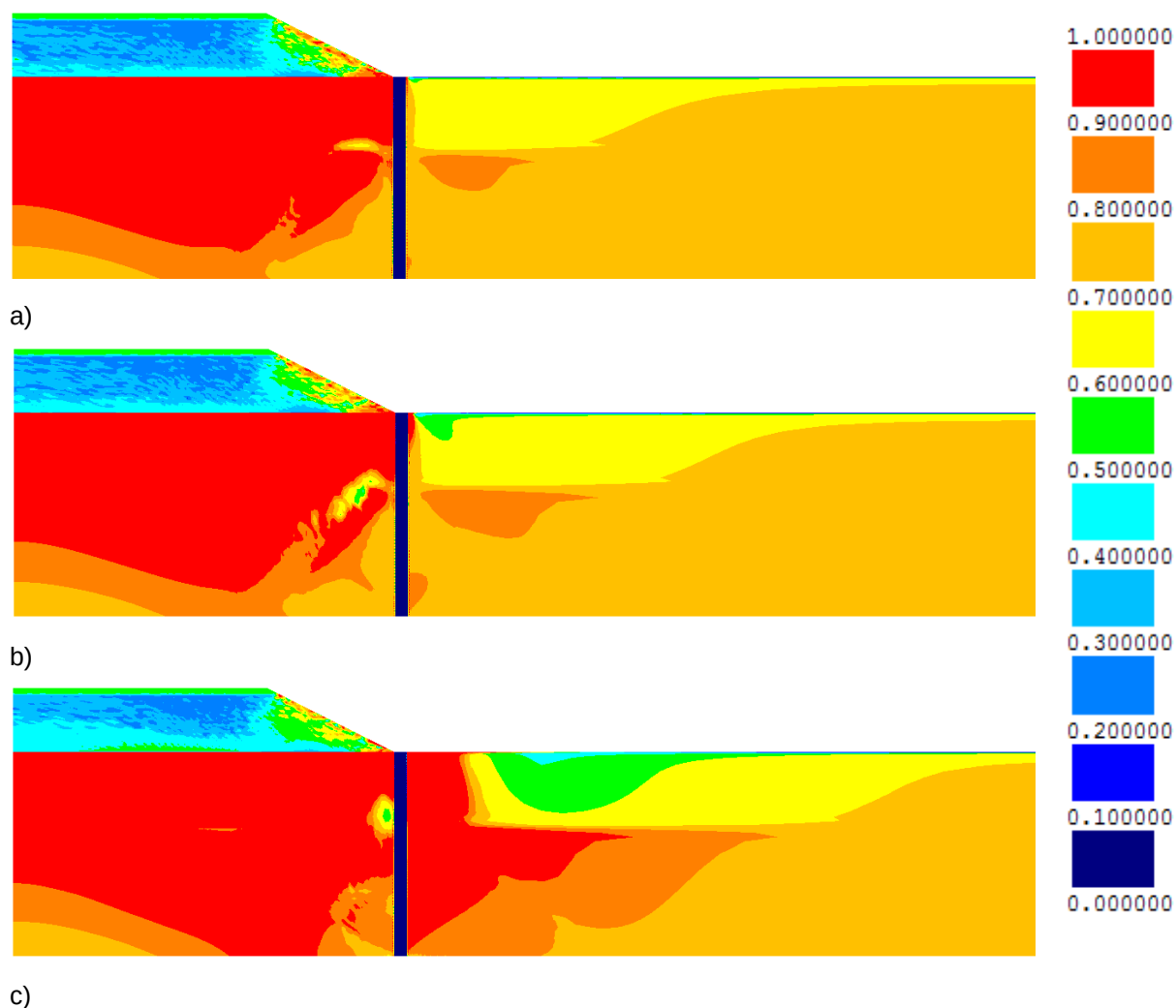


Fig. 5.12 – Efeito da alteração da rigidez do cabo na distribuição dos níveis de tensão no final da construção: a) A10; b) A5; c) A0

O maior confinamento lateral proporcionado pelo cabo (casos A10 e A5) conduz no período de carga, a tensões de desvio menos expressivas, levando a estados de tensão mais distantes da LEC. A semelhança da distribuição dos níveis de tensão, nos casos A10 e A5, prende-se com o facto de nestes casos a diferença dos deslocamentos horizontais verificados não ser tão expressiva como entre os casos A10 e A0, traduzindo distorções idênticas na fundação, logo tensões de desvio semelhantes.

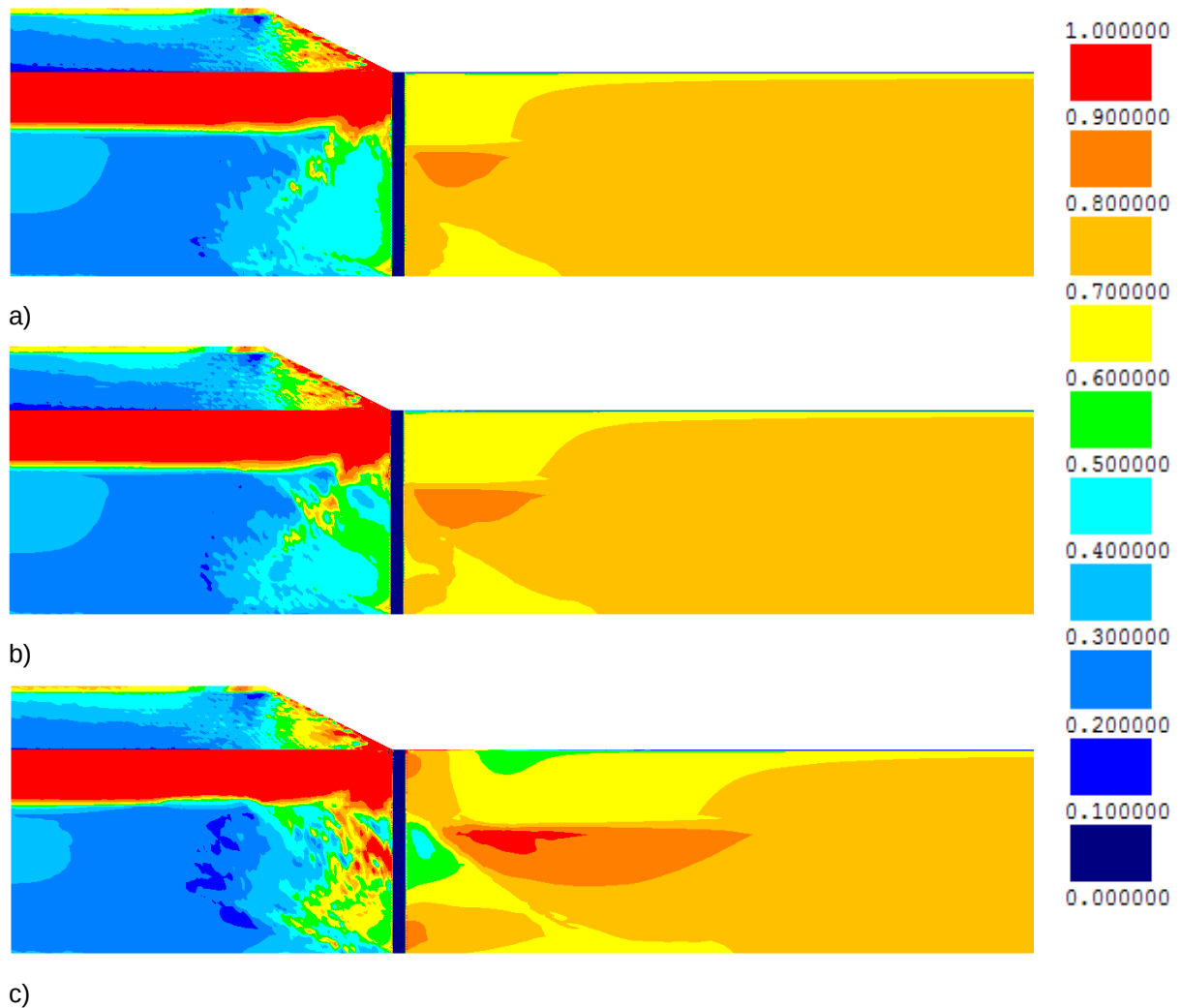


Fig. 5.13 – Efeito da alteração da rigidez do cabo nos níveis de tensão no final da consolidação: a) A10; b) A5; c) A0

5.2.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após o estudo da influência da rigidez do cabo no que diz respeito ao estado de tensão do maciço, assim como aos deslocamentos horizontais e verticais, passa-se a estudar o efeito do mesmo parâmetro nos esforços nos elementos estruturais.

Para os diferentes casos em apreço, começou-se por analisar as pressões de terras exercidas sobre a parede. Assim, da análise dos resultados apresentados na Fig. 5.14, destaca-se o seguinte:

- A rigidez do cabo não tem um papel relevante no perfil das pressões de terras exercidas sobre a parede;
- A inexistência do cabo influencia, no final da execução do aterro, as pressões de ambos os lados da parede, pois sendo os deslocamentos horizontais maiores (Fig. 5.2), as pressões tendem a ser menores do lado esquerdo da parede e maiores do lado direito;
- A longo prazo, a distribuição das pressões de terras, tende a ser idêntica nos três casos;
- A longo prazo, verifica-se, para todos os casos estudados, o *efeito de arco* na camada sobre-consolidada, analisado no capítulo anterior.

Em consequência direta dos comentários tecidos em relação à Fig. 5.14 são, naturalmente, previsíveis alterações dos esforços na cortina de estacas pranchas (Fig. 5.15). Da análise comparativa dos resultados podem-se retirar as seguintes conclusões:

- O diagrama de momentos fletores, tanto no final da construção como no final da consolidação, não é expressivamente influenciado pela variação considerada da rigidez do cabo;
- O cabo influencia expressivamente a grandeza dos momentos fletores, pois a sua inexistência tem como consequência o aumento do valor do momento fletor máximo negativo (encastramento) para aproximadamente o dobro.

De salientar que, face à variação significativa do momento máximo negativo, para o caso A0, será necessário aumentar a classe de resistência do aço, adotando-se para isso um aço Fe 510, de forma a garantir-se a segurança à rotura da parede.

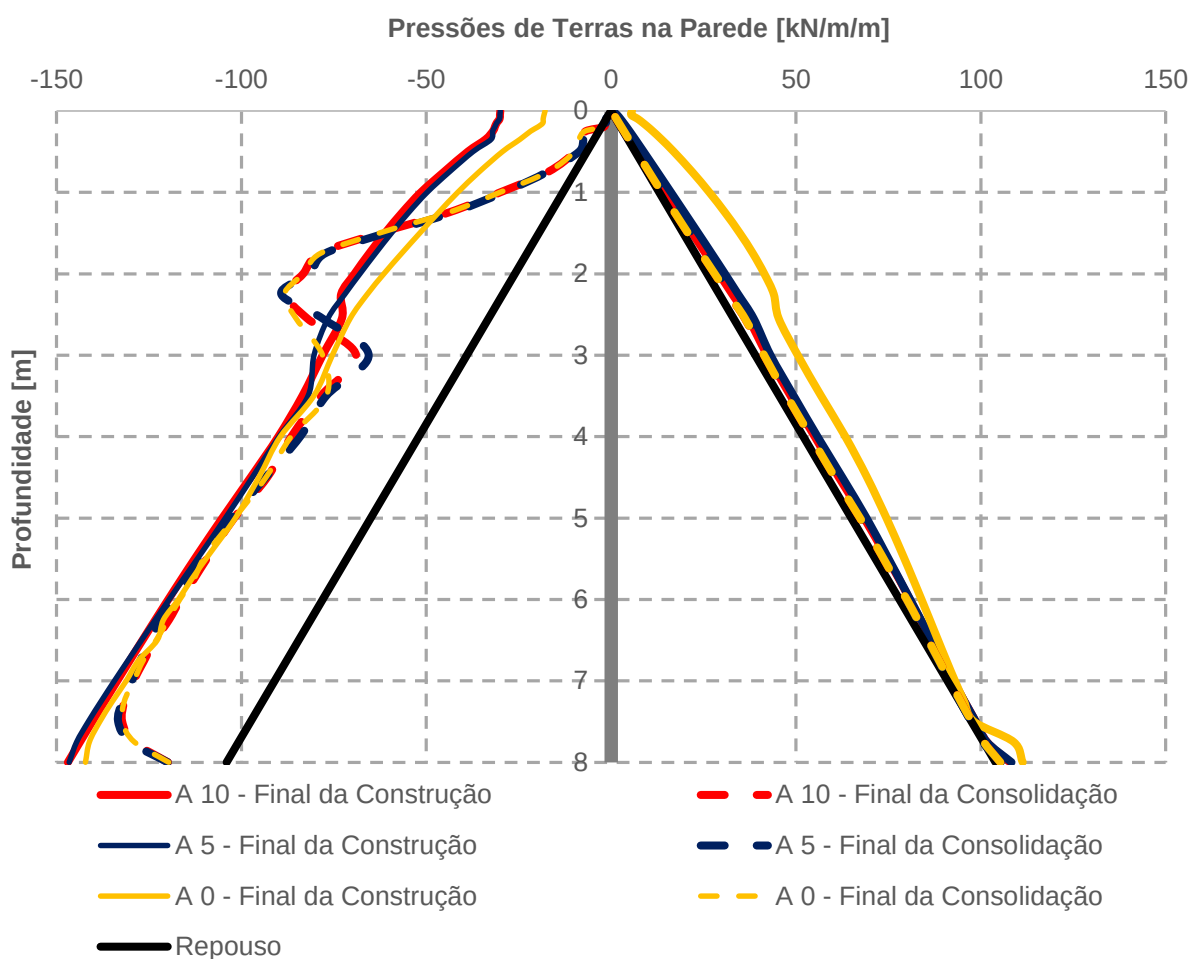


Fig. 5.14 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais), sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação

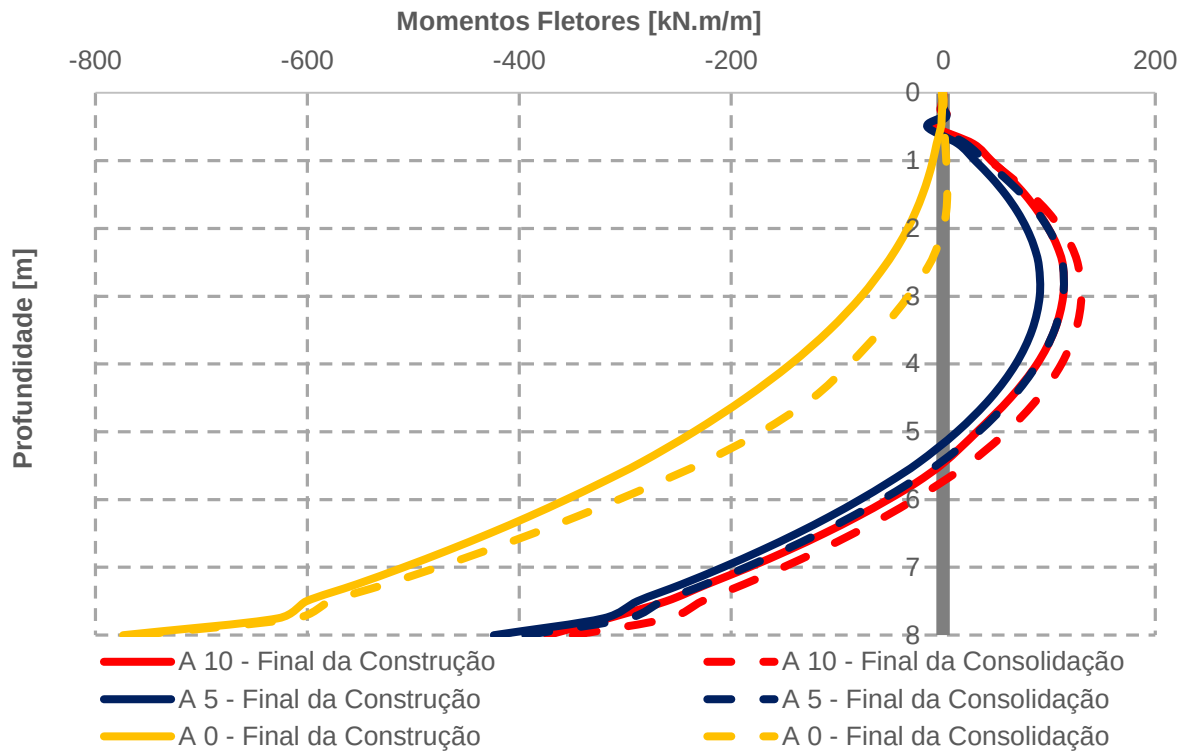


Fig. 5.15 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, nos diagramas de momentos fletores na parede, no final da construção e no final da consolidação

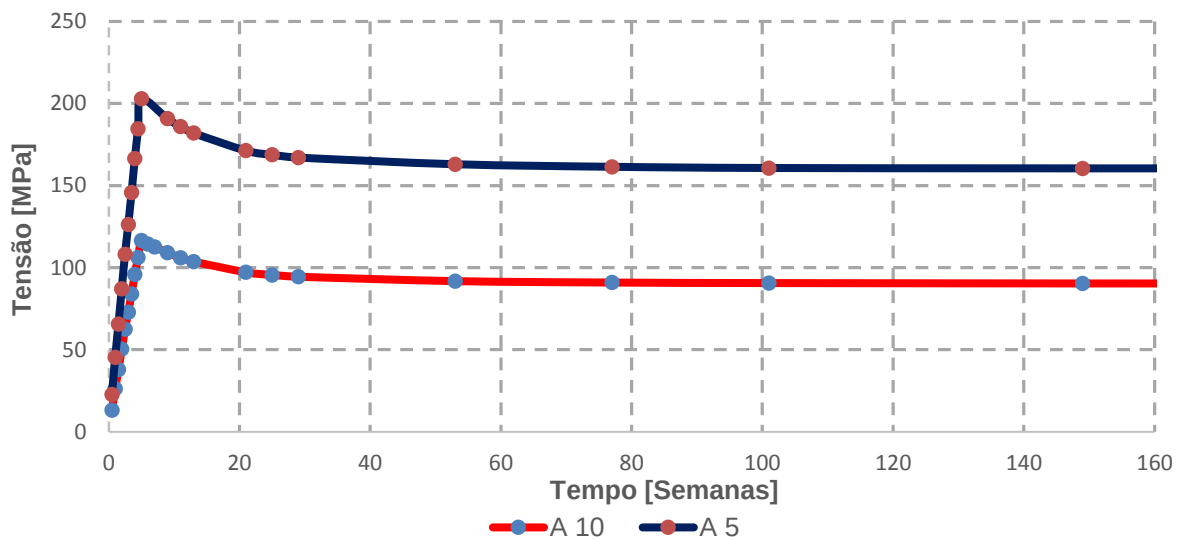


Fig. 5.16 – Efeito da alteração da rigidez do cabo, na evolução dos esforços de tração no cabo ao longo do tempo

Na Fig. 5.16 está ilustrada a influencia da rigidez do cabo na evolução da tensão de tração no mesmo, durante e após a construção do aterro.

Da análise da Fig. 5.16, destaca-se que a rigidez do cabo:

- Não influencia fortemente a grandeza da força axial de tração mobilizada neste elemento estrutural, pois apesar da tensão no cabo no caso A5 ser aproximadamente o dobro da do caso A10, a área é metade;
- A tensão no cabo no caso A5 não é o dobro da do A10, pois sendo no primeiro caso os deslocamentos horizontais maiores, a diferença das pressões de terras do lado esquerdo e do lado direito da parede (ação sobre a parede) tendem a ser menores, como se constata na Fig. 5.14;
- A longo prazo os esforços no cabo tendem a ser exatamente iguais para os dois casos em estudo, pois os diagramas de pressões de terras também o são.

Por fim, sendo para o caso A5 a tensão máxima no cabo de 205 MPa, adotando um aço Fe 510 verifica-se a segurança à rotura, adotando-se assim o que foi referido na introdução desta análise paramétrica.

5.3. INFLUÊNCIA DO CABO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A importância do cabo, verificada na análise paramétrica anterior, levou a que se efetuasse um outro estudo paramétrico, para verificar a influência deste elemento estrutural, em soluções com paredes de elevada rigidez. Na perspetiva do projetista, este é, de facto, um aspeto relevante, pois cabe-lhe tomar opções de projeto que diminuam tanto quanto possível o custo da obra. Assim, dependendo das condicionantes de projeto, poderá fazer sentido não se colocar este órgão que faz a ligação entre as paredes.

Com o objetivo de analisar esta questão, consideraram-se quatro casos, sendo dois o problema base com e sem cabo, e os outros dois uma parede moldada com 0,80 m de espessura, com rigidez cinco vezes superior à do problema base, com e sem cabo. As características da parede que serviu como base de comparação à utilizada no problema base encontram-se no quadro seguinte.

Quadro 5.2 – Alteração da rigidez da parede

Tipo de parede	Módulo de elasticidade, E (GPa)	Momento de inércia, I (cm ⁴ /m)	Rigidez à flexão, EI (kN.m)
Estaca Prancha PU 32	206	72320	148979
Parede Moldada (0,80 m de espessura)	18	4266666	768000

Para facilitar a exposição dos resultados, os quatro casos de estudo foram identificados da seguinte forma:

- PU 32 10 – Problema base;
- PU 32 0 – Problema base sem cabo;
- PM 10 – Parede moldada com cabo igual ao problema base;
- PM 0 – Parede moldada sem cabo.

Sendo esta análise paramétrica uma variante da anterior apenas se consideraram resultados referentes aos deslocamentos (horizontais e verticais), assim como aos esforços nas paredes.

5.3.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como se constatará a seguir, o cabo, de facto, tem um papel fundamental no funcionamento da construção. No entanto, este parâmetro perde influência no comportamento da obra, à medida que a rigidez da parede aumenta.

Assim, da análise comparativa dos diferentes casos estudados (Figuras 5.17 a 5.20), destaca-se que o cabo:

- Determina claramente a redução dos deslocamentos horizontais, para o caso da parede menos rígida, sendo este efeito menos expressivo na parede de maior rigidez (note-se que enquanto que no caso da parede de estacas pranchas o cabo determina a redução dos deslocamentos horizontais em cerca de 90 %, já no caso da parede moldada apenas reduz o deslocamento máximo horizontal em 65 %) (Fig. 5.17);
- A longo prazo, não influencia expressivamente os assentamentos na base do aterro (Fig. 5.18);
- Tem uma certa influência na redução dos assentamentos verificados no final da construção na base do aterro, para o caso da parede de estacas pranchas (Fig. 5.18);
- Não influencia muito significativamente os levantamentos nas zonas laterais ao aterro, para o caso da parede moldada (Fig. 5.19);
- Reduz consideravelmente os levantamentos verificados à superfície no final da construção, no caso da parede de estacas pranchas (Fig. 5.19).

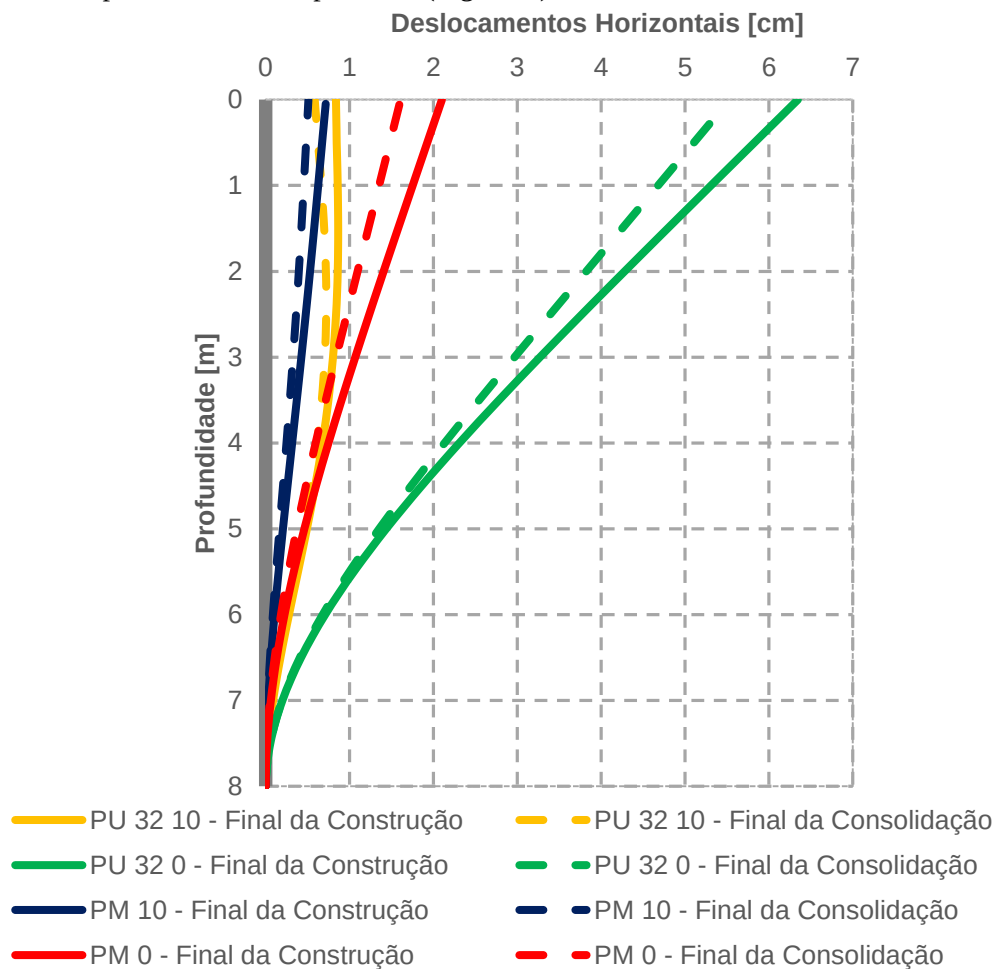


Fig. 5.17 – Efeito do cabo nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação

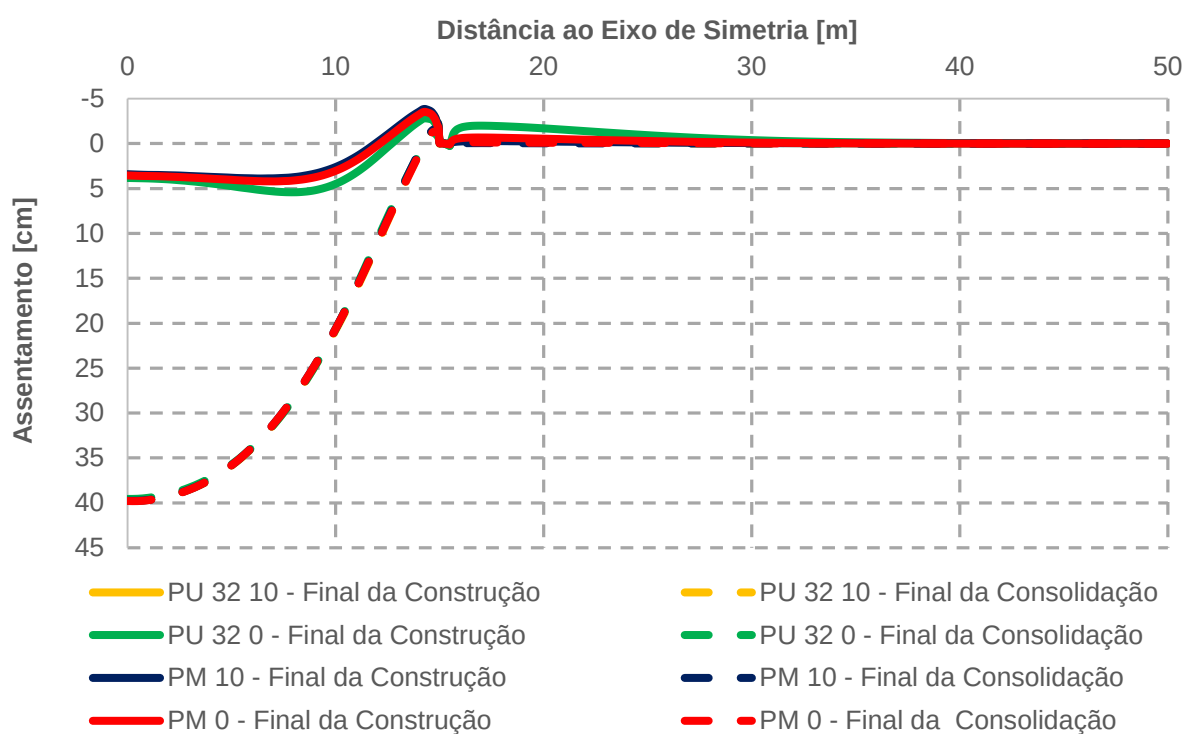


Fig. 5.18 – Efeito do cabo nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação

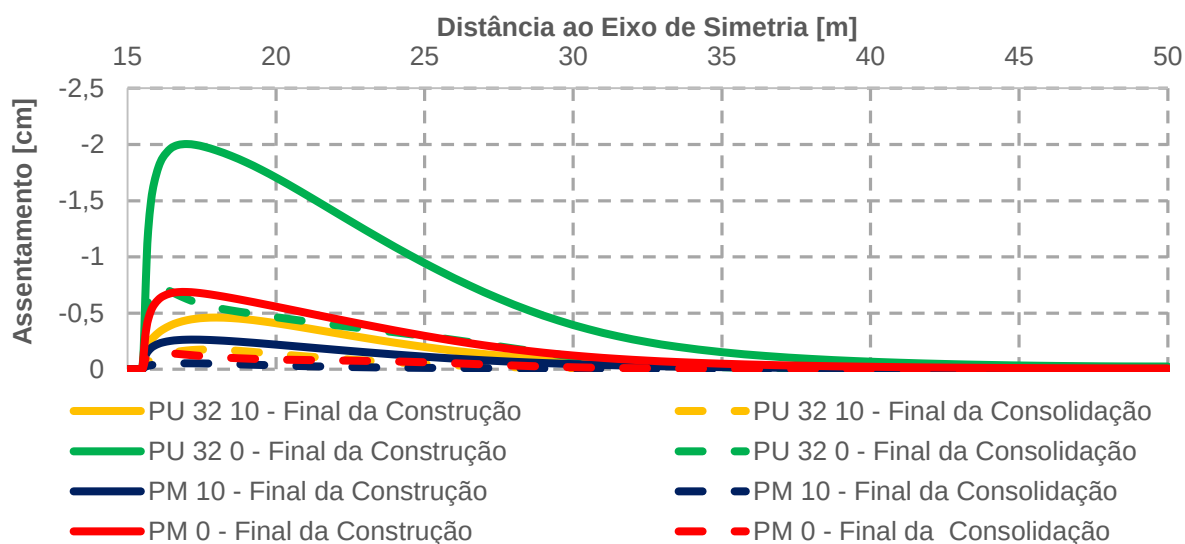


Fig. 5.19 – Efeito do cabo nos levantamentos à superfície, no final da construção e no final da consolidação

De um modo geral, conclui-se que para casos de paredes de contenção pouco flexíveis, pode deixar de se justificar a colocação do cabo, pois a partir de certos níveis de rigidez os deslocamentos passam a ser de ordem de grandeza semelhante para as soluções com e sem cabo.

