U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESCAVAÇÕES EM MACIÇOS TERROSOS SUPORTADOS POR PAREDES DE JET GROUTING

MANUEL RICARDO MARTINS DE CARVALHO LIMA PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor José Leitão Borges

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais e irmão

Se o conhecimento pode criar problemas, não é através da ignorância que podemos solucioná-los.

Isaac Asimov

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar o meu agradecimento a todos os que de alguma forma contribuíram para a sua realização.

Ao Prof. Doutor José Leitão Borges, pela inexcedível dedicação e disponibilidade, pelo interesse, conhecimento e entusiasmo que sempre demonstrou ao longo deste trabalho. Foi fundamental o apoio e motivação transmitidos, principalmente nos momentos mais complicados.

A todos os meus amigos, sem eles esta tarefa teria sido muito mais árdua e, sem dúvida, muito menos gratificante.

À Luísa, pelo incentivo e apoio, tanto nos sucessos como nos insucessos, ao longo do meu percurso académico.

Por fim, agradeço profundamente aos meus pais pela oportunidade de poder realizar o sonho de ser engenheiro.

RESUMO

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de escavações suportadas por paredes de jet grouting em solos arenosos e argilosos, considerando-se, para os segundos, o comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação

É apresentada uma revisão bibliográfica sobre a tecnologia de jet grouting e abordam-se as principais considerações acerca do dimensionamento de muros de suporte, nomeadamente o dimensionamento de muros autoportantes, mono-escorados e multi-escorados, fazendo-se referência à especificidade do dimensionamento deste muros, quando construídos utilizando a técnica do jet grouting

É utilizado um programa de cálculo bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ).

Com este programa, procede-se à simulação numérica de diversos problemas, três em solos arenosos (parede autoportante, mono-escorada e multi-escorada) e um em solo argiloso (parede multi-escorada). O comportamento dos problemas é analisado do inicio ao fim da construção, nas análises em solos arenosos, e do inicio da construção ao fim da consolidação, na análise em solo argiloso.

Por último, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE: escavações, muros de suporte, jet grouting, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the behaviour of excavations retained by jet grout walls in sandy and clayey soils. For the latter, time-dependent behaviour associated to the consolidation is analysed.

A revision of bibliography on the jet grouting technology is presented and considerations about the design of retaining walls, namely gravity walls, single strutted walls and multi-strutted walls, are presented.

A computer program, based on the finite element method, is used. The program incorporates the Biot consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and soil constitutive relations simulated by the p-q-θ critical state model.

Using this program, several problems are modelled: three in sandy soils (gravity wall, single strutted wall and multi-strutted wall), analysed from the beginning to the end of construction, and one in clayey soil (multi-strutted wall), analysed from the beginning of construction to the end of consolidation.

Finally, several overall conclusions obtained from this study are put forward.

KEYWORDS: excavations, retaining walls, jet grouting, finite element method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I

RESUMO III

ABSTRACT V

1. INTRODUÇÃO 1

2. JET GROUTING 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING 3

2.2.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING 3

2.2.2. PROCESSO FÍSICO 4

2.2.3. SISTEMAS DE JET GROUTING 5

2.2.4. PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO 7

2.2.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO 8

2.2.5.1. Geometria das colunas 8

2.2.5.2. Resistência mecânica do material tratado 10

2.2.5.3. Permeabilidade e deformabilidade 11

3. DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE CONTENÇÃO EM JET GROUTING 13

3.1. INTRODUÇÃO 13

3.2. IMPULSOS DE TERRAS 13

3.2.1. COEFICIENTES DE IMPULSO 13

3.2.2. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS AOS ESTADOS DE EQUILÍBRIO LIMITE 15

3.3. PRESSÕES DE TERRAS 16

3.3.1. INTRODUÇÃO 16

3.3.2. MÉTODO DE RANKINE 16

3.3.2.1. Formulação 16

3.3.2.2. Aplicação a casos gerais 17

3.3.3. DIAGRAMAS DE TERZAGHI E PECK 19

3.4. DIMENSIONAMENTO DE MUROS SUPORTE 21

3.4.1. MUROS SUPORTE AUTOPORTANTES 21
3.4.1.1. Estados limites últimos 21
3.4.1.2. Verificação da segurança em relação aos estados limites por derrubamento e por escorregamento pela base 22
3.4.1.3. Verificação da segurança em relação ao estado limite por rotura de fundação 22
3.4.1.4. Verificação da segurança em relação ao estado limite por escorregamento global 25
3.4.1.5. Verificação da segurança em relação à resistência do material do muro de suporte 25
3.4.2. MUROS DE SUPORTE MONO-ESCORADOS E MULTI-ESCORADOS 25
3.4.3. DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SUPORTE EM JET GROUTING 26

4. PAREDE DE JET GROUTING AUTOPORTANTE EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO 29
4.1. INTRODUÇÃO 29
4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO 29
4.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS 29
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA 32
4.3.1. INTRODUÇÃO 32
4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA 32
4.3.3. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 34
4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS 35
4.4.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO 35
4.4.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS 41
4.4.3. ESFORÇOS NA PAREDE DE JET GROUTING 43
4.4.3.1. Pressão de terras sobre a parede 43
4.4.3.2. Evolução da tensão vertical na parede 44
4.4.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede 46
4.4.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede 47

5. PAREDE DE JET GROUTING MONO-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO 49
5.1. INTRODUÇÃO 49
5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA 49
5.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA 49

5.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 52
5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS 53
5.3.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO 53
5.3.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS 59
5.3.3. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 61
5.3.3.1. Pressão de terras sobre a parede 61
5.3.3.2. Evolução da tensão vertical na parede 63
5.3.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede 64
5.3.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede 65
5.3.3.5. Esforços axiais no escoramento 66
5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A SOLUÇÃO AUTOPORTANTE E A SOLUÇÃO MONO-ESCORADA 67
5.4.1. MOVIMENTOS INDUZIDOS 67
5.4.2. TENSÃO VERTICAL NA PAREDE 68
5.4.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A UTILIZAÇÃO, OU NÃO, DE PAREDES MONO-ESCORADAS 70

6. PAREDE DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO 71
6.1. INTRODUÇÃO 71
6.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA 71
6.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA 71
6.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 74
6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS 74
6.3.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO 74
6.3.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS 81
6.3.3. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 83
6.3.3.1. Pressão de terras sobre a parede 83
6.3.3.2. Evolução da tensão vertical na parede 85
6.3.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede 87
6.3.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede 87
6.3.3.5. Evolução dos esforços axiais no escoramento 88

7. PAREDE DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARGILOSO MOLE 89

7.1. INTRODUÇÃO 89

7.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA 89

7.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA 89

7.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 92

7.2.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS 93

7.3. ANÁLISE DE RESULTADOS 94

7.3.1. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO 94

7.3.1.1. Evolução do estado de tensão 94

7.3.1.2. Movimentos induzidos 103

7.3.1.3. Pressões de terra sobre a parede 105

7.3.1.4. Evolução dos momentos flectores na parede 106

7.3.1.5. Evolução da tensão vertical na parede 107

7.3.1.6. Evolução da tensão tangencial na parede 110

7.3.1.7. Evolução dos esforços axiais no escoramento 110

7.3.2. PERÍODO DE PÓS-CONSTRUÇÃO 111

7.3.2.1 Generalidades 111

7.3.2.2. Evolução do estado de tensão 112

7.3.2.3. Movimentos induzidos 120

7.3.2.4. Pressões de terras sobre as faces da parede 123

7.3.2.5. Evolução dos momentos flectores na parede e das tensões na parede 124

7.3.2.6. Evolução das tensões verticais na parede 125

7.3.2.7. Evolução da tensão tangencial na parede 126

7.3.2.8. Evolução dos esforços axiais no escoramento 126

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS 129

BIBLIOGRAFIA 133

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – JET GROUTING

Figura 2.1 – Limites granulométricos de técnicas de injecção de terrenos (Carreto, 1999)..... 4

Figura 2.2 – Etapas de execução de jet grouting: a) introdução da vara; b) elevação da vara com bombagem simultânea da calda; c) fim do processo de injecção da calda; d) repetição do processo [1]. 5

Figura 2.3 – Sistemas tradicionais de jet grouting [2] 6

Figura 2.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os sistemas de jet grouting: a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (Marques, 2008 adaptado de Carreto, 1999)..... 6

Figura 2.5 – Limites do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 2000) 9

Figura 2.6 – Limites do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000)..... 9

Figura 2.7 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting [3]..... 10

Figura 2.8 – Módulo de deformabilidade de materiais tratados por jet grouting [5] 12

CAPÍTULO 3 – DIMENSIONAMENTO DE PAREDE DE CONTENÇÃO EM JET GROUTING

Figura 3.1 – Muro puramente friccional em contacto com paramento liso e rígido (Matos Fernandes, 1995)..... 14

Figura 3.2 – Círculos de Mohr representativos do estado activo, passivo e em repouso (adaptado Matos Fernandes, 1995)..... 15

Figura 3.3 – Impulso activo e passivo segundo a teoria de Rankine 17

Figura 3.4 – Método de Rankine quando existe uma sobrecarga uniforme vertical na superfície do maciço..... 18

Figura 3.5 – Método de Rankine em maciços estratificados..... 18

Figura 3.6 – Método de Rankine em maciços parcialmente submersos..... 19

Figura 3.7 – Determinação do diagrama de pressões aparentes a partir dos esforços nas escoras (adaptado de Matos Fernandes, 1990)..... 19

Figura 3.8 – Diagramas de Terzaghi e Peck (adaptado de Matos Fernandes, 1990)..... 20

Figura 3.9 – Muro de suporte genérico com as forças aplicadas e respectivos braços em relação à aresta exterior da base (Matos Fernandes, 1995)..... 22

Figura 3.10 – Determinação do diagrama de tensões normais na base de um muro de suporte (Matos Fernandes, 1995)..... 23

Figura 3.11 – Determinação do diagrama de tensões com a resultante fora do núcleo central (adaptado de [7]) 24

Figura 3.12 – Condições de apoio e respectivo diagrama do momentos genérico num muro de suporte mono-escorado..... 25

Figura 3.13 – Condições de apoio e respectivo diagrama do momentos genérico num muro de suporte multi-escorado..... 26

Figura 3.14 – Esquema construtivo da parede com largura variável (adaptado de Racansky et al, 2008)..... 27

CAPÍTULO 4 – PAREDES DE JET GROUTING EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

Figura 4.1 – Elementos finitos bidimensionais: a) Elemento triangular híbrido de 6 nós; b) Elemento triangular de 6 nós; c) Elemento de barra de 3 nós 30

Figura 4.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q-θ no espaço das tensões efectivas (Borges, 1995); b) Superfície de cedência do modelo no referencial p-q..... 31

Figura 4.3 – Características da escavação 33

Figura 4.4 – Fases construtivas abrangidas pela análise 33

Figura 4.5 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base 34

Figura 4.6 – Tensão horizontal inicial..... 36

Figura 4.7 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação 36

Figura 4.8 – Tensão vertical inicial..... 37

Figura 4.9 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação 37

Figura 4.10 – Tensões de corte, τxy: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação 38

Figura 4.11 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 3,0m de escavação; c) aos 4,5m de escavação 39

Figura 4.12 – Níveis de tensão: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação 40

Figura 4.13 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas 41

Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 42

Figura 4.15 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 42

Figura 4.16 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas 43

Figura 4.17 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas 44

Figura 4.18 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4.5m de escavação 44

Figura 4.19 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4.5m de escavação 45

Figura 4.20 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m 46

Figura 4.21 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas 47

Figura 4.22 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas 47

CAPÍTULO 5 – PAREDES DE JET GROUTING MONO-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

Figura 5.1 – Características da escavação 50

Figura 5.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise 51

Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base 52

Figura 5.4 – Tensão horizontal inicial 54

Figura 5.5 – Incremento de tensão vertical: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação 54

Figura 5.6 – Tensão vertical inicial 55

Figura 5.7 – Incremento de tensão vertical: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação 55

Figura 5.8 – Tensões de corte, τxy: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação 56

Figura 5.9 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 3,0m de escavação; c) aos 4,5m de escavação 57

Figura 5.10 – Níveis de tensão: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação 58

Figura 5.11 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas 59

Figura 5.12 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 60

Figura 5.13 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 60

Figura 5.14 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas; 61

Figura 5.15 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas 62

Figura 5.16 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 1,5m de escavação; d) aos 2m de escavação; e) aos 3m de escavação; f) aos 4m de escavação; g) aos 4,5m de escavação 62

Figura 5.17 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 1,5m de escavação; d) aos 2m de escavação; e) aos 3m de escavação; f) aos 4m de escavação; g) aos 4,5m de escavação 63

Figura 5.18 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m 64

Figura 5.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas 65

Figura 5.20 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas 66

Figura 5.21 – Evolução dos esforços de compressão axial no escoramento durante a escavação 66

Figura 5.22 – Comparação dos deslocamentos finais para a parede autoportante e para a parede mono-escorada 67

Figura 5.23 – Comparação dos deslocamentos horizontais finais da superfície do lado suportado para a parede autoportante e para a parede mono-escorada 68

Figura 5.24 – Comparação dos deslocamentos verticais finais da superfície do lado suportado para a parede autoportante e para a parede mono-escorada 68

Figura 5.25 – Comparação da tensão vertical no muro para diferentes alturas, na parede autoportante e na parede mono-escorada: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m 69

CAPÍTULO 6 – PAREDES DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

Figura 6.1 – Características da escavação 72

Figura 6.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise 73

Figura 6.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base 74

Figura 6.4 – Tensão horizontal inicial 75

Figura 6.5 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; 76

Figura 6.6 – Tensão vertical inicial 77

Figura 6.7 – Incremento de tensão vertical: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 77

Figura 6.8 – Tensões de corte, τxy: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 78

Figura 6.9 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 8m de escavação 79

Figura 6.10 – Níveis de tensão: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 80

Figura 6.11 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas 81

Figura 6.12 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 82

Figura 6.13 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 82

Figura 6.14 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas; 83

Figura 6.15 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas 84

Figura 6.16 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação 84

Figura 6.17 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação 85

Figura 6.18 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 9,5m 86

Figura 6.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas 87

Figura 6.20 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas 88

CAPÍTULO 7 – PAREDES DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARGILOSO MOLE

Figura 7.1 – Características da escavação 90

Figura 7.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise 91

Figura 7.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base 92

Figura 7.4 – Condições hidráulicas no final da consolidação 93

Figura 7.5 – Excessos de pressão neutra: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 95

Figura 7.6 – Pressões neutras: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 96

Figura 7.7 – Tensão efectiva horizontal inicial 98

Figura 7.8 – Incremento de tensão efectiva horizontal: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; 98

Figura 7.9 – Tensão efectiva vertical inicial 99

Figura 7.10 – Incremento de tensão efectiva vertical: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; 99

Figura 7.11 – Tensões de corte, τxy: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 100

Figura 7.12 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 8m de escavação 101

Figura 7.13 – Níveis de tensão: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação 102

Figura 7.14 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas 103

Figura 7.15 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 104

Figura 7.16 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas 104

Figura 7.17 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas; 105

Figura 7.18 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas 106

Figura 7.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas 107

Figura 7.20 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação 108

Figura 7.21 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 10,0m 109

Figura 7.22 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas 110

Figura 7.23 – Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação 111

Figura 7.24 – Pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 113

Figura 7.25 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 114

Figura 7.26 – Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 115

Figura 7.27 – Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 116

Figura 7.28 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 117

Figura 7.29 – Cruzetas de tensões: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 118

Figura 7.30 – Níveis de tensão: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 119

Figura 7.31 – Deslocamentos laterais da parede no fim da construção e no fim da consolidação 120

Figura 7.32 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no fim da construção e no fim da consolidação 121

Figura 7.33 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no fim da construção e no fim da consolidação 121

Figura 7.34 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação 122

Figura 7.35 – Evolução temporal do deslocamento horizontal máximo da superfície 123

Figura 7.36 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície 123

Figura 7.37 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação 123

Figura 7.38 – Pressão de terras na parede no fim da construção e no fim da consolidação 124

Figura 7.39 – Diagramas de momentos flectores na parede no fim da construção e no fim da consolidação 124

Figura 7.40 – Tensão vertical no muro no fim da construção e no fim da consolidação para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 9,5m 125

Figura 7.41 – Tensão tangencial nas faces da parede no fim da escavação e no fim da consolidação 126

Figura 7.42 – Esforços de compressão no escoramento no fim da construção e no fim da consolidação 127

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Limites aplicação dos sistemas de Jet Grouting (Carreto, 2000) 7

Quadro 2.2 – Parâmetros dos sistemas de Jet Grouting 7

Quadro 2.3 – Valores limites dos parâmetros para os diversos sistemas de Jet Grouting (Carreto, 2000) 8

Quadro 2.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (Carreto, 2000) 11

Quadro 3.1 – Estados limites últimos em muros de suporte autoportantes (Figuras adaptadas de Matos Fernandes, 1995 e [6]) 21

Quadro 3.2 – Factores de capacidade de carga (Vesic, 1975) 24

Quadro 4.1 – Faseamento construtivo adoptado 32

Quadro 4.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ 34

Quadro 4.3 – Características do jet grouting 35

Quadro 5.1 – Faseamento construtivo adoptado 50

Quadro 5.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ 52

Quadro 5.3 – Características do jet grouting 52

Quadro 6.1 – Faseamento construtivo adoptado 72

Quadro 7.1 – Faseamento construtivo adoptado 90

Quadro 7.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ 92

Quadro 7.3 – Características do jet grouting 93

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

p – tensão média efectiva

q – tensão de desvio

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

N_{SPT} - número de pancadas do ensaio SPT

E - módulo de deformabilidade

K – coeficiente de impulso

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_0^{NC} – coeficiente de impulso em repouso de um solo normalmente consolidado

K_0^{OC} – coeficiente de impulso em repouso de um solo sobreconsolidado

OCR – grau de sobreconsolidação

K_a – coeficiente de impulso activo

K_p – coeficiente de impulso passivo

σ – tensão

σ_h – tensão total horizontal

σ_v – tensão total vertical

σ'_h – tensão efectiva horizontal

σ'_v – tensão efectiva vertical

σ'_{ha} – tensão efectiva horizontal em estado de equilíbrio limite activo

σ'_{hp} – tensão efectiva horizontal em estado de equilíbrio limite passivo

Φ' – ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efectivas

γ – peso volúmico

γ' – peso volúmico submerso

γ_w – peso especifico água

N_b – número de estabilidade da base

N_{bc} – número de estabilidade da base "crítico"

c_u - resistência ao corte não drenada do solo

I_a – impulso activo

I_{ah} – componente horizontal do impulso activo

I_{av} – componente vertical do impulso activo

I_p – impulso passivo

c' – coesão efectiva do solo de fundação

q' – tensão efectiva vertical ao nível da base do muro

σ'_1, σ'_2, σ'_3 – tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)

Γ – volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

υ – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial (lnp, v)

N – volume específico do solo em compressão isotrópica para p igual à unidade

M – declive da linha de estados críticos no referencial p-q

k – declive das linhas descarga-recarga no referencial v-lnp

SL – nível de tensão

ø - diâmetro

τ_{xy} – tensões de corte

1

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das zonas urbanas tem originado uma procura de novas soluções que contornem o problema de carência de espaço, o que implica frequentemente a utilização do espaço subterrâneo. Outro desafio colocado é a constante demanda por uma técnica que, comparada com as existentes, seja igualmente eficaz mas com custos menores.

Nas últimas décadas, a rentabilização do espaço e a utilização do subsolo têm sido muitas vezes conseguidas com recurso a escavações com face vertical, suportadas por estruturas de contenção. Este tipo de soluções têm como objectivos principais garantir a estabilidade da escavação, controlar os movimentos associados ao processo construtivo, de forma a proteger e garantir a estabilidade das construções vizinhas.

Se para o caso dos solos granulares, dada a sua elevada permeabilidade, a alteração do estado de tensão total se reflecte de imediato no estado de tensão efectiva, o mesmo não se verifica para os solos argilosos saturados. A baixa permeabilidade característica deste tipo de solo não permite a sua rápida consolidação, o que implica a presença de excessos de pressão neutra no maciço. No decurso da consolidação surgem alterações dos estados de tensão e de deformação que estão associadas à dissipação desses excessos de pressão neutra. O espaço temporal necessário para que se atinja as condições de equilíbrio hidráulico está dependente de vários factores, tais como: as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo, a rigidez da estrutura de suporte e as condições fronteira.

Por outro lado, têm surgido técnicas inovadoras que permitem reduzir os custos, apresentando-se ao mesmo tempo como soluções tão ou mais eficazes que as soluções clássicas. É o caso do jet grouting, uma técnica de injecção de solos surgida na década de 70 no Japão, cujas características e versatilidade permitem a sua utilização quer numa gama alargada de solos, quer de funções que executa (túneis, escavações, reforço de fundações, cortinas de estanqueidade e estabilização de taludes).

Utilizando um programa de elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), esta dissertação tem como objectivo analisar o comportamento de várias estruturas de contenção executadas com recurso a jet grouting (autoportantes, mono-escoradas e multi-escoradas) em maciços arenosos e maciços argilosos.

O programa de cálculo automático permite proceder a análises drenadas (em maciços arenosos) ou de consolidação (em maciços argilosos) através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ)

No Capítulo 2 é realizada uma descrição geral dos diversos aspectos da técnica de injecção de solos jet grouting e das características do solo tratado.

No Capítulo 3 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre o dimensionamento de muros de jet grouting (autoportantes e com um ou mais níveis de escoramento). Em primeiro lugar aborda-se a problemática dos impulsos de terras e explica-se a fenomenologia de mobilização dos estados limites. De seguida, faz-se referência aos métodos de determinação das pressões sobre determinado paramento, nomeadamente o método de Rankine e os diagramas de Terzaghi e Peck. Por último, apresentam-se os principais métodos de dimensionamento e as principais vicissitudes decorrentes da utilização de colunas de jet grouting como muro de contenção.

O capítulo 4 compreende uma breve referência ao programa de cálculo automático utilizado, baseado no método dos elementos finitos. Posteriormente, analisa-se o comportamento de uma escavação suportada por uma parede autoportante de jet grouting em solo arenoso.

No Capítulo 5 analisa-se o comportamento de uma escavação com as mesmas características da estudada no capítulo anterior, mas suportada por uma parede mono-escorada de jet grouting, comparando-se as duas soluções.

No capítulo 6, o problema analisado diz respeito a uma escavação em solo arenoso, com uma profundidade superior à dos capítulos anteriores e suportada por uma parede multi-escorada.

No capítulo 7, faz-se a análise de uma escavação suportada por uma parede multi-escorada de jet grouting num solo argiloso mole. Esta análise compreende não só o comportamento durante a construção mas também após a conclusão da obra, observando a evolução temporal dos excessos de pressão neutra até à sua completa dissipação (análise de consolidação).

Por fim, no Capitulo 8, apresentam-se algumas considerações finais nas quais se resumem as conclusões mais relevantes do presente trabalho.

2

JET GROUTING

2.1. INTRODUÇÃO

O jet grouting é uma técnica de melhoria de solos por injecção que se desenvolveu significativamente nos últimos anos. Surgida na década de 70 no Japão, a tecnologia de jet grouting foi introduzida na Europa por empresas italianas nessa mesma década (Altan, 1986 citado por Falcão et al, 2000). Em Portugal, a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo, neste âmbito, de destacar os trabalhos de ampliação da rede do Metropolitano de Lisboa (Falcão et al, 2000).

A sua origem e desenvolvimento tiveram como objectivo preencher a lacuna existente no tratamento, através de técnicas de injecção, de solos com reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos, quando é necessário minimizar as perturbações causadas e/ou existe limite de espaço. Condições existentes principalmente em zonas urbanas densamente habitadas.

A técnica de jet grouting é muito versátil pelo que é utilizada em túneis, escavações, reforço de fundações e cortinas de estanqueidade. No âmbito das operações de escavação e contenção de edifícios destacam-se a construção de lajes de fundo, contenções laterais de escavações, reforço de cortinas com descontinuidades e passagem de água para o interior da escavação, podendo em algumas situações desempenhar mais que uma função.

2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING

2.2.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING

A técnica de jet grouting apresenta diversas vantagens comparada com outras técnicas (adaptado de Carreto, 1999):

- Utilização numa grande gama de solos, desde cascalho a argilas;
- A execução da técnica não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Possibilidade de tratar solos heterogéneos;
- Equipamento de pequenas dimensões, permite trabalhar em espaços reduzidos;
- Possibilidade de obter várias geometrias;
- Inexistência de transferência de pressões para o terreno fora do raio de acção do jacto;
- Ausência de fracturação hidráulica do terreno
- A aplicação da técnica não provoca vibrações e produz baixo nível de ruído.

Na Figura 2.1 são indicados os limites granulométricos das técnicas de injecção de terrenos, o que confirma a versatilidade da técnica de jet grouting.

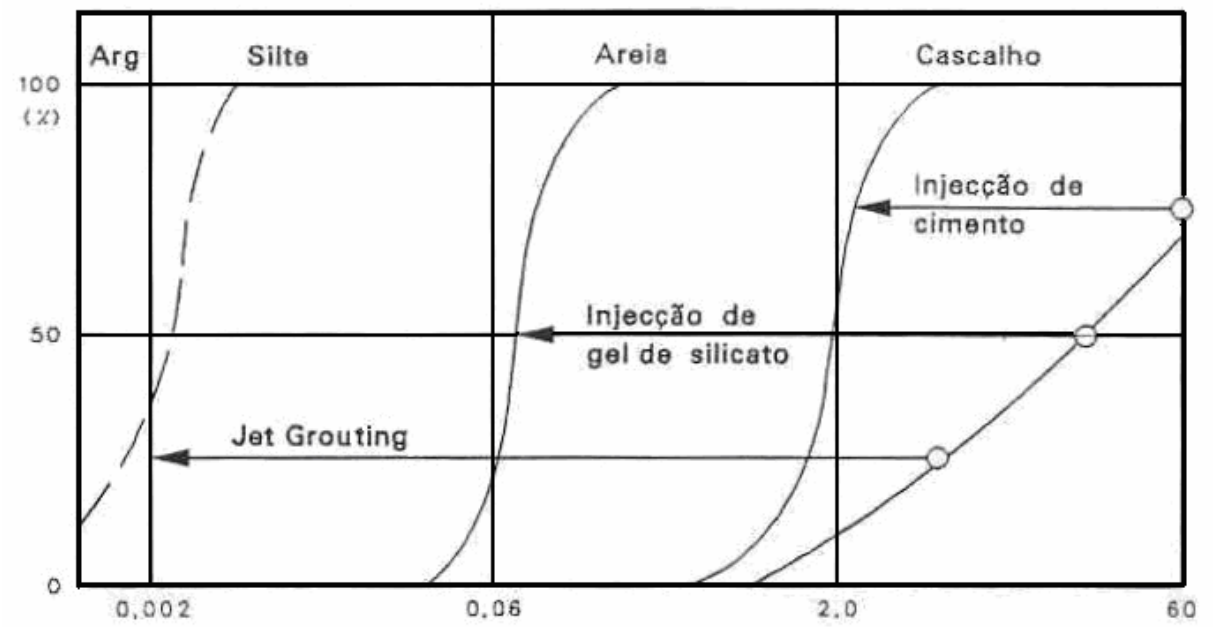


Figura 2.1 – Limites granulométricos de técnicas de injecção de terrenos (Carreto, 1999)

Entre as desvantagens da técnica de jet grouting encontram-se (adaptado de Carreto, 1999):

- Elevada dispersão das características mecânicas finais.
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- O controlo deficiente da continuidade do regime hidráulico de livre saída do refluxo pode resultar em movimento à superfície;
- Dificuldade de remoção e manejamento do refluxo;
- A realização das colunas verticais está limitada a profundidades máximas de 20m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser inconveniente para alguns tipos de aplicação, sendo minimizado este facto com aceleradores de presa.

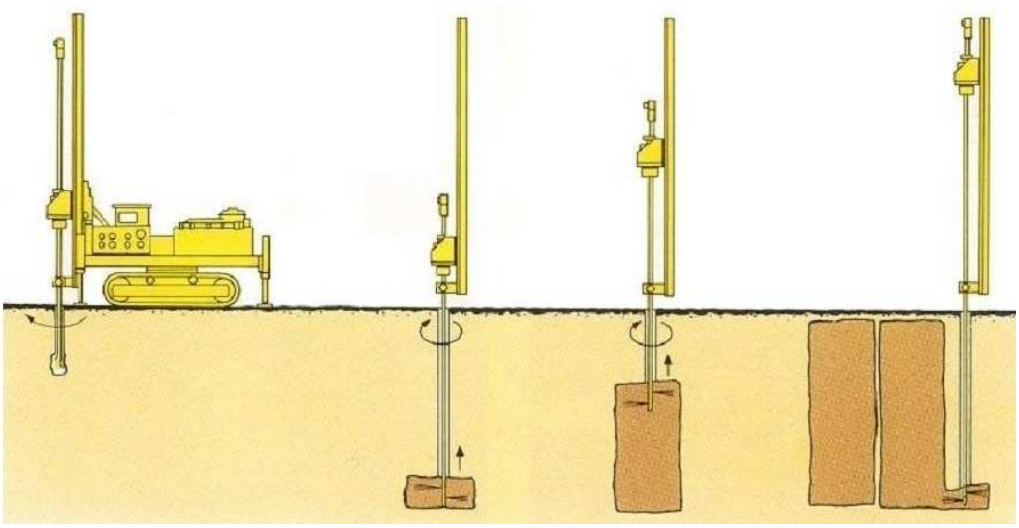
2.2.2. PROCESSO FÍSICO

A técnica de jet grouting é realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande pressão, que aplicam elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características do que o inicial e de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

O processo físico da técnica de jet grouting envolve as seguintes etapas:

- Corte: as partículas do solo são desagregadas pela acção dos jactos horizontais;
- Mistura e substituição: parte dos fragmentos do solo é substituída e parte é misturada com calda de cimento injectada a partir dos bicos de injecção;
- Cimentação: consolidação do solo misturado devido à acção auto-endurecedora da calda.

A injecção de jet grouting, representado esquematicamente na Figura 2.2, inicia-se com a perfuração destrutiva do solo, com uma vara de pequeno diâmetro e com a ajuda de um jacto de água vertical, até se atingir a cota da base da coluna. De seguida, inicia-se a subida da vara a uma velocidade constante e a injecção de calda de cimento a alta pressão, sendo a elevação da vara acompanhada, ou não, de um movimento rotacional, caso se queira, respectivamente, colunas cilíndricas ou painéis. O processo termina quando a vara atinge a cota correspondente ao coroamento da coluna, preenchendo o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo.



a) b) c) d)

Figura 2.2 – Etapas de execução de jet grouting: a) introdução da vara; b) elevação da vara com bombagem simultânea da calda; c) fim do processo de injecção da calda; d) repetição do processo [1].

2.2.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

Existem três sistemas tradicionais de jet grouting que se baseiam no mesmo processo físico: sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo ou JET2 e sistema de jacto triplo ou JET3 (Figuras 2.3 e 2.4). A escolha do sistema mais adequado depende do tipo de solo e das características mecânicas pretendidas.

No sistema de jacto simples, são aplicados um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande pressão, sendo simultaneamente desagregado o solo e obtida a mistura das partículas com a calda de cimento.

O sistema JET2 difere do simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A acção desagregadora e de mistura/aglutinação é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada pressão, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

O princípio básico do método de jacto triplo consiste na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado (Carreto, 2000). Assim, o sistema triplo é constituído pelo jacto de água (destrói a estrutura do terreno), pelo jacto de ar (envolve o jacto de água aumentando o efeito desagregador) e pelo jacto de calda (mistura-se com o solo e origina o corpo consolidado).

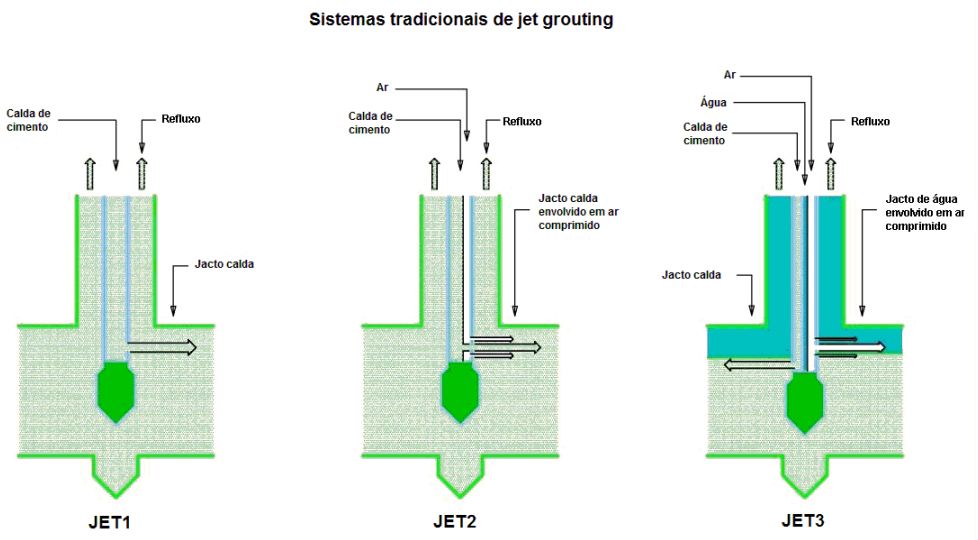
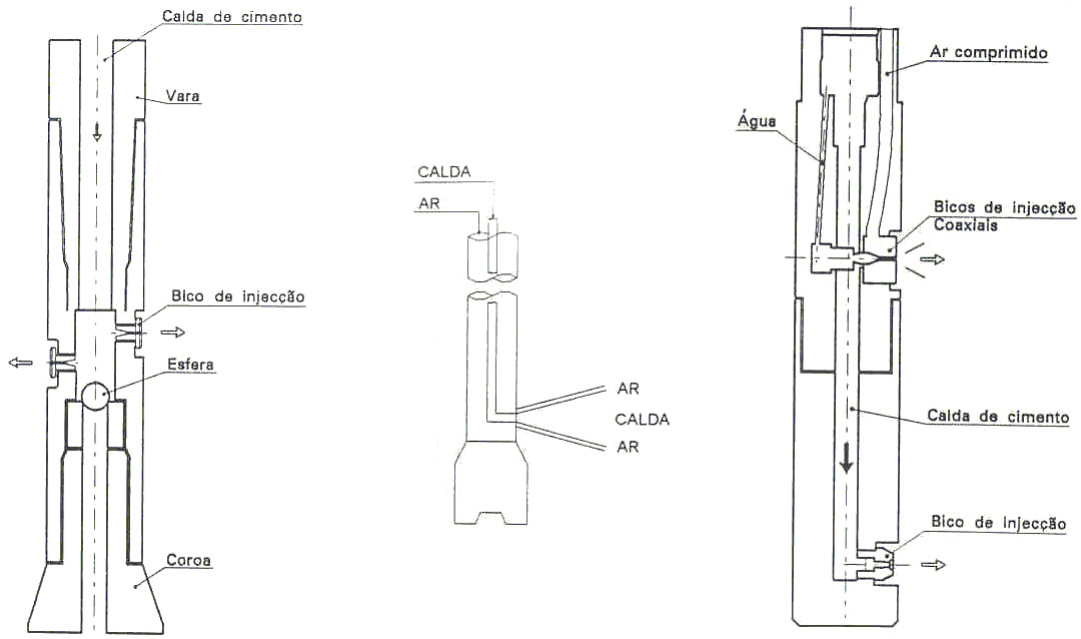


Figura 2.3 – Sistemas tradicionais de jet grouting [2]



a) b) c)

Figura 2.4 – Pormenores da parte inferior da vara para os sistemas de jet grouting: a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (Marques, 2008 adaptado de Carreto, 1999)

No quadro 2.1 apresentam-se os limites de aplicação e os diâmetros máximos para cada técnica de jet grouting.

Quadro 2.1 – Limites aplicação dos sistemas de Jet Grouting (Carreto, 2000)

Método	Jacto Simples	Jacto Duplo	Jacto Triplo
Limites de Aplicação	Solos coesivos com N_{SPT} <5 a 10 Solos incoerentes com N_{SPT} <20	Solos coesivos com N_{SPT} <10 Solos incoerentes com N_{SPT} <50	Solos coesivos com N_{SPT} <15 Solos incoerentes com N_{SPT} <50
Diâmetro das colunas	0,30 a 1,20m	0,60 a 2,00m	0,80 a 3,00m

2.2.4. PARÂMETROS DE PROCEDIMENTO

A técnica de jet grouting é regida por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema de tratamento. Da escolha correcta dos valores a atribuir a cada um dos parâmetros depende a eficácia do processo, a geometria do corpo consolidado, a sua resistência e permeabilidade (Carreto, 1999).