Contudo, uma das vantagens da colocação do cabo, por motivos que se entendem, é também a diminuição dos esforços máximos na cortina (Fig. 5.20), podendo-se assim, por exemplo, reduzir a armadura

a colocar nas soluções de paredes moldadas. Posto isto, cabe ao projetista optar pela solução que leve a um melhor compromisso entre o custo e o benefício.

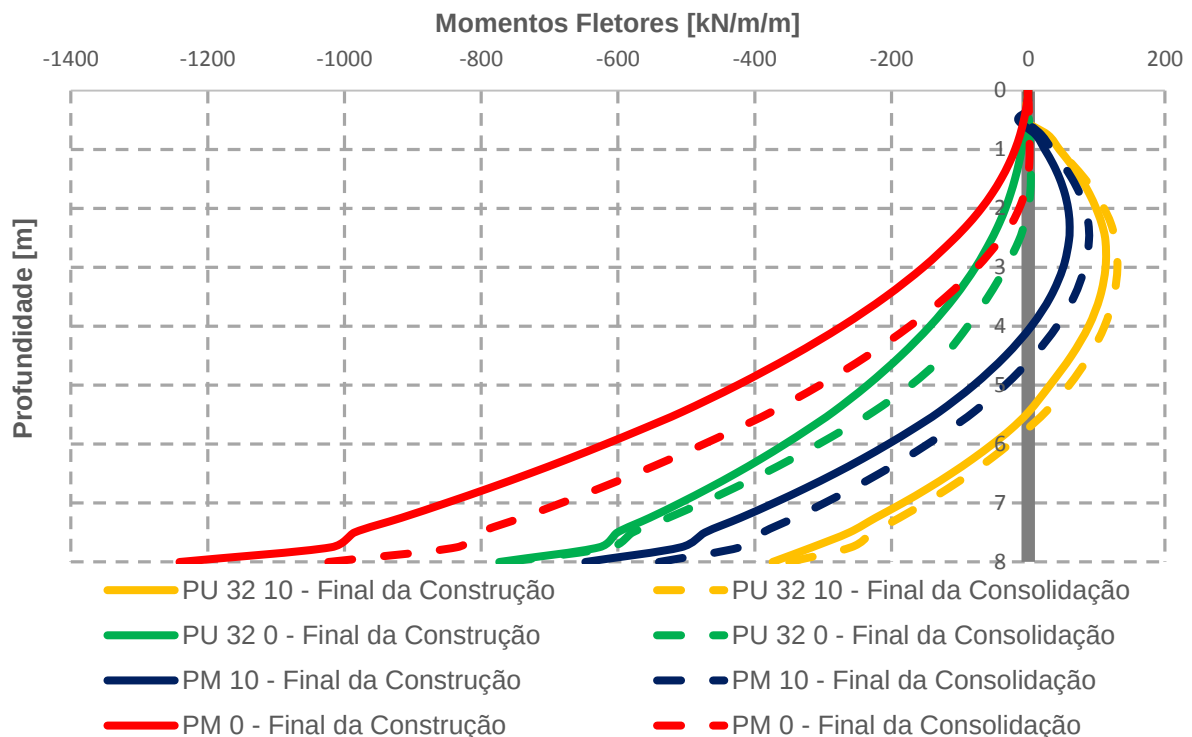


Fig. 5.20 – Efeito do cabo, nos diagramas de momentos fletores na parede, no final da construção e no final da consolidação

5.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE CONTENÇÃO

5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A investigação da influência da rigidez da parede no comportamento global do aterro é, de facto, um dos principais objetivos deste estudo paramétrico. Assim, se se atender que atualmente, com o desenvolvimento das técnicas construtivas, a parede de contenção deste tipo de estrutura poderá ser de natureza variável (aço, betão armado), justifica-se uma análise cuidada dos efeitos provocados pela variação desta propriedade.

Para se proceder a este estudo, optou-se por confrontar os resultados de dois casos com o próprio problema base, em que apenas se alterou as propriedades da parede (rigidez à flexão), isto é, num caso reduziu-se a rigidez tanto quanto o possível, de modo a continuar garantir-se a segurança à rotura, passando a rigidez à flexão a ser cerca de metade daquela que foi considerada no problema base; no outro adotou-se o contrário, isto é aumentou-se a rigidez, cerca de cinco vezes mais em relação ao estudo de referência. No Quadro 5.3 representam-se as propriedades mecânicas para os diversos tipos de parede estudados.

Quadro 5.3 – Propriedades mecânicas para os diversos tipos de parede estudados

Tipo de parede	Módulo de elasticidade, E (GPa)	Momento de inércia, I (cm ⁴ /m)	Rigidez à flexão, EI (kN.m)
Estaca Prancha PU 32	206	72320	148979
Estaca Prancha PU 18	206	38650	79619
Parede Moldada (0,80 m de espessura)	180	4266666	768000

5.4.2. DESLOCAMENTOS

Para os diferentes casos analisados, representam-se na Fig 5.21 os valores dos deslocamentos horizontais da parede (final da construção e final da consolidação), na Fig. 5.22 os deslocamentos verticais (final da construção e final da consolidação) e na Fig. 5.23 uma representação mais minuciosa dos levantamentos verificados à superfície (final da construção e final da consolidação).

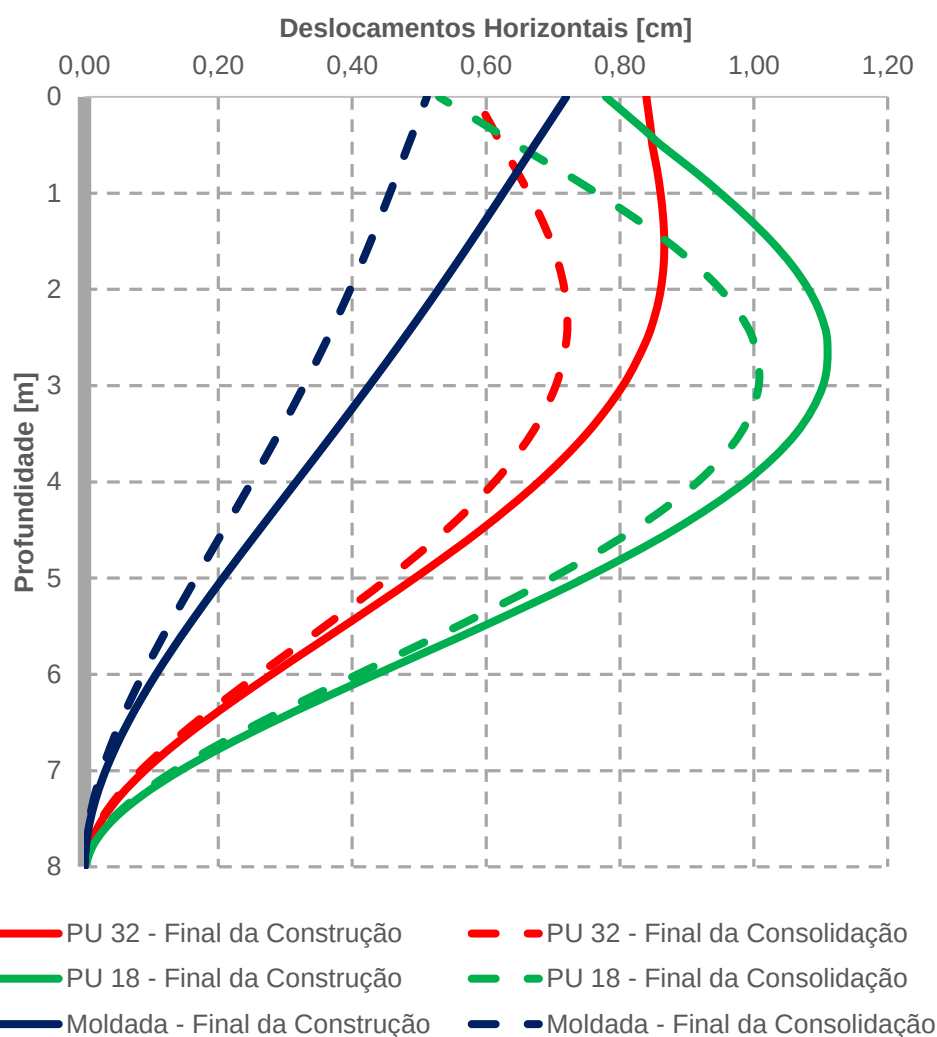


Fig. 5.21 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação

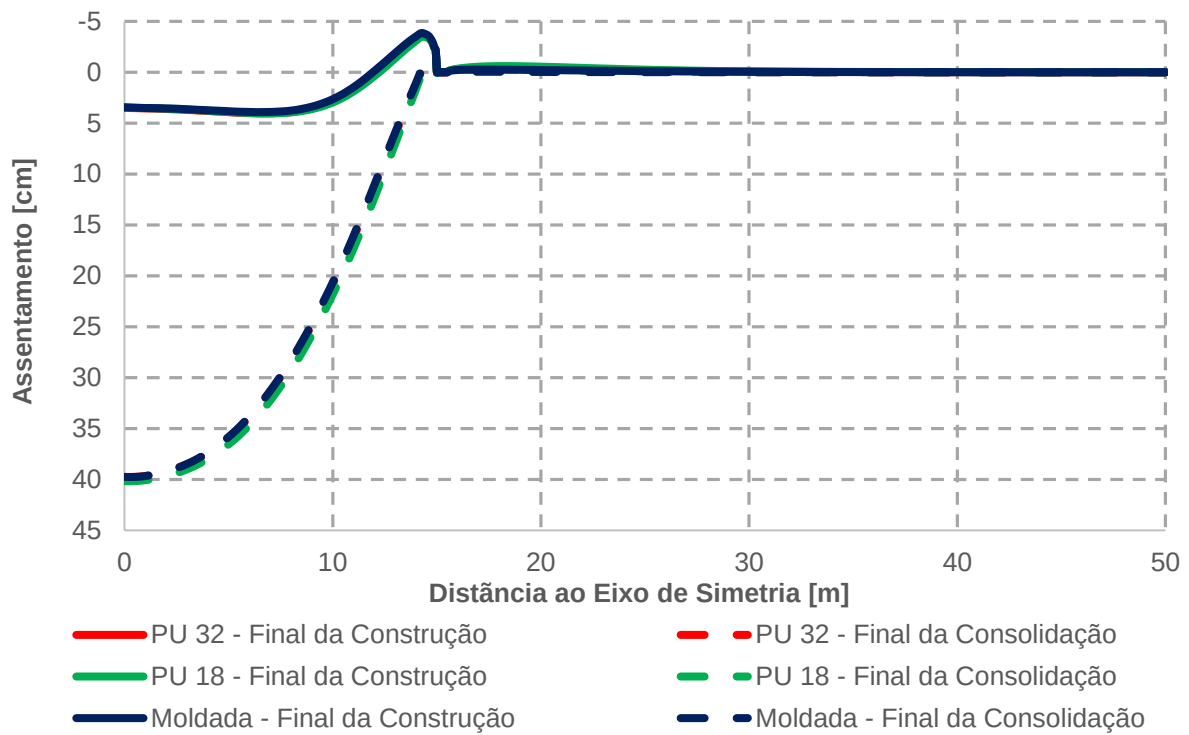


Fig. 5.22 – Efeito da alteração da rigidez da parede nos deslocamentos verticais à superfície, no final da construção e no final da consolidação

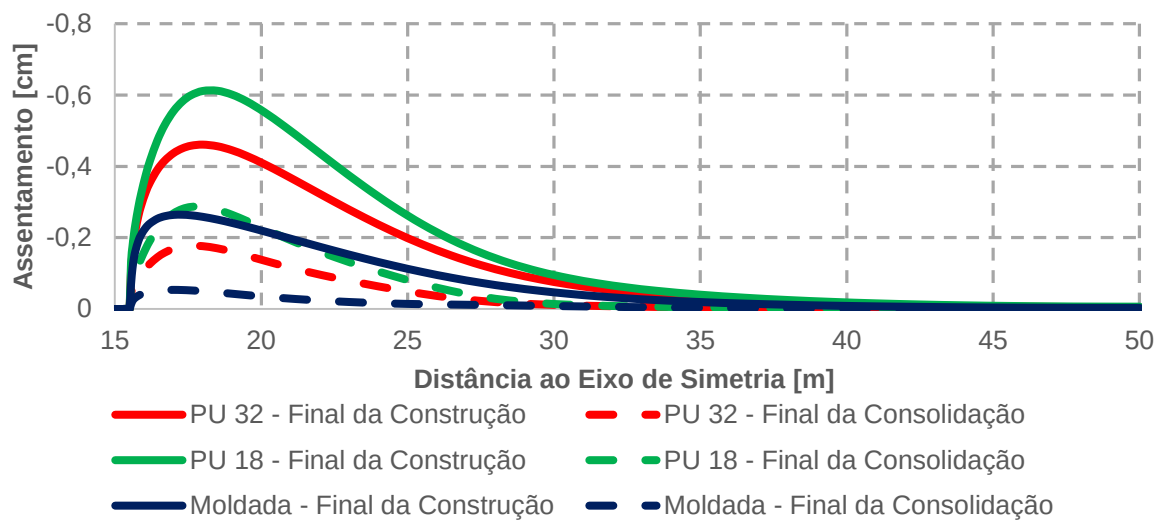


Fig. 5.23 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos levantamentos verificados à superfície, no final da construção e no final da consolidação

Da análise comparativa dos diferentes casos analisados, constata-se que, com o aumento da rigidez da parede de contenção, diminuem os deslocamentos horizontais. Note-se, no entanto, que, comparando com a grandeza dos deslocamentos que se obtinham para o caso do aterro sem parede (20 cm), pode-se concluir que este parâmetro não tem um efeito significativo na ordem de grandeza dos deslocamentos

horizontais. No entanto, é conveniente deixar claro que considerar que a grandeza dos deslocamentos é ou não tolerável depende sempre das limitações impostas em projeto.

Da observação dos resultados referentes aos deslocamentos verticais (Fig. 5.22 e Fig. 5.23), sobressai claramente, que, de uma maneira geral, as variações dos resultados são relativamente pouco expressivas, tanto a curto como a longo prazo. Note-se que, apesar da parede moldada apresentar uma rigidez à flexão aproximadamente dez vezes superior à exibida pela parede de estacas prancha PU 18, a diferença entre os levantamentos máximos verificados para cada um dos casos é de apenas 4 mm.

Por fim, com base nestes resultados, dada a larga ordem de grandeza de rigidezes analisadas, não se pressupõe, quando a parede é apoiada superiormente em cabos metálicos, que este parâmetro tenha um papel relevante no comportamento da obra. Assim, conclui-se que com paredes pouco rígidas, se podem obter resultados aceitáveis.

5.4.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

Tendo em conta os aspetos referidos acerca dos deslocamentos, é de prever que não se notem variações significativas nas distribuições das variáveis que têm vindo a ser analisadas referentes ao estado de tensão. Assim sendo, para não tornar a exposição dos resultados demasiado monótona, apenas se apresentam as distribuições dos excessos de pressão neutra (final da construção), assim como as distribuições dos níveis de tensão (final da construção e final da consolidação), para os diferentes casos analisados.

Analisando os resultados das distribuições dos excessos de pressão neutra (Fig. 5.24) e dos níveis de tensão (Fig. 5.25 e Fig. 5.26), conclui-se que a grandeza da rigidez à flexão da parede:

- Tem apenas uma pequena influência na redução dos excessos de pressão neutra gerados no solo argiloso, à direita da parede;
- Influi, embora pouco expressivamente, na distribuição dos níveis de tensão no maciço de fundação (final da construção), à direita da parede;
- Tem um pequeno efeito na diminuição dos níveis de tensão verificados no final da consolidação, à direita da parede.

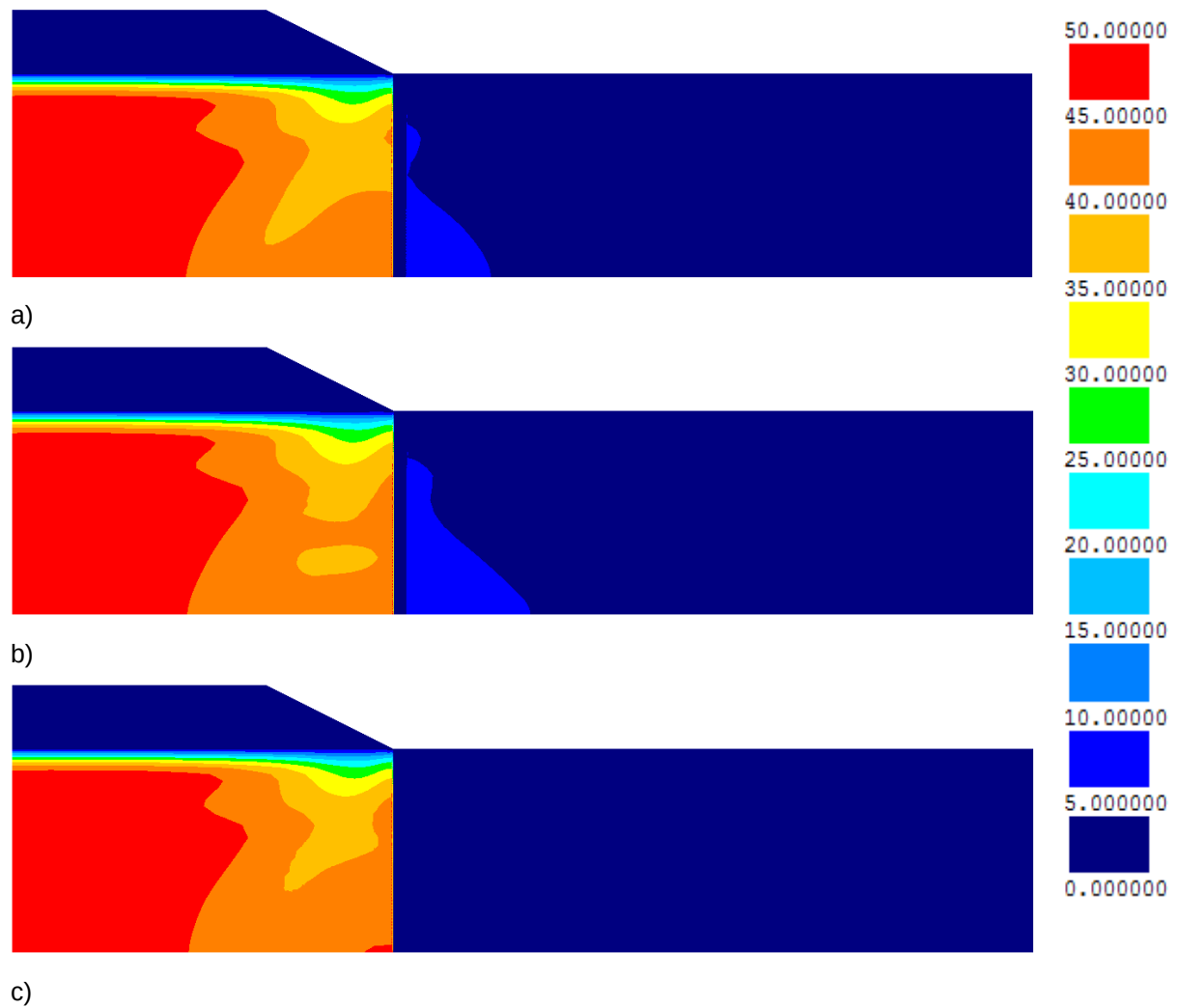


Fig. 5.24 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada

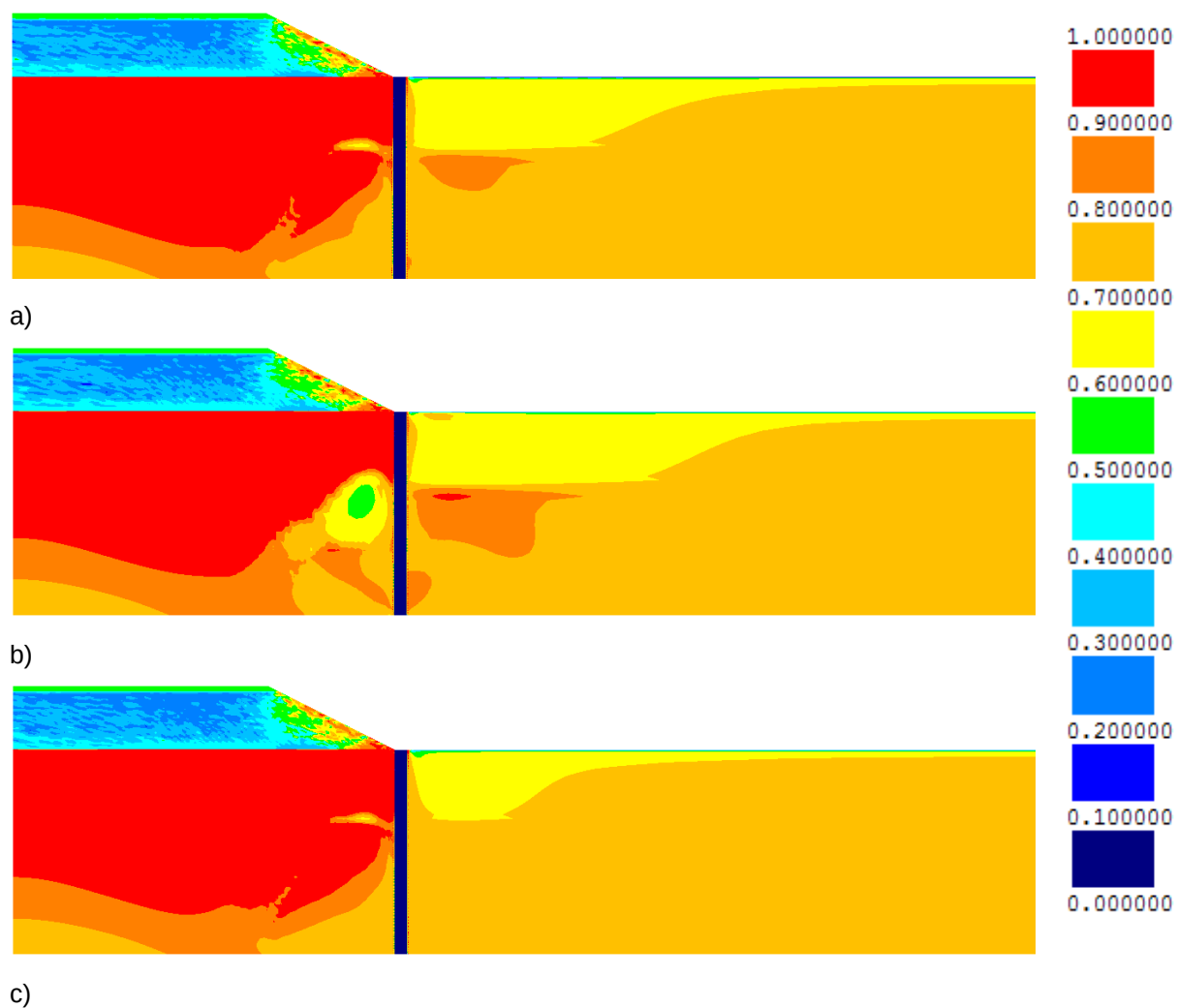


Fig. 5.25 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da construção: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada

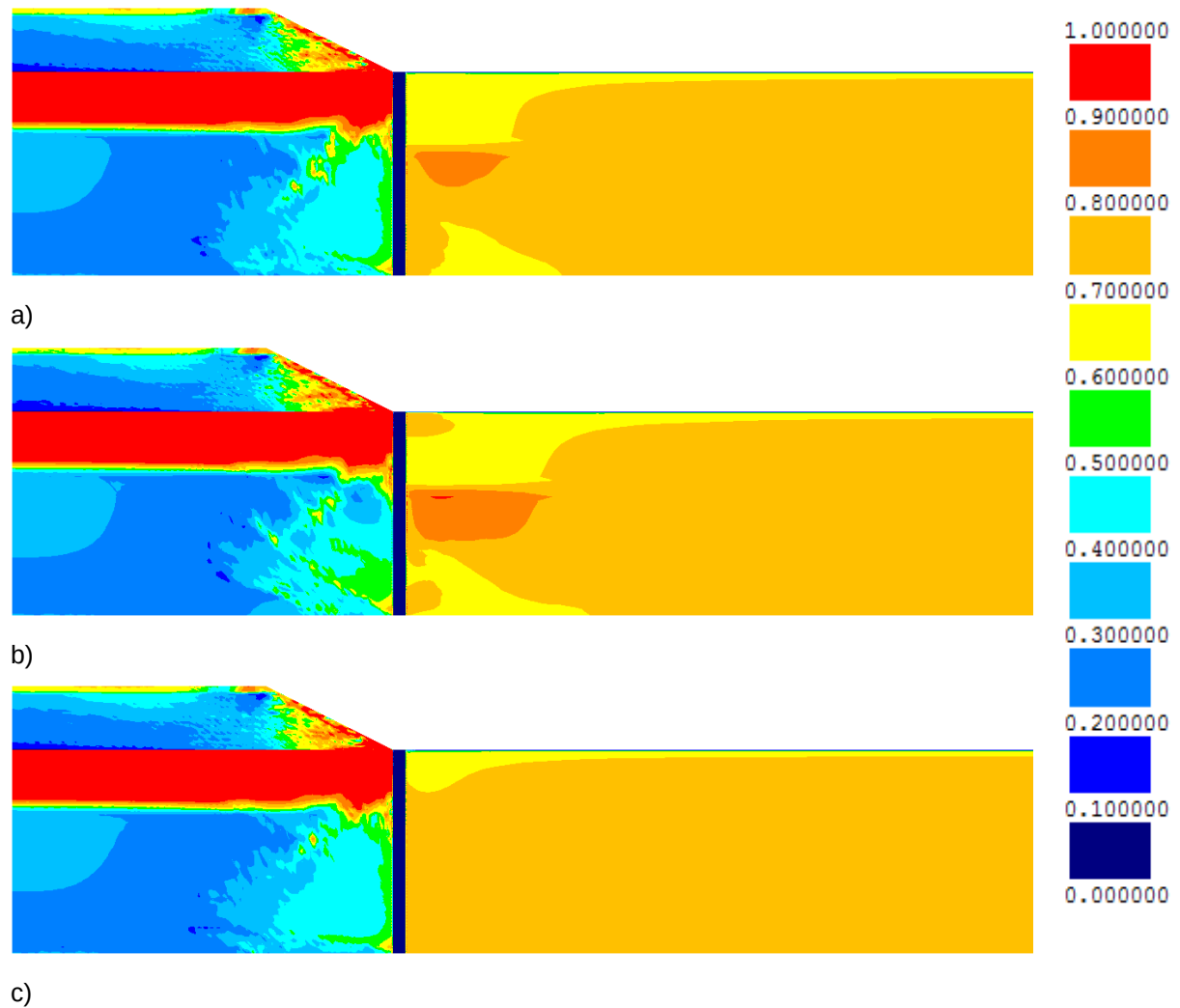


Fig. 5.26 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da consolidação: a) PU 32; b) PU 18; c) parede moldada

5.4.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Da análise das figuras 3.27 a 3.29 ressalta que:

- Diminuindo a rigidez da parede, diminuem as pressões de terras sobre a face esquerda da mesma e aumentam (embora mais ligeiramente) as pressões sobre a face direita;
- Este facto tem influência nos momentos fletores máximos da parede (momentos de encastramento no estrato rígido), os quais aumentam com a rigidez da parede, e na tensão de tração no cabo, que, contrariamente, diminui à medida que a rigidez da parede aumenta.