No quadro 2.2 estão os parâmetros comuns aos três sistemas e os necessários para o método de jacto duplo e para o método de jacto triplo.

Quadro 2.2 – Parâmetros dos sistemas de Jet Grouting

Parâmetros	Sistema utilizado		
Pressão e caudal da calda de cimento	JET1	JET2	JET3
Número e diâmetros dos bicos de injecção			
Relação água/cimento da calda			
Velocidade da subida e rotação da vara			
Pressão e caudal do ar comprimido			
Pressão e caudal da água			
Número e diâmetro dos bicos de injecção de água			

Os limites entre os quais os valores dos diversos parâmetros variam, são apresentados no quadro 2.3.

Durante a fase de execução, os parâmetros que são controlados são a pressão de furação, profundidade de furação, pressão de injecção, velocidade de rotação e de subida da vara e caudal injectado (Rodrigues, 2009). Este controlo é efectuado automaticamente por um sistema de aquisição de dados que permite, em tempo real e de uma forma contínua, verificar os parâmetros definidos para a obra em causa.

Quadro 2.3 – Valores limites dos parâmetros para os diversos sistemas de Jet Grouting (Carreto, 2000)

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

PF – pré-furação

2.2.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO TRATADO

Apesar do desenvolvimento nos últimos anos, o constrangimento existente em relação à integração do jet grouting em estudos de projecto persiste, devido à dificuldade em conhecer, com alguma precisão, as características finais do solo tratado.

Como a técnica consiste na mistura entre a calda de cimento e o solo existente, o resultado depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição ocorrida, da uniformidade de execução do tratamento e do controle dos parâmetros do procedimento.

Assim, torna-se difícil determinar as características do solo tratado, devido à impossibilidade de determinar com exactidão a sua composição final. Não obstante, a já grande utilização da técnica permite estabelecer, para cada tipo de solo, um intervalo de valores de algumas destas características, tais como: dimensão das colunas, resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade.

2.2.5.1. Geometria das colunas

A geometria das colunas depende da imposição, ou não, de um movimento de rotação durante a subida. Para obter colunas cilíndricas impõe-se a rotação e para obter painéis a subida é efectuada sem rotação da vara.

A dimensão das colunas obtidas depende do sistema de jet grouting utilizado, das características iniciais do solo, designadamente a sua compacidade ou consistência, e dos parâmetros do procedimento (pressão e caudal de injecção e velocidade de subida da vara).

Os diversos estudos realizados permitiram desenvolver gráficos (Figura 2.5 e 2.6) que relacionam a dimensão das colunas com os parâmetros e características supracitadas, dos quais se retiram as seguintes conclusões:

i. As colunas resultantes da utilização do sistema de jacto simples têm menores diâmetros que as derivadas da aplicação do sistema de jacto duplo, tanto para solos coesivos como incoerentes. Os maiores diâmetros são obtidos pelo sistema de jacto triplo;
ii. Os diâmetros das colunas realizadas em solos incoerentes são superiores aos realizados em solos coesivos, para o mesmo valor de SPT e independentemente do sistema utilizado;

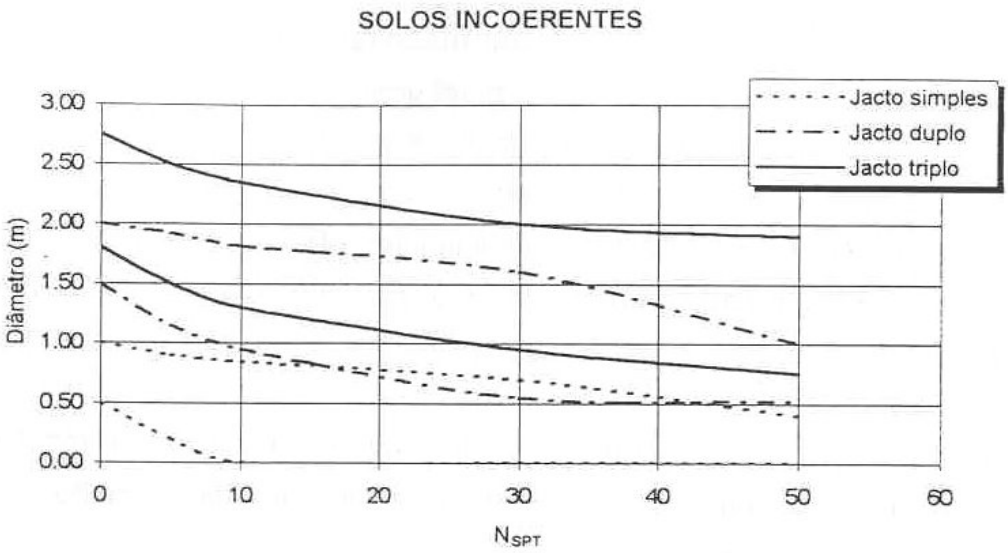


Figura 2.5 – Limites do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 2000)

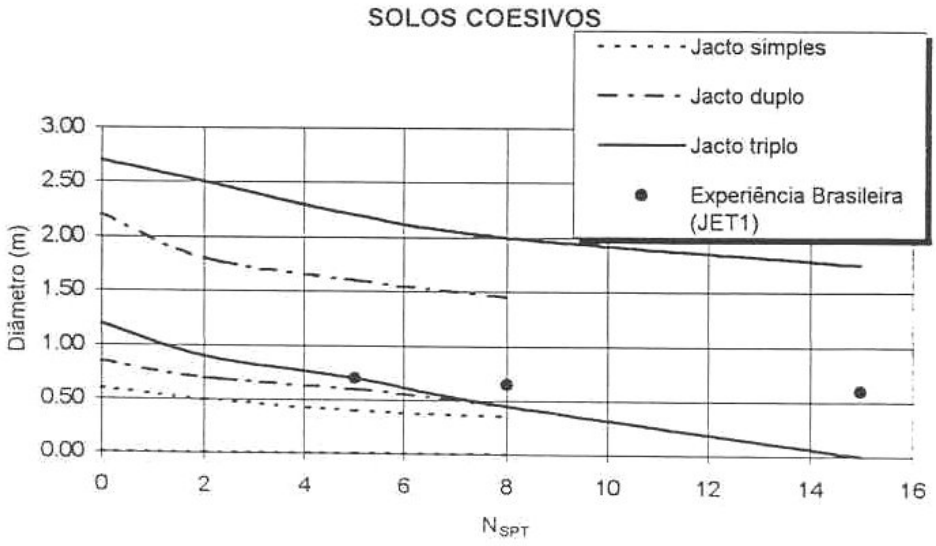


Figura 2.6 – Limites do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000)

Em Carreto (2000), encontram-se outras conclusões, retiradas da diversa bibliografia da especialidade:

i. O diâmetro das colunas realizadas, quer em solos coesivos quer em solos incoerentes, cresce com o aumento da pressão de injecção, quando se utiliza o sistema de jacto simples;
ii. Com o aumento da velocidade de subida da vara decresce o valor do diâmetro, em qualquer tipo de solo e com qualquer sistema de jet grouting;
iii. Com o aumento do diâmetro da coluna reduz-se o valor da energia, por unidade de volume de material tratado, despendida na formação da coluna;
iv. A energia por unidade de volume de material tratado gasta pelo sistema de jacto triplo é superior à despendida pelo jacto duplo que, por sua vez, é superior à gasta pelo sistema de jacto simples, em colunas com o mesmo diâmetro.

2.2.5.2. Resistência mecânica do material tratado

A resistência final do material tratado depende de vários factores, sendo os mais relevantes o sistema de jet grouting utilizado, as características iniciais do solo, o tempo de impacto do jacto e a composição da calda de cimento.

Na Figura 2.7 e no quadro 2.4 estão representados uma gama de valores para os diferentes solos tratados. De notar a grande dispersão dos valores apresentados pois a quantidade de solo tratado, o teor em água do material tratado, a relação água/cimento da calda, a heterogeneidade do material tratado e os valores dos parâmetros de injecção, variam de autor para autor.

No entanto, pode concluir-se o seguinte:

i. Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos;
ii. Quanto menor a relação água/cimento, maior a resistência obtida;
iii. Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência.

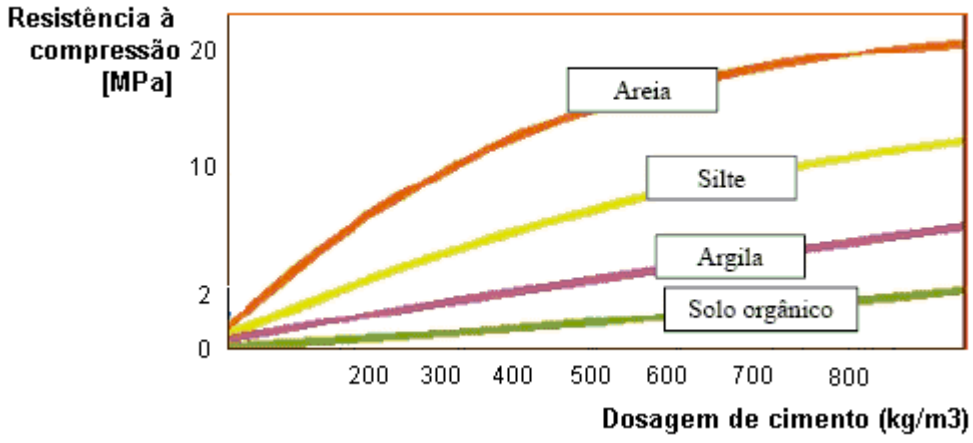


Figura 2.7 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting [3]

Quadro 2.4 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (Carreto, 2000)

Autores / data	Relação A/C	Tipos de solo – resistência à compressão simples				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Welsh e Burke / 1991	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann et al / 1984	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Paviani / 1989	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira et al / 1987	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA / 1995	-	0,3	1	1 a 3	-	-
Guaterri et al / 1994	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

Em Carreto (2000), encontram-se outras conclusões:

i. Em solos arenosos, os maiores valores de resistência são obtidos através da aplicação do sistema de jacto simples.
ii. Os solos tratados pelo sistema de jacto duplo apresentam, em geral, menores valores de resistência.
iii. Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de solo tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material tratado;
iv. Com o aumento do tempo de impacto proporcional ao inverso da velocidade de subida, aumenta a resistência do material, quer se trate de solos incoerentes ou coesivos.

A resistência ao corte do solo é assumida como um valor entre 10 e 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999) enquanto a resistência à tracção é da ordem de 0,14 MPa e 0.2 MPa, respectivamente para solos arenosos e para solos argilosos [4].

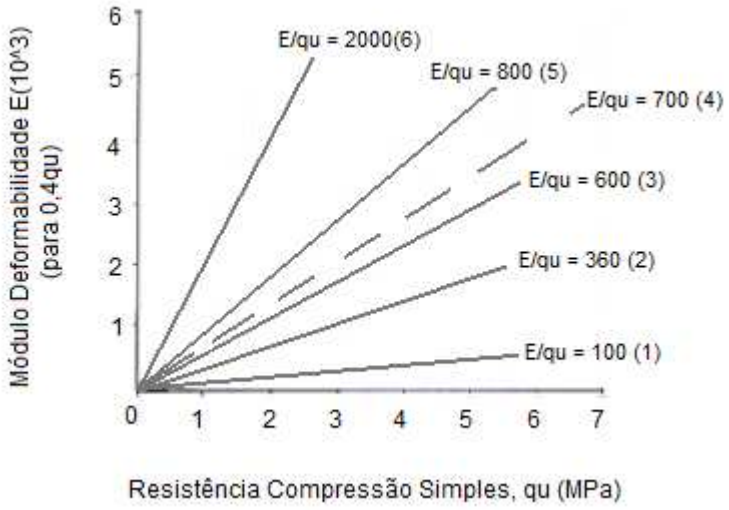
2.2.5.3. Permeabilidade e deformabilidade

O material tratado apresenta geralmente valores de permeabilidade bastante baixos, da ordem de 10^{-8} a 10^{-11} m/s, para qualquer tipo de solo. Este parâmetro só varia se não se controlar devidamente a verticalidade das colunas, formando-se colunas não secantes com passagem de água entre elas.

No entanto, este é um dos campos de aplicação do jet grouting com maiores potencialidades, em particular quando é necessário proceder ao tratamento de solos com alternâncias argilosas e arenosas, para os quais as técnicas tradicionais de injecção não são eficientes (Carreto, 2000).

Os valores de módulo de deformabilidade apresentados por vários autores e compilados em Carreto (1999), caracterizam-se por uma grande dispersão.

Na Figura 2.8 encontram-se alguns valores para diferentes solos. No entanto, para uma melhor definição do módulo de deformabilidade, bem como de outras propriedades mecânicas, é necessário efectuar testes preliminares e colunas de teste, de forma a garantir uma maior precisão tanto ao nível de projecto como na execução em obra.



(1) Recomendação JJGA para todos os solos
(2) Lunardi, Mongilardi e Tornaghi, 1986 – areia fina e média (Ródio – Itália)
(3) Paoli, et al, 1989 – solo turfoso (Ródio – Itália)
(4) Novotecna, 1994 – solo massapé (argila siltosa expansiva) – 2 provas de cargas na coluna (para carga limite)
(5) Lunardi, Mongilardi e Tornaghi, 1986 –cascalho com areia (Ródio – Itália)
(6) Novotecna, 1994 – solo massapé (argila siltosa expansiva) – 2 provas de cargas na coluna (para 0,4 da carga limite)

Figura 2.8 – Módulo de deformabilidade de materiais tratados por jet grouting [5]

3
DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE CONTENÇÃO EM JET GROUTING

3.1. INTRODUÇÃO

Os muros de gravidade são estruturas de suporte de terras, em geral de pedra ou de betão (simples ou armado), nas quais o peso próprio, ou este combinado com o de parte das terras suportadas, desempenha um papel fundamental na respectiva estabilidade. São em geral estruturas de rigidez elevada, daí que, as deformações por flexão sejam relativamente pequenas ou, na maior parte das vezes, desprezáveis. Os deslocamentos de corpo rígido são, assim, essencialmente condicionados pelo maciço de fundação do muro e por eventuais ligações estruturais da sua parte elevada (Matos Fernandes, 1995).

Uma das aplicações onde a técnica de jet grouting pode ser aplicada é exactamente em estruturas de contenção em escavação, sem escoramentos ou ancoragens (paredes autoportantes, funcionando de modo semelhante a muros de suporte de gravidade), ou com um ou mais níveis de escoramento ou ancoragens. Numa estrutura de contenção de terras deste género, as forças a suportar têm uma componente predominantemente horizontal. A designação mais comum da resultante das pressões laterais induzidas pelo solo e/ou por água é a de impulso de terras.

Neste capítulo, baseado em Matos Fernandes (1990 e 1995), faz-se uma pequena abordagem ao tipo de impulsos actuantes nas estruturas, que servem como base ao dimensionamento tanto do ponto de vista da estabilidade externa (derrubamento, escorregamento pela base, rotura do solo de fundação e escorregamento global) como interna (tensões no jet grouting).

3.2. IMPULSOS DE TERRAS

3.2.1. COEFICIENTES DE IMPULSO

A relação entre as tensões efectivas horizontais e verticais actuantes num dado ponto é genericamente designada por coeficiente de impulso:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'v} \tag{3.1}$$

Este valor depende das deformações horizontais experimentadas pelo maciço, quando sujeito a determinadas solicitações. Suponha-se então um muro liso e rígido implantado num maciço puramente friccional (Figura 3.1).

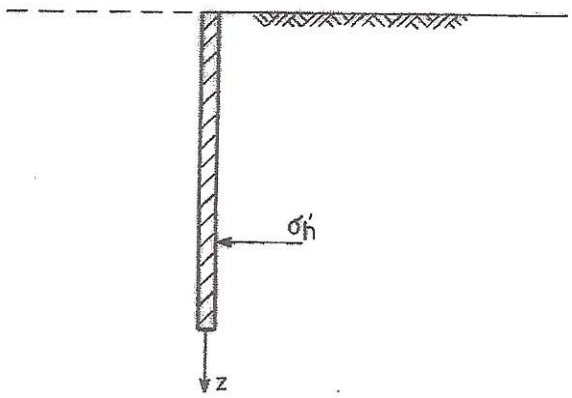


Figura 3.1 – Muro puramente friccional em contacto com paramento liso e rígido (Matos Fernandes, 1995).

Quando as solicitações são aplicadas sem que ocorram deformações ou deslocamentos horizontais do maciço, o coeficiente mobilizado é denominado como coeficiente de impulso em repouso (o círculo de Mohr representativo do estado de tensão em repouso é o círculo R da Figura 3.2). A avaliação deste coeficiente em solos (cujo comportamento não é elástico linear) tem sido feita através das correlações empíricas e ensaios "in situ".

A expressão semi-empírica proposta por Jaky (1944) para solos normalmente consolidados, que tem tido amplo suporte experimental, é a seguinte:

$$K_0 = 1 - sen\phi' \tag{3.2}$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito em termos de tensões efectivas. Os valores correntes de K_0 para argilas e areias oscilam entre 0,4 e 0,6 .

Em solos sobreconsolidados, a expressão resultante de numerosos estudos experimentais é a seguinte:

$$K_0^{OC} = K_0^{NC}.(OCR)^n \tag{3.3}$$

O expoente *n* não se afasta substancialmente de 0,5, sendo OCR o grau de sobreconsolidação e K_0^{NC} o coeficiente de impulso em repouso em solos normalmente consolidados.

Outra forma de obter estes valores é a utilização de ábacos que relacionam algumas características do solo que se pretende estudar. Note-se que, em argilas fortemente sobreconsolidadas, a aplicabilidade de equações e ábacos é problemática porque o coeficiente de impulso em repouso é muito dependente da história de tensões do maciço, a qual raramente pode ser conhecida. Para estes casos recorre-se a ensaios "in situ", que se apresentam como a única forma fiável de avaliação.

Supondo agora que o muro se afasta progressivamente do solo, sem se mobilizarem tensões tangenciais entre a estrutura e o solo (atrito terras/muro nulo), o maciço experimenta deformações de tracção. Neste caso a tensão vertical mantém-se constante, diminuindo a tensão horizontal, logo crescendo o raio da circunferência, ou seja, as tensões de corte mobilizadas no maciço (Figura 3.2). Quando o maciço entra em equilíbrio plástico (círculo A), atinge-se o estado de equilíbrio limite activo e o correspondente impulso activo. Define-se coeficiente de impulso activo, K_a, como:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \tag{3.4}$$

Quando o muro se desloca contra o terreno, o maciço sofre deformações de compressão. A tensão horizontal aumenta progressivamente, tornando-se maior que a tensão vertical que se mantém fixa, até que o maciço entra em equilíbrio plástico atingindo o estado de equilíbrio limite passivo, que na Figura 3.2 é representado pelo círculo P. O coeficiente de impulso passivo, K_p, é definido por:

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \tag{3.5}$$

Da Figura 3.2 é também possível deduzir as expressões de K_a e K_p, que são funções apenas do ângulo de atrito. No entanto, apenas se mostra relevante no âmbito deste trabalho apresentar as respectivas expressões:

$$K_a = \frac{1-sen\phi'}{1+sen\phi'} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{3.6}$$

$$K_p = \frac{1+sen\phi'}{1-sen\phi'} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{3.7}$$

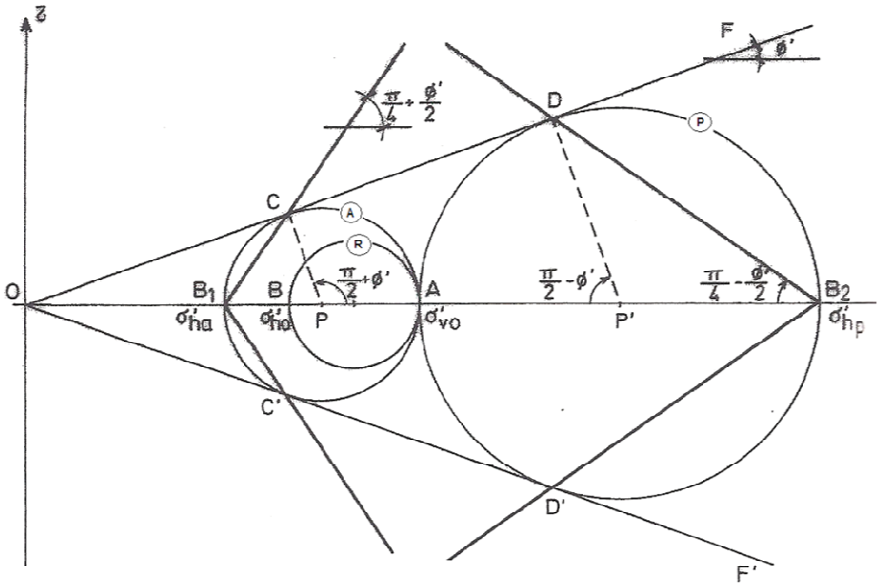


Figura 3.2 – Círculos de Mohr representativos do estado activo, passivo e em repouso (adaptado Matos Fernandes, 1995)

3.2.2. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS AOS ESTADOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Realizando ensaios triaxiais sobre amostras consolidadas sob o estado de tensão efectiva de repouso, é possível avaliar as deformações que são necessárias para instalar os estados de equilíbrio limite. Para as deformações correspondentes à mobilização do estado limite activo, recorre-se a ensaios de

compressão triaxial com diminuição da tensão média e para o estado limite passivo, recorre-se a ensaios de extensão triaxial com aumento da tensão média.

Lambe e Whitman (1969) conduziram ensaios sobre uma areia compacta que permitiram concluir o seguinte:

- Para atingir o estado limite activo, são necessárias deformações horizontais da ordem de 0,5%;
- Para atingir cerca de metade da resistência passiva, são necessárias também deformações horizontais da ordem de 0,5%;
- Para a amostra atingir o estado passivo, são necessárias deformações muito maiores, da ordem dos 2%.

Em solos soltos, as deformações correspondentes à mobilização da resistência ao corte são mais elevadas, podendo atingir deformações na ordem dos 10 a 15% para que seja mobilizado o estado limite passivo.

3.3. PRESSÕES DE TERRAS

3.3.1. INTRODUÇÃO

Existem várias teorias para a determinação das pressões sobre determinado paramento, quando este contacta com um maciço em estado de equilíbrio limite. No âmbito deste trabalho, em termos de pré-dimensionamento, foram utilizados dois métodos que serão expostos de uma forma resumida.

Para as pressões de terras actuantes numa parede autoportante ou mono-escorada, o método utilizado para a determinação das pressões actuantes foi o método de Rankine.

A utilização deste método em paredes mono-escoradas é discutível, pois não é certo que as deformações horizontais atingidas sejam as suficientes para que o maciço se encontre em estado de equilíbrio limite. No entanto, após a simulação por elementos finitos efectuada no capítulo 5, constata-se que essa pode ser considerada uma aproximação adequada.

Para as paredes multi-escoradas recorreu-se aos diagramas de pressões aparentes, propostos por Terzaghi e Peck (1967) para a obtenção das pressões em cortinas escoradas, tendo presente que, em termos globais, o tipo de deslocamentos são semelhantes quer se trate de paredes flexíveis ou rígidas (tipicamente, rotação em torno do topo da parede). Assim, como não existe bibliografia que aborde este problema em estruturas rígidas e como as teorias clássicas de Rankine e de Coulomb não são directamente aplicáveis nestas condições, optou-se pois pela utilização destes diagramas.

3.3.2. MÉTODO DE RANKINE

3.3.2.1. Formulação

Tal com foi referido, o método de Rankine permite determinar as pressões sobre determinado paramento, quando este contacta com um maciço em estado de equilíbrio limite.

Este método baseia-se nas seguintes hipóteses:

i. O maciço é de natureza puramente friccional;
ii. A superfície do terreno (terrapleno) é horizontal;
iii. O paramento é vertical e rígido;
iv. É nulo o atrito entre o solo e o paramento

Assim, as pressões sobre o paramento à profundidade z serão:

$$\sigma'_h(z) = K \cdot \sigma'_v(z) = K\gamma z \tag{3.8}$$

em que γ é o peso volúmico e K é o coeficiente de impulso (activo ou passivo).

Se o maciço for homogéneo, o diagrama de pressões resulta triangular, linearmente crescente em profundidade, como representado na figura 3.3, e a sua resultante é dada pela expressão:

$$I = \frac{1}{2} K\gamma h^2 \tag{3.9}$$

O ponto de aplicação está a uma profundidade de 2/3h.

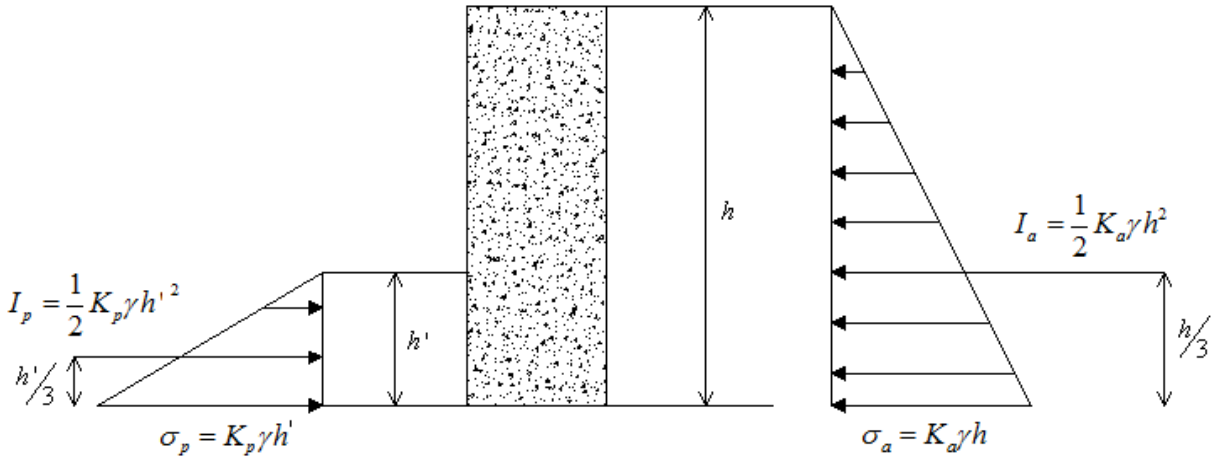


Figura 3.3 – Impulso activo e passivo segundo a teoria de Rankine

3.3.2.2. Aplicação a casos gerais

Quando existe uma sobrecarga uniforme à superfície, existe ainda um diagrama rectangular de pressões adicional igual ao produto do valor da sobrecarga pelo coeficiente de impulso (Figura 3.4). A pressão (activa ou passiva) a qualquer profundidade passa a ser:

$$\sigma'_h(z) = K\gamma z + Kq \tag{3.10}$$

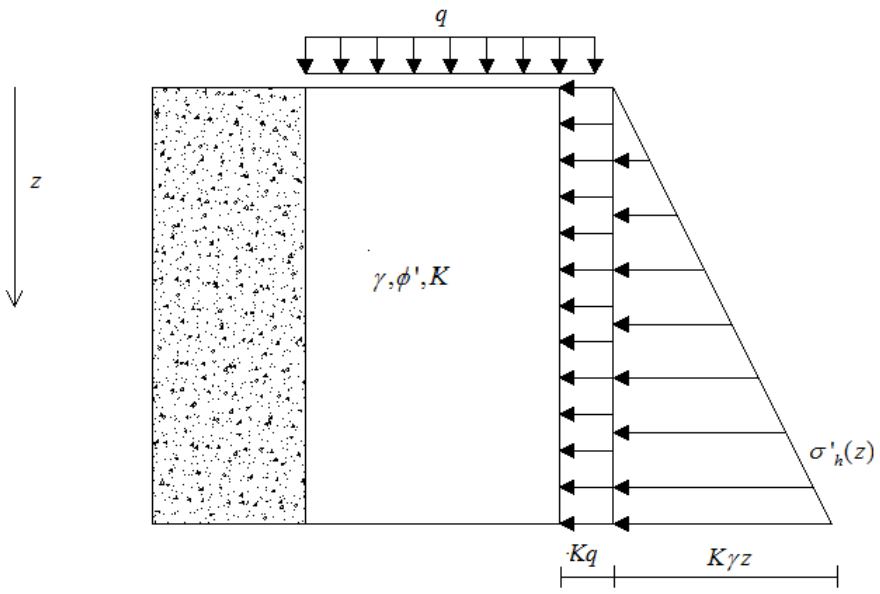


Figura 3.4 – Método de Rankine quando existe uma sobrecarga uniforme vertical na superfície do maciço

Quando o maciço é constituído por vários estratos com propriedades diferentes, admite-se que o estrato ou estratos superiores actuam como sobrecargas sobre o estrato inferior (Figura 3.5). A pressão horizontal é calculada normalmente para a altura pretendida (seguindo a formulação original de Rankine).

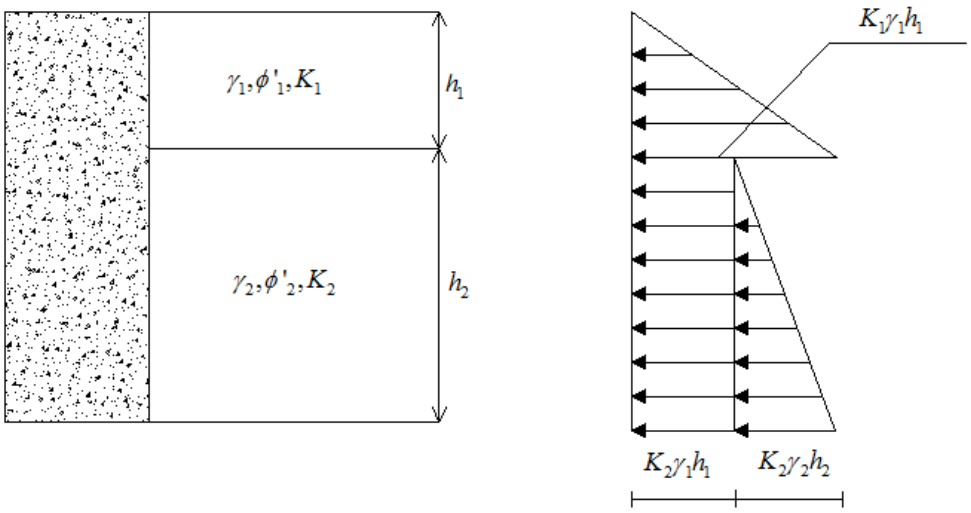


Figura 3.5 – Método de Rankine em maciços estratificados

No caso de o maciço apresentar um nível freático, considera-se como um maciço estratificado com estratos de peso específico γ acima de NF e de peso específico submerso γ' abaixo de NF (Figura 3.6). Considera-se também a pressão exercida pela água na parede (γ_w - peso especifico da água).

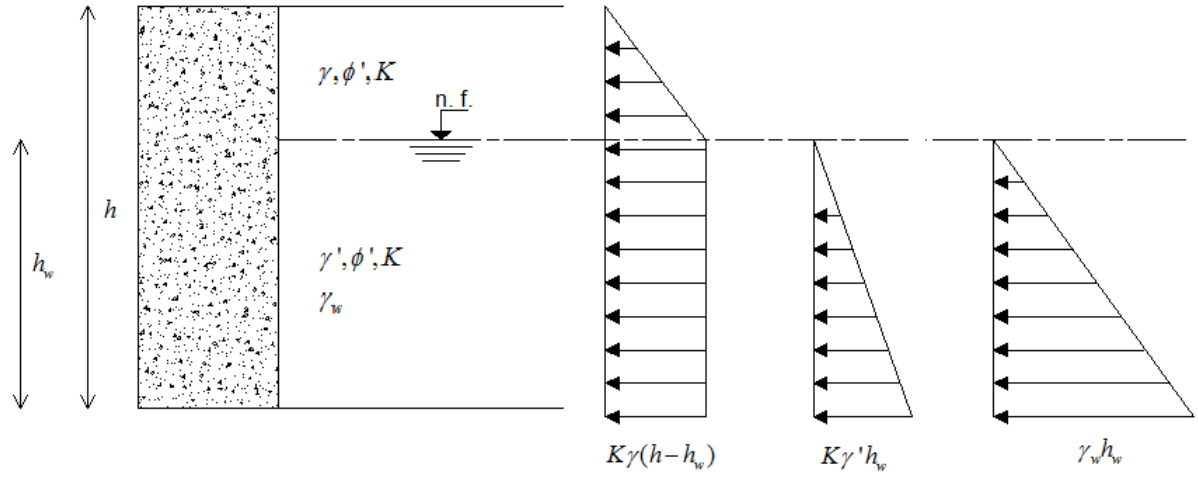


Figura 3.6 – Método de Rankine em maciços parcialmente submersos

3.3.3. DIAGRAMAS DE TERZAGHI E PECK

Os deslocamentos observados em cortinas multi-escoradas (tipicamente rotação em torno do topo dirigida para o interior da escavação) não permitem uma aplicação directa das teorias clássicas de Rankine e Coulomb para a avaliação de impulsos de terras.

Para estimar esses impulsos recorre-se, desde a década de 30 à medição dos esforços de compressão mobilizados no escoramento, a partir do qual se deduz os chamados diagramas de pressões aparentes (Figura 3.7). Os resultados das inúmeras observações referidas na bibliografia da especialidade referem que a forma e a grandeza resultante destes diagramas podem variar substancialmente na mesma escavação. Este facto deve-se a factores relacionados com o processo construtivo, como a ordem e rapidez com que se executa a escavação, o tempo que medeia entre o momento que se escava e aquele em que se coloca a escora, a altura escavada abaixo de cada nível de escoras, etc.

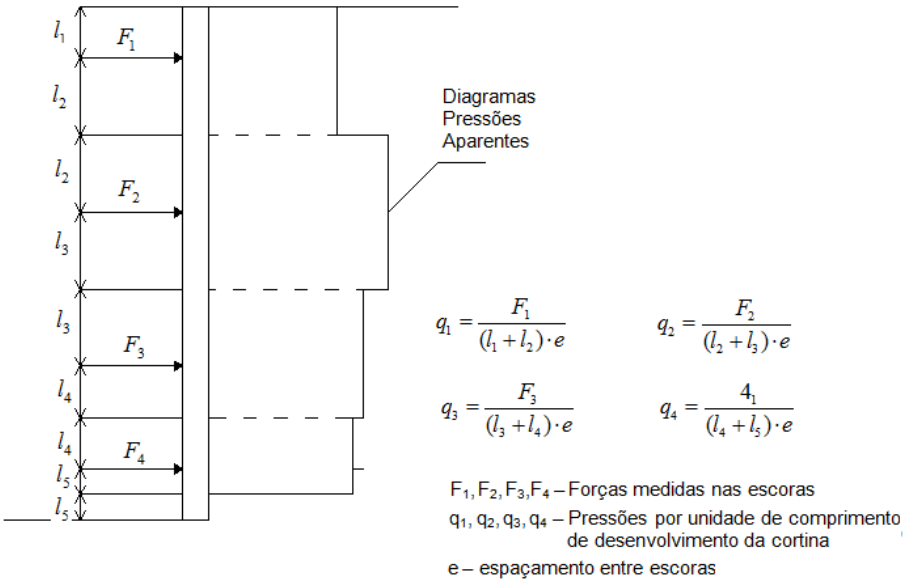


Figura 3.7 – Determinação do diagrama de pressões aparentes a partir dos esforços nas escoras (adaptado de Matos Fernandes, 1990)

Por isso, a estimativa dos esforços, e consequentemente dos diagramas de pressões, não pode ser efectuada exclusivamente com base em considerações apenas teóricas.

Nos projectos utilizam-se as envolventes dos diagramas aparentes propostos por Terzaghi e Peck em 1967, que resumiram e reanalisaram os resultados das observações até à data publicados (Figura 3.8).

De notar que a utilização do diagrama a), correspondente às areias, não merece nenhum reparo na sua utilização, o mesmo não acontecendo aos diagramas referentes a escavações em maciços argilosos.