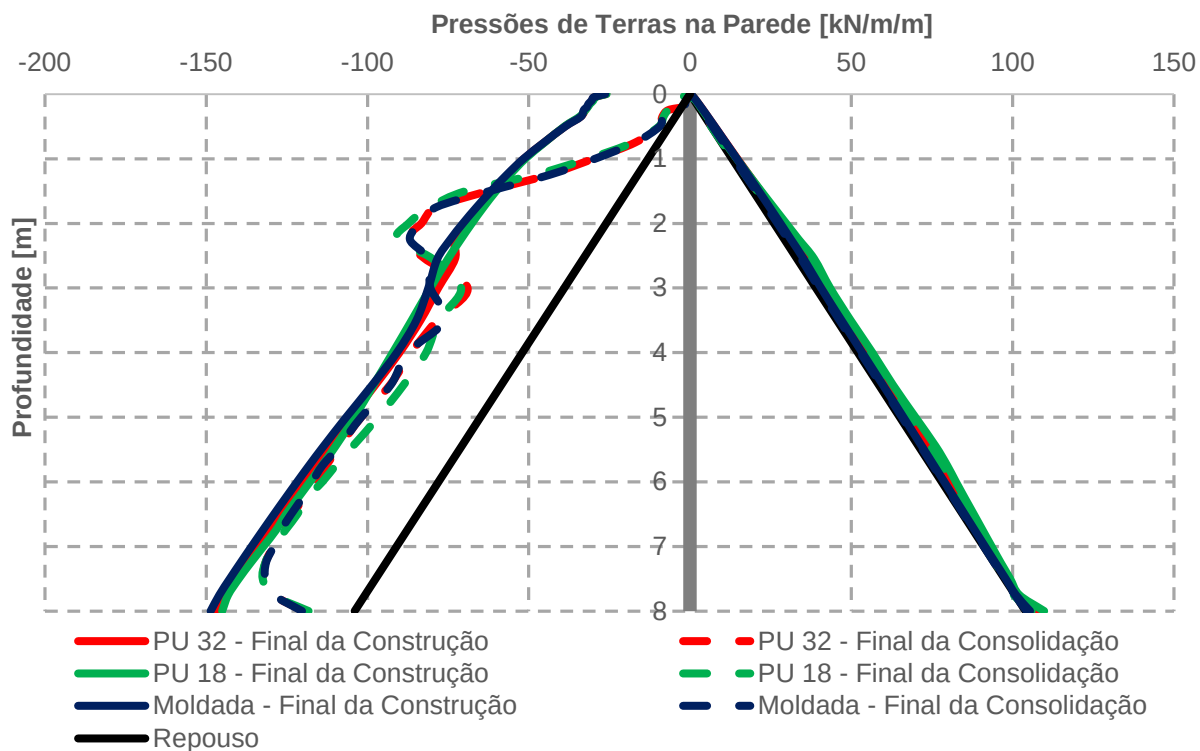


Fig. 5.27 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de pressões de terras (tensões horizontais totais), sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação

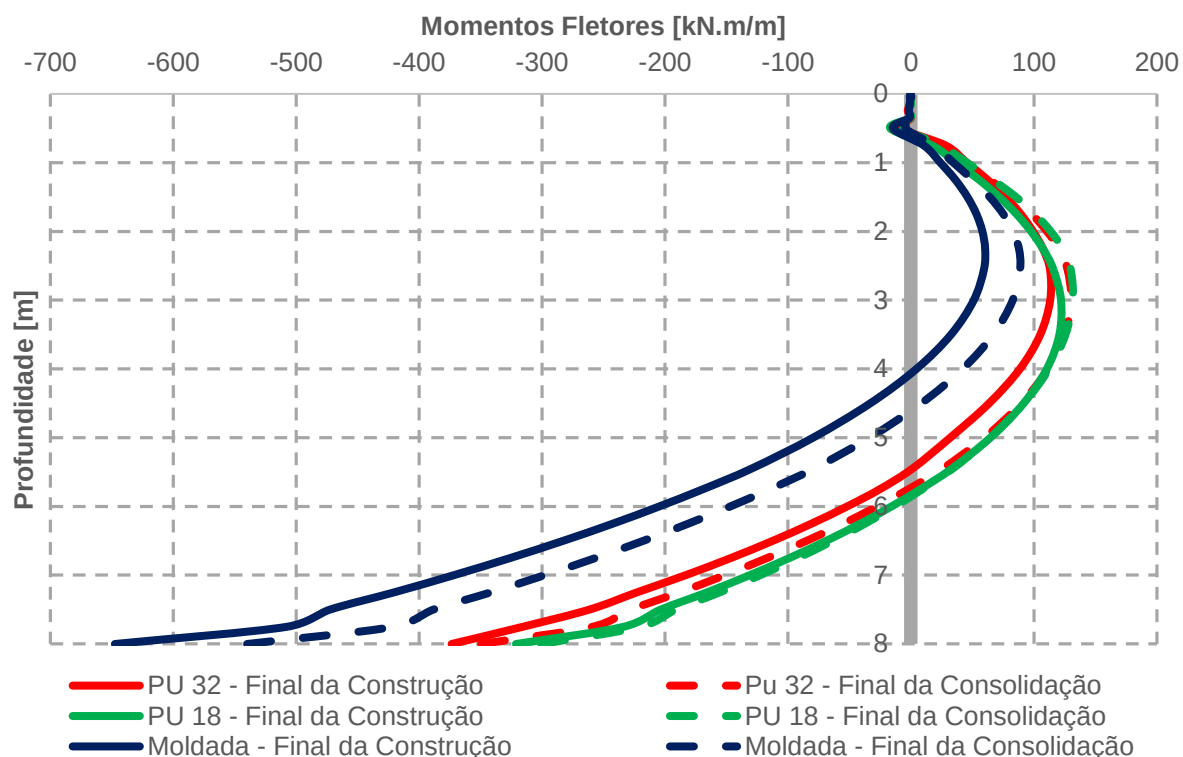


Fig. 5.28 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de momentos fletores, no final da construção e no final da consolidação

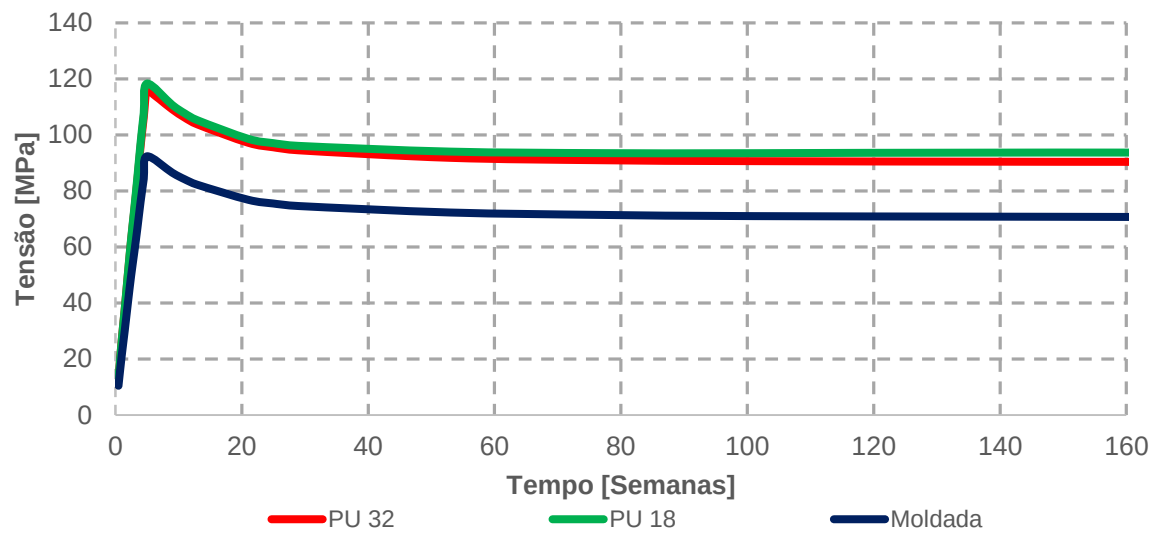


Fig. 5.29 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na evolução dos esforços de tração no cabo ao longo do tempo

6

MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL CONSIDERANDO A SOLUÇÃO CONJUNTA DE PAREDES DE CON- TENÇÃO LATERAL E GEODRENOS VERTICAIS

6.1. INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores concluiu-se que a solução de execução de paredes de contenção lateral é eficaz no que toca à minimização dos deslocamentos no maciço de fundação nas zonas laterais ao aterro, tanto horizontais como verticais, resultantes da construção do aterro, garantindo também a estabilidade global da obra. Contudo, mesmo com a implementação da solução estudada, sendo os solos moles caracterizados por apresentarem elevada deformabilidade e baixa permeabilidade, os assentamentos resultantes da aplicação da carga do aterro continuam a ser de elevada grandeza e diferidos no tempo. Assim sendo, em obras em que se pretende também minimizar este efeito de diferimento no tempo dos assentamentos na zona carregada, torna-se fundamental recorrer a processos que permitam acelerar a consolidação, logo os assentamentos, reduzindo o tempo necessário para que se dissipe a maior parte dos excessos de pressão neutra resultantes da execução do aterro. O processo atualmente mais utilizado, quando o objetivo é acelerar a consolidação, consiste na introdução no maciço a consolidar de drenos verticais.

Posto isto, neste capítulo pretende-se analisar, durante e após a construção, o comportamento de um aterro sobre solos moles, considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral conjugada com a inclusão de geodrenos verticais no maciço de fundação, através de uma análise tridimensional pelo método dos elementos finitos. Para isso, utilizou-se o programa de cálculo automático RECRIB3D, desenvolvido por José Leitão Borges em 2001 (Borges, 2003, 2004), o qual corresponde à versão para análises tridimensionais do mesmo programa utilizado nos capítulos anteriores em análises bidimensionais (Borges, 1995). Sempre que possível serão postos em evidência os aspetos tridimensionais destas obras, comparando os resultados do aterro utilizando drenos verticais com os resultados da análise bidimensional (não inclusão de geodrenos na argila de fundação).

6.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema consiste na construção contínua de um aterro de 2,5 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de 20 m no topo e 30 m na base, com um desenvolvimento muito grande e com taludes de inclinação $\frac{1}{2}$ (V/H), em 35 dias sobre um solo argiloso mole, considerando a solução de execução

de paredes de contenção lateral, e com a inclusão na argila de fundação de uma malha quadrada de drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) com secção $100 \times 5 \text{ mm}^2$ e espaçamento em planta de 2 m (Fig. 6.2).

A camada de argila que constitui o maciço de fundação apresenta uma possança de 8 m e assenta num maciço rígido e impermeável. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso. A parede de contenção é constituída por betão armado (parede moldada), apresenta uma espessura de 0,80 m e um comprimento superior à espessura da camada de argila, permitindo que a sua extremidade inferior se encontre encastrada no estrato rígido. Note-se que este é um dos problemas estudados nas análises paramétricas (capítulo anterior) em relação à rigidez à flexão da parede, pelo que a apresentação dos resultados referentes ao problema bidimensional (não inclusão de geodrenos) serão os mesmos que os apresentados para esse caso.

Pelas características geométricas da secção transversal da obra, existe simetria relativamente ao plano vertical que passa pelo centro do aterro, pelo que é possível o estudo de apenas metade da secção (Fig. 6.1). Por outro lado, relativamente às características geométricas em planta (Fig. 6.2), existem planos de simetria ortogonais à direção longitudinal, que passam pelo centro dos geodrenos e outros que se encontram equidistantes de duas fiadas de geodrenos, pelo que torna possível a análise de apenas 1 m na direção longitudinal, do domínio em estudo, uma vez que os geodrenos se encontram espaçados de 2 m nesta direção.

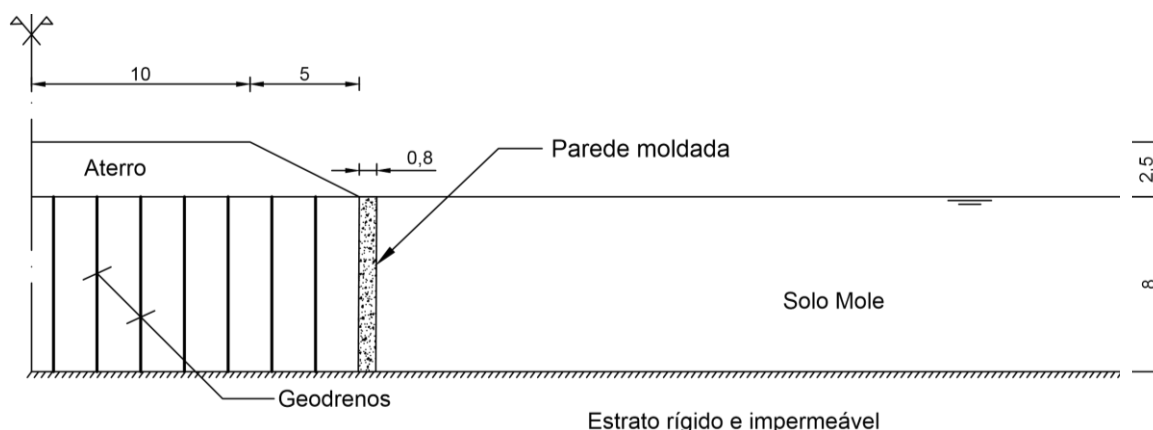


Fig. 6.1 – Secção transversal do problema

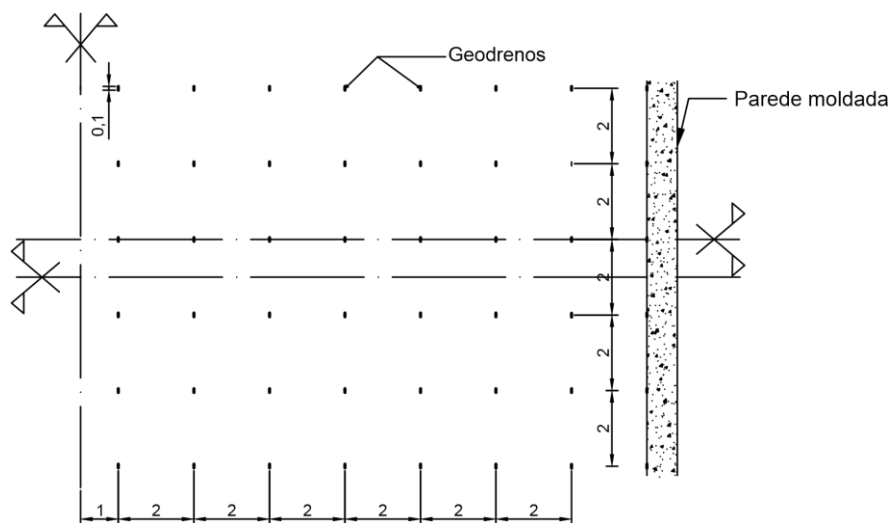


Fig. 6.2 – Representação esquemática da distribuição dos drenos verticais em planta

A Fig. 6.3 ilustra a geometria da obra, representando a malha de elementos finitos, correspondente à análise tridimensional.

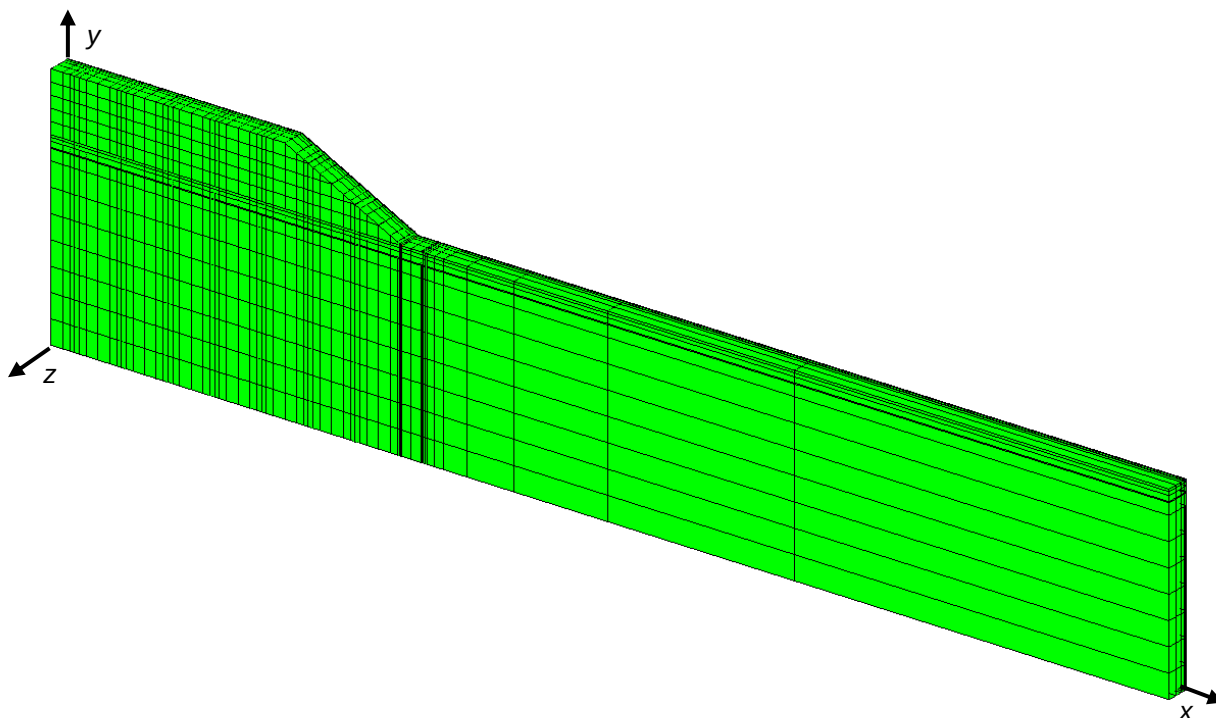


Fig. 6.3 – Malha de elementos finitos tridimensional para o problema com drenos verticais

Em termos de condições de fronteira, atendendo a que a partir de uma certa distância do aterro os deslocamentos horizontais do maciço podem já ser considerados nulos, os movimentos na direção x foram impedidos em todos os pontos localizados no plano $x=47,8$ m (fronteira lateral). Atendendo às condições de simetria do problema consideraram-se ainda como nulos os seguintes deslocamentos:

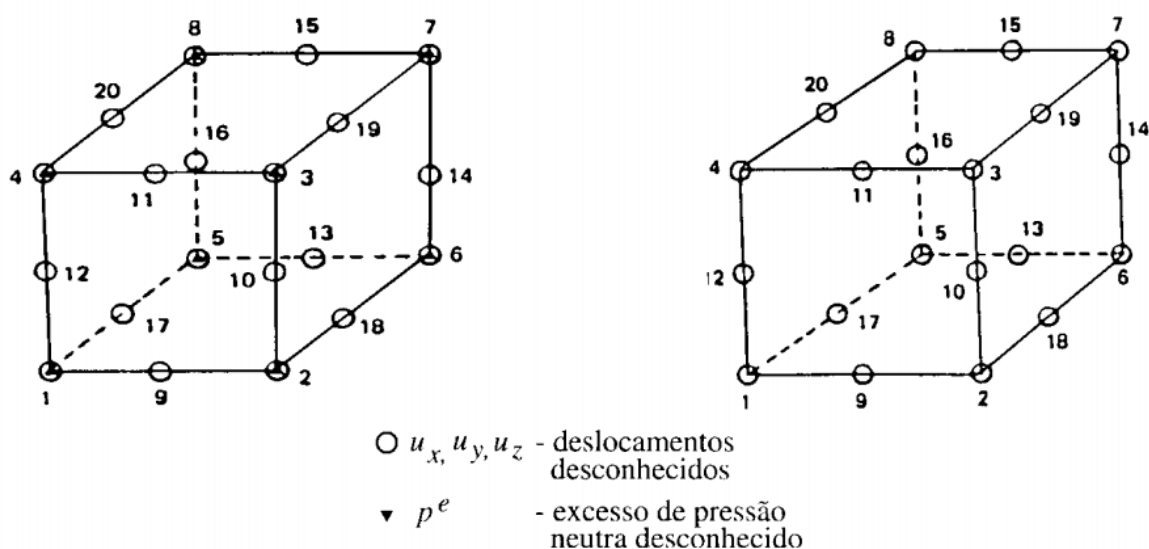
- Plano $x=0$, plano de simetria onde se supõem nulos os deslocamentos na direção x ;
- Planos $z=0$ m (plano vertical correspondente a uma fiada de geodrenos na direção x) e $z=1$ m (plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos na direção x), fronteiras laterais onde se consideram nulos os deslocamentos na direção z .

Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido, admitido como indeformável, na fronteira inferior, plano $y=0$, foram considerados como nulos os deslocamentos nas três direções, x , y e z neste plano.

No que concerne às condições de fronteira hidráulicas, sendo a superfície do terreno natural uma superfície de drenagem do problema, fixaram-se iguais a zero os excessos de pressão neutra nos nós pertencentes ao plano $y=8$ m. No que diz respeito às condições de fronteira resultantes da inclusão dos geodrenos verticais, fixaram-se como nulos os excessos de pressão neutra nos nós pertencentes aos seguintes planos: $x=1$ m, $x=3$ m, $x=5$ m, $x=7$ m, $x=9$ m, $x=11$ m, $x=13$ m e $x=15$ m, com y variando entre 0 e 8 m e z variando entre 0 e 0,05m, já que se considerou que o plano de simetria $z=0$ passa pelo centro dos geodrenos e que estes foram colocados paralelamente ao eixo z . Sendo a espessura dos geodrenos reduzida, desprezou-se esta dimensão na simulação tridimensional do problema. Definiu-se, portanto, uma malha de oito geodrenos na direção x espaçados de 2 m.

Quanto à dimensão dos elementos da malha, sendo o tempo de processamento das análises tridimensionais elevado, procurou-se estabelecer um compromisso entre o tempo de processamento do programa de cálculo e o refinamento da malha, procurando que os elementos finitos tomassem dimensões mais reduzidas nas zonas onde os gradientes de tensão são maiores (fronteira solo argiloso-aterro, fronteira solo argiloso-parede e fronteira solo argiloso-geodrenos. A malha de elementos finitos usada na discretização do problema é constituída no total por 6120 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- 4176 elementos “cúbicos” (Fig. 6.4a) com 20 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios das arestas), e 8 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices) (análise com consolidação), que constituem o solo de fundação;
- 1800 elementos “cúbicos” (Fig. 6.4b) com somente incógnitas de deslocamentos (sessenta, três por cada ponto nodal) (análise sem consolidação), que constituem o material de aterro;
- 144 elementos “cúbicos” (Fig. 6.4b) com somente incógnitas de deslocamentos (sessenta, três por cada ponto nodal) (análise sem consolidação), que constituem a parede de contenção.



a)

b)

Fig. 6.4 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico: a) 60 incógnitas de deslocamentos e 8 incógnitas de excessos de pressão neutra; b) 60 incógnitas de deslocamentos e zero incógnitas de excessos de pressão neutra (Borges, 2003)

A execução do aterro foi simulada ativando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas do mesmo. A construção do aterro foi dividida em 5 fases, sendo que cada fase corresponde à construção de uma camada de 0,5 m. Cada camada foi construída em 7 dias, perfazendo um tempo total de construção do aterro de 35 dias.

As relações constitutivas do material que constitui o aterro e do solo argiloso, foram simuladas através do modelo de estados críticos p-q- θ (Borges, 1995) cujos parâmetros são os mesmos que os adotados no problema base encontrando-se representados no Quadro 6.1. Para a simulação do comportamento do material constituinte da parede adotou-se um modelo elástico isotrópico, caracterizado pelo módulo de deformabilidade ($E=18$ GPa) (tendo em consideração a fluência característica do betão) e pelo coeficiente de Poisson ($\nu=0,2$).

Quadro 6.1 – Características da argila de fundação e do material de aterro

Solo	λ	k	Γ	$\phi'(^{\circ})$	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,025	0,180	3,050	26	0,250	3,158	16	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Aterro	0,005	0,030	1,800	35	0,300	1,817	20	-	-

O significado de cada parâmetro é o seguinte:

- λ – Declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencial $\ln p - \nu$, sendo p a tensão média efetiva e ν o volume específico ($\nu = 1+e$, em que e é o índice de vazios);
- k – Declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p - \nu$;
- Γ - Volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa;
- ϕ' – Ângulo de atrito em tensões efetivas;
- ν' – Coeficiente de Poisson definido em tensões efetivas;
- N – Volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa;
- γ – Peso volúmico;
- k_x, k_y - Permeabilidades nas direções horizontal e vertical, respetivamente.

No Quadro 6.2 apresenta-se, para a argila de fundação, a variação em profundidade, do coeficiente de impulso em repouso (K_0), e do grau de sobreconsolidação (R_{oc}). Trata-se pois de uma argila sobreconsolidada até à profundidade de 3 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 6.2 – Variação do coeficiente de impulso em repouso e do grau de sobreconsolidação em profundidade

Profundidade (m)	K_0	R_{oc}
0-3	0,9-0,5	-
>3	0,5	1

6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

As figuras Fig. 6.5 e Fig 6.6 mostram a evolução dos excessos de pressão neutra do problema em análise, para a situação com drenos verticais, durante a fase construtiva e após a construção, respetivamente. Mostram-se os resultados quer no plano vertical que passa pelos geodrenos (figuras da esquerda) quer no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da direita). Da análise das referidas figuras podem ser tecidos os seguintes comentários:

- Verifica-se, como seria de esperar, que para o mesmo instante os excessos de pressão neutra, são maiores no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da direita), que no plano vertical que passa nos geodrenos, sendo por isso a consolidação mais rápida no plano representado nas figuras da esquerda (Fig. 6.6);
- Durante a fase construtiva (Fig. 6.5), os valores máximos dos excessos de pressão neutra ocorrem na zona junto ao plano de simetria ($x=0$) em pontos equidistantes de duas fiadas de geodrenos, tomando valores semelhantes aos acréscimos de tensão vertical resultantes da construção do aterro;
- É claramente evidente o carácter tridimensional do escoamento do fluido, pois para diferentes planos ortogonais à direção do eixo z, as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra são distintas (Fig. 6.5 e Fig. 6.6);

- Após atingido o valor máximo dos excessos de pressão neutra no final da construção (48,01 kPa), estes vão-se dissipando, até que 364 dias (1 ano) após a construção já se dissipou 86,3 % do valor máximo introduzido pela execução do aterro (Fig. 6.6).

Apresenta-se ainda, a título complementar a distribuição das pressões neutras no final da construção (Fig. 6.7) e 1497 dias (cerca de 4 anos) após o final da execução do aterro (Fig. 6.8). Da análise da Fig. 6.8 pode-se constatar que para este instante já não se registam excessos de pressão neutra significativos, isto é, a distribuição de pressões neutras é hidrostática.

As figuras Fig. 6.9 e Fig. 6.10 representam a distribuição dos excessos de pressão neutra para a solução de execução de paredes de contenção lateral, com e sem inclusão de geodrenos verticais, em dois instantes: final da construção e 364 dias (1 ano) após o final da execução do aterro. Verifica-se que, como seria de esperar, a inclusão dos geodrenos tem um efeito redutor da área onde se verificam os excessos de pressão neutra máximos gerados no final da construção do aterro (Fig. 6.9), determinado pela introdução das diferentes superfícies de drenagem (geodrenos). Contudo, os valores máximos verificados são semelhantes para ambos os casos, sendo de 49,66 kPa para o caso de não se introduzir geodrenos no maciço de fundação (Fig. 6.9a) e de 48,01 kPa se se introduzirem estes órgãos de drenagem no referido maciço (Fig. 6.9b). No entanto, o facto mais relevante proporcionado pela inclusão dos geodrenos prende-se com o significativo efeito na consolidação, isto é, enquanto que para a situação sem drenos verticais ao final do primeiro ano após a construção o valor máximo dos excessos de pressão neutra é de 46,94 kPa (Fig. 6.10a), na situação com drenos verticais este valor é de apenas 6,54 kPa (Fig. 6.10b).

Sendo a dissipação dos excessos de pressão neutra acompanhada pelo aumento das tensões efetivas verticais, apresentam-se na Fig. 6.11 os incrementos de tensão efetiva vertical para o problema com drenos verticais, no final da construção e no final da consolidação. Para este caso optou-se por representar o plano vertical que passa pelos geodrenos do lado direito da figura enquanto que o plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos foi representado do lado esquerdo. Esta figura vem complementar o que atrás foi dito pois, já que no final da construção uma parcela significativa dos excessos de pressão neutra já foi dissipada, parte do incremento de carga vertical já se transferiu do fluído intersticial para o esqueleto sólido, traduzindo-se em incrementos de tensão efetiva vertical. Desta figura destaca-se ainda a existência de um certo efeito de arco, que se traduz numa concentração das tensões no solo junto aos geodrenos. Sendo que a consolidação nas zonas junto aos geodrenos se processa mais rapidamente, o solo que se localiza nas proximidades destes órgãos de drenagem, para um dado instante apresenta uma maior rigidez que o restante, ocorrendo por isso uma redistribuição da carga vertical. Apresenta-se ainda na Fig. 6.12 os incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção, para as profundidades de 2 e 4 m. Constata-se, que os referidos incrementos são maiores para menores profundidades, pois as mesmas se encontram mais próximas da superfície de drenagem do terreno natural, processando-se mais rapidamente a dissipação dos excessos de pressão neutra nessas zonas, sendo por isso os incrementos de tensão efetiva vertical maiores.

Na Fig. 6.13 representa-se a distribuição das tensões efetivas verticais para a situação de inclusão de geodrenos no maciço de fundação, para o final da construção e para o final da consolidação. Relativamente ao final da construção, constata-se que no plano vertical que passa pelos geodrenos (figuras da direita), as tensões efetivas verticais não são uniformes, sendo maiores nas zonas junto aos drenos. Constata-se ainda que para este instante, em qualquer ponto, estas tensões são maiores no plano vertical que passa pelos geodrenos, que no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos. No final da consolidação verifica-se diferenças significativas na distribuição destas tensões entre a figura da esquerda e da direita, devido ao efeito de arco já explicado.

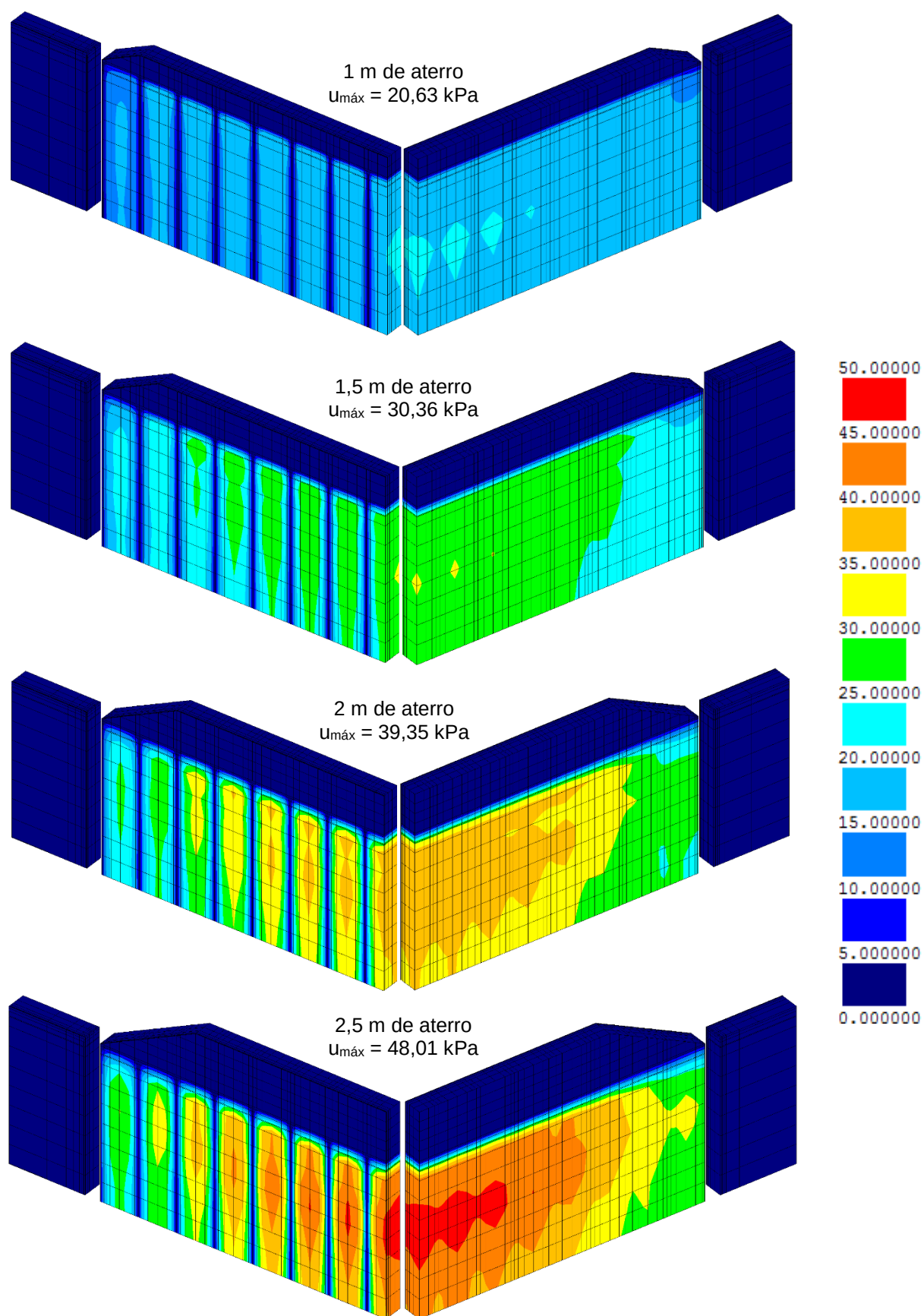


Fig. 6.5 – Excessos de pressão neutra (kPa) durante a fase construtiva para o aterro com drenos verticais

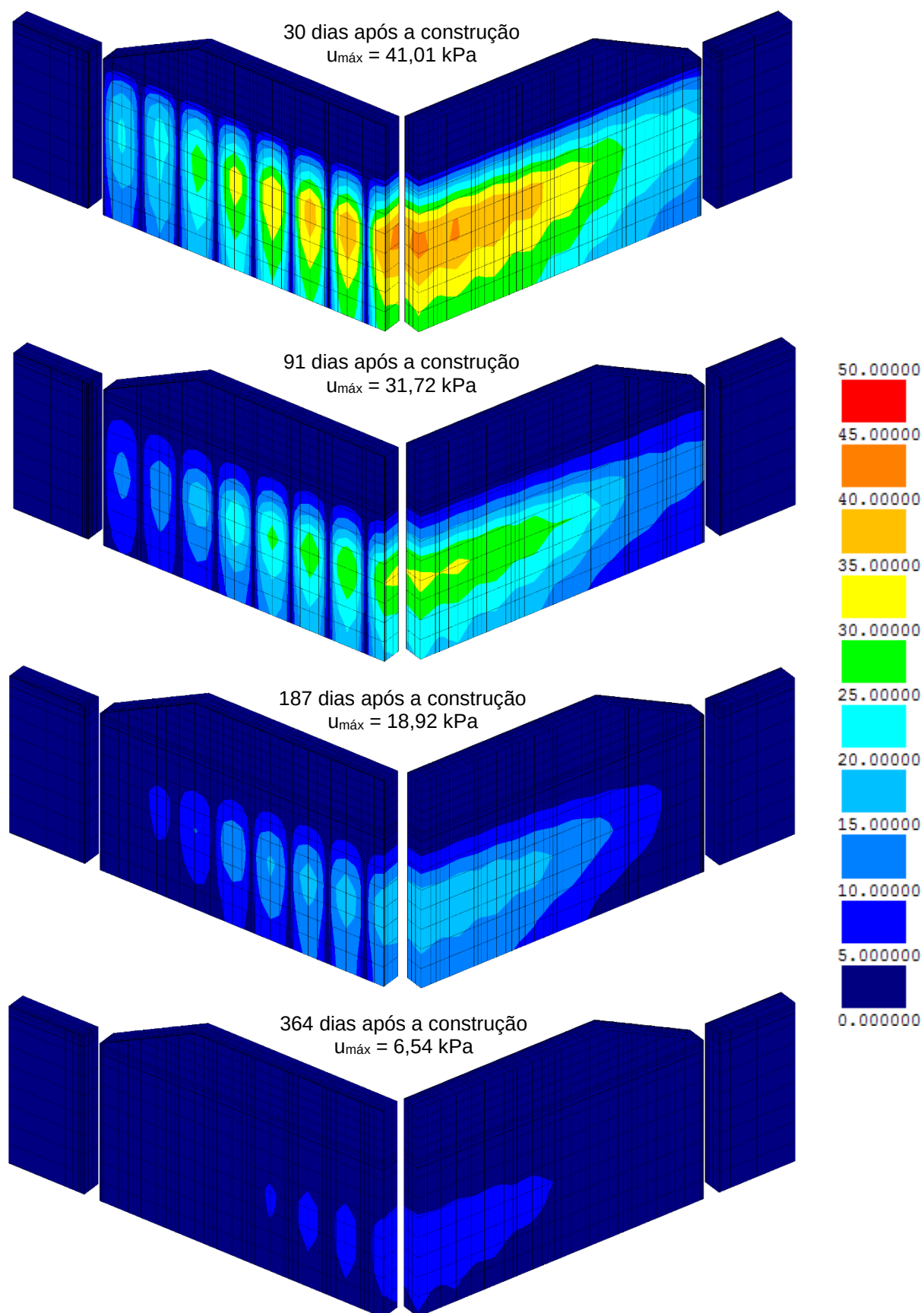


Fig. 6.6 – Excessos de pressão neutra (kPa) durante a fase pós-constructiva para o aterro com drenos verticais

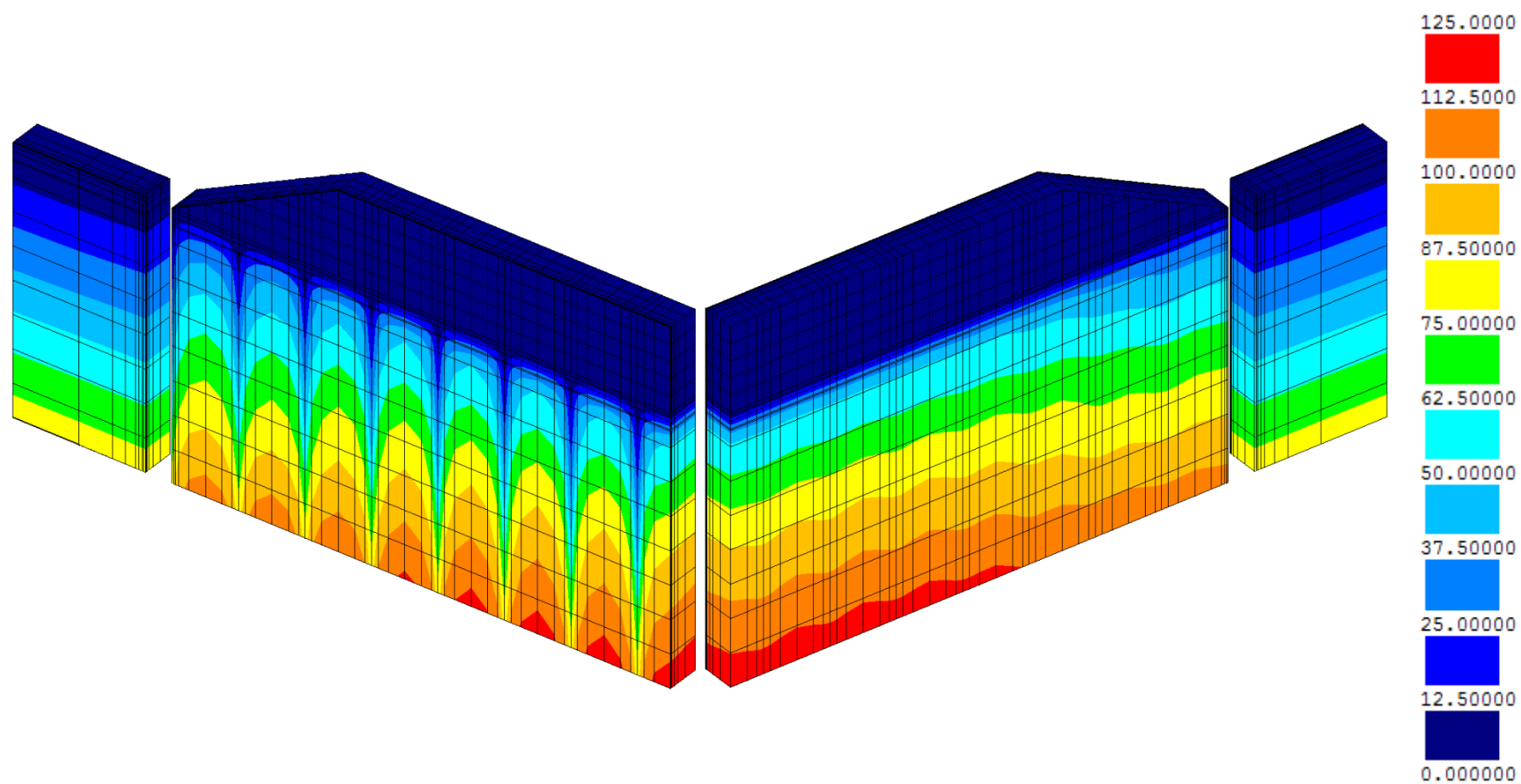


Fig. 6.7 – Distribuição das pressões neutras (kPa) no final da construção para o aterro com drenos verticais

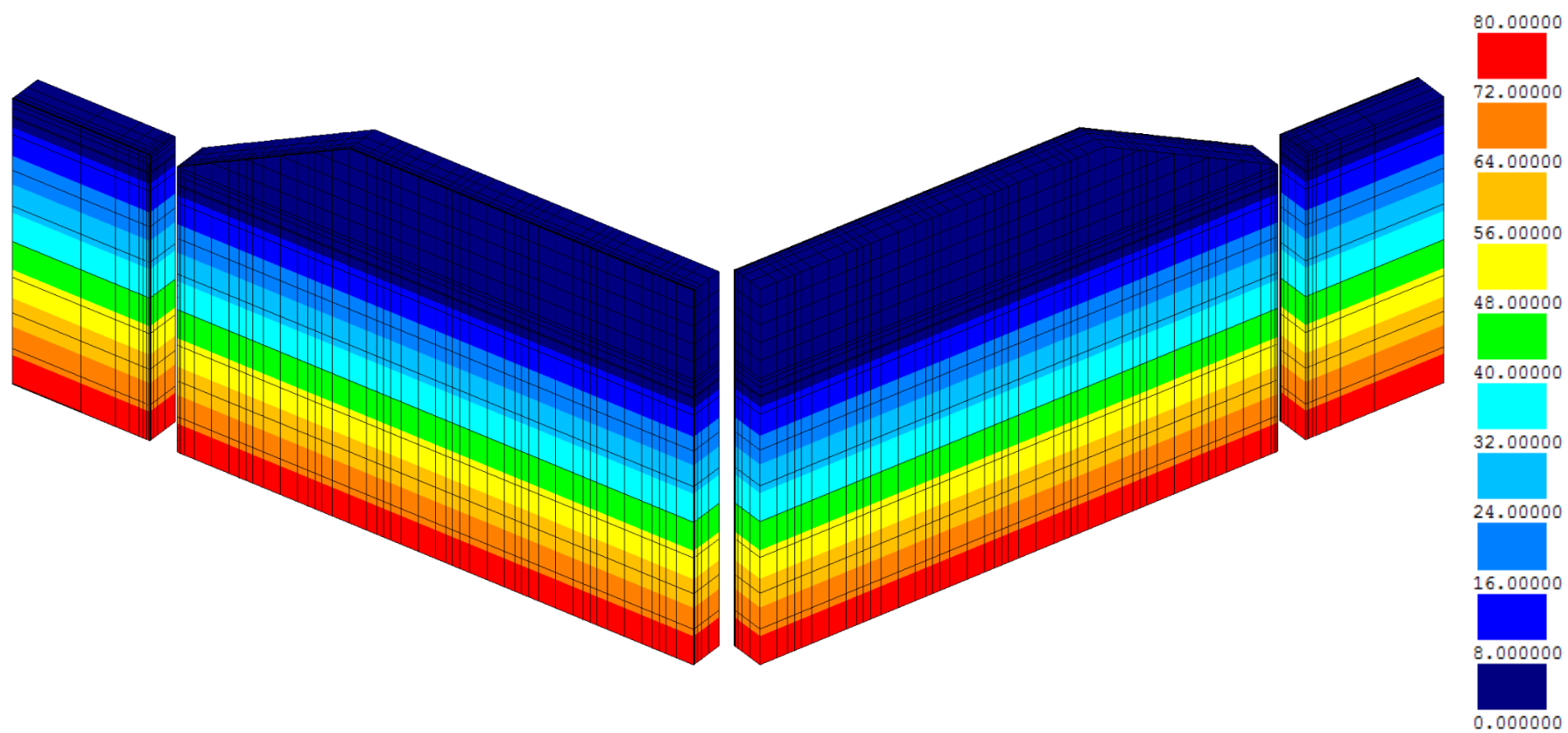


Fig. 6.8 – Distribuição das pressões neutras (kPa) 1497 dias (cerca de 4 anos) após o final da construção para o aterro com drenos verticais

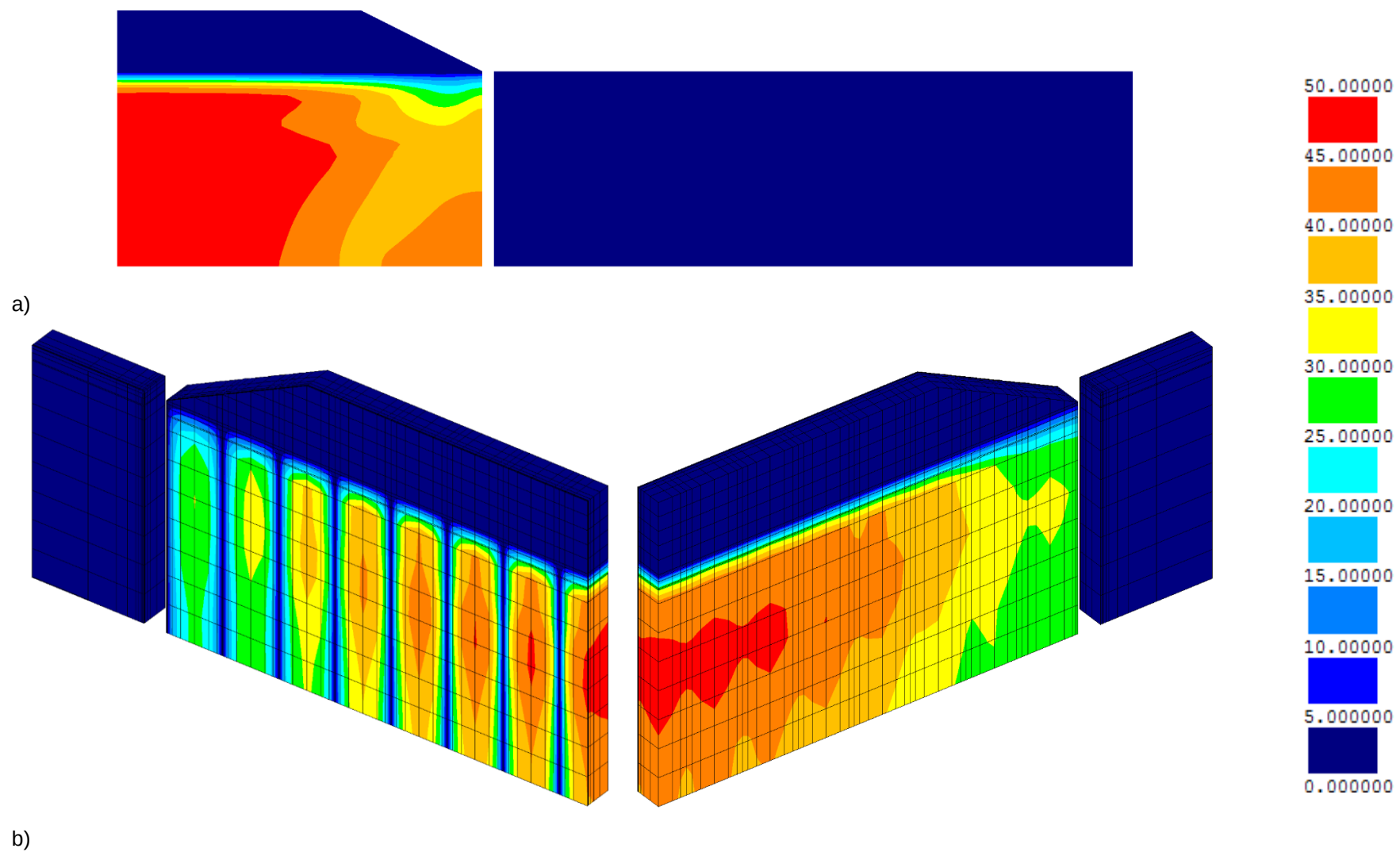


Fig. 6.9 – Distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa) no final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais

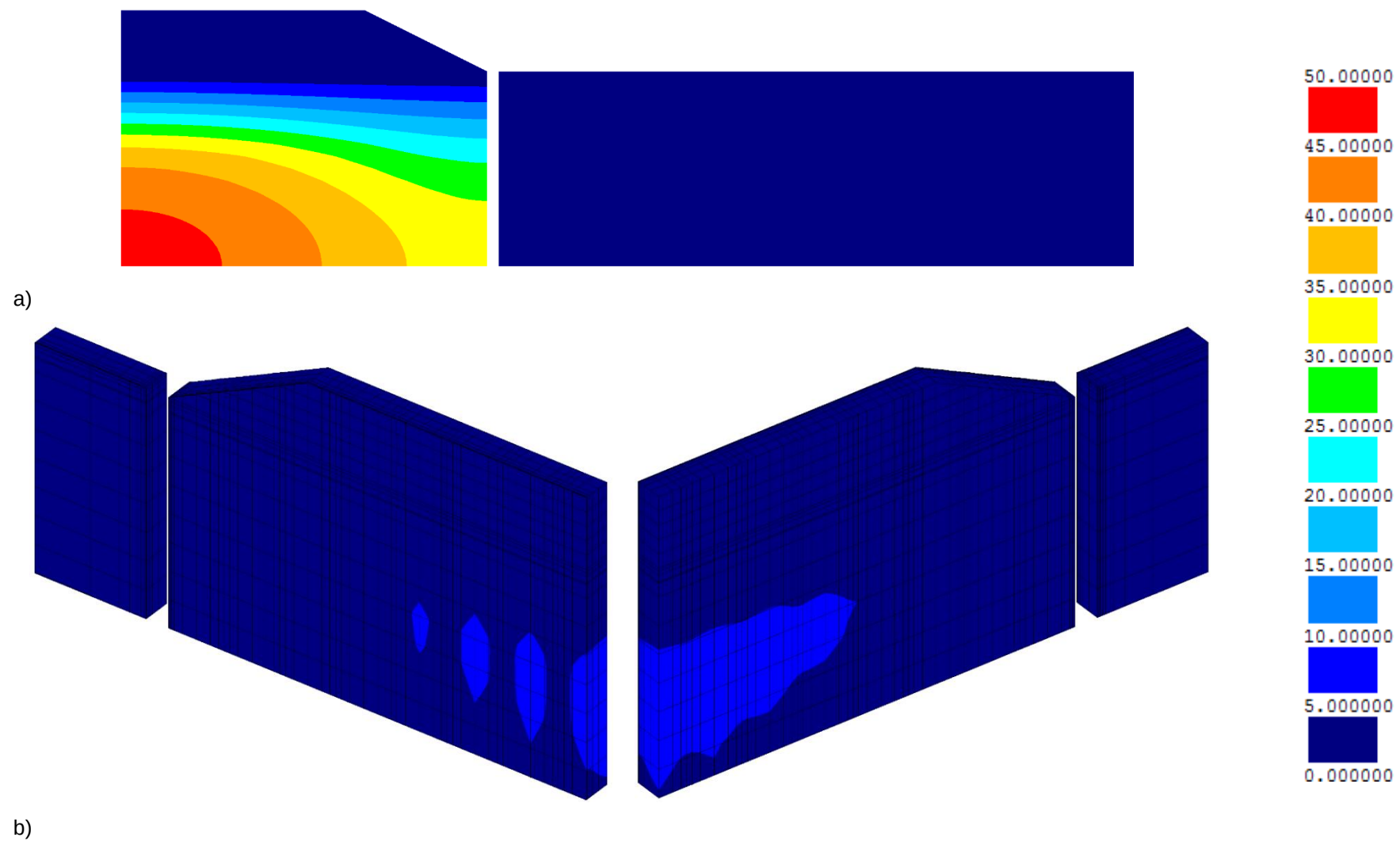


Fig. 6.10 – Distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa) 364 dias (1 ano) após o final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais

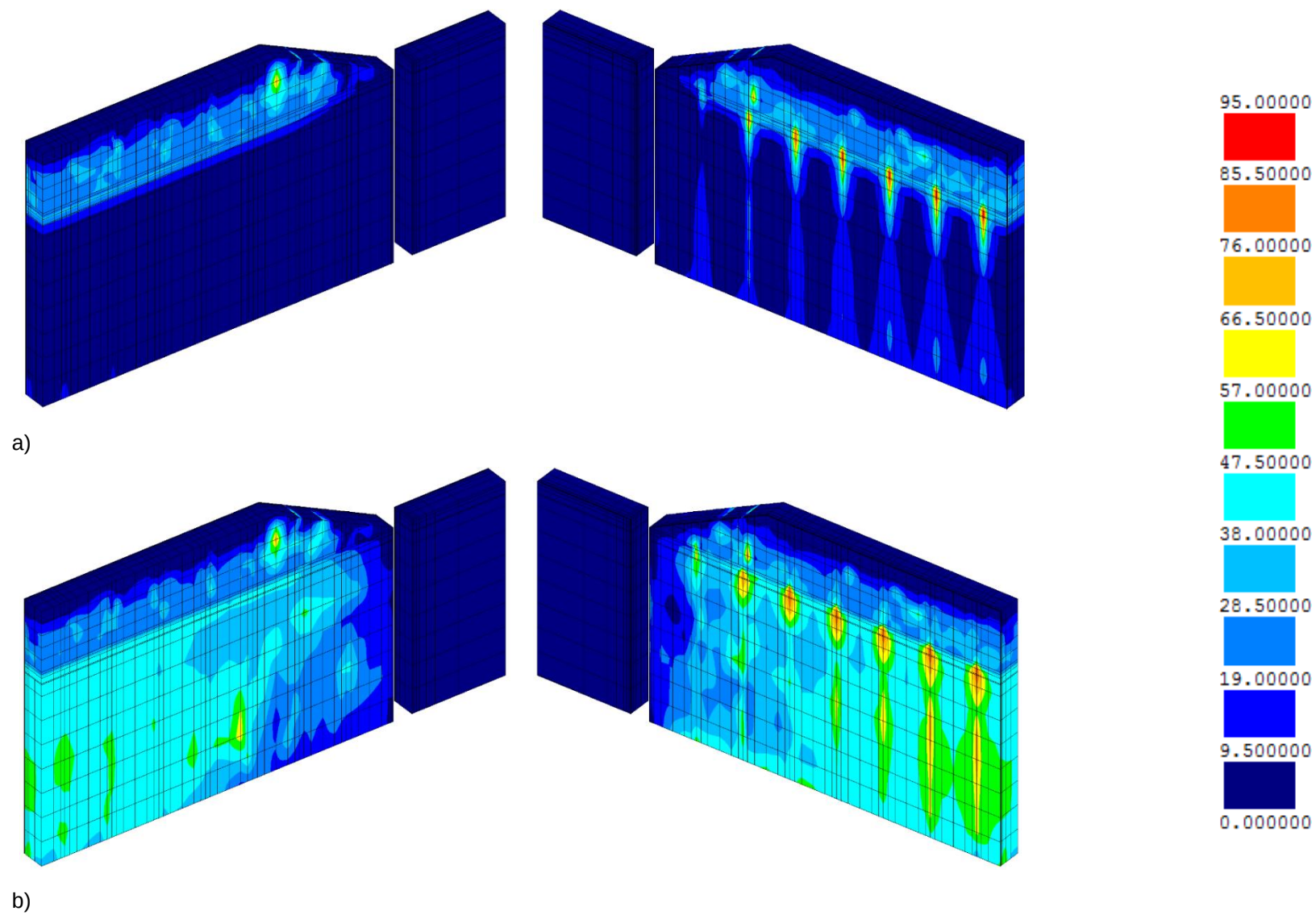


Fig. 6.11 – Incrementos de tensão efetiva vertical para o aterro com drenos verticais: a) final da construção; b) final da consolidação

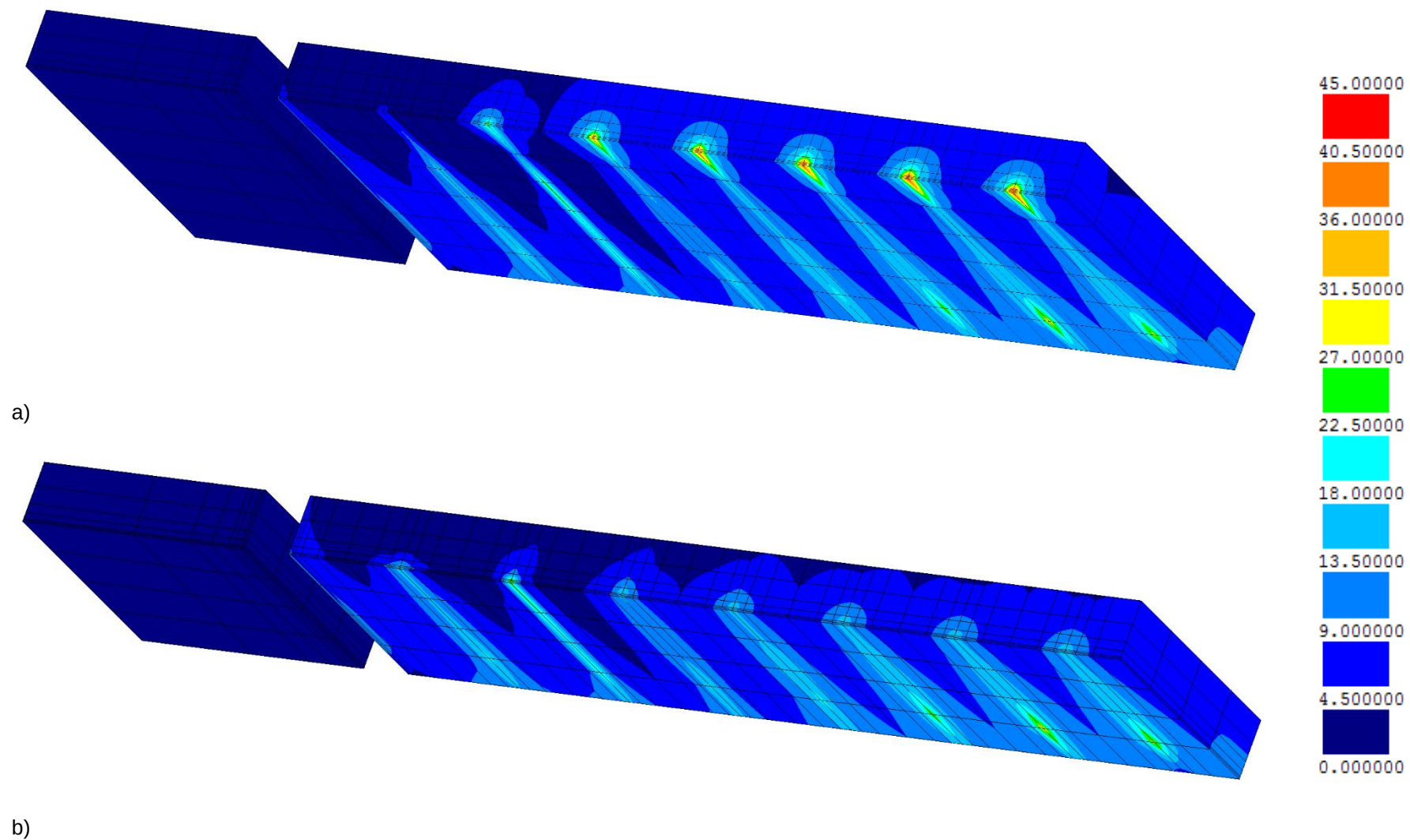


Fig. 6.12 – Incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção para o aterro com drenos verticais: a) profundidade de 2 m; b) profundidade de 4 m

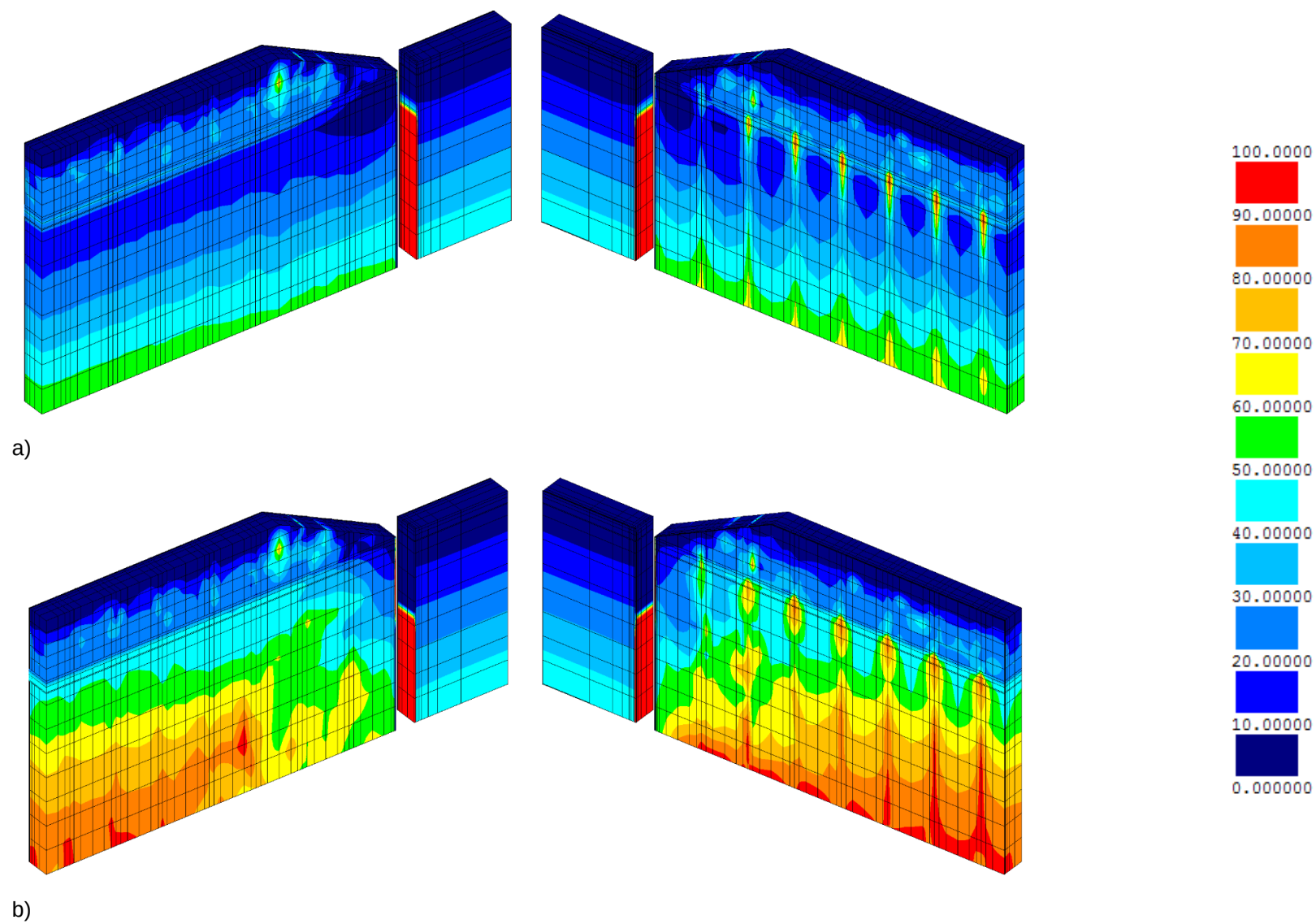


Fig. 6.13 – Distribuição das tensões efetivas verticais para o aterro com drenos verticais: a) final da construção; b) final da consolidação

Nas figuras Fig. 6.14 e Fig. 6.15 ilustram-se as distribuições dos níveis de tensão, para o problema com drenos verticais, para a fase construtiva e para a fase pós-construtiva, respetivamente. Encontra-se representado do lado esquerdo da figura, o plano vertical que passa pelos geodrenos e do lado direito o plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos. Relativamente à fase construtiva constata-se que o nível de tensão no solo aumenta até se construir a terceira camada de aterro (1,5 m), sendo que, na construção das camadas seguintes verifica-se uma diminuição dos níveis de tensão. Este aspeto justifica-se pela consolidação que se processa durante o período de carga, promovida pela inclusão dos drenos verticais, traduzindo-se numa melhoria da resistência do solo. No que diz respeito à evolução da distribuição dos níveis de tensão na fase pós-construtiva verifica-se uma progressiva diminuição, promovida pela dissipação dos excessos de pressão neutra durante a consolidação.