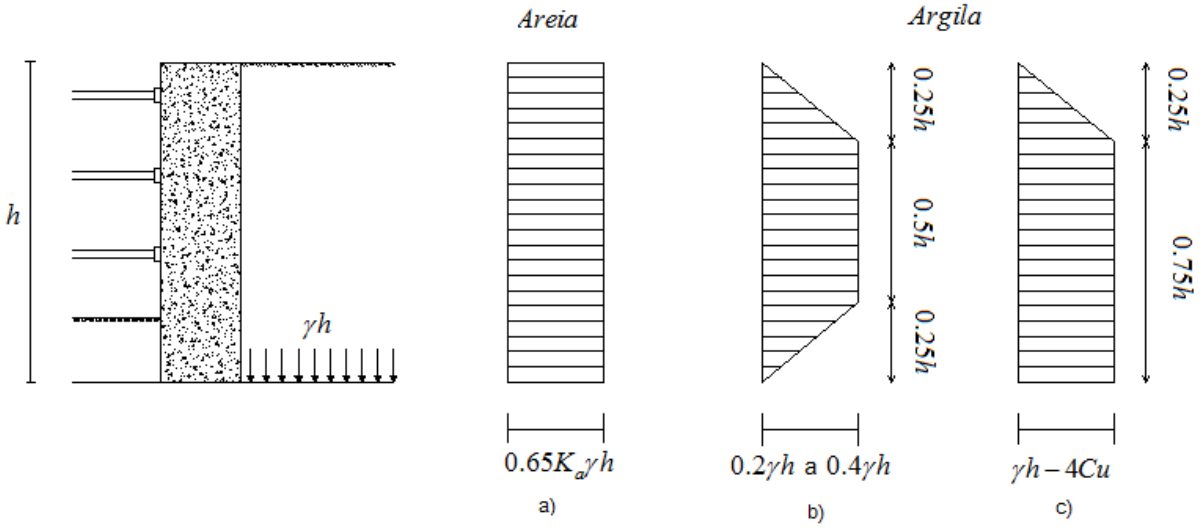


Figura 3.8 – Diagramas de Terzaghi e Peck (adaptado de Matos Fernandes, 1990)

A escolha entre os diagramas das argilas é função do chamado número de estabilidade da base:

$$N_b = \frac{\gamma h}{c_u} \tag{3.11}$$

Para valores de N_b inferiores a 5, as pressões são calculadas pelo diagrama b). Para N_b maior que 5 mas inferior a um valor "crítico", N_{bc} (situação em que, teoricamente, existe rotura do fundo de escavação), utiliza-se o diagrama c).

Em Matos Fernandes (1990), encontra-se descrito de uma forma pormenorizada, o cálculo do valor do número de estabilidade da base "crítico", bem como, um comentário e uma análise mais complexa sobre os diagramas de Terzaghi e Peck, que excede o âmbito deste trabalho.

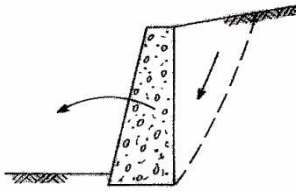
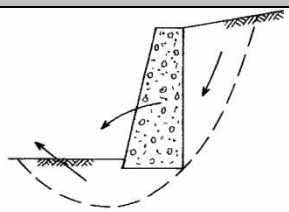
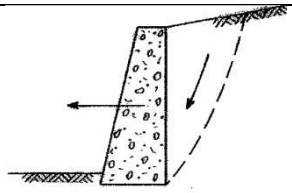
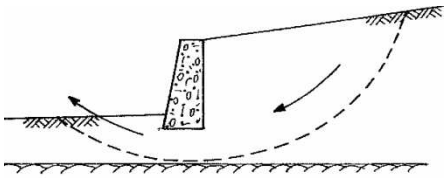
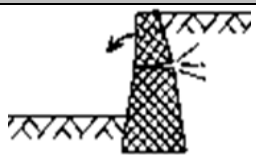
3.4. DIMENSIONAMENTO DE MUROS SUPORTE

3.4.1. MUROS SUPORTE AUTOPORTANTES

3.4.1.1. Estados limites últimos

Os estados limites que podem ocorrer neste tipo de muros estão representados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Estados limites últimos em muros de suporte autoportantes (Figuras adaptadas de Matos Fernandes, 1995 e [6])

Estabilidade Externa			
Derrubamento		Rotura de fundação	
Escorregamento pela base		Escorregamento global	
Estabilidade Interna			
Rotura Material			

A rotura por derrubamento ocorre quando o muro, impulsionado pelas terras suportadas, roda em torno da aresta exterior da sua base, pois as forças que contrariam este tipo de movimento (peso próprio e eventuais terras à frente do muro) não oferecem resistência suficiente.

No estado limite por escorregamento da base, o impulso passivo e a força de atrito mobilizável entre a base do muro e o maciço de fundação não são suficientes, pelo que o muro experimenta uma translação para o exterior que pode provocar a rotura.

O valor máximo da tensão vertical transmitida pelo muro ao maciço de fundação não pode ser superior a um determinado valor, a partir do qual ocorre a rotura do maciço de fundação.

O estado limite último por escorregamento global ocorre quando se verifica um escorregamento do muro e do maciço envolvente.

As forças que actuam no muro de suporte mobilizam neste tensões que não podem ultrapassar o limite de resistência do material que foi utilizado na sua construção. Quando isto ocorre, dá-se a rotura do material.

3.4.1.2. Verificação da segurança em relação aos estados limites por derrubamento e por escorregamento pela base

A forma tradicional de proceder à verificação de segurança ao derrubamento e ao escorregamento pela base consiste no cálculo do respectivo coeficiente de segurança global. No entanto, essa verificação também pode ser feita utilizando coeficientes de segurança parciais, como propostos no Eurocódigo 7. Neste texto só será apresentada a forma tradicional (coeficientes de segurança global).

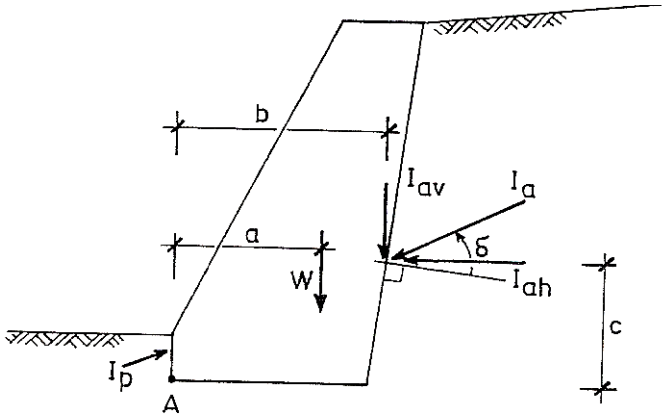


Figura 3.9 – Muro de suporte genérico com as forças aplicadas e respectivos braços em relação à aresta exterior da base (Matos Fernandes, 1995)

Com base nas notações da Figura 3.9, define-se o momento derrubador como o momento do impulso activo em relação ao ponto A, sendo o momento estabilizador o momento do peso próprio em relação ao mesmo ponto (a acção estabilizadora do impulso passivo pode ser ou não considerada, consoante diferentes situações na prática). O coeficiente de segurança em relação ao derrubamento é então definido pela razão entre o momento estabilizador e o momento derrubador, exigindo-se que seja maior ou igual a 1,5.

$$M_{der} = I_{ah} \cdot c - I_{av} \cdot b \tag{3.12}$$

$$M_{est} = W \cdot a \tag{3.13}$$

$$FS_{der} = \frac{M_{est}}{M_{der}} \geq 1,5 \tag{3.14}$$

O coeficiente de segurança em relação ao escorregamento pela base é definido pela expressão 3.15, sendo δ_b o ângulo de atrito entre a base do muro e o maciço de fundação. O coeficiente recomendado é superior ou igual a 1,5 ou 2,0, consoante é ou não desprezado o impulso passivo em frente do muro.

$$FS_{esc} = \frac{(W + I_{av}) tg\delta_b}{I_{ah}} \geq 1,5 \tag{3.15}$$

3.4.1.3. Verificação da segurança em relação ao estado limite por rotura de fundação

O factor de segurança em relação à rotura de fundação pode ser considerado como a razão entre a tensão vertical máxima e a capacidade de carga, considerando a base do muro como sendo uma sapata.

A Figura 3.10 mostra o cálculo das tensões normais mobilizadas pela componente normal *N*, que actua com uma excentricidade *e*. Para se garantir que toda a base do muro esteja carregada é necessário que *R* actue dentro do terço central.

Quando tal não acontece (e> B/6) parte do muro fica descarregada, isto é, sem contacto físico com o maciço de fundação, podendo ocorrer assentamentos diferenciais significativos entre as arestas exterior e interior, dando-se uma rotação no sentido oposto ao das terras.

Se a resultante actuar fora do núcleo central, a distribuição será triangular, como se pode observar na Figura 3.11. A tensão máxima, neste caso, é dada pela expressão:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3e'} \tag{3.16}$$

Considerando diversas hipóteses simplificadoras, a capacidade de carga do maciço de fundação pode obter-se pela seguinte expressão (Matos Fernandes, 1995):

$$q_{ult} = c' N_c + q' Nq + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma \tag{3.17}$$

onde: c' é a coesão do solo de fundação; N_c, N_q N_γ são factores obtidos a partir de ϕ' (Quadro 3.2); q' representa a tensão efectiva vertical ao nível da base do muro (em geral, deve-se, do lado da segurança, considerar o valor de q' correspondente ao lado não suportado do maciço) e B'=B-2e (largura equivalente do muro).

O factor de segurança em relação à rotura do fundo de escavação, que deve ser superior a 2,5, é definido por:

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma_{\max}} \geq 2,5 \tag{3.18}$$

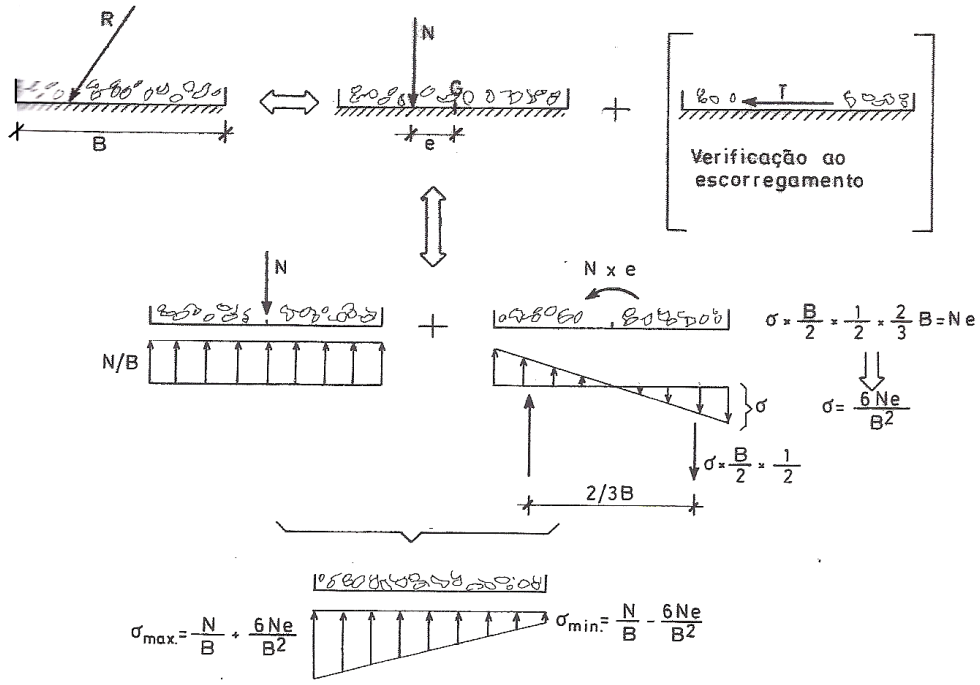


Figura 3.10 – Determinação do diagrama de tensões normais na base de um muro de suporte (Matos Fernandes, 1995)

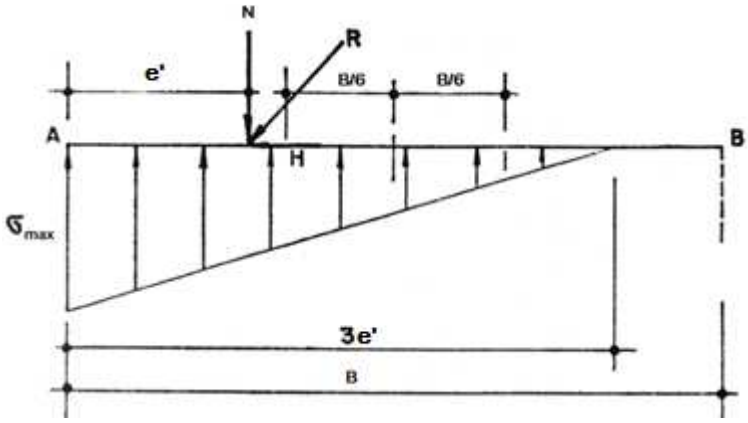


Figura 3.11 – Determinação do diagrama de tensões com a resultante fora do núcleo central (adaptado de [7])

Quadro 3.2 – Factores de capacidade de carga (Vesic, 1975)

Φ' (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,8

3.4.1.4. Verificação da segurança em relação ao estado limite por escorregamento global

Para o cálculo do factor de segurança pode ser utilizado qualquer método de cálculo de equilíbrio limite, normalmente empregue para avaliação da estabilidade de taludes, cuja descrição pormenorizada se afasta do objectivo deste trabalho, e pode ser encontrada em Matos Fernandes (1995).

3.4.1.5. Verificação da segurança em relação à resistência do material do muro de suporte

A acção combinada do peso do muro e dos momentos flectores devido aos impulsos na parede resulta num problema de flexão composta. Recorrendo à expressão da flexão composta, retira-se a tensão máxima e minima actuante no muro; a mínima pode – e deve – ser de compressão também, em muitos casos.

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M^2}{B \cdot L^2} \tag{3.19}$$

As tensões obtidas na secção mais desfavorável, têm que ser obviamente inferiores à resistência do muro para esse tipo de esforços. Nos muros de suporte autoportantes, a secção mais desfavorável é, em geral, a da base do muro ou uma secção próxima desta, dependendo da altura de terras do lado não suportado.

3.4.2. MUROS DE SUPORTE MONO-ESCORADOS E MULTI-ESCORADOS

Os tipos de rotura que podem ocorrer num muro de suporte mono-escorado e multi-escorado são os mesmos do ponto anterior, excluindo a rotura por derrubamento, visto que o nível ou vários níveis de escoramento impedem a rotação do muro em torno da aresta exterior da sua base.

Assim sendo, o seu dimensionamento obedece aos mesmos critérios que já foram expostos anteriormente, excepção feita ao escorregamento da base e à verificação da segurança em relação à resistência do material do muro, pois mudando as condições de apoio, a reacção que tem de ser garantida com segurança pelo atrito na base do muro é diferente, bem como o diagrama de momentos é diferente, alterando por isso a secção mais desfavorável. Nas Figuras 3.12 e 3.13 ilustram-se as condições de apoio num muro mono-escorado e multi-escorado.

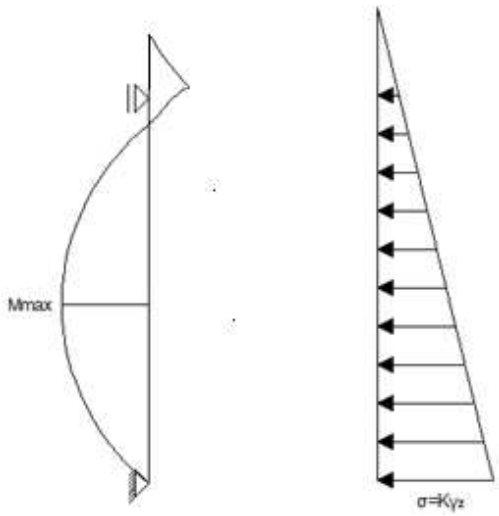


Figura 3.12 – Condições de apoio e respectivo diagrama do momentos genérico num muro de suporte mono-escorado

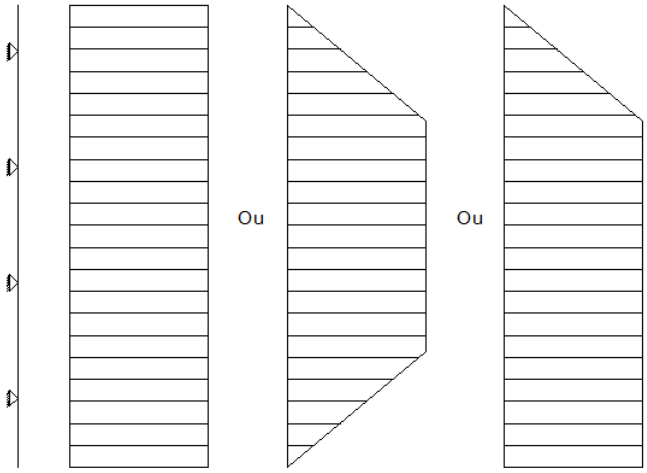


Figura 3.13 – Condições de apoio e respectivo diagrama do momentos genérico num muro de suporte multi-escorado

3.4.3. DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SUPORTE EM JET GROUTING

O dimensionamento de muros de suporte em jet grouting segue a metodologia apresentada anteriormente, excepto no dimensionamento para o estado limite de resistência do material.

Como o jet grouting apresenta uma resistência máxima a esforços de tracção entre os 0,1 e 0,2 MPa, o seu dimensionamento é feito, naturalmente, com o intuito de evitar as tracções em todo o muro de suporte, para que não haja rotura do jet grouting, ou seja:

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M^2}{B \cdot L^2} > 0 \tag{3.20}$$

Para que isto seja possível, a solução passa pela adopção de uma largura da base do muro suficiente para que este limite seja cumprido.

No entanto, quando as condições de apoio do muro ou os esforços envolvidos são muito elevados, não é possível evitar a ocorrência de tracções no muro sem que se obtenha uma largura excessiva, de tal forma que a opção pela utilização do jet grouting em detrimento de outros materiais, ou mesmo de outro tipo de solução construtiva passa a não ser a mais vantajosa.

Para evitar isso existem duas soluções relativamente simples. A primeira opção é a colocação de armaduras nas colunas de jet grouting (o muro é realizado através de colunas secantes de jet grouting). Após um estudo que permite a localização das zonas do muro passíveis de experimentar esforços de tracção e a respectiva armadura necessária (como num projecto de betão armado), a solução passa pela armação circular (para absorver todos os esforços de tracção, como um pilar circular) ou então pela colocação de perfis metálicos dentro das colunas/painéis de jet grouting.

O processo construtivo não oferece dificuldades de maior pois, após a retirada da vara de jet grouting depois de terminada a injecção, a calda ainda não ganhou presa, colocando-se neste intervalo de tempo as armaduras ou os perfis metálicos.

Outra solução baseia-se na utilização de um muro com largura variável. Neste caso, dimensiona-se o muro com uma largura *L*, para que não se mobilizem esforços de tracção, não se aplicando, no entanto, essa largura a todo o seu desenvolvimento (Figura 3.15). Isto é, existe um espaçamento entre as zonas com largura *L*, em que esta é inferior (sensivelmente metade). As terras que ficam nesta zona trabalham com o muro, ou seja, este funciona como se tratasse de um muro de largura constante igual a *L* (de acordo com o estudado por Racansky *et al*, 2008)

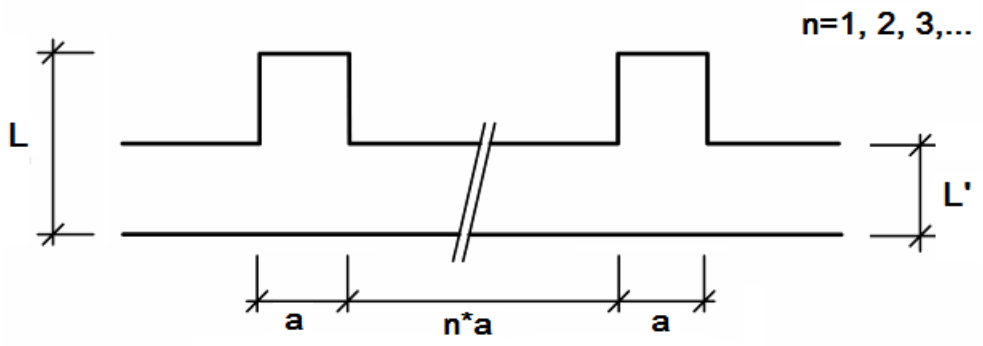


Figura 3.14 – Esquema construtivo da parede com largura variável (adaptado de Racansky *et al*, 2008)

Esta solução permite pois que o muro projectado não seja demasiado caro e sem interesse prático, comparado com outras soluções clássicas de contenção.

4
PAREDE DE JET GROUTING AUTOPORTANTE EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

4.1. INTRODUÇÃO

Com o objectivo de analisar o comportamento de paredes de jet grouting como suporte a escavações em maciços de natureza arenosa, apresenta-se neste capítulo um exemplo base de uma parede de jet grouting autoportante numa escavação em maciço arenoso.

Em primeiro lugar realiza-se uma breve descrição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo, o modelo p-q-θ, utilizados ao longo deste trabalho. Em segundo lugar apresenta-se a geometria do problema e os parâmetros definidores do comportamento dos materiais. Por último, procura-se evidenciar o comportamento do sistema, sendo dada especial importância à evolução dos estados de tensão, dos deslocamentos e dos esforços no muro.

4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO

4.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

O programa de cálculo RECRIB, utilizado neste trabalho, é baseado no método dos elementos finitos e foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por Borges (1995).

No contexto do trabalho realizado (neste capítulo e nos seguintes), as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- Simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot); esta formulação é aplicada em maciços argilosos, sendo modelado o comportamento drenado em maciços arenosos;
- Utilização do modelo de estados críticos p-q-θ, na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- Utilização do modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento da parede de jet grouting;
- Utilização de elementos-barra, com comportamento elástico linear, na simulação de escoras metálicas (situação que não se aplica neste capítulo).

Para a modelação de solo argiloso recorre-se a elementos triangulares "híbridos"de 6 nós (Figura 4.1a), 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). O solo arenoso e o muro de jet grouting são modelados com elementos finitos triangulares de 6 nós (Figura 4.1b), com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados). Para as escoras metálicas são utilizadas elementos-barra de 3 nós (Figura 4.1c), com pontos nodais nas extremidades e a meio do elemento. Não são utilizados elementos de junta nas interfaces solo-parede pois esta é muito irregular, devido ao método construtivo da técnica de jet grouting, pelo que sua utilização não traduziria o real comportamento dessa interface.

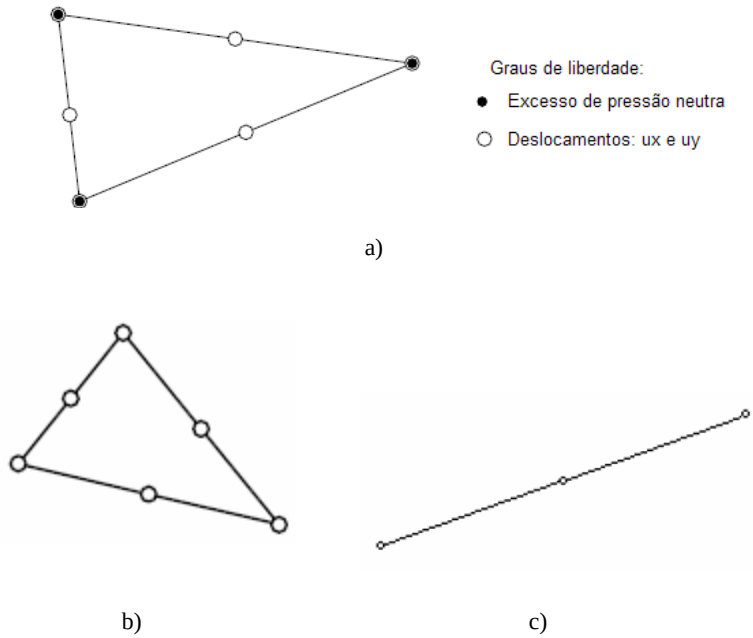
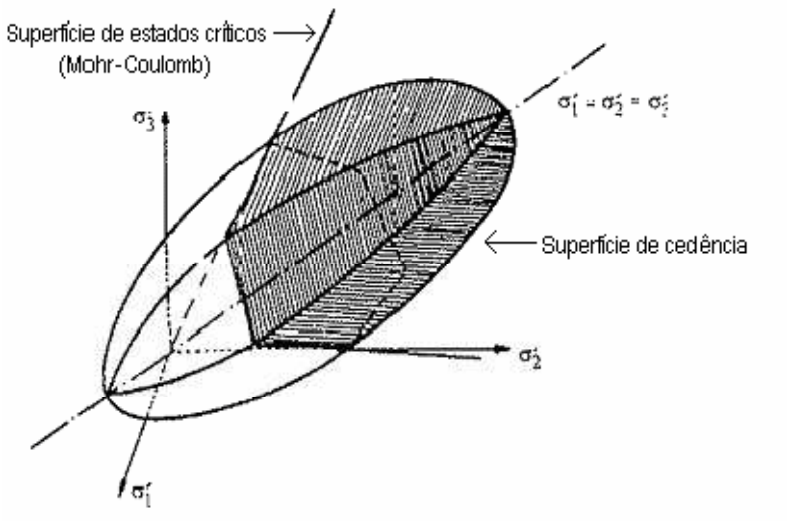


Figura 4.1 – Elementos finitos bidimensionais: a) Elemento triangular híbrido de 6 nós; b) Elemento triangular de 6 nós; c) Elemento de barra de 3 nós

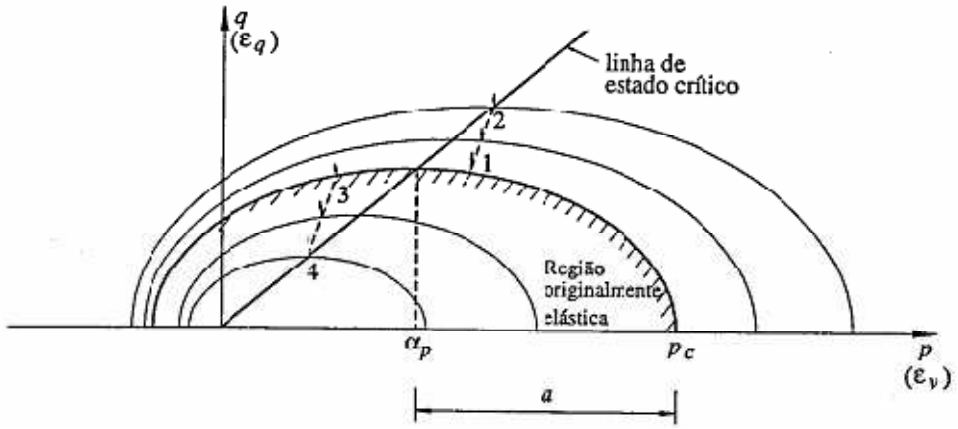
Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo somente técnicas incrementais (Borges, 1995). Assim, em cada cálculo associa-se um determinado incremento de tempo, durante o qual se aplica ou não um incremento de carga.

O modelo de estados críticos p-q-θ é um modelo elastoplástico, que distingue os conceitos de cedência e de estado crítico ou rotura última. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha de estado crítico (Borges, 1995). Nesta altura o solo passa a deformar-se sem alteração de tensão nem de volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A superfície de cedência deste modelo, no referencial p-q (sendo p a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), é uma elipse (Figura 4.2a). Esta superfície altera-se conforme as deformações plásticas sofridas pelo solo, aumentando (endurecimento) ou diminuindo (amolecimento) se as deformações volumétricas plásticas são, respectivamente, positivas (diminuição de volume) ou negativas (Figura 4.2b). A trajectória 1-2 corresponde ao fenómeno de endurecimento, típico de solos normalmente consolidados, e a trajectória 3-4 corresponde ao fenómeno de amolecimento, típico de solos sobreconsolidados.



a)



b)

Figura 4.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q-θ no espaço das tensões efectivas (Borges, 1995); b) Superfície de cedência do modelo no referencial p-q

Em Borges (1995) são descritos e explicitados detalhadamente os diferentes aspectos do programa de elementos finitos utilizados no presente trabalho.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.3.1. INTRODUÇÃO

Com o objectivo de estudar o comportamento de paredes autoportantes de jet grouting como suporte a escavações em maciços de origem arenosa, apresenta-se neste capítulo um exemplo numérico.

Na primeira parte tecem-se algumas considerações sobre as características do problema e sobre os parâmetros definidores do comportamento dos materiais.

Na segunda parte, são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica, sendo dada especial importância ao comportamento do sistema no que respeita à evolução do estado de tensão, aos deslocamentos e à evolução dos esforços na parede.

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O caso em estudo diz respeito a uma escavação, com 4,5 m de profundidade e 26 m de largura, suportada por uma parede de jet grouting com 2,1 m de espessura (Figura 4.3). O desenvolvimento longitudinal da escavação foi considerado muito superior ao transversal, de forma a se poder admitir uma análise em termos de estado plano de deformação.

O solo no qual ocorre a escavação é composto por uma areia com compacidade média, traduzida no modelo p-q-θ por um valor de OCR (grau de consolidação) igual a 1,35, que se prolonga até aos 20m de profundidade. Sob esta camada encontra-se o firme, que se considerou indeformável devido às características de elevada rigidez e resistência, estando o nível freático também a este nível.

A largura da parede foi definida tendo em conta a verificação da segurança em relação aos diversos estados limite, de acordo com o exposto no capítulo 3.

O processo construtivo foi simulado na sua totalidade, à excepção da construção da parede de jet grouting. No Quadro 4.1 e na figura 4.4 encontra-se representado o esquema construtivo em análise.

Quadro 4.1 – Faseamento construtivo adoptado

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 1,0m
2	Escavação até à profundidade de 2,0m
3	Escavação até à profundidade de 3,0m
4	Escavação até à profundidade de 4,0m
5	Escavação até à profundidade de 4,5m

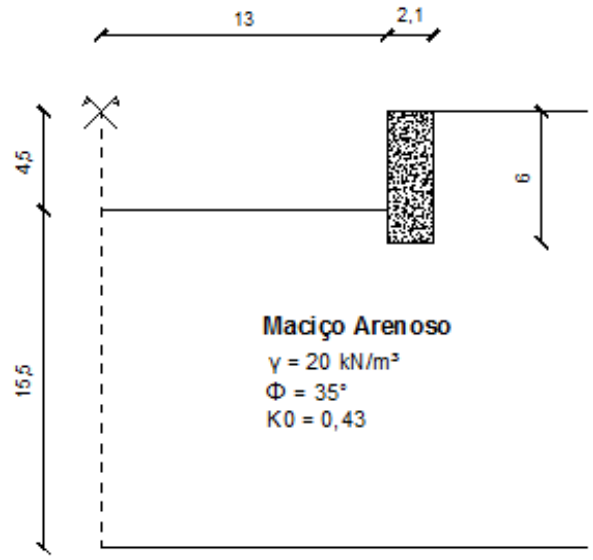


Figura 4.3 – Características da escavação

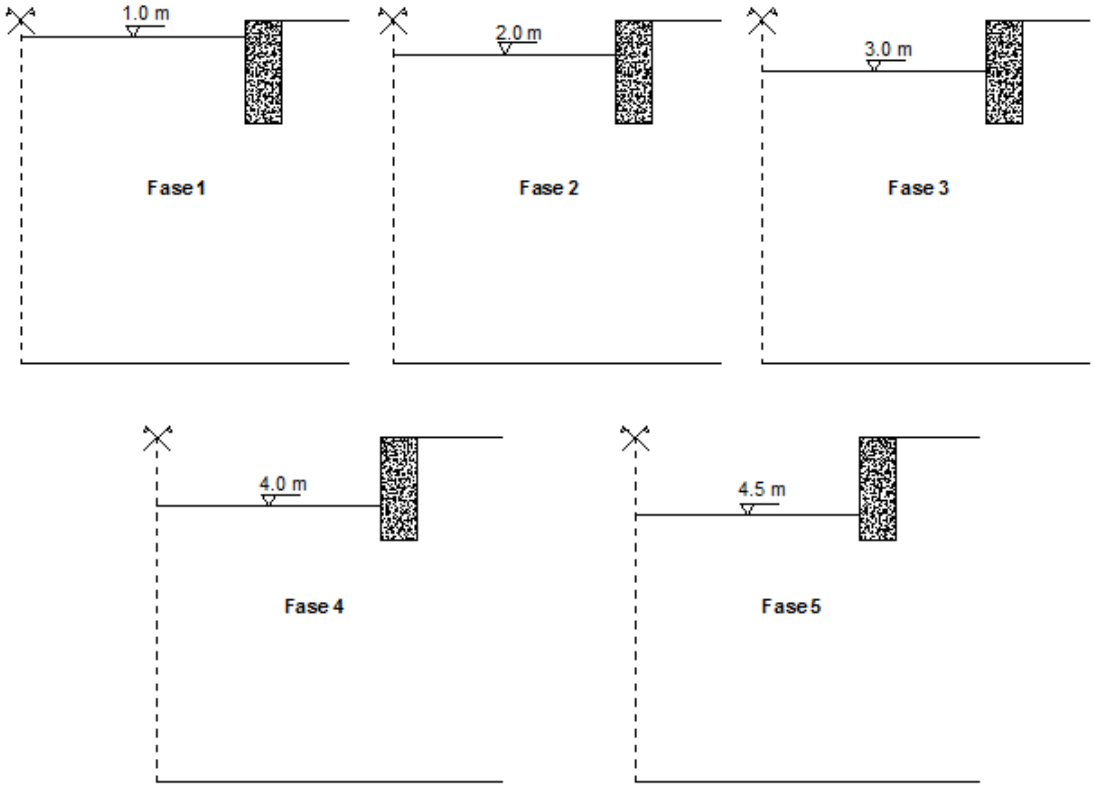


Figura 4.4 – Fases construtivas abrangidas pela análise

Na Figura 4.5 encontra-se representada a malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio. Trata-se de uma malha constituída por 4988 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- Solo arenoso: 4568 elementos triangulares de 6 nós;
- Parede jet grouting: 420 elementos triangulares de 6 nós;

A malha foi disposta de modo a considerar maior refinamento nas zonas onde, previsivelmente, se esperam maiores gradientes de tensões.

As condições de fronteira impostas na malha inicial foram as seguintes:

- Deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao eixo de simetria, coincidente com a fronteira lateral esquerda;
- Deslocamentos horizontais considerados nulos a partir de uma determinada distância relativamente à parede (fronteira lateral direita). Esta consideração deve-se ao facto da perturbação do estado de tensão inicial se desvanecer à medida que aumenta a distância horizontal em relação à escavação. No caso em estudo considerou-se que 40 metros eram suficientes para a adopção desta condição;
- Deslocamentos horizontais e verticais na fronteira inferior nulos, admitindo a indeformabilidade do firme, relativamente às restantes formações;

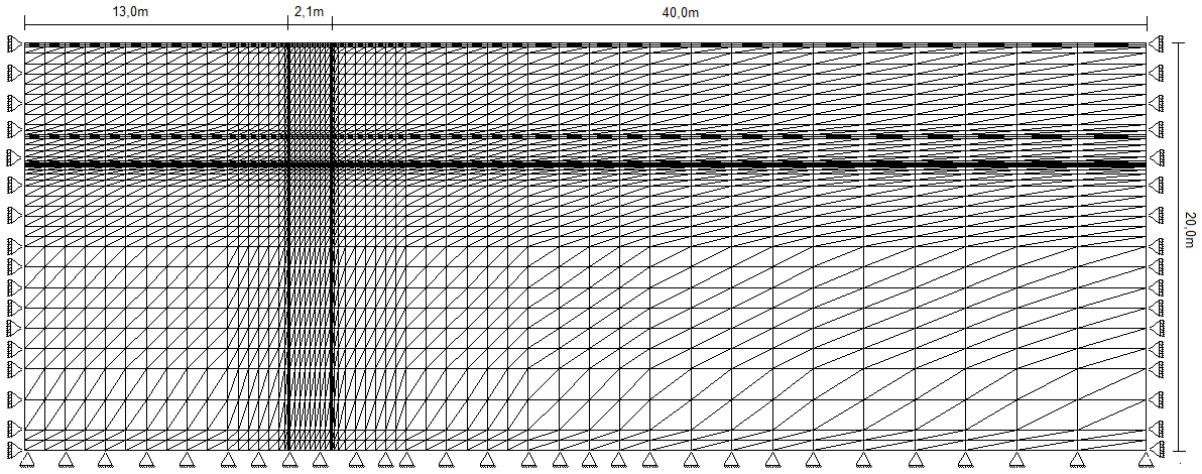


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

4.3.3. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Tal como já foi referido, o comportamento da formação granular que constitui o solo foi simulado através da aplicação do modelo de estados críticos p-q-θ. No Quadro 4.2 indicam-se os parâmetros adoptados, que correspondem a valores típicos neste tipo de solo.

Quadro 4.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ

λ	k	N	Γ	v	Φ`(º)
0.03	0,005	1,817	1,80	0,3	35

O estado de tensão no solo foi considerado como geostático, tomando-se o peso volúmico de 20 kN/m^3. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, K_0, tomou-se o valor de 0,43.