Nas figuras Fig. 6.16 e Fig. 6.17 apresenta-se uma comparação da distribuição dos níveis de tensão para as soluções com e sem drenos verticais, para o final da construção e para o final da consolidação, respetivamente (plano vertical que passa pelos geodrenos do lado direito da figura). Relativamente ao aterro com drenos verticais, a principal diferença a registar é a diminuição dos níveis de tensão no solo de fundação, no final da construção, comparativamente com os que se verificam no problema sem drenos, promovida pela inclusão destes órgãos de drenagem (Fig. 6.16). Uma vez que, durante a construção a dissipação dos excessos de pressão neutra é maior na situação com drenos verticais, a resistência do solo é maior, comparada com a da situação sem drenos. No final da consolidação, as diferenças das distribuições dos níveis de tensão para os dois problemas já não são tão significativas (Fig. 6.17). No entanto, importa referir que sendo o processamento da consolidação mais rápido na situação com os drenos verticais, então a distribuição final dos níveis de tensão ocorre mais rapidamente, pelo que as figuras não são representativas do mesmo instante (com drenos – cerca de 4 anos e sem drenos – cerca de 50 anos).

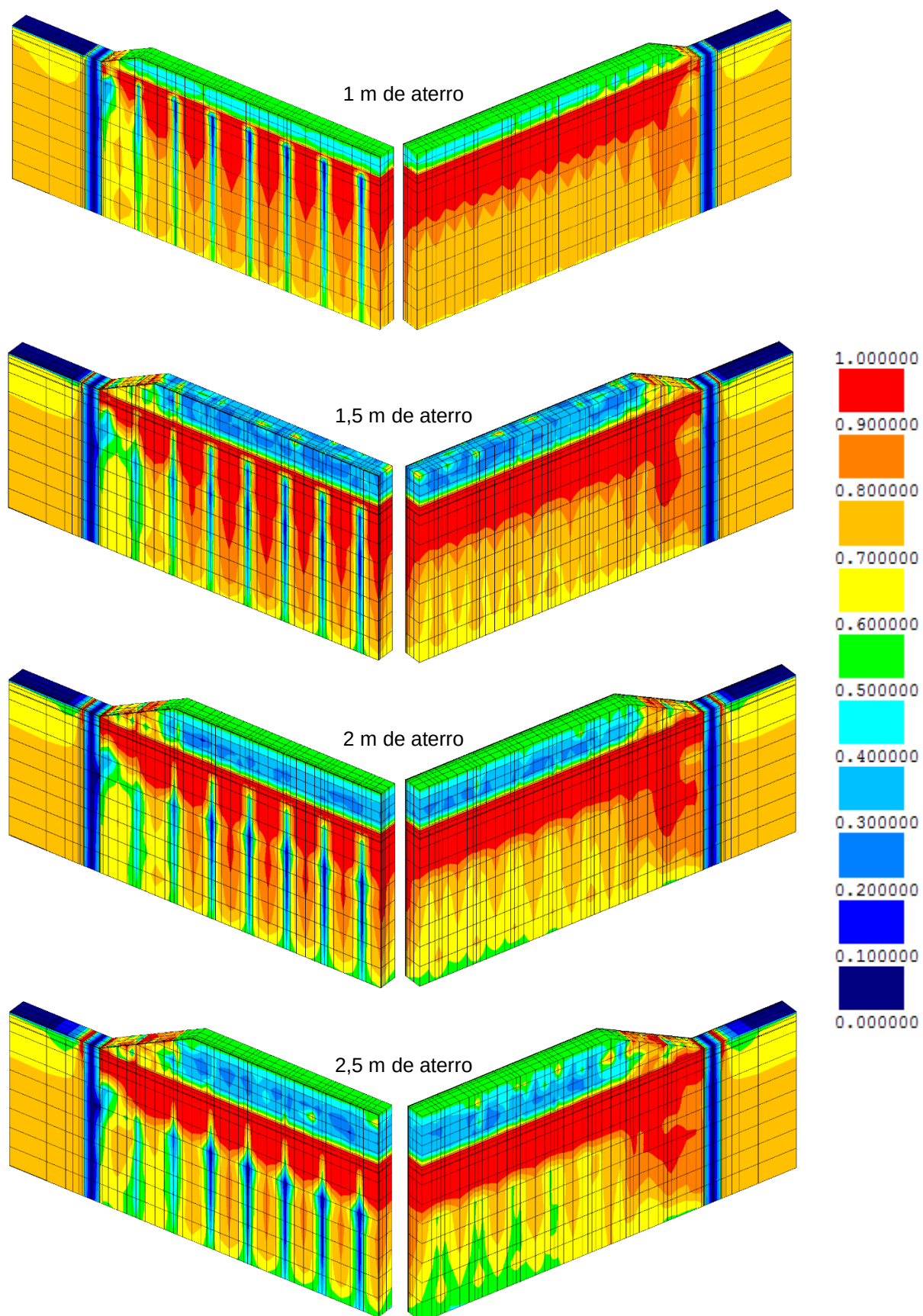


Fig. 6.14 – Distribuição dos níveis de tensão durante a fase construtiva

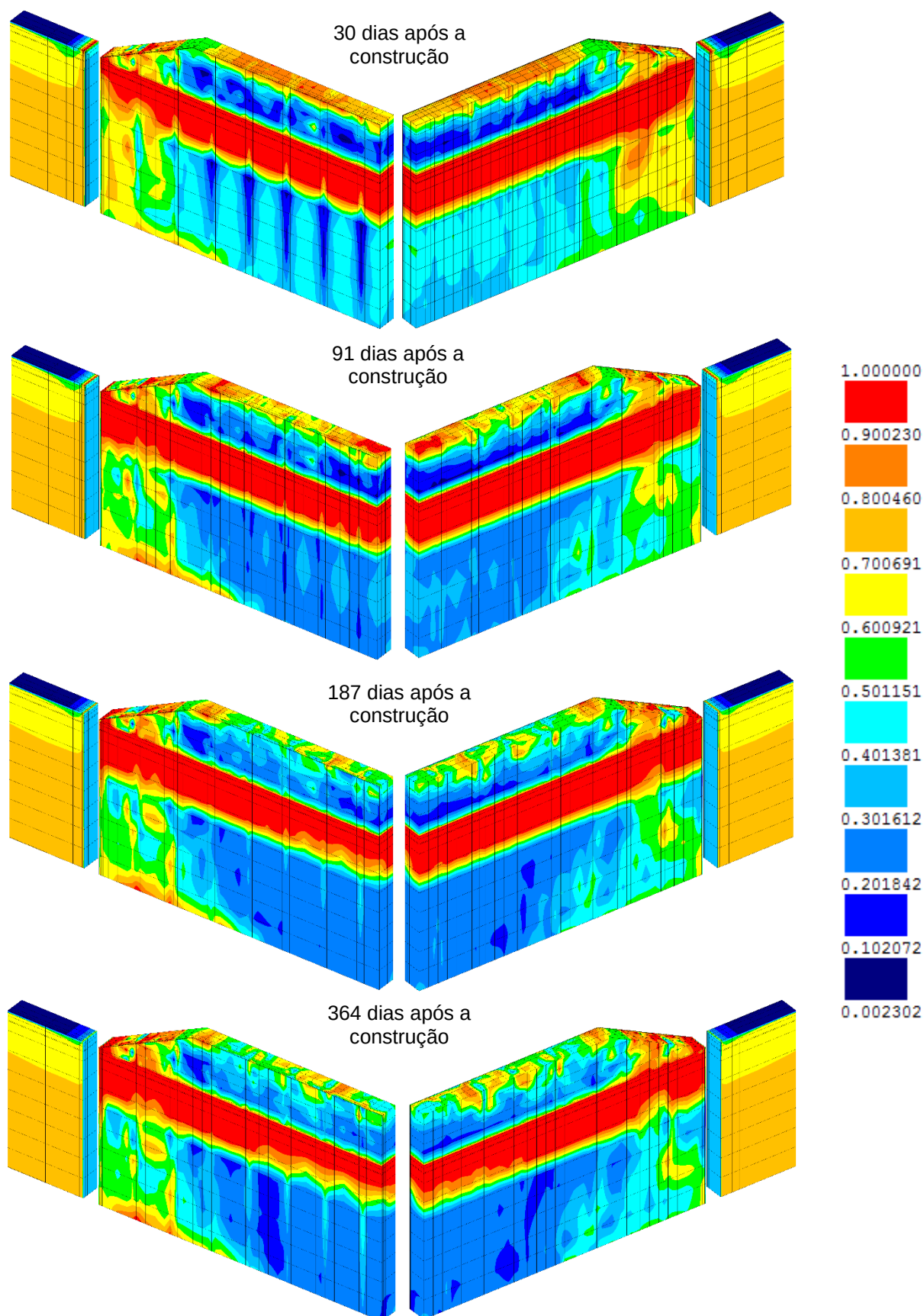


Fig. 6.15 – Distribuição dos níveis de tensão na fase pós-constitutiva

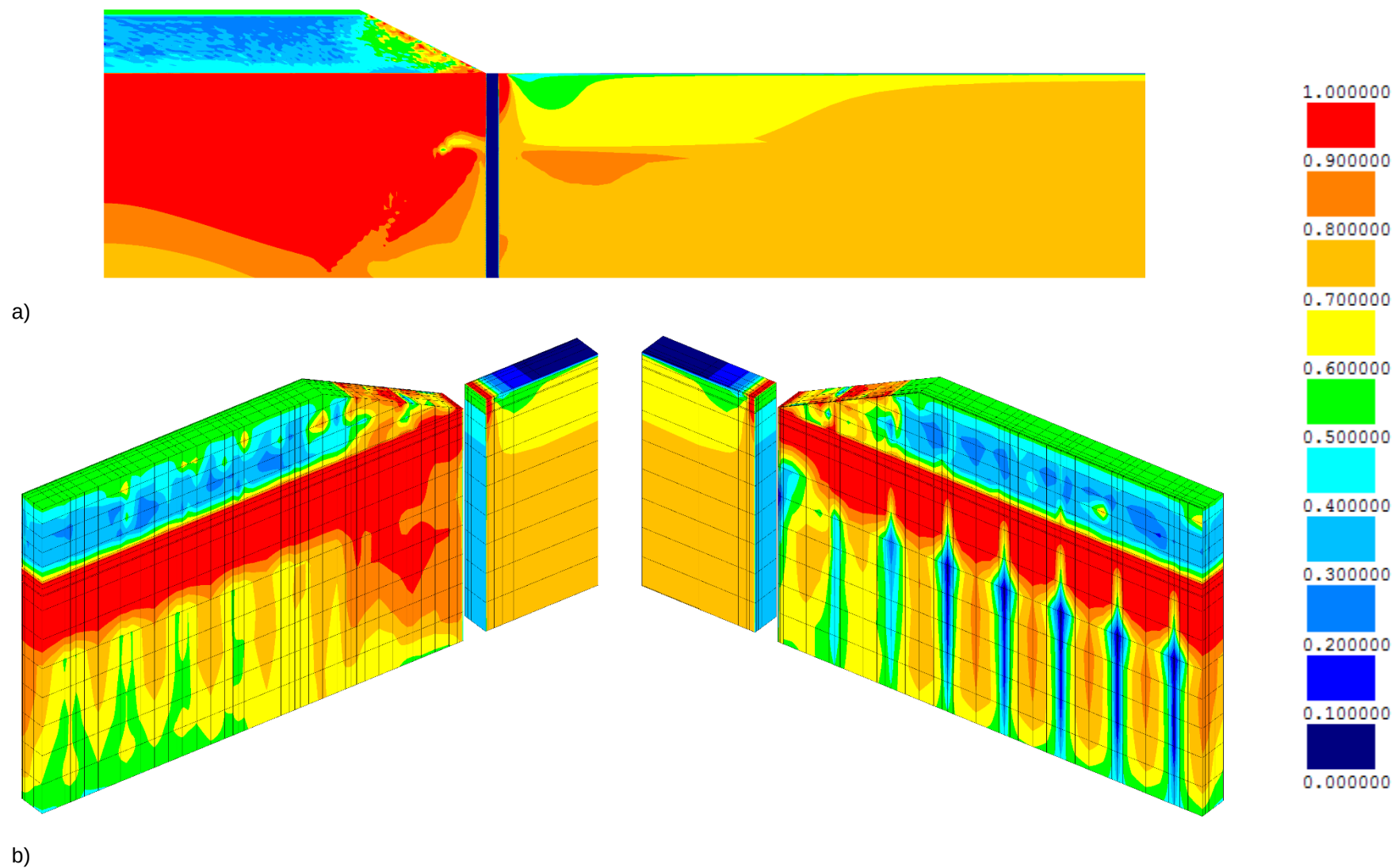


Fig. 6.16 – Distribuição dos níveis de tensão no final da construção: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais

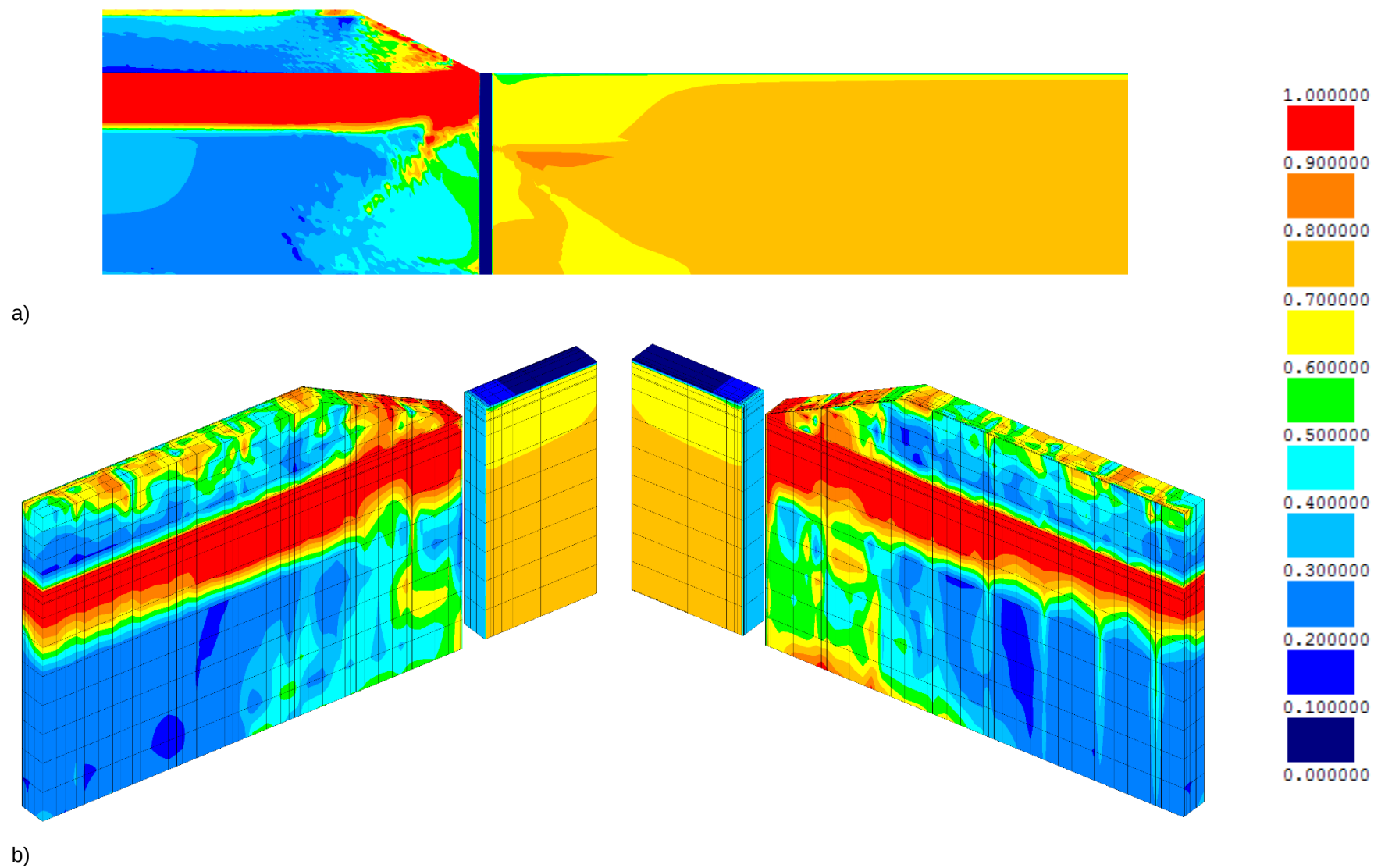


Fig. 6.17 – Distribuição dos níveis de tensão no final da consolidação: a) aterro sem drenos verticais; b) aterro com drenos verticais

Na Fig.6.18 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um fator de 7 para os deslocamentos, no final da construção e no final da consolidação para o problema com drenos verticais. Complementam-se estes resultados ilustrando para esta situação (com drenos verticais) a evolução dos deslocamentos verticais ao longo da superfície da argila (Fig. 6.19). Mostra-se ainda em termos comparativos, na Fig. 6.20 os deslocamentos verticais ao longo da superfície, para ambas as situações para o final da construção e da consolidação e na Fig. 6.21 de uma forma mais pormenorizada, os levantamentos verificados na zona não carregada. Relativamente a estes deslocamentos, os resultados demonstram que para ambas as situações, com e sem drenos verticais, verificam-se no período de construção, assentamentos na zona central carregada e levantamentos junto ao pé do talude e na zona não carregada. De realçar, o efeito redutor que a inclusão de drenos no maciço de fundação promove nos levantamentos verificados na zona não carregada, no final da construção (de 7 para 4 mm) (Fig. 6.21). Havendo na situação de inclusão de drenos verticais no maciço de fundação um efeito não desprezável da consolidação durante o período construtivo, as deformações volumétricas neste período são maiores comparativamente com as que se verificam na situação sem drenos verticais (quase nulas), o que conduz a maiores assentamentos no final da construção para esta situação, comparativamente com os que se verificam para a situação sem drenos verticais (Fig. 6.20). No que toca aos assentamentos no final da consolidação, verifica-se uma pequena diminuição destes deslocamentos, embora pouco significativa, quando se usam os geodrenos. Este aspeto está relacionado com o efeito de melhoramento das características do solo associado à consolidação durante o processo de carga (construção do aterro), traduzindo-se numa espécie de endurecimento do solo que se traduz numa diminuição dos assentamentos totais a longo prazo (Borges, 2003).

Da análise das configurações das deformadas, constata-se uma uniformidade, para o problema com drenos verticais, dos assentamentos na direção longitudinal (direção paralela ao eixo z), mesmo tratando-se de um problema com carácter tridimensional em termos de tensões (neutras, efetivas e totais) e de deslocamentos. Pela existência do efeito de arco já referido, que se traduz numa aplicação das tensões verticais não uniformes no solo de fundação (ver Fig. 6.13), sendo as tensões mais elevadas nas zonas junto aos drenos, seria de esperar que nestas zonas os assentamentos fossem maiores. Contudo, uma vez que junto aos drenos a consolidação se processa mais rapidamente, a rigidez é maior contrariando a tendência para maiores assentamentos nesta zona.

Por fim, apresenta-se na Fig. 6.22, para ambas as situações, com e sem drenos verticais, a evolução dos assentamentos no ponto localizado à superfície do terreno argiloso, com coordenadas $x=0$ e $y=8$ (e $z=0$, no caso tridimensional). Da análise da figura ressalta o efeito esperado que os drenos apresentam na aceleração da consolidação, que se traduz numa redução do tempo total de consolidação de cerca de 10 vezes (de aproximadamente de 10000 dias para 1000 dias). Verifica-se, como já referido, uma pequena redução dos assentamentos, quando se utilizam os drenos verticais no maciço de fundação (de 40 cm para 36 cm), sendo uma consequência direta do melhoramento das características do solo resultante da consolidação durante o processo de carga.

Relativamente aos deslocamentos horizontais, apresenta-se na Fig. 6.23 os deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação, para as situações com e sem drenos verticais. De forma a complementar-se esta figura apresenta-se ainda a deformada da parede, no final da construção, com um fator de ampliação dos deslocamentos de 100 vezes.

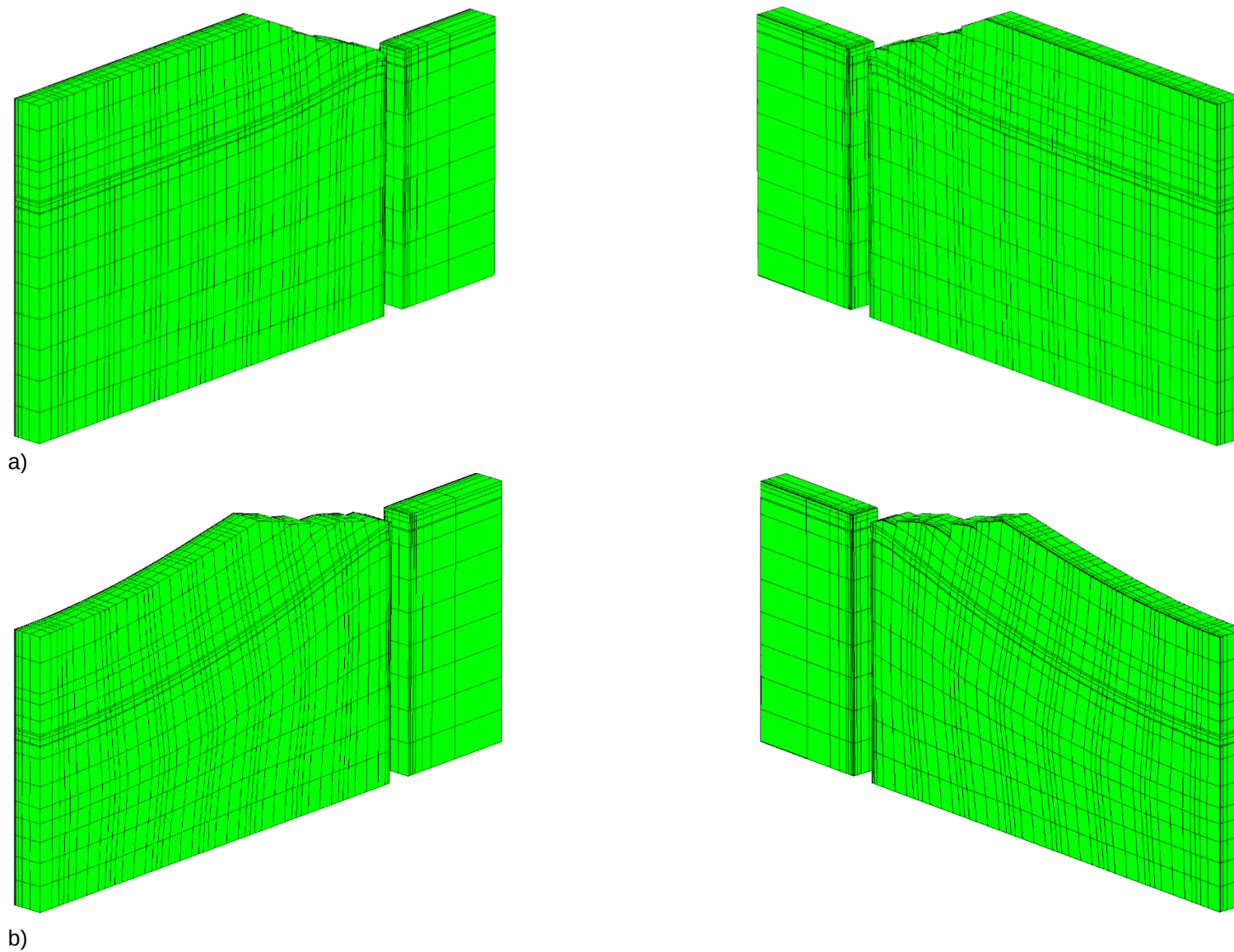


Fig. 6.18 – Malhas deformadas para o aterro com geodrenos verticais (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 7): a) final da construção; b) final da consolidação

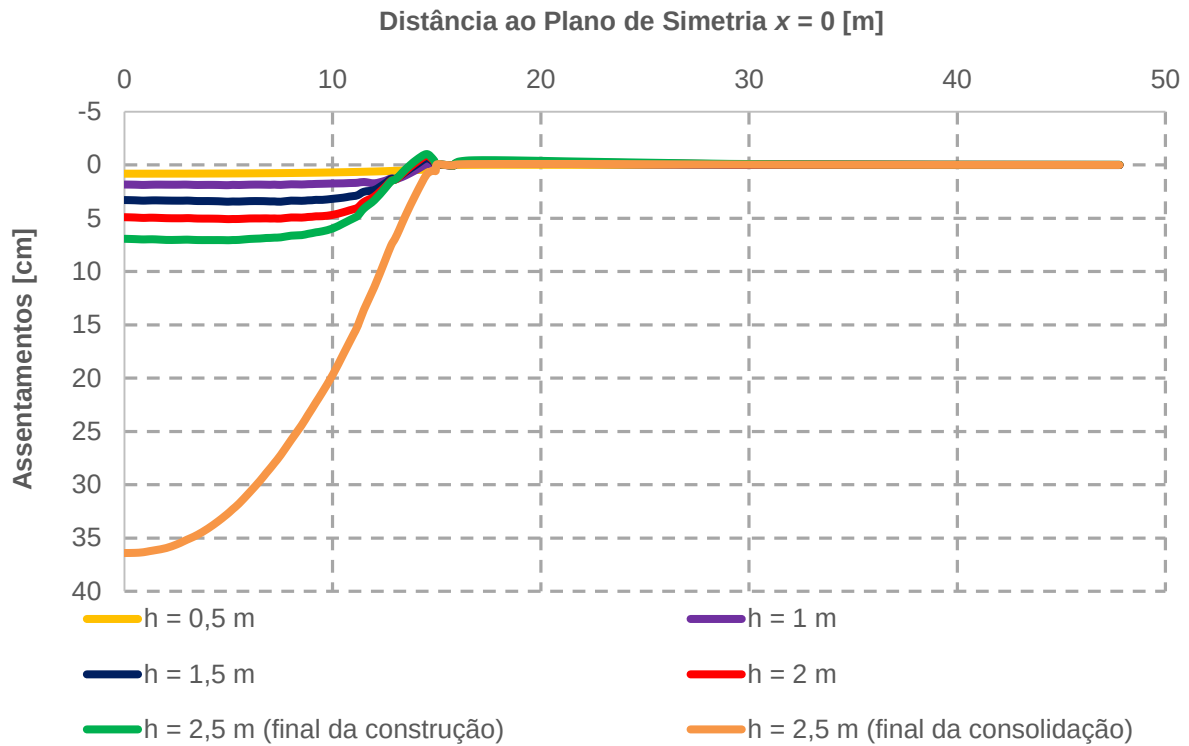


Fig. 6.19 – Evolução dos deslocamentos verticais à superfície para o aterro com drenos verticais

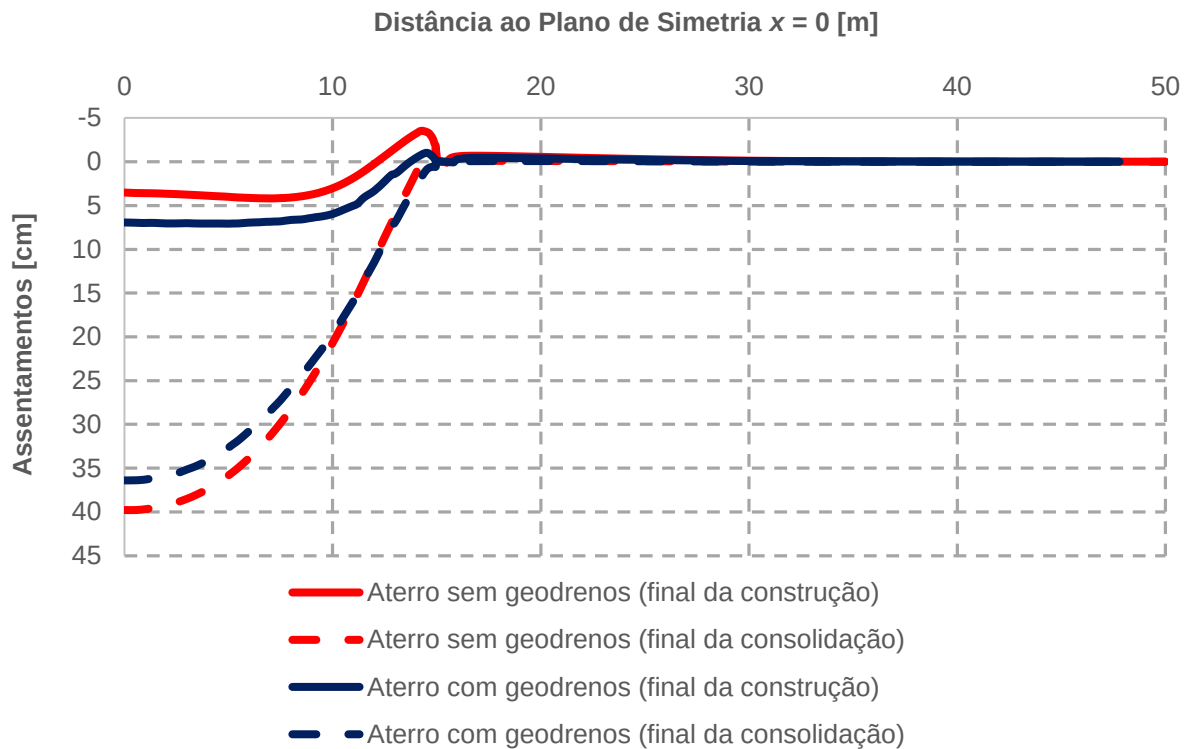


Fig. 6.20 – Deslocamentos verticais à superfície no final da construção e no final da consolidação para o aterro com e sem drenos verticais

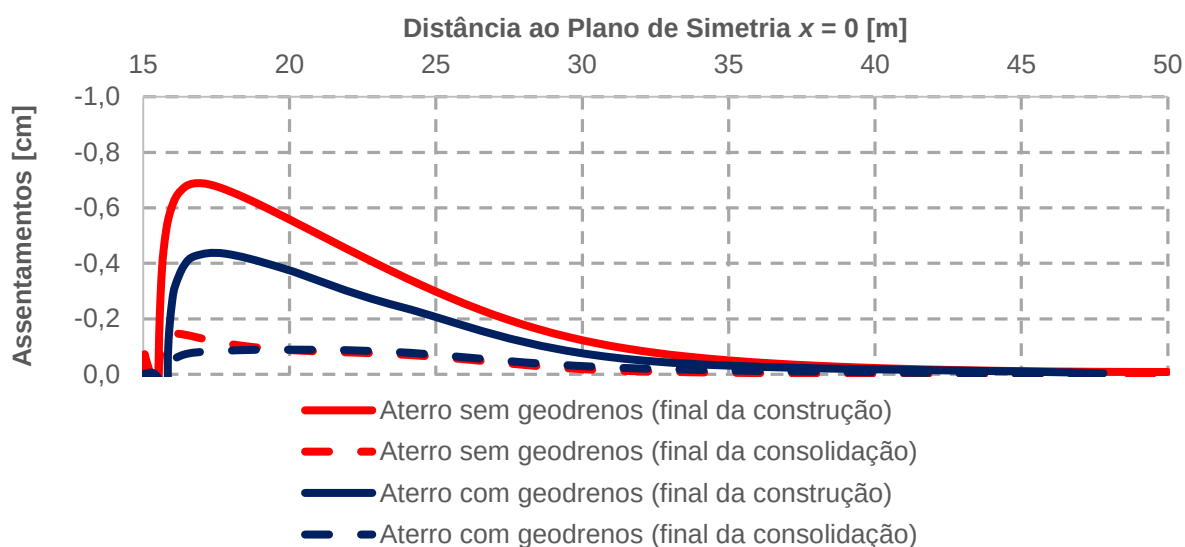


Fig. 6.21 – Levantamentos verificados à superfície do terreno natural, na zona não carregada, no final da construção e no final da consolidação para as situações, com e sem drenos verticais

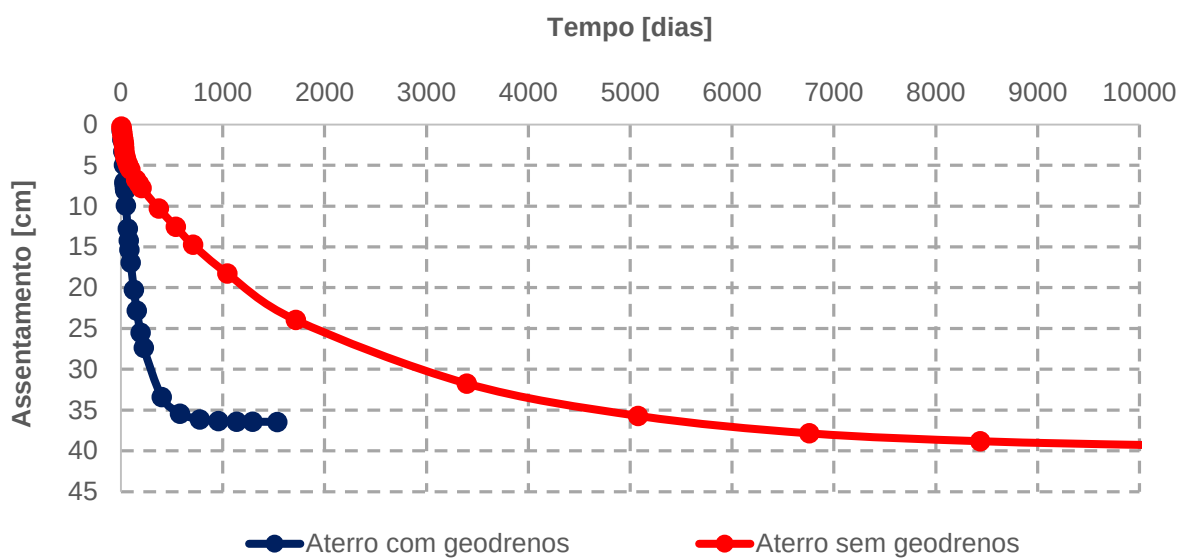


Fig. 6.22 – Assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural ($x=0$, $y=8$ e $z=0$), para o aterro com e sem drenos verticais

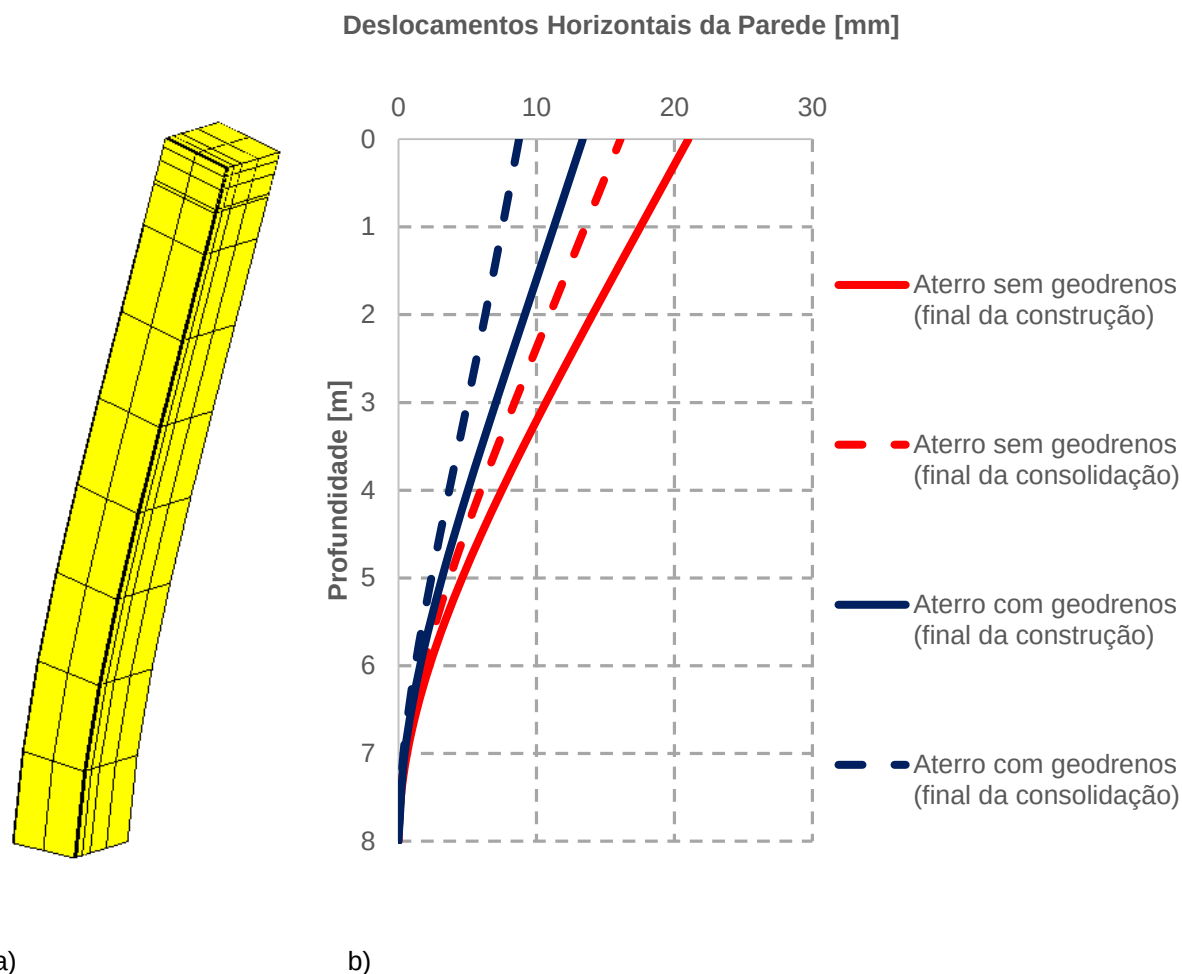


Fig. 6.23 – a) Deformada da parede no final da construção para o caso tridimensional (fator de ampliação dos deslocamentos de 100 vezes); b) deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais

Da análise da Fig. 6.23 verifica-se, para ambos os casos, que, como seria de esperar, durante a construção os deslocamentos horizontais da parede são dirigidos para fora da área carregada. Estes movimentos devem-se sobretudo às deformações distorcionais ocorridas durante este período. Durante a consolidação a tendência dos deslocamentos é na direção da área carregada, sendo consequência das deformações volumétricas ocorridas durante este período no maciço argiloso sob o aterro.

Da análise comparativa das situações com e sem drenos verticais, destaca-se o efeito redutor da inclusão dos drenos, na diminuição dos deslocamentos horizontais da parede para cerca de metade. Este efeito, como se verá à frente, deve-se essencialmente à redução das pressões de terra (pressão neutra mais tensão efetiva horizontal) na face da parede do lado carregado, no final da construção, devido à presença dos geodrenos aí colocados, que provocam a redução das pressões neutras que se exercem sobre essa face da parede.

Na Fig. 6.24 apresenta-se a distribuição das tensões verticais na parede. Da análise desta figura conclui-se que durante a consolidação há uma diminuição das tensões máximas de compressão e tração, traduzindo-se por isso numa diminuição dos esforços na parede, nomeadamente nos momentos fletores.

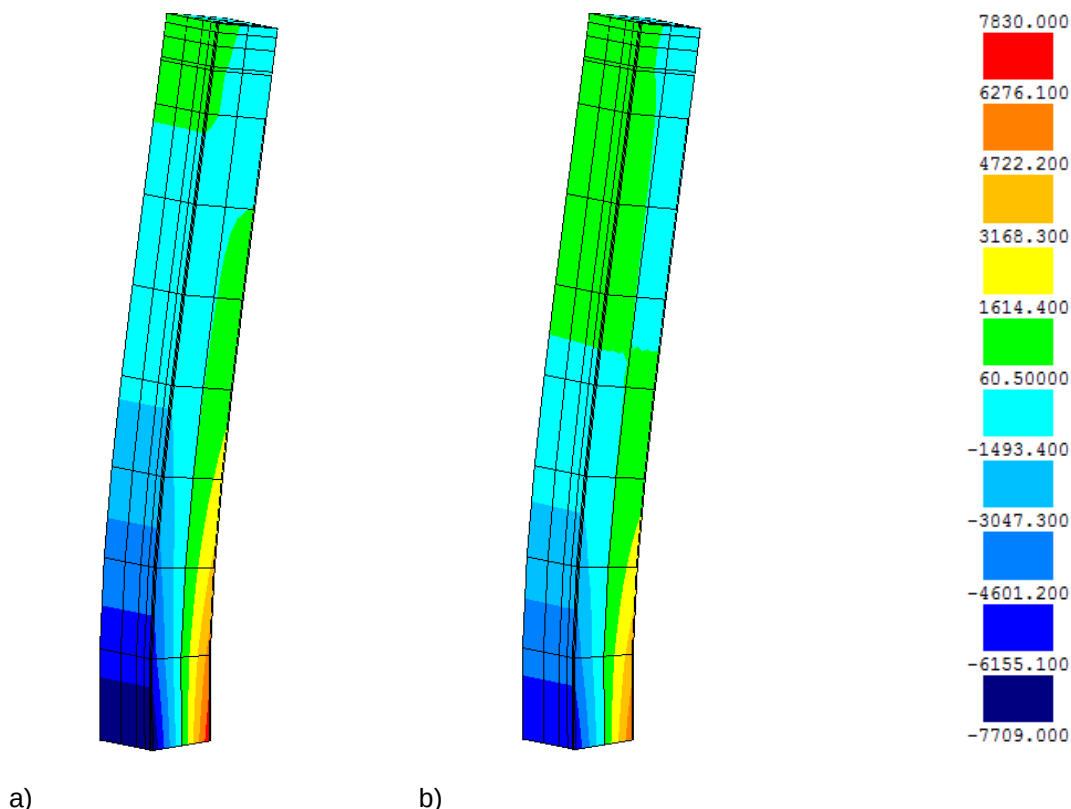


Fig. 6.24 – Distribuição das tensões totais verticais na parede: a) no final da construção; b) no final da consolidação

De modo a justificar a distribuição das tensões verticais na parede, apresenta-se na Fig. 6.25 a distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, referentes ao final da construção e ao final da consolidação, para as situações com e sem drenos verticais. Complementarmente, apresenta-se na Fig. 6.26 os diagramas das diferenças das pressões de terras sobre a face esquerda (do lado carregado) e a face direita da parede, no final da construção e no final da consolidação. Uma vez que as pressões de terras não são constantes na direção z (direção longitudinal do aterro) devido à presença dos geodrenos, os valores das pressões representados nas figuras Fig. 6.25 e Fig. 6.26 correspondem aos valores médios segundo a direção z . Mostra-se ainda, para a situação de inclusão de drenos verticais no maciço de fundação, a distribuição das tensões horizontais (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) no final da construção e no final da consolidação (Fig. 6.27) e a distribuição das pressões neutras no final da construção (Fig. 6.28). Em ambas as figuras pode-se ver, de uma forma pormenorizada, as distribuições das tensões horizontais e das pressões neutras atuantes na face esquerda da parede.

Da análise comparativa dos resultados verifica-se que a inclusão dos drenos verticais conduz a pressões de terras sobre a face da parede do lado carregado, no final da construção, inferiores às verificadas para o caso de não se introduzirem estes órgãos de drenagem. Isto deve-se, como já referido, à redução das pressões neutras que se exercem sobre esta face da parede, devido à presença dos geodrenos (Fig. 6.28). Relativamente às pressões de terras sobre a face direita da parede, constata-se que o efeito dos drenos não é tão significativo. Contudo, a inclusão dos drenos diminui ligeiramente estas pressões, o que se deve essencialmente aos menores deslocamentos horizontais da parede (Fig. 6.23).

De um modo geral, verifica-se para ambas as situações, uma diminuição das pressões de terras na face da parede do lado carregado durante a consolidação (Fig. 6.25) o que se traduz numa diminuição das ações sobre a parede e numa consequente diminuição das tensões verticais (flexão) na mesma (Fig. 6.24). No entanto, verifica-se entre as profundidades de 1,5 m a 3 m um aumento das pressões de terras o que se deve essencialmente a um certo efeito de arco, já comentado no problema base do capítulo 4. Este efeito é menos notório na situação em que se introduzem drenos verticais, uma vez que para este caso existe uma redistribuição de tensões horizontais na direção z , em que estas assumem maiores valores nas proximidades dos drenos, como se pode ver no plano da parede representado na Fig. 6.27b.

Comparando as pressões de terras para as situações com e sem drenos verticais (Fig. 6.26) verifica-se que de um modo geral estas pressões são menores para o caso de serem introduzidos drenos verticais, uma vez que, como atrás foi referido, a presença destes provoca uma redução das pressões de água que se exercem sobre a parede, no final da construção do aterro.

Em consequência direta dos aspetos atrás expostos compreende-se a distribuição dos momentos fletores para ambos os casos, no final da construção e no final da consolidação (Fig. 6.29). Assim conclui-se que para além da diminuição do tempo de consolidação, os drenos verticais apresentam um efeito redutor dos esforços na parede, o que se deve à diminuição das pressões de terras já explicada. Para ambos os casos constata-se uma diminuição dos momentos fletores durante a consolidação. Aspeto interessante a analisar é a inversão do sinal dos momentos fletores na parede até à profundidade de aproximadamente 3,5 m, no final da consolidação, para a situação com drenos verticais. Este aspeto justifica-se pela inversão das ações sobre a parede nas camadas mais superficiais, durante a consolidação.

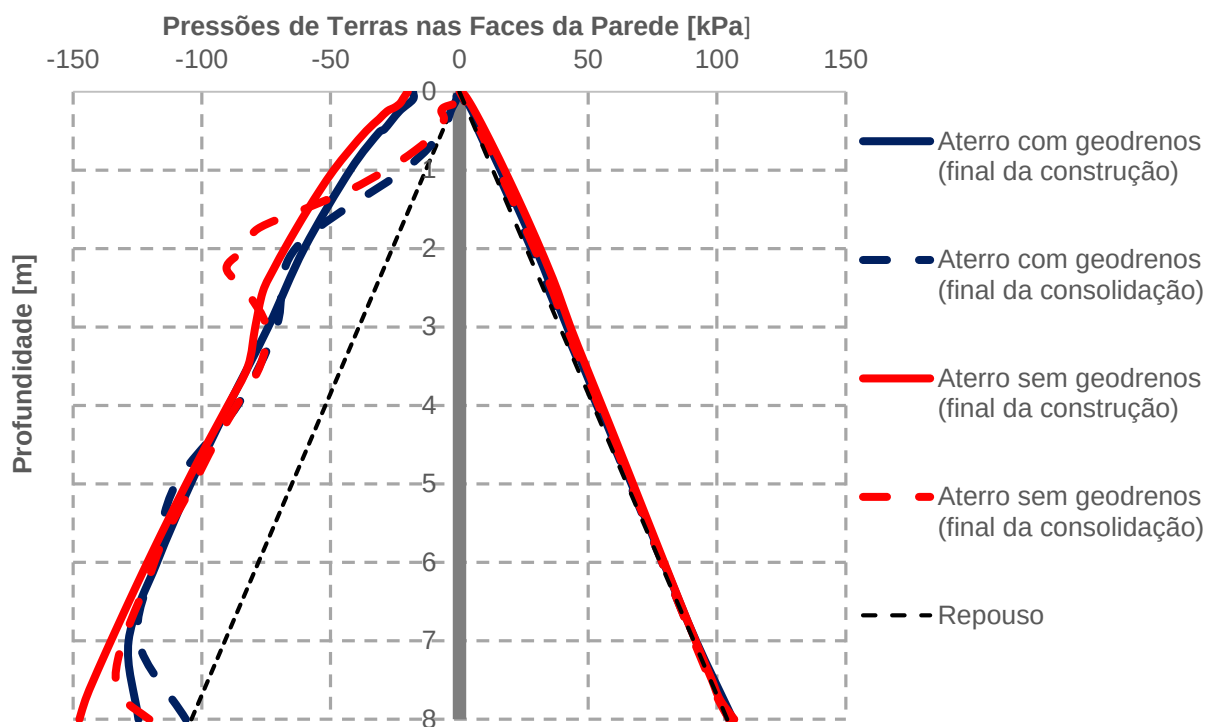


Fig. 6.25 – Distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais

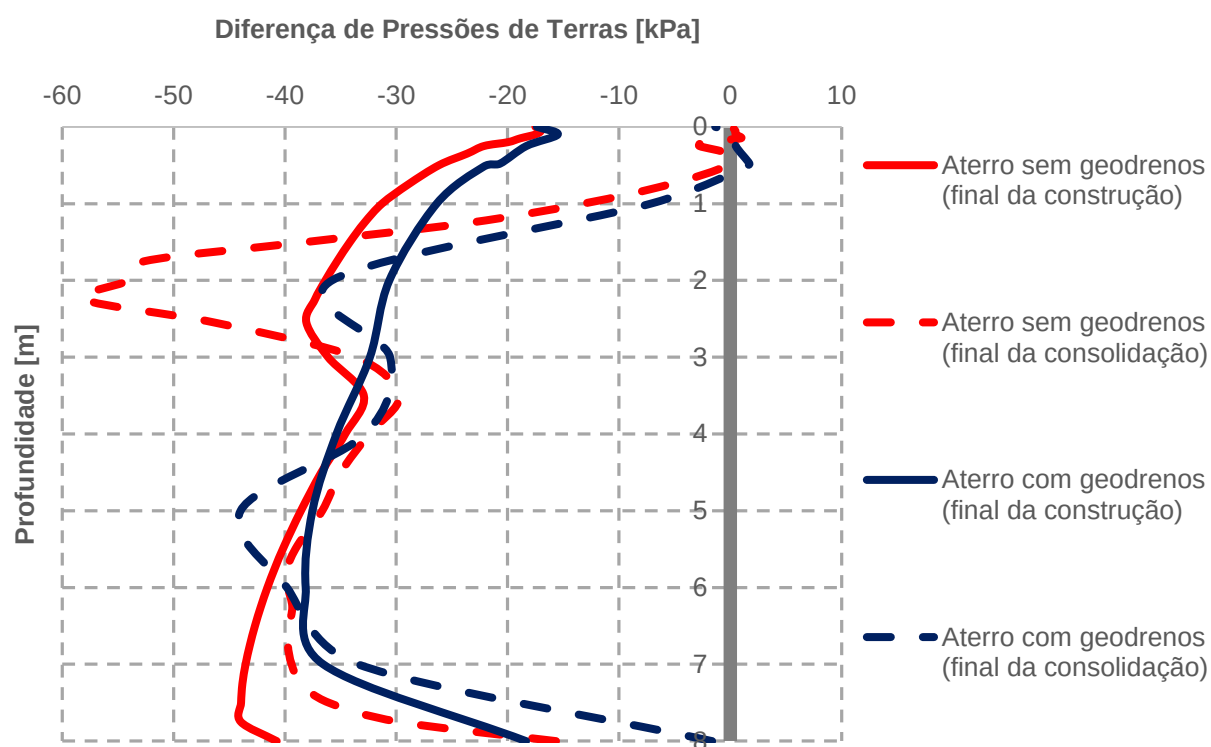


Fig. 6.26 – Distribuição das ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais

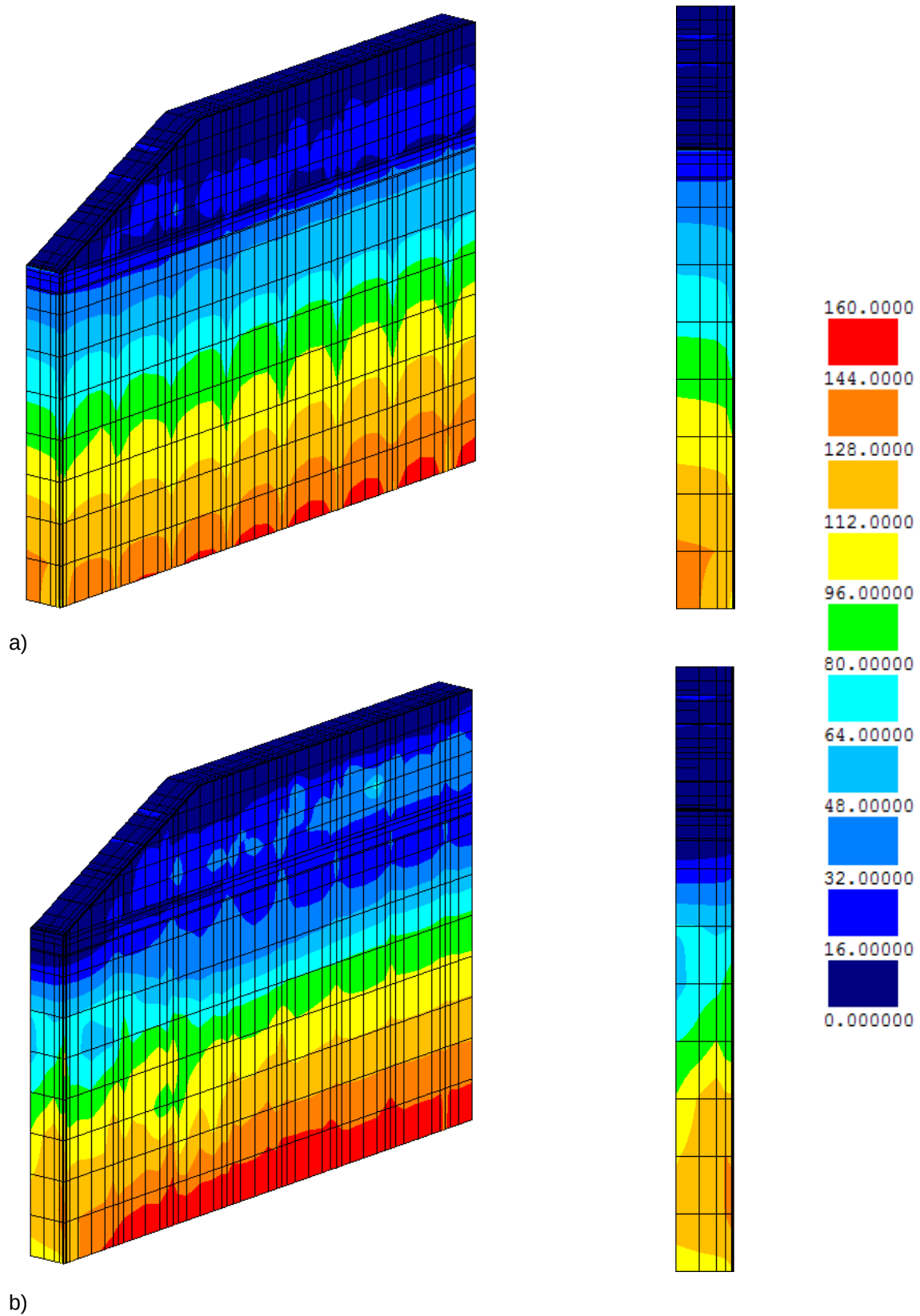


Fig. 6.27 – Distribuição das tensões horizontais totais (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra): a) no final da construção; b) no final da consolidação

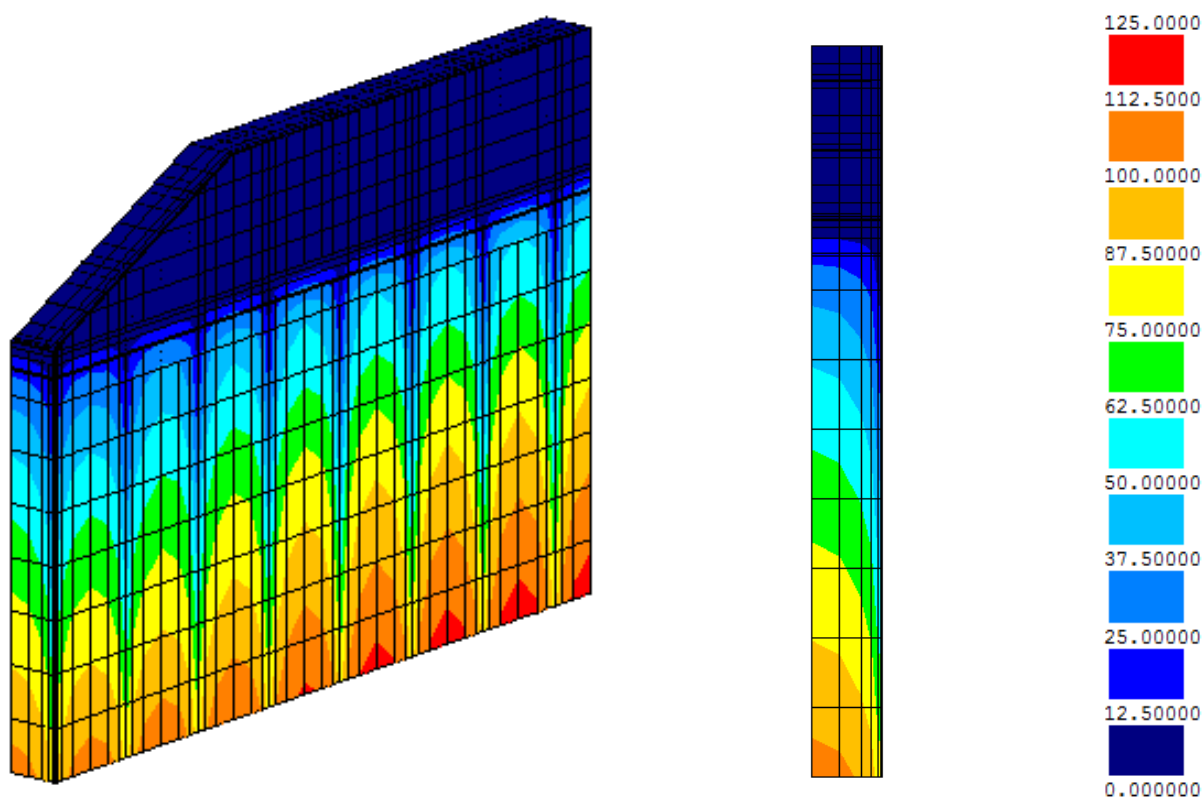


Fig. 6.28 – Distribuição das pressões neutras no final da construção

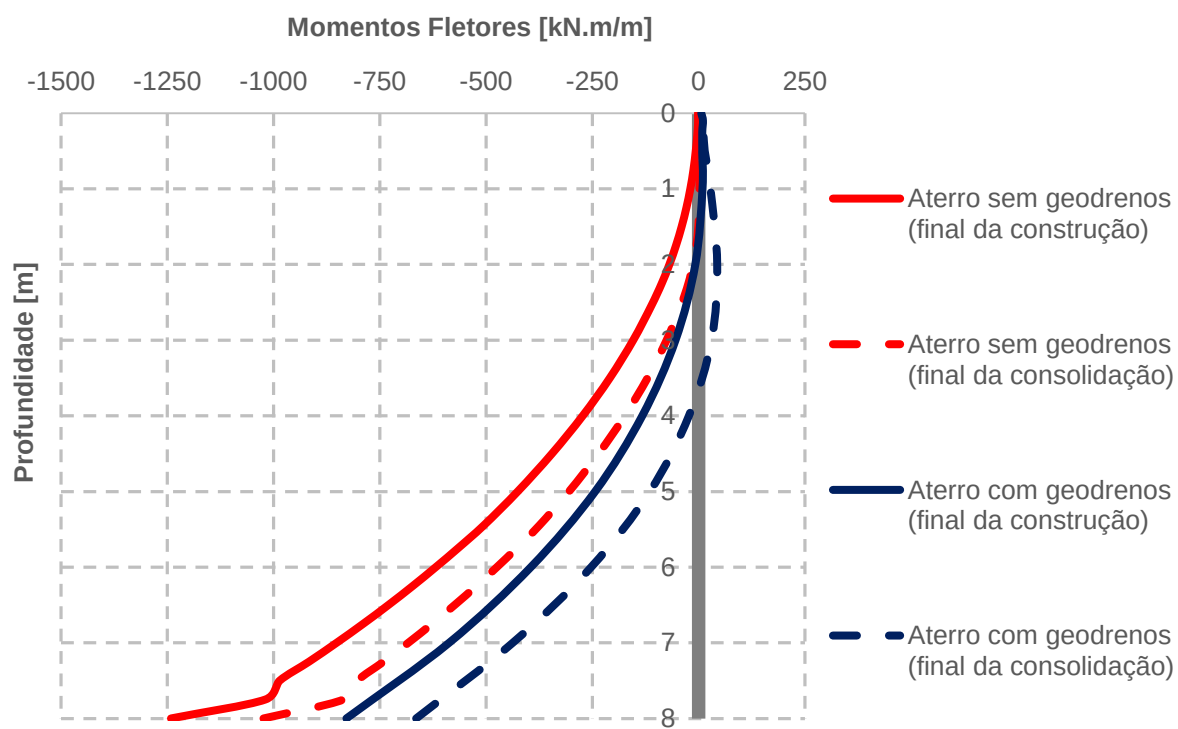


Fig. 6.29 – Diagrama de momentos fletores da parede, para as situações com e sem drenos verticais, no final da construção e no final da consolidação

7

ESTUDO PARAMÉTRICO TRIDIMENSIONAL

7.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos intitulado por RECRIB3D (Borges, 2003, 2004) analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles, considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral, incluindo no solo de fundação drenos verticais.