Na simulação da parede de jet grouting adoptou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Quadro 4.3). Os valores das propriedades do jet grouting disponíveis na bibliografia da especialidade são escassos e muito dispersos. O módulo de deformabilidade e o peso volúmico adoptados resultaram da análise dos vários valores apresentados por Carreto (1999).

Quadro 4.3 – Características do jet grouting

	E (MPa)	ν	γ (kN/m^3)
Jet grouting	1000	0,2	20

4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.4.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO

Nesta secção analisa-se a evolução das tensões no decurso da construção.

Nas Figuras 4.6 a 4.10 apresenta-se o estado de tensão inicial do maciço e os respectivos incrementos ao longo do período de escavação. Comentam-se, de seguida, esses resultados, que permitem identificar tendências distintas no lado escavado e no lado suportado.

Deste modo, em relação ao maciço subjacente à escavação, tecem-se as seguintes considerações:

- O maciço é solicitado devido à remoção do peso das terras e à compressão lateral resultante do movimento da parede;
- Em todas as fases de escavação assiste-se a uma diminuição das tensões horizontais e verticais, sendo mais significativa a diminuição das tensões verticais, principalmente junto ao eixo de simetria;
- Mobilizam-se elevadas tensões de corte τ_{xy} que aumentam à medida que a escavação progride, principalmente junto à parede, originando uma rotação das direcções principais de tensão.

Relativamente ao maciço suportado, a análise das figuras permite caracterizar os fenómenos que ocorrem durante a escavação:

- As tensões variam pouco ao longo do processo construtivo, apresentando uma ligeira diminuição abaixo da cota da base de escavação e junto à parede. Este fenómeno é mais evidente nas tensões horizontais, uma vez que a zona afectada é mais extensa;
- As tensões de corte τ_{xy} aumentam à medida que a escavação progride, principalmente junto ao pé da parede, não atingindo no entanto valores muito elevados.

A Figura 4.11 que ilustra os resultados relativos a cruzetas de tensões principais, permite complementar os resultados das Figuras 4.6 a 4.10. Da análise da figura pode concluir-se o seguinte:

- Ocorrem acréscimos de tensão de desvio (corte), observados na figura através da rotação das direcções principais de tensão, junto à parede principalmente do lado escavado, que aumentam ao longo da escavação (algo já observado na Figura 4.10)
- Do lado suportado, a variação da tensão média não é muito expressiva pois o tamanho médio das cruzetas não varia consideravelmente

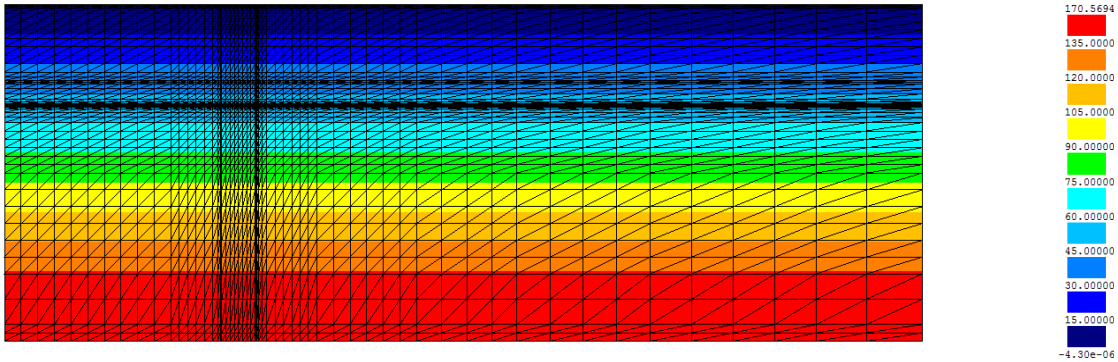


Figura 4.6 – Tensão horizontal inicial

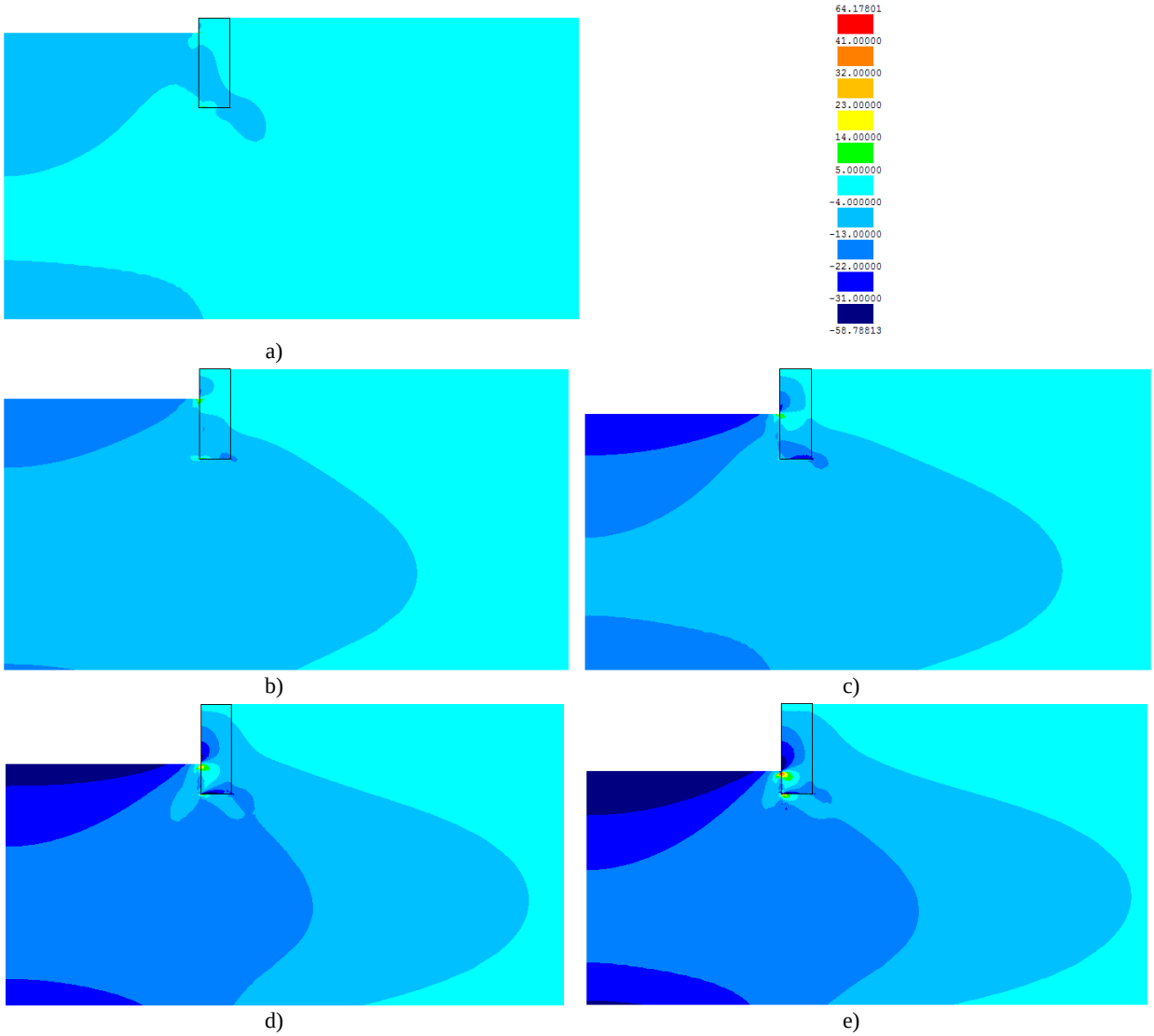


Figura 4.7 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação

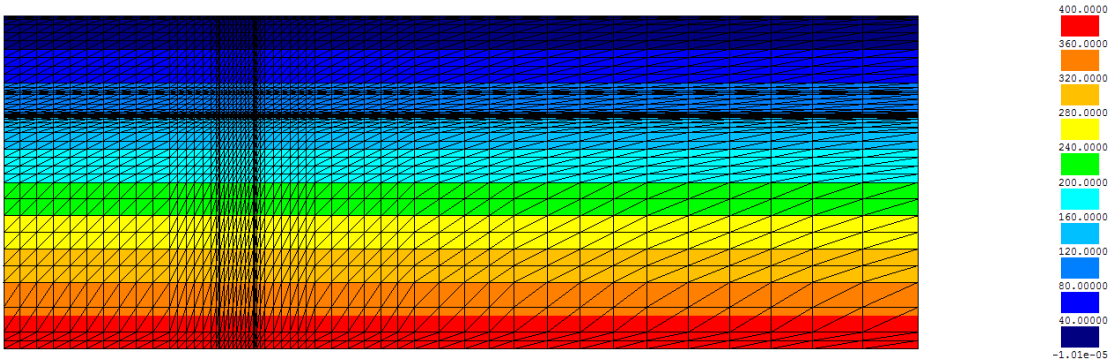


Figura 4.8 – Tensão vertical inicial

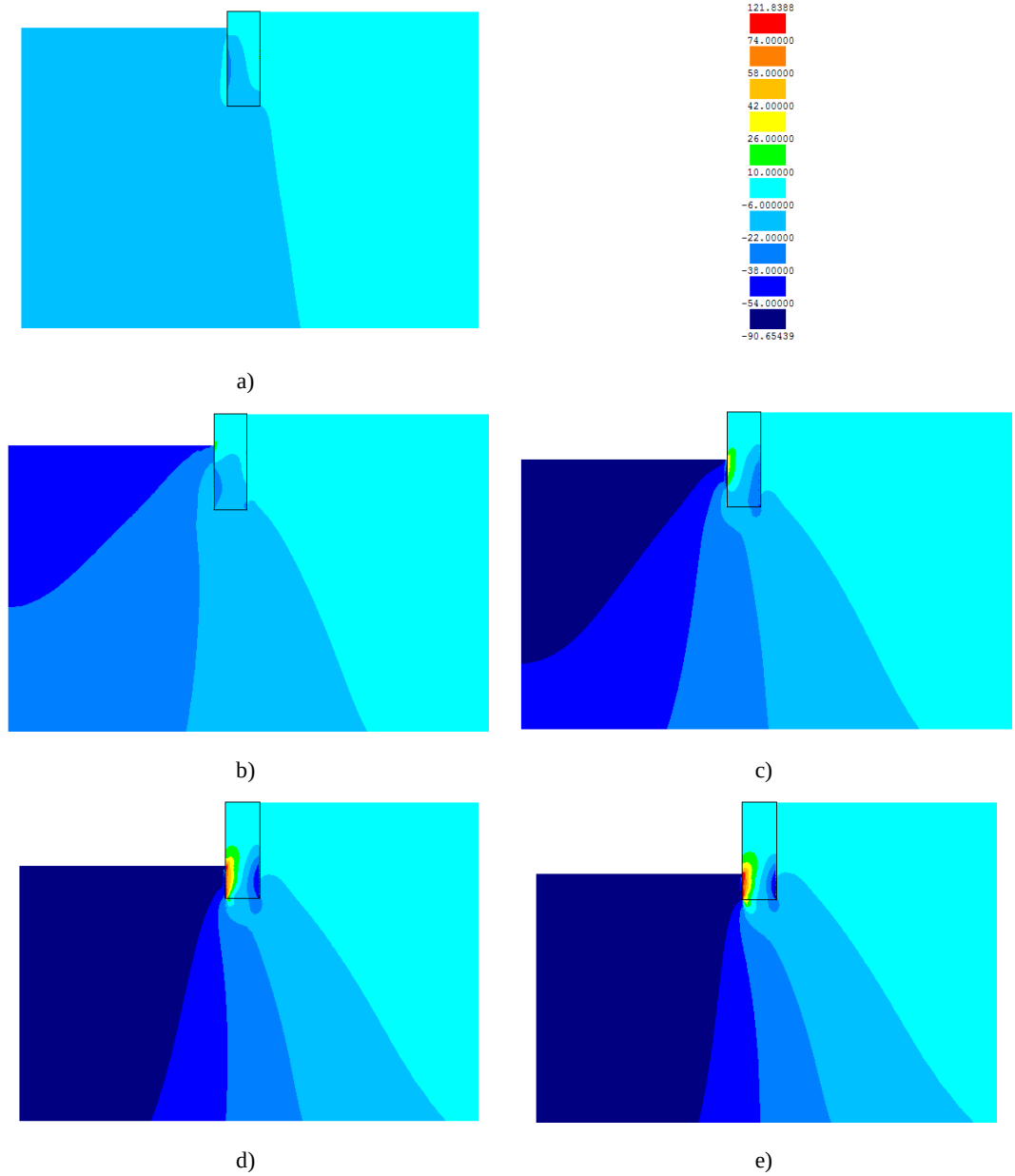


Figura 4.9 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação

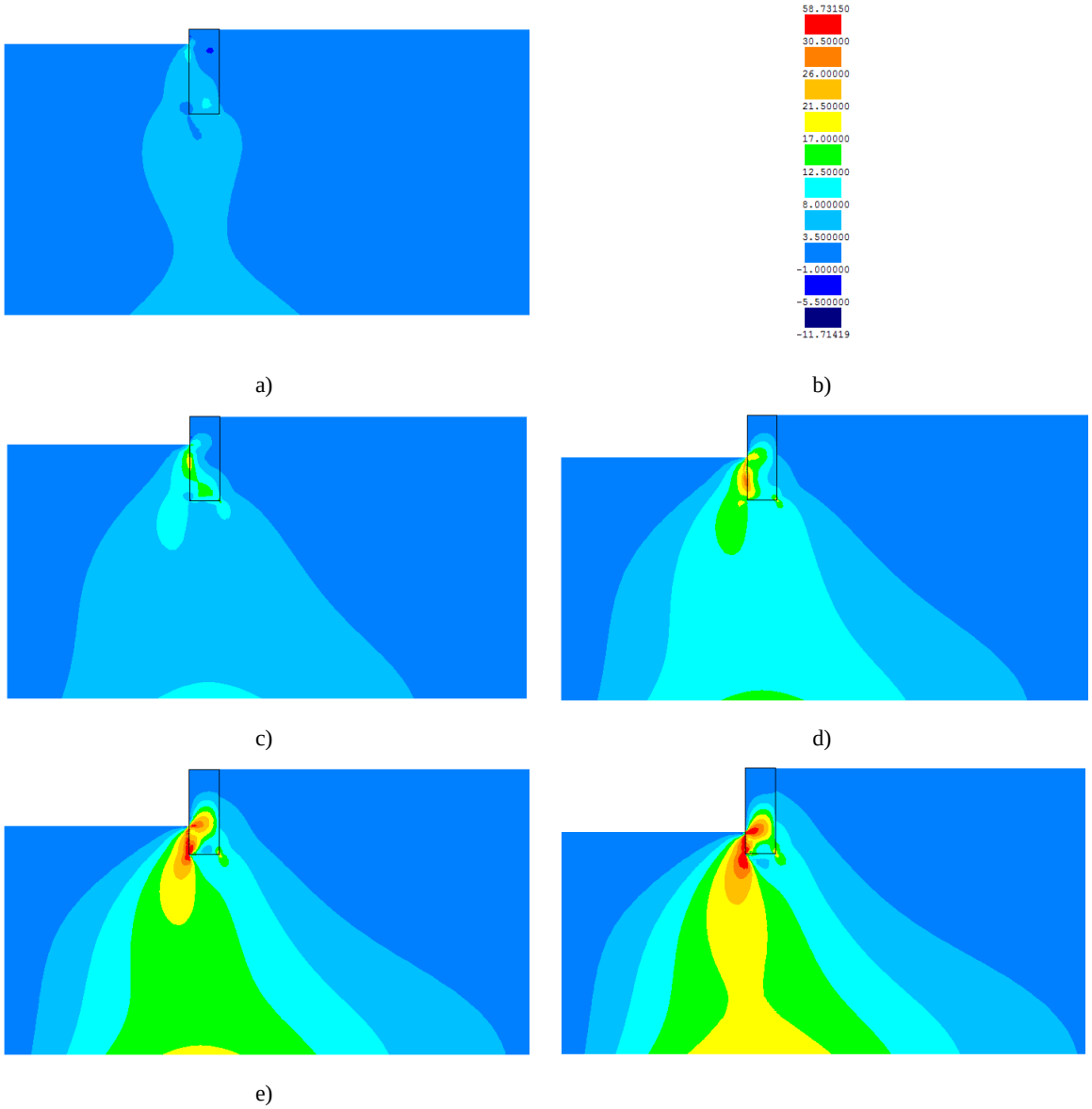


Figura 4.10 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação

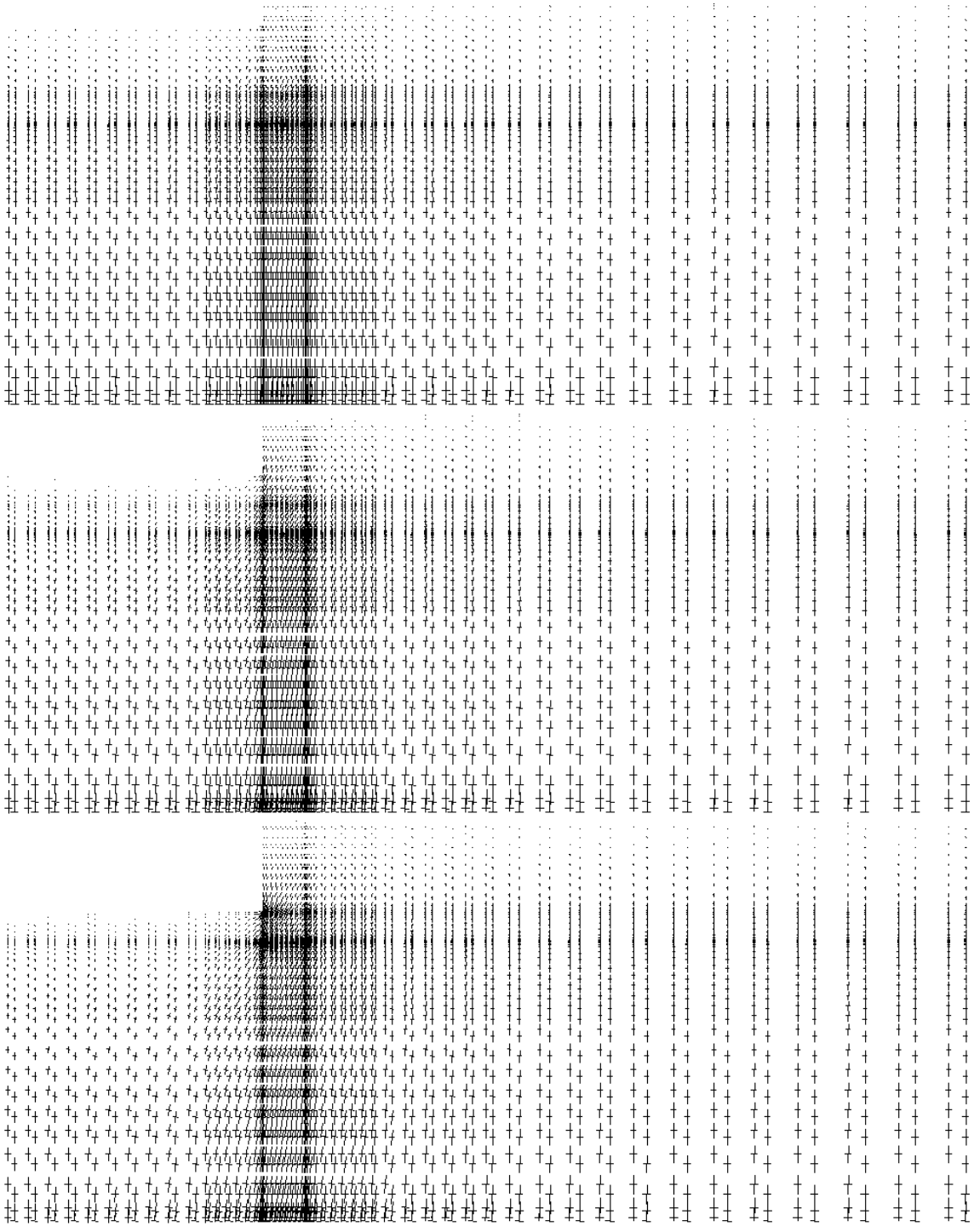


Figura 4.11 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 3,0m de escavação; c) aos 4,5m de escavação

Na Figura 4.12, estão representados os níveis de tensão mobilizados nas diversas fases de escavação. O nível de tensão quantifica a proximidade do estado de tensão em relação ao estado crítico, sendo definido, neste trabalho, da seguinte forma (SL de stress level):

$$SL = \frac{q}{pM} \qquad [4.1]$$

em que M representa o declive da linha de estados críticos no referencial p-q-θ, p a tensão média efectiva e q a tensão de desvio. Nos solos normalmente consolidados, SL varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. Em solos sobreconsolidados, SL pode assumir valores superiores a 1, correspondentes a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico.