No presente capítulo, pretende-se analisar os efeitos resultantes da variação da rigidez à flexão da parede no comportamento das obras em questão, nomeadamente no maciço de fundação e nas paredes de contenção lateral.

Assim, tendo como cálculo de referência o problema analisado no capítulo anterior, analisa-se o efeito da variação da rigidez à flexão da parede, não só no que refere à sua influência nos resultados finais (final da consolidação), mas também no comportamento da obra no final da construção.

No Quadro 7.1, apresenta-se uma síntese da análise paramétrica efetuada. Para o estudo da influência da rigidez à flexão das paredes, optou-se por fazer variar a espessura da parede, sendo sempre constituídas por betão armado (paredes moldadas).

Quadro 7.1 – Síntese da análise paramétrica efetuada

Estudo paramétrico	Área dos cabos por metro longitudinal de parede	Tipo de parede
Influência da rigidez à flexão das paredes	Sem cabo	Parede moldada com 0,80 m de espessura (P.R.)
		Parede moldada com 0,60 m de espessura
		Parede moldada com 1 m de espessura

P.R. – Problema de referência (solução analisada no capítulo anterior)

Apresentam-se, em seguida, os resultados e comentários julgados mais pertinentes, no estudo da influência deste parâmetro no comportamento global da solução.

7.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE CONTENÇÃO

7.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para se proceder à avaliação da influência da rigidez à flexão da parede de contenção realizou-se mais duas análises para além da efetuada no capítulo anterior, nas quais apenas se alterou a rigidez da parede. No Quadro 7.2 apresentam-se as propriedades mecânicas para as diversas situações analisadas.

Quadro 7.2 – Propriedades mecânicas para os diversos tipos de parede analisados

Espessura da parede	Módulo de elasticidade, E (GPa)	Momento de inércia, I (cm ⁴ /m)	Rigidez à flexão, EI (kN.m)
0,60 m	18	1800000	324000
0,80 m (P.R.)	18	4266666	768000
1 m	18	8333333	1499999

P.R. – Problema de referência (solução analisada no capítulo anterior)

7.2.2. DESLOCAMENTOS

De modo a analisar o efeito da rigidez à flexão da parede nos resultados relativos aos deslocamentos (horizontais e verticais) apresentam-se na Fig. 7.1 os deslocamentos horizontais da parede (no final da construção e no final da consolidação), na Fig. 7.2 os deslocamentos verticais à superfície do terreno natural (no final da construção e no final da consolidação) e na Fig. 7.3 uma representação mais minuciosa dos levantamentos verificados à superfície à direita da parede (zona não carregada), no final da construção e no final da consolidação.

Da análise comparativa das três soluções estudadas, constata-se, como seria de esperar, que o aumento da rigidez da parede reduz os deslocamentos horizontais. Verifica-se no entanto que a redução dos referidos deslocamentos é maior no final da construção que no final da consolidação. Comparando esta análise paramétrica com a efetuada em relação à rigidez à flexão da parede para o problema bidimensional (Fig. 5.21), verifica-se que para este caso (sem cabo) este parâmetro assume, como seria de prever, um maior efeito na grandeza dos deslocamentos horizontais.

Da análise dos resultados referentes aos deslocamentos verticais (Fig. 7.2 e Fig. 7.3) ressalta que, de um modo geral, as variações dos resultados resultantes da variação do parâmetro em estudo são relativamente pouco expressivas. Contudo, à escala de representação da Fig. 7.3, constata-se uma pequena influência da rigidez à flexão da parede nos levantamentos verificados à superfície, à direita da parede, sendo o efeito deste parâmetro mais notório no final da construção que no final da consolidação. Esta influência nos levantamentos está naturalmente associada aos movimentos horizontais da parede, pois quanto maiores forem estes, maiores serão os levantamentos verificados à superfície.

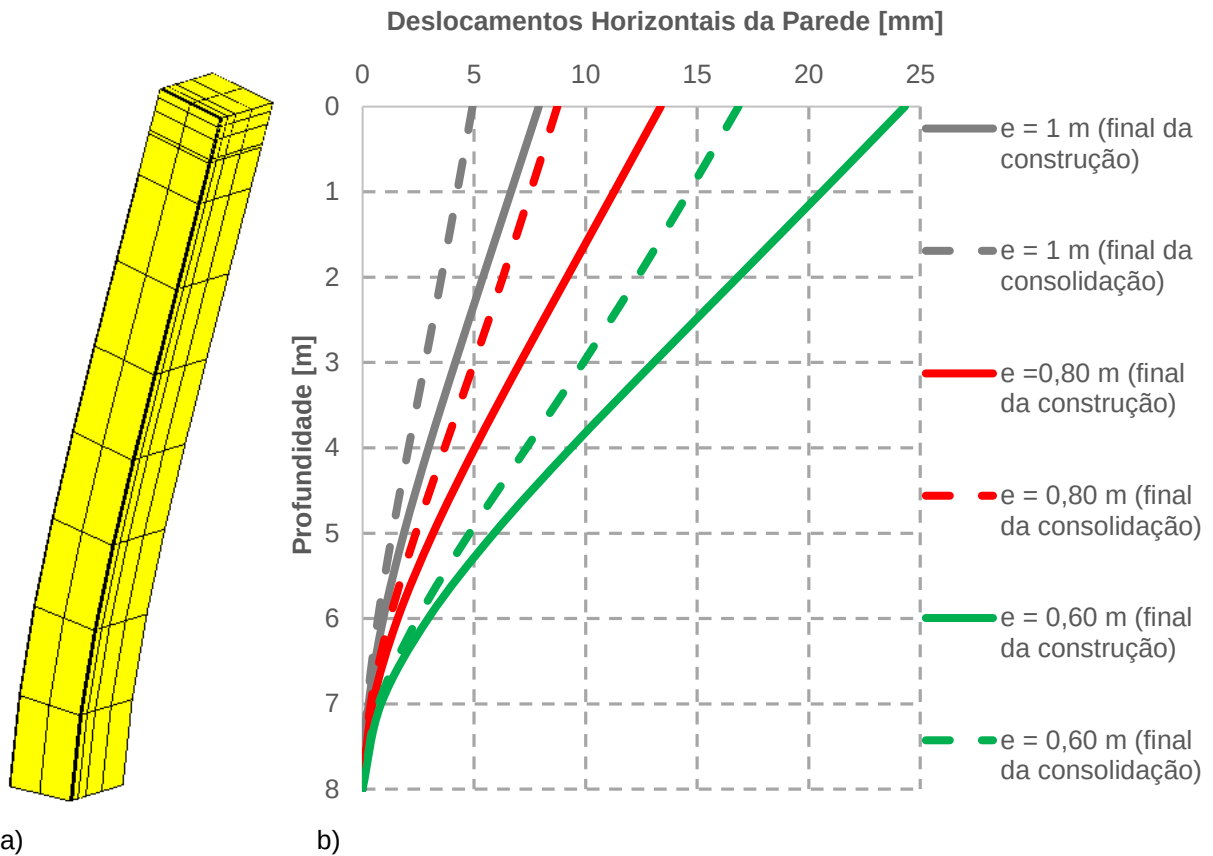


Fig. 7.1 – a) Deformada da parede para o problema de referência no final da construção (fator de ampliação dos deslocamentos de 100 vezes); b) efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos horizontais da mesma, no final da construção e no final da consolidação

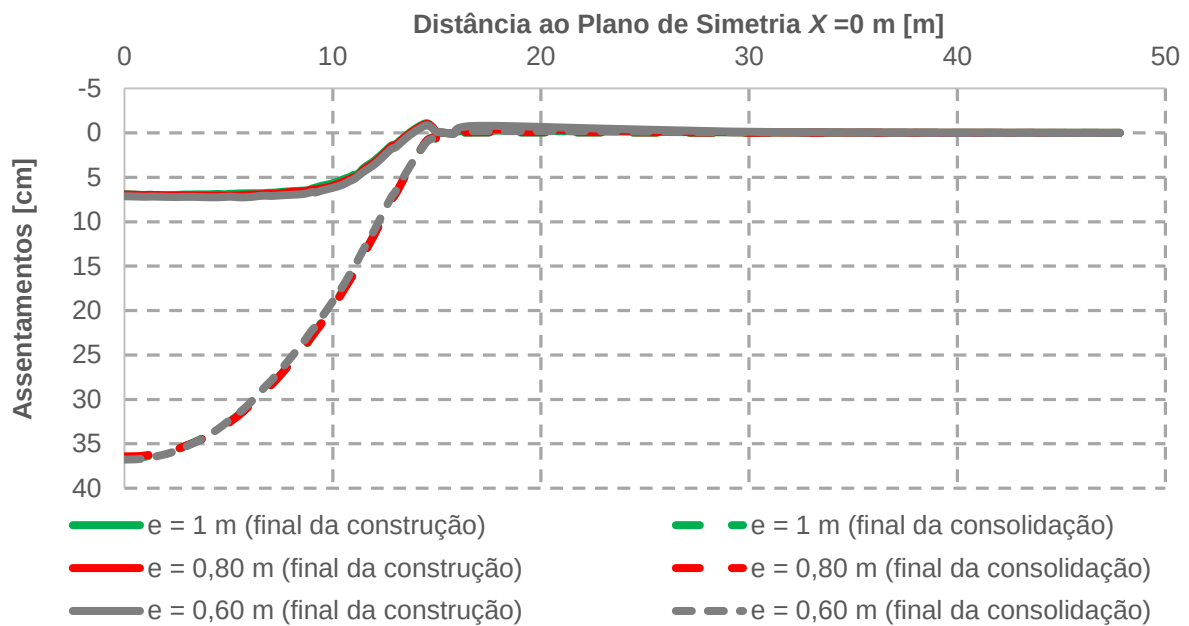


Fig. 7.2 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos deslocamentos verticais à superfície do terreno natural, no final da construção e no final da consolidação

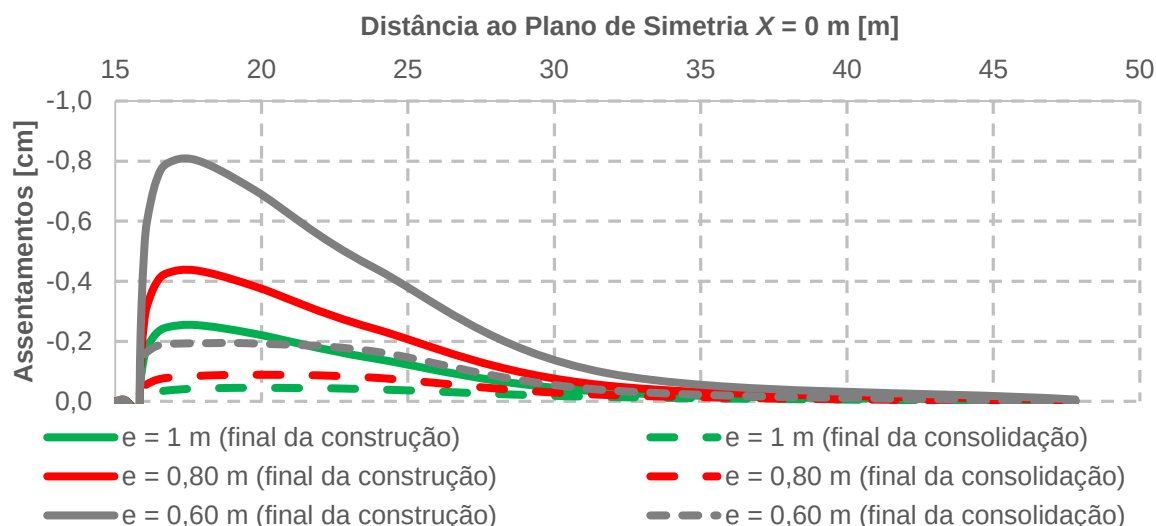


Fig. 7.3 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nos levantamentos verificados à superfície à direita da parede, no final da construção e no final da consolidação

Por fim, relativamente ao efeito do parâmetro em estudo nos deslocamentos, apresenta-se complementarmente na Fig. 7.4 a evolução no tempo dos assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural, isto é, no ponto com coordenadas ($x = 0$, $y = 8$ e $z = 0$) para as três situações analisadas. Da análise da referida figura sobressai claramente que o parâmetro em estudo não influencia o tempo de consolidação do maciço de fundação resultante da construção do aterro. As ligeiras diferenças verificadas nos assentamentos no final da construção para os três casos devem-se sobretudo às deformações distorcionais no final do carregamento, que são tanto maiores quanto maiores forem os deslocamentos horizontais da parede. Assim, o facto do assentamento no final da consolidação ser maior para o caso da parede menos espessa resulta pois das maiores deformações distorcionais experimentadas pelo solo mole no final da construção (Fig. 7.1b).

De um modo geral, conclui-se que mesmo com paredes moldadas pouco espessas se podem obter resultados aceitáveis.

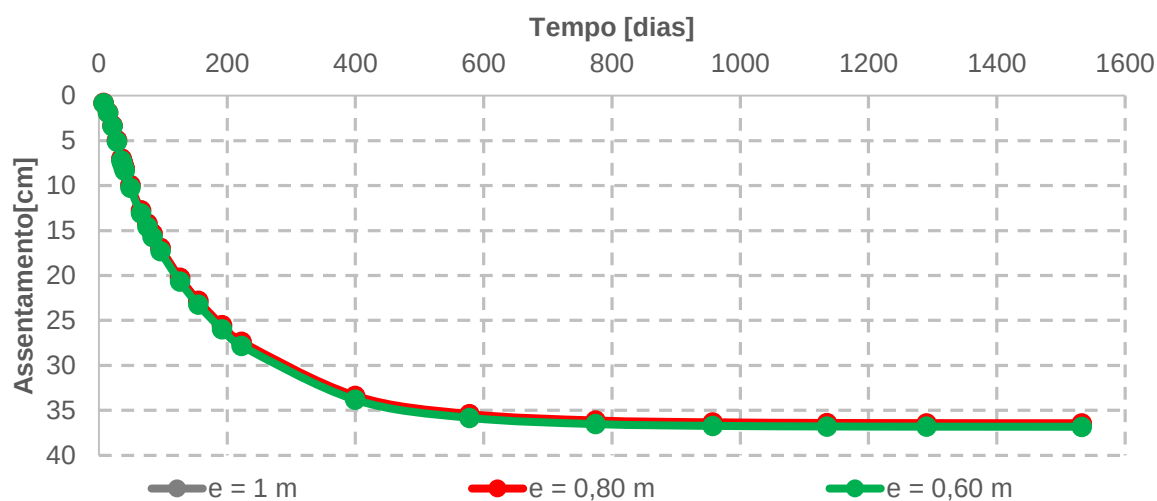


Fig. 7.4 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na evolução dos assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural ($x = 0$, $y = 8$ e $z = 0$)

7.2.3. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

De modo a analisar como a rigidez à flexão da parede afeta os resultados relativos aos excessos de pressão neutra, ilustram-se na Fig 7.5 e na Fig 7.6 os excessos de pressão neutra respeitantes ao final da construção e ao final do primeiro ano após a construção para os três casos que têm vindo a ser comparados. Da análise da Fig 7.5 constata-se que a espessura da parede (rigidez à flexão) não influencia expressivamente os excessos de pressão neutra no final da construção. Sendo estes excessos, no final da construção, principalmente na zona junto à parede, dependentes dos deslocamentos horizontais experimentados pela parede, e dada à ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais (Fig. 7.1), era já de prever que assim acontecesse. No entanto, verifica-se variações mais significativas nos excessos de pressão neutra, sobretudo nas zonas junto à parede, no final da construção, comparando sobretudo os casos de espessura de parede de 0,60 m e 1 m. Relativamente à Fig. 7.6 comprova-se, mais uma vez, que a rigidez da parede não tem influência no tempo de consolidação do estrato de argila, pois no final do primeiro ano após a construção, não se verificam diferenças significativas nas distribuições dos excessos de pressão neutra, sendo para os três casos o valor máximo destes excessos de cerca de 5,5 kPa.

Complementam-se estes resultados mostrando na Fig. 7.7 a distribuição dos incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção. Da análise da referida figura conclui-se que o efeito da alteração da rigidez da parede no que toca aos incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção é também desprezável, como seria de prever, uma vez que o mesmo se constatou na distribuição dos excessos de pressão neutra no final da construção.

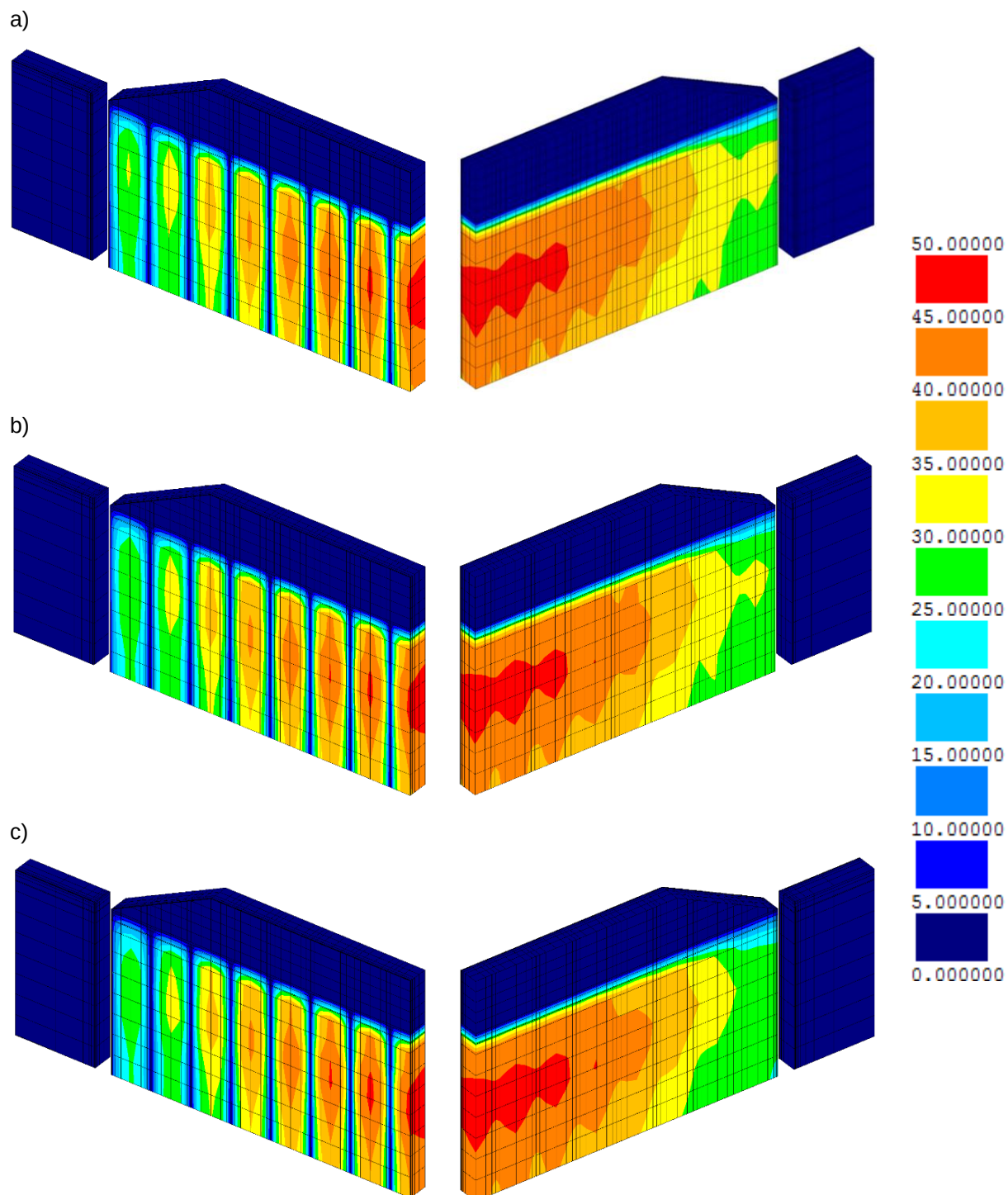


Fig. 7.5 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m

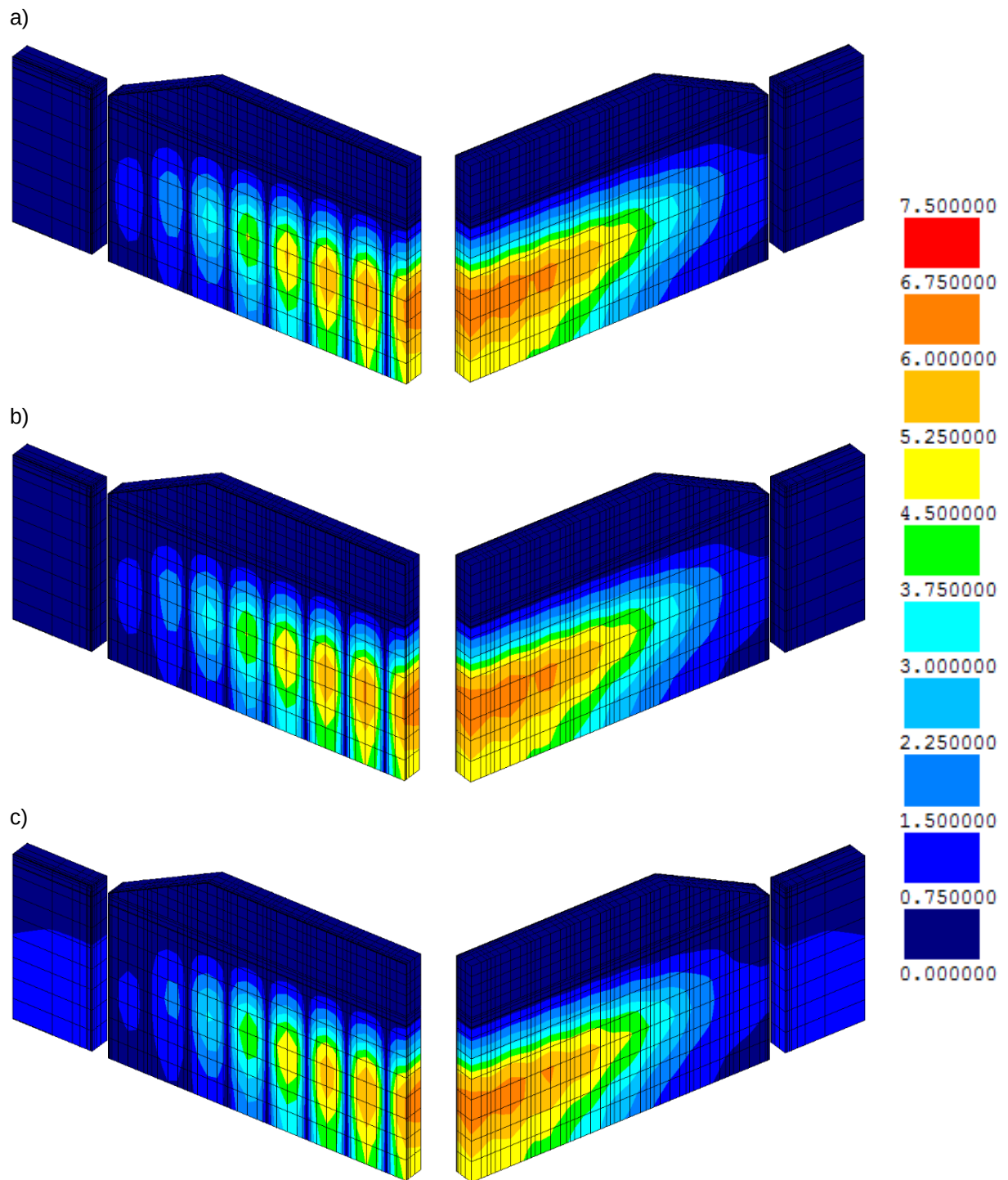


Fig. 7.6 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa), no final do primeiro ano após a construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m

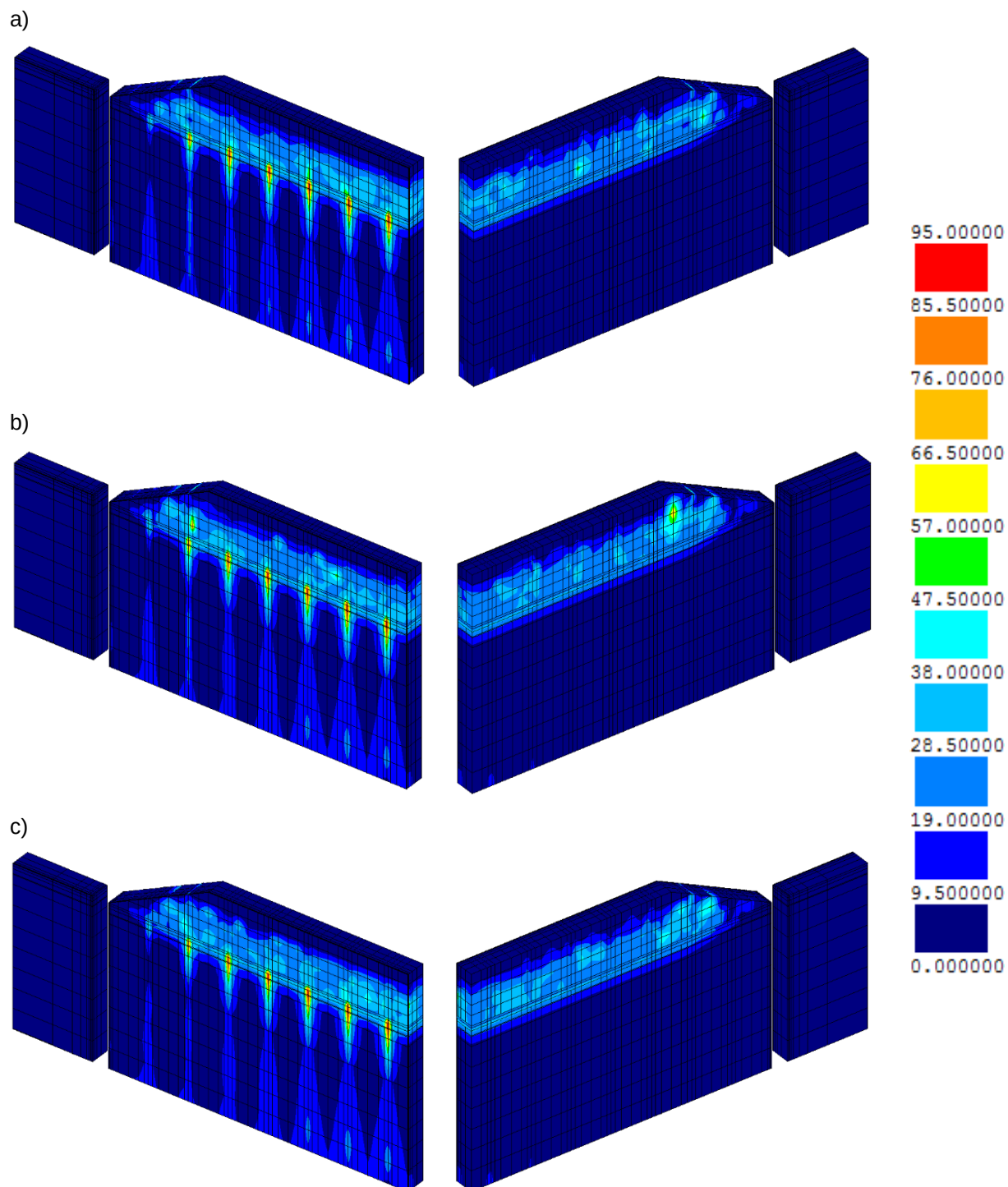


Fig. 7.7 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos incrementos de tensão efetiva vertical (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m