Os resultados demonstram que SL aumenta com o decurso da escavação. Nas três fases iniciais (escavação até aos 3m) identifica-se uma zona em estado critico nas proximidades da superfície da escavação e, de uma forma gradual, junto à parede no lado escavado. Nas duas ultimas fases, além das zonas supracitadas, a zona próximo da superfície, junto à parede mas do lado suportado, atinge o estado crítico.

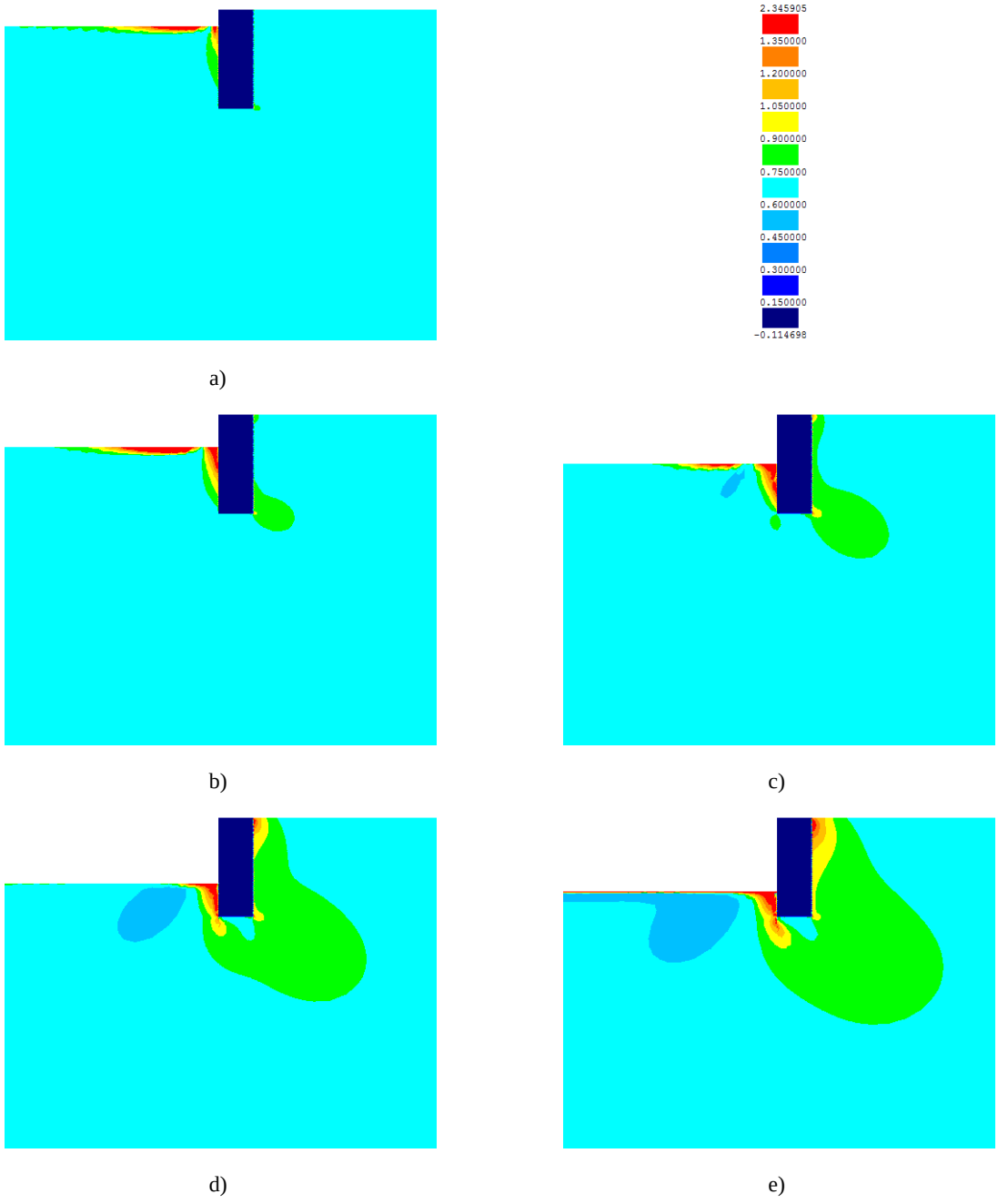


Figura 4.12 – Níveis de tensão: a) aos 1m de escavação; b) aos 2m de escavação; c) aos 3m de escavação; d) aos 4m de escavação; e) aos 4.5m de escavação

4.4.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS

A Figura 4.13 ilustra os deslocamentos laterais da parede para diferentes profundidades de escavação.

Verifica-se que, até aos 3m de escavação, ocorre aproximadamente uma rotação em torno do topo do muro. Nas restantes fases, processam-se também deslocamentos significativos no topo do muro, aproximando-se, no final da escavação, da ordem de grandeza do deslocamento na base do muro. Os deslocamentos observados são pequenos, atingindo o valor máximo na última fase, sendo inferiores a 0,1% da profundidade de escavação. O perfil dos deslocamentos é diferente do usualmente observado em muros de suporte de gravidade, uma vez que o processo construtivo é diferente.

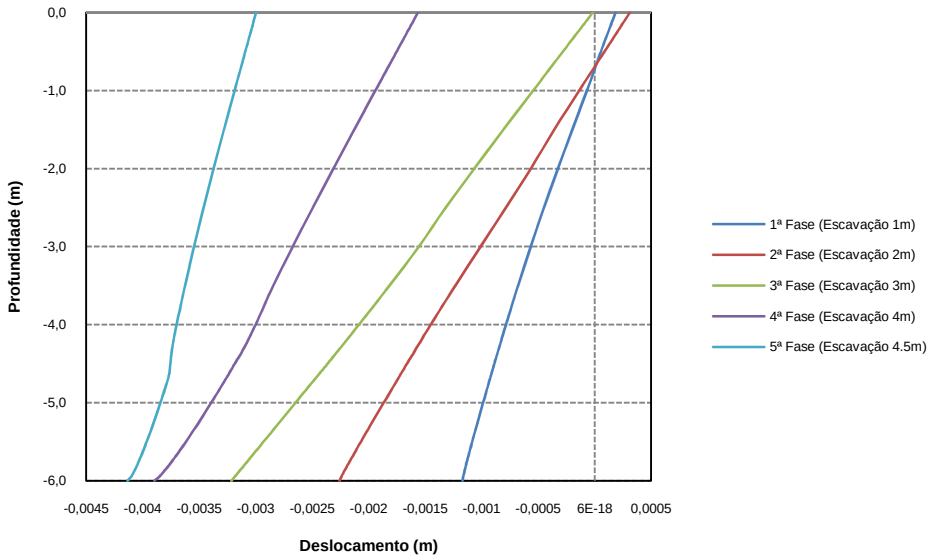


Figura 4.13 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas

Nas Figuras 4.14 e 4.15 estão representados os deslocamentos da superfície do maciço do lado suportado, importantes para a avaliação de eventuais danos em edificações vizinhas.

Na primeira figura, referente aos deslocamentos horizontais, observam-se nas duas primeiras fases deslocamentos positivos junto à parede cuja dimensão é da ordem das décimas de milésimas. Nestas duas fases iniciais, o deslocamento negativo (dirigido para a escavação) é também residual e ocorre a cerca de 15m da parede.

A 3ª fase (escavação até aos 3m) sofre também um deslocamento positivo junto à parede, mas o máximo deslocamento é negativo e acontece a 12m da parede, não chegando a 1mm.

Nas restantes fases, apesar do comportamento da curva de deslocamentos ser semelhante às restantes, somente ocorrem deslocamentos negativos, sendo que o valor máximo de 3mm ocorre, na 5ª fase de escavação, junto à parede.

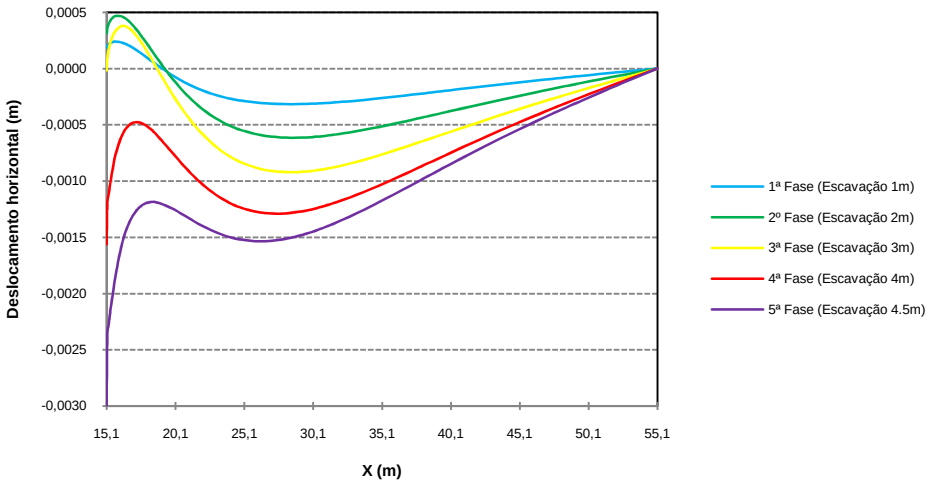


Figura 4.14 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

No que compete aos deslocamentos verticais, verifica-se uma tendência côncava na curvatura do gráfico em todas as fases construtivas. Existe levantamento da superfície, em todas as fases, até aproximadamente 8m da parede. Este levantamento está relacionado com a descompressão do maciço (diminuição das tensões horizontais e verticais, como se viu anteriormente) do lado suportado. O levantamento máximo ocorre sempre junto à parede e atinge os 5mm na ultima escavação. Assim, observa-se que o deslocamento vertical máximo é superior ao deslocamento horizontal máximo obtido para o mesmo caso em estudo.

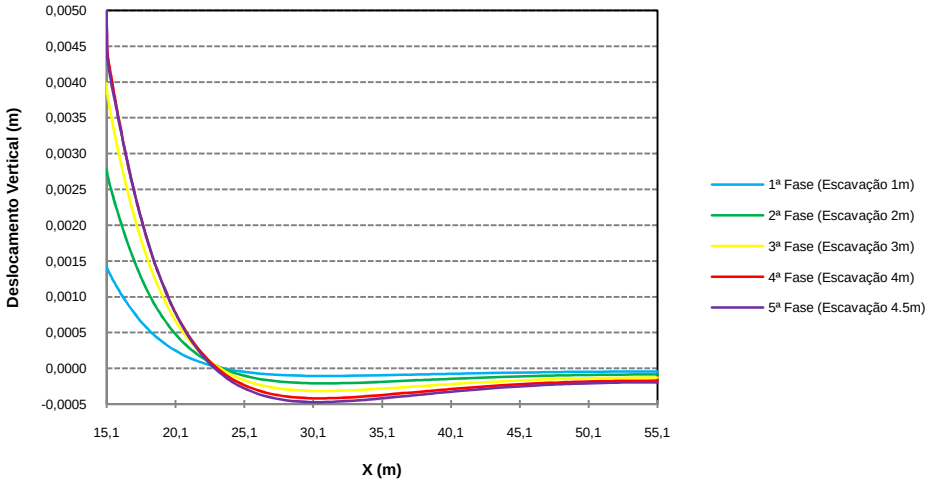


Figura 4.15 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

Na Figura 4.16 expõe-se a evolução do levantamento do fundo da escavação ao longo do processo construtivo. Os resultados demonstram que o levantamento evolui com a escavação. O deslocamento atinge sempre o valor máximo junto ao eixo de simetria, alcançando proporções muito superiores aos deslocamentos na superfície do maciço do lado suportado. Nas proximidades da parede, o levantamento é significativamente menor, devido à mobilização das tensões tangenciais na interface solo-parede.

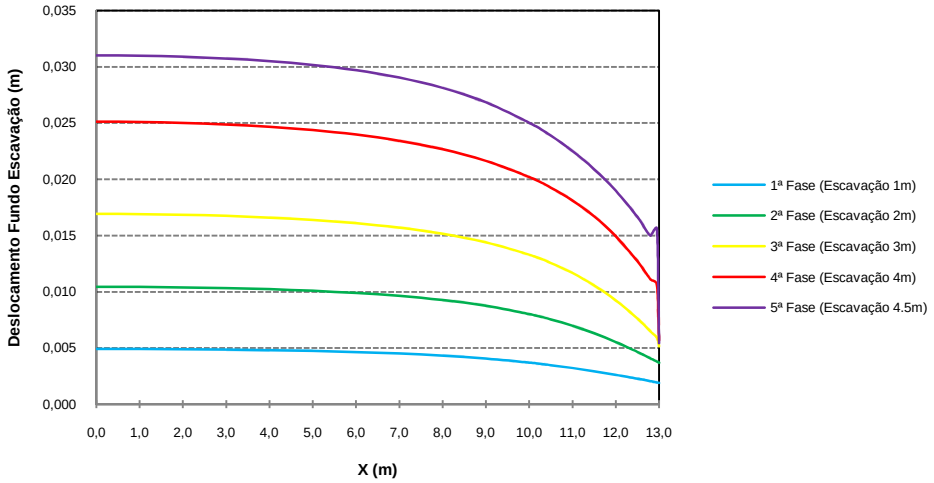


Figura 4.16 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas

4.4.3. ESFORÇOS NA PAREDE DE JET GROUTING

4.4.3.1. Pressão de terras sobre a parede

A Figura 4.17 ilustra a distribuição da tensão horizontal ("pressão de terras") sobre as faces da parede. As pressões negativas correspondem às exercidas sobre a face do lado escavado e as positivas às exercidas sobre o lado suportado. A Figura 4.18 permite observar as distribuições da tensão horizontal na parede, ao longo das várias fases de escavação.

Como esperado, verifica-se que as pressões de terra sobre a parede do lado suportado diminuem com a escavação, tendendo para o estado limite activo; os diagramas de pressões nas diferentes fases de escavação apresentam uma forma aproximadamente triangular, excepto junto à base do muro, onde se observa uma pequena redução das tensões. Esta redução é devida a efeito de arco no solo, associado aos maiores deslocamentos horizontais da parede na base, como se viu anteriormente.

Do lado escavado, as pressões de terra apresentam os valores máximos para profundidades próximas da base de escavação, em cada fase. Estes valores são superiores aos valores iniciais (tensões em repouso), tendendo para os valores do estado limite passivo. As distribuições das tensões horizontais na parede representadas na Figura 4.18 permitem complementar a informação da Figura 4.17.

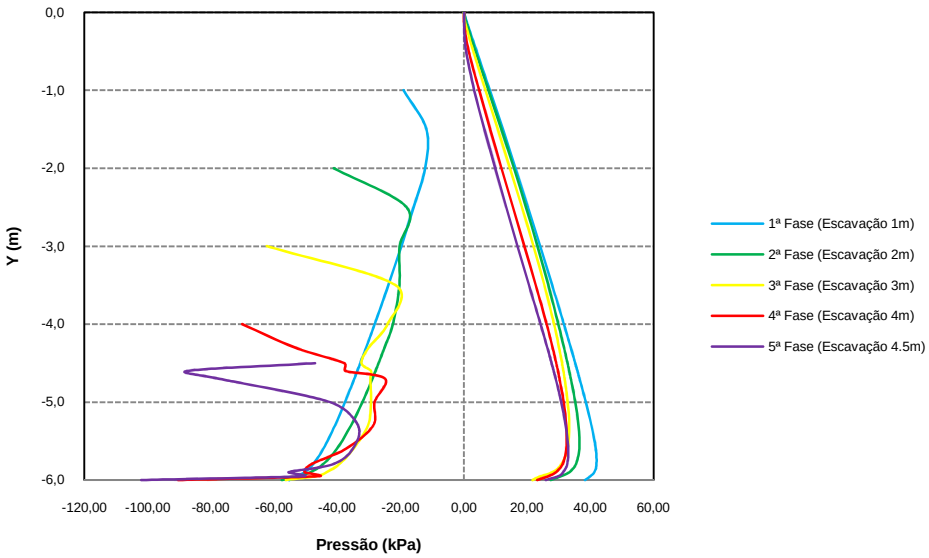