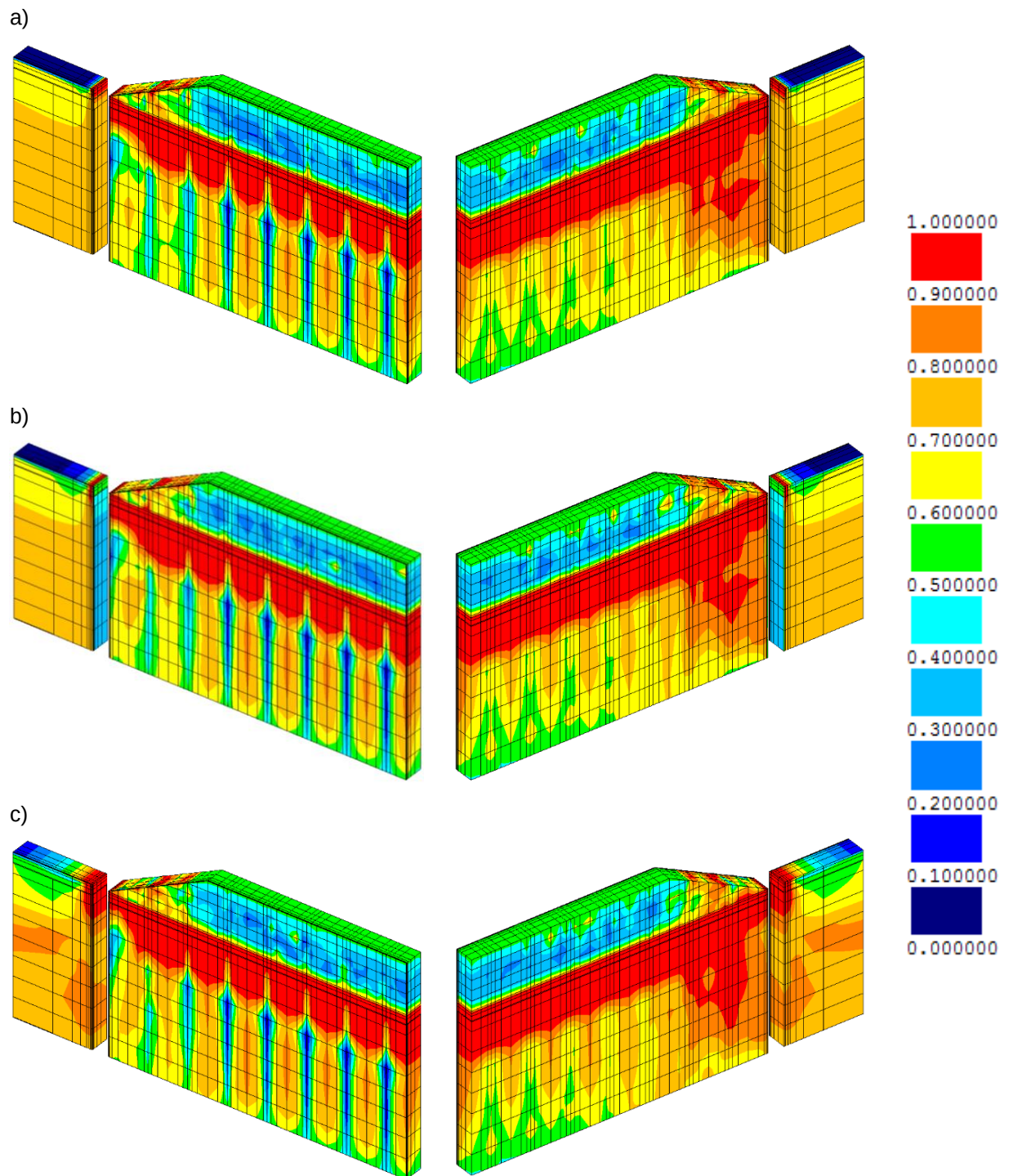


Fig. 7.8 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m

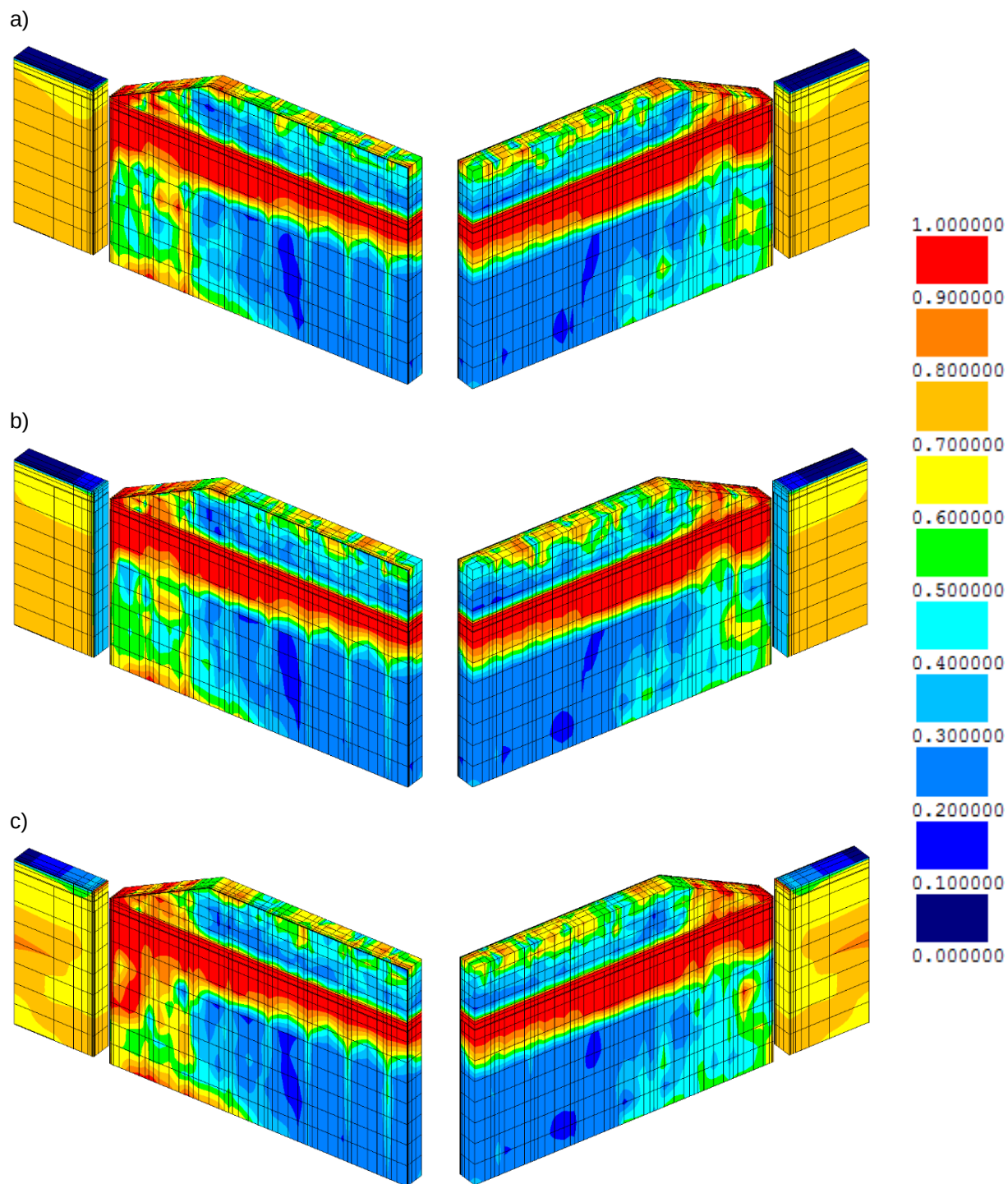


Fig. 7.9 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição dos níveis de tensão, no final da consolidação: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m

As figuras 7.8 e 7.9 ilustram a distribuição dos níveis de tensão no maciço de fundação e no aterro, no final da construção do aterro e no final da consolidação, respetivamente, para as três situações estudadas. Relativamente ao final da construção, constata-se que a grandeza do parâmetro em análise:

- Apresenta uma pequena influência na distribuição dos níveis de tensão na zona junto à parede, sendo estes menores para o caso em que a parede apresenta maior rigidez, pois quanto maior é o confinamento horizontal provocado pela parede, menores são as tensões de desvio do maciço argiloso;
- A influência é mais significativa no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da direita) que no plano vertical que passa pelos geodrenos;
- Pouco ou nada influencia a distribuição dos níveis de tensão no aterro.

No que toca ao final da consolidação, destaca-se que a rigidez à flexão da parede:

- Influencia ligeiramente a distribuição dos níveis de tensão na zona junto à parede (principalmente no caso de espessura de parede 0,60 m, comparado com os outros dois);
- Tem um efeito desprezável na distribuição dos níveis de tensão no aterro.

7.2.4. ESFORÇOS NA PAREDE DE CONTENÇÃO

Passando agora a analisar a influência da rigidez à flexão da parede nos seus próprios esforços, apresenta-se na Fig. 7.10 o efeito da alteração deste parâmetro na distribuição das pressões de terras nas duas faces da parede e na Fig. 7.11 o efeito na distribuição das ações sobre a parede. Por fim ilustra-se na Fig. 7.12 o diagrama de momentos fletores para as três situações estudadas. Da análise dos resultados ressalta que:

- Diminuindo a rigidez da parede, diminuem as pressões de terras sobre a face esquerda da mesma e aumentam (embora mais ligeiramente) as pressões sobre a face direita (Fig. 7.10);
- Do ponto atrás resulta que, de um modo geral, a diminuição da rigidez da parede acarreta uma redução das ações sobre a mesma (Fig. 7.11);
- Estes factos apresentam um efeito sobre os momentos fletores máximos da parede (momentos de encastramento no estrato rígido), os quais aumentam com a rigidez da parede (Fig. 7.12).

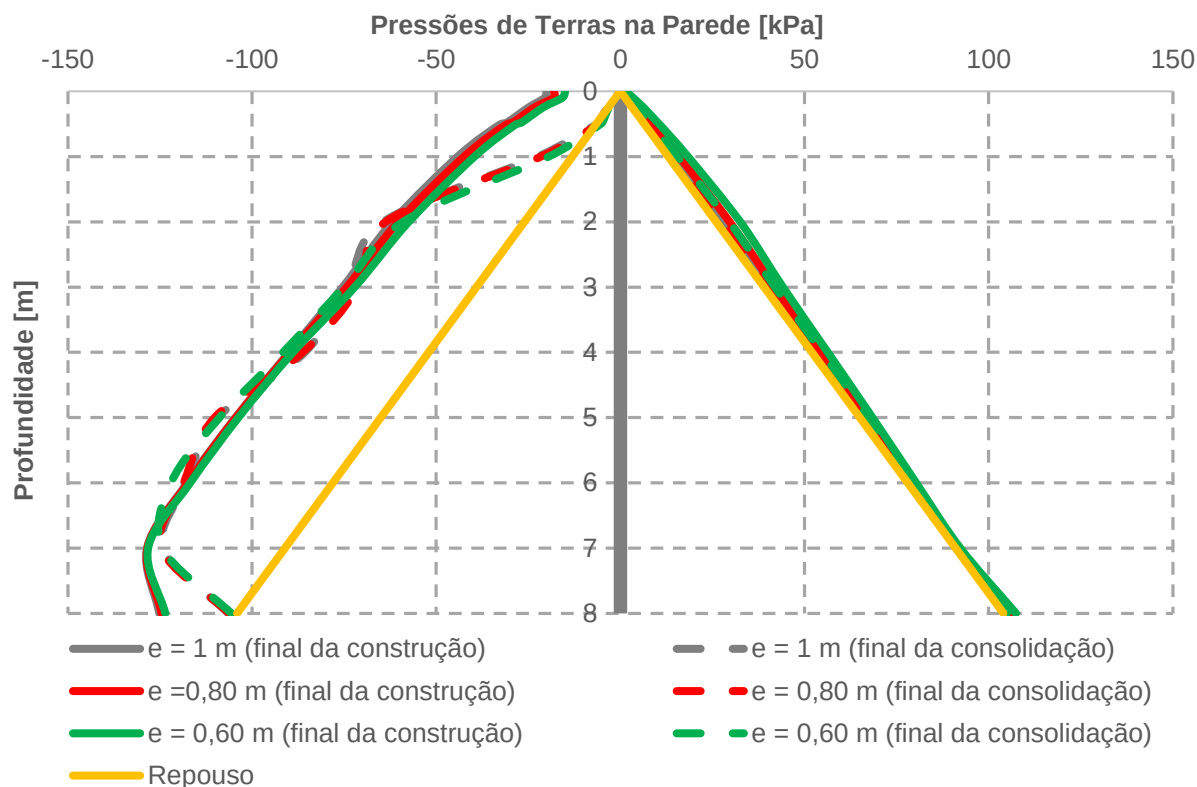


Fig. 7.10 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede na distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação

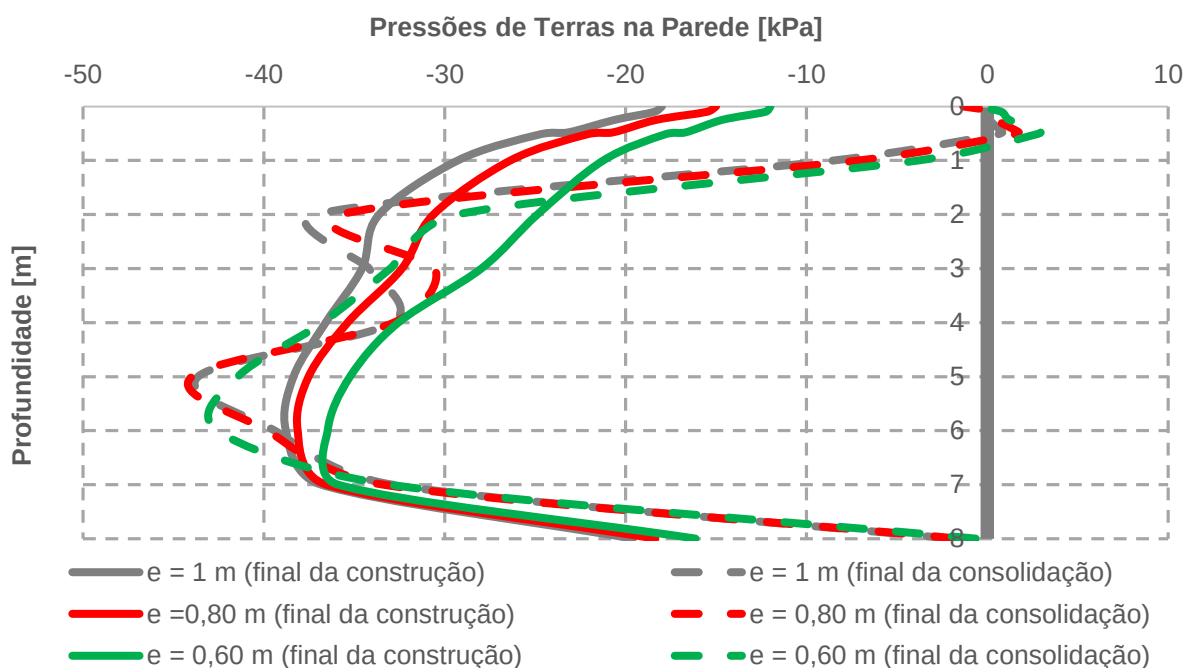


Fig. 7.11 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede nas ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação

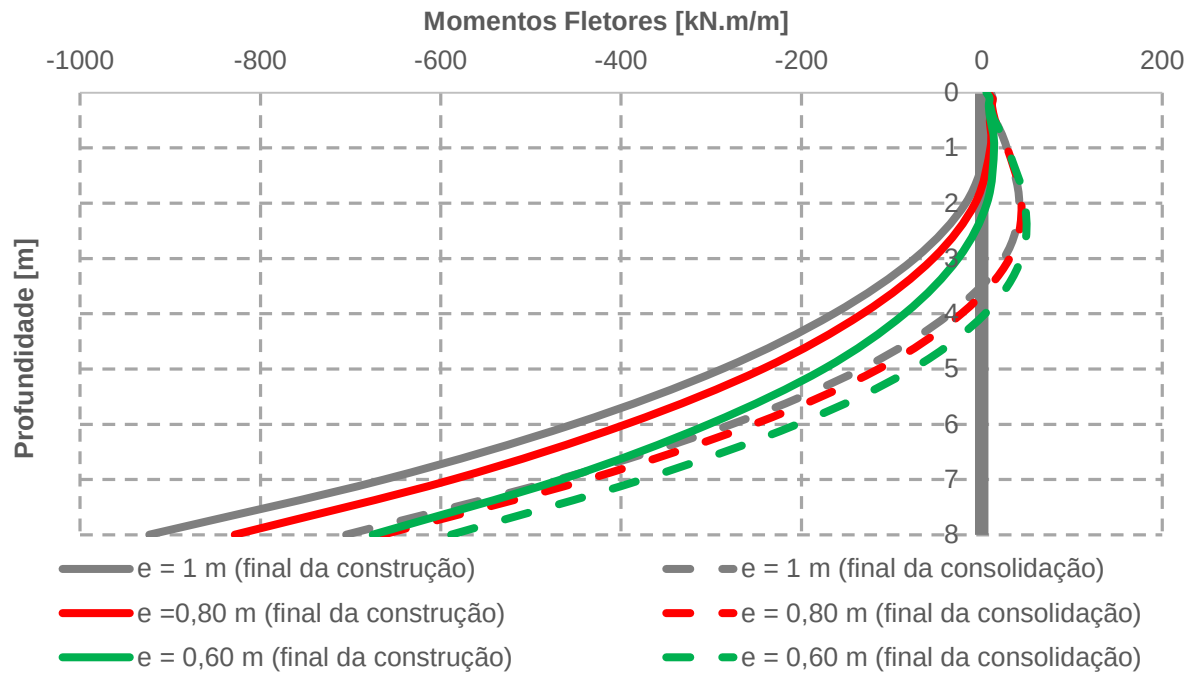


Fig. 7.12 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, nos diagramas de momentos fletores, no final da construção e no final da consolidação

Complementarmente apresenta-se na Fig. 7.13 a distribuição das tensões totais verticais na parede para as três situações analisadas, para o final da construção e para o final da consolidação. Da análise comparativa dos resultados, destaca-se que a rigidez à flexão da parede influencia fortemente as tensões de tração e de compressão na parede, as quais aumentam com a diminuição da espessura da parede. Assim, apesar das ações sobre a parede (e consequentemente os momentos fletores) diminuírem com a diminuição da rigidez à flexão da parede, as tensões neste órgão de contenção tendem a aumentar. Daqui resulta, que reduzindo a espessura da parede, a quantidade de armadura terá de ser maior. Assim sendo, cabe ao projetista definir a espessura de parede mais adequada, tendo em conta não só os aspetos económicos (entre os quais se incluem, naturalmente, as quantidades dos materiais, neste caso, de betão e de aço) e os efeitos pretendidos em termos de redução dos deslocamentos nas zonas laterais do aterro e de aumento da estabilidade global da obra.

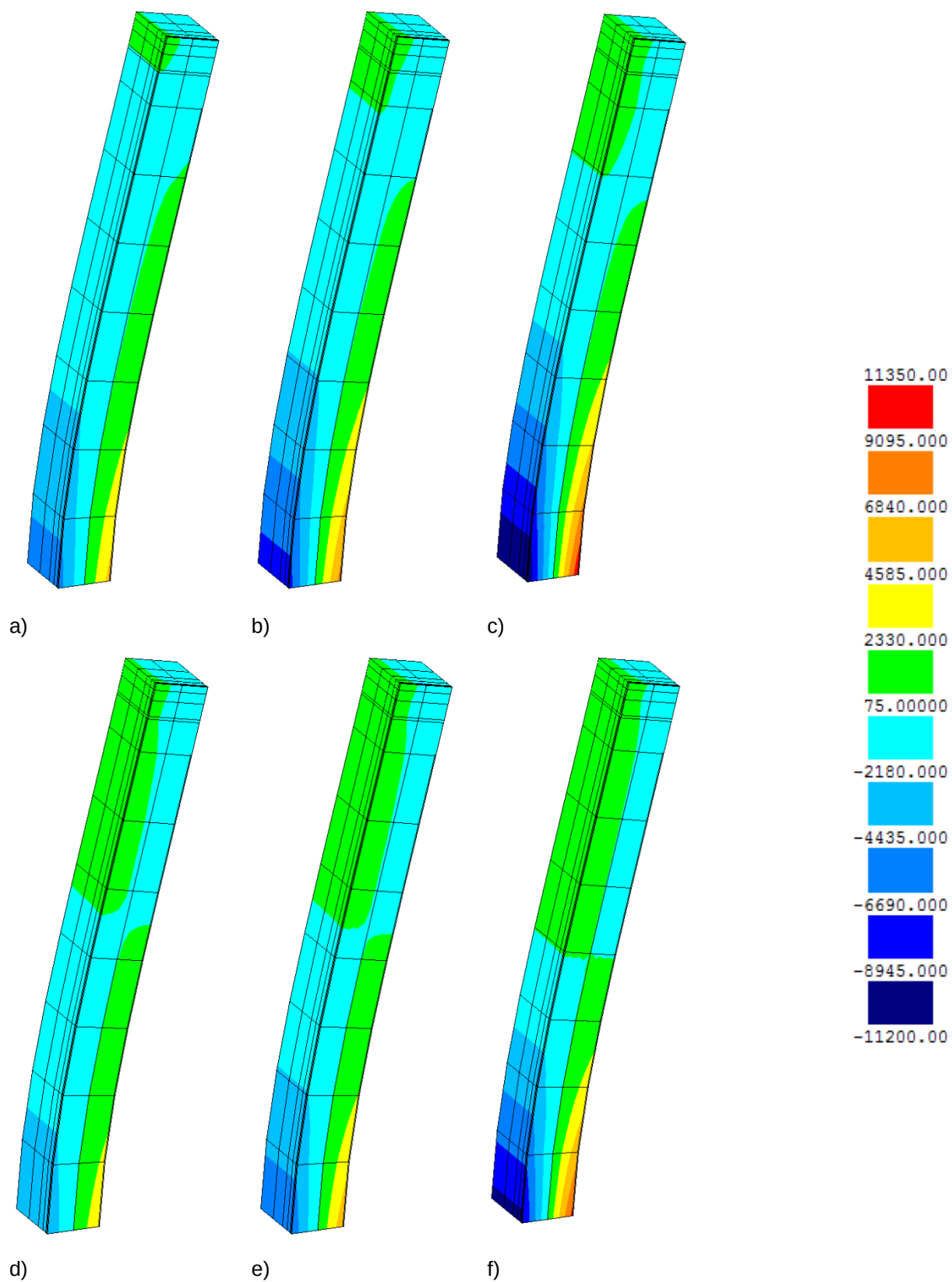


Fig. 7.13 – Efeito da alteração da rigidez à flexão da parede, na distribuição das tensões verticais na parede (kPa), no final da construção: a) $e = 1$ m; b) $e = 0,80$ m; c) $e = 0,60$ m; e no final da consolidação: d) $e = 1$ m; e) $e = 0,80$ m; f) $e = 0,60$ m

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar a elaboração desta dissertação, com a qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos fenômenos associados à construção de aterros sobre solos argilosos moles considerando a solução de execução de paredes de contenção lateral, entende-se pertinente apresentar, de forma sucinta, algumas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Primeiramente, foi feita uma apresentação dos principais inconvenientes associados à construção de aterros sobre solos moles, das técnicas construtivas para a resolução dos mesmos e ainda uma breve descrição da solução construtiva estudada.

De seguida, apresentou-se as principais características do programa de cálculo automático RECRIB baseado no Método dos Elementos Finitos e desenvolvido por Borges (1995) que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot).

Através deste programa de cálculo, modelou-se numericamente um problema base relativo a um aterro sobre solos moles considerando a solução de execução de paredes laterais de contenção encastradas inferiormente no estrato rígido e apoiadas superiormente em cabos metálicos. Posteriormente, introduzindo os resultados do mesmo problema, mas sem a execução das paredes laterais, avaliou-se a eficiência da solução no que toca à minimização dos deslocamentos (horizontais e verticais) e aumento da segurança à rotura global.

No estudo do comportamento do problema base, analisou-se detalhadamente diversas grandezas, desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação, nomeadamente os excessos de pressão neutra, as tensões efetivas, as tensões de corte, os níveis de tensão, os deslocamentos verticais e horizontais, assim como os esforços axiais no cabo metálico, os momentos flettores da parede e as pressões de terras sobre as faces da mesma. De um modo geral, relativamente a este capítulo importa destacar as seguintes conclusões:

No que diz respeito à eficácia da solução constata-se que:

- Reduz significativamente os deslocamentos horizontais;
- Permite uma redução dos assentamentos na base do aterro, no final da construção e no final da consolidação, sendo esta redução mais notória relativamente ao primeiro período;
- Leva a uma expressiva redução dos levantamentos verificados na zona não carregada, conclusão muito importante, uma vez que é esse o seu principal objetivo;
- Não influencia o tempo de consolidação do maciço de fundação.

Relativamente à análise da segurança à rotura global do aterro contata-se que no problema sem a execução das paredes, no final do período de carga, o coeficiente de segurança global é muito próximo da unidade, o que significa, em termos práticos, que o aterro em questão poderá entrar em rotura global.

No Capítulo 5 procedeu-se à realização de estudos paramétricos com o objetivo de compreender a influência que determinados parâmetros acarretam no comportamento global da obra. Com base nas análises paramétricas efetuadas destacam-se as seguintes conclusões:

Quanto à rigidez à tração do cabo metálico destaca-se que:

- De um modo geral a rigidez do cabo não influencia significativamente nem a grandeza dos deslocamentos (horizontais e verticais), nem os esforços na parede. No entanto, a sua presença permite uma redução destas grandezas.

Quanto à rigidez à flexão da parede:

- Este parâmetro não tem um efeito significativo na ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais, comparativamente com a grandeza dos deslocamentos que se obtinham para o caso do aterro sem parede;
- De uma maneira geral não influencia expressivamente a grandeza dos deslocamentos verticais, tanto no final da construção, como no final da consolidação;
- Influencia a grandeza dos momentos fletores máximos da parede (momentos de encastramento no estrato rígido), os quais aumentam com a rigidez da parede, assim como a tensão de tração no cabo, que contrariamente, diminui à medida que a rigidez da parede aumenta.

No Capítulo 6, da aplicação do modelo numérico (programa de elementos finitos) a um aterro sobre solos moles considerando a solução de paredes de contenção lateral e geodrenos verticais (análise tridimensional) e ao mesmo problema sem os drenos verticais (análise bidimensional), destacam-se as seguintes conclusões sobre os efeitos da utilização da técnica mista (com paredes laterais e geodrenos verticais):

- É muito expressivo o efeito de redução do tempo total de consolidação (cerca de 10 vezes);
- Este facto está naturalmente relacionado com a maior rapidez de dissipação dos excessos de pressão neutra em todas as fases do problema (durante e após a construção);
- Verifica-se, no final da consolidação, uma pequena redução dos assentamentos, sendo consequência direta do melhoramento das características do solo resultante da consolidação durante o processo de carga;
- É significativo o efeito de redução dos deslocamentos horizontais da parede para cerca de metade;
- Constata-se uma diminuição das pressões de terras em ambas as faces da parede, sendo no entanto mais notória na face do lado carregado;
- Os drenos verticais apresentam um efeito redutor dos esforços na parede.

Do estudo paramétrico efetuado no Capítulo 7, que teve como principal objetivo avaliar a influência da rigidez à flexão da parede no comportamento global do problema analisado no Capítulo 6, destacam-se as seguintes conclusões:

- O aumento da rigidez da parede, como seria de esperar, reduz os deslocamentos horizontais, sendo esta redução maior no final da construção que no final da consolidação;
- Comparando este estudo paramétrico com o efetuado em relação à rigidez à flexão da parede no problema bidimensional (em que a parede era apoiada superiormente em cabos metálicos), verificou-se que para este último este parâmetro assume, como seria de prever, um maior efeito na grandeza dos deslocamentos horizontais;

- De um modo geral, o efeito deste parâmetro nos deslocamentos verticais é pouco significativo;
- Diminuindo a rigidez da parede, diminuem as pressões de terras sobre a face interior da mesma e aumentam (embora mais ligeiramente) sobre a face exterior;
- Do ponto atrás resulta que, de um modo geral, a diminuição da rigidez da parede acarreta uma redução das ações sobre a mesma;
- Os momentos fletores máximos da parede aumentam com a rigidez da mesma.

Com a realização da presente dissertação foi notória a complexidade do tema em análise, sendo evidente o contributo que estas análises apresentam para uma melhor compreensão do comportamento global destas obras. Assim sendo, em termos de desenvolvimentos futuros, dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspetos:

- A realização de estudos paramétricos (análises bi e tridimensionais) versando outros parâmetros não objeto de estudo do presente trabalho, tais como a existência de parede apenas de um lado, as características do maciço argiloso considerando também comportamento de fluência (consolidação secundária), o espaçamento horizontal entre geodrenos, etc.;
- A monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com os resultados numéricos.

BIBLIOGRAFIA

A

Almeida, M. S. S (1996). *Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho*. 1ª edição. Editora UFRJ, Rio de Janeiro.

Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. (2004). *Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis*. 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril, Aveiro, 103-112.

B

Biot, M. A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Series B. 55, pp. 110-113.

Biot, M. A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 155-164.

Borges, J. L (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Porto.

Borges, J. L (1997). *Obras geotécnicas, aterros sobre solos moles*. FEUP, Porto.

Borges, J. L. (1998). *Modelos de Estados Críticos*. FEUP, Porto.

Borges, J. L (2003). *Aterros sobre solos moles incorporando geodrenos verticais. Análise tridimensional pelo método dos elementos finitos*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Geotecnia, n.º 98, Julho 03, pp. 59-74.

Borges, J. L. (2004). *Escavações Não Suportadas em Maciços Argilosos. Consolidação e Estabilidade Global pelo Método dos Elementos Finitos*. Geotecnia, n.º 102. p. 55-77.

Borges, J. L. (2008). *Cut Slopes in Clayey Soils: Consolidation and Overall Stability by Finite Element Method*. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 26. n.º 5. p. 479-491.

Britto, A. M.; Gunn, M.j. (1987). *Critical soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, England.

C

Caputo, H. P. (1977). *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. Livros técnicos e científicos editora, Rio de Janeiro.

Caramelo, T. A. L. M (2011). *Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por geossintéticos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

Collin, J.G., Han, J., Huang, J. (2005). *Geosynthetic-Reinforced Column-Support Embankment Design Guidelines*. North American Geosynthetics Society/Geosynthetics Institute Conference, Las Vegas, Nevada.

Correia, R. M. B. P (1982). *Aplicação de modelos matemáticos ao estudo de aterros construídos sobre solos argilosos moles*. LNEC, Lisboa.

Costa, P. M. B. A. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos de consolidação*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

G

Ghaboussi, J.; Wilson, E. L. (1973). *Flow of compressible fluid in porous elastic media*. Int. Journal Num. Meth. Eng., 5, pp. 419-442.

Gonçalves, M. A. S. G (2012). *Solos de fundação reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por plataformas multi-reforçadas com geossintéticos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

Gunn, M. J. (1996). *Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests*. Crisp Consortium.

H

Harate N., Otani J., Ochia H., Onda K., Okuda y. (2009). *Countermeasures against settlement of embankment on soft ground with PFS (Partial Floating Sheet-Pile) method*. Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement – Karstunen & Leoni (eds), Taylor & Francis Group, Londres.

L

Lopes, M. R. L (2004). *Efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis superficiais*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

M

Mansikkamäki J., Lämsivaara T. (2013). *Stability improvement methods for soft clays in a railway environment*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013, 1317-1320, Paris.

Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. LNEC, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*. Vol. II. FEUP Edições, Porto.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol I. FEUP Edições, Porto.

Mendes, M. M. S. C. S (2011). *Estudo de modelação de consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno*. Dissertação de Mestrado. IST, Lisboa.

S

Santos, R. M. B. A. M (2014). *Estabilidade do Fundo de Escavações Escoradas Em Solos Moles. Análise da Segurança usando o Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

T

Tanaka H., Kita H., Iida T., Saimura Y., Takano Y. (1996). *Liquefaction countermeasure using steel sheet pile with drain capability*. The sumitomo search No. 5.8 sep, 72-81.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.

Z

Zienkiewicz, O. C.; Humpheson, C.; Lewis, R. W. (1977). *A unified approach to soil mechanics problems including plasticity and visco-plasticity*. Ch. 4 (pp. 151-177) in Finite Elements in Geomechanics, ed. G. Gudehus, Wiley, London.

- [1] – <http://www.spgeotecnia.pt/> [consultado em Julho de 2015]
- [2] – <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/32/artigo300049-1.aspx> [consultado em Julho de 2015]
- [4] – <http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=401> [consultado em Julho de 2015]
- [3] – <http://www.haywardbaker.com/WhatWeDo/Techniques/EarthRetention/SheetPiles/default.aspx> [consultado em Julho de 2015]
- [5] – <http://www.bachy-soletanche.com.hk/nindex.php?serial=32> [consultado em Julho de 2015]
- [6] – <http://www.skylinesteel.com/globalnav/products/steel-sheet-piling> [consultado em Julho de 2015]
- [7] – <http://www.conneelybuilders.com/sheetpiling-at-foxford-co-mayo-ballina-dublin-railway-line/> [consultado em Julho de 2015]
- [8] – <http://www.coffeygroup.com/Default.aspx?p=227&n=251> [consultado em Julho de 2015]
- [9] – http://www.sheetpilinguk.com/sheet_piling_case_studies/railway_embankment_stabilisation.html [consultado em Julho de 2015]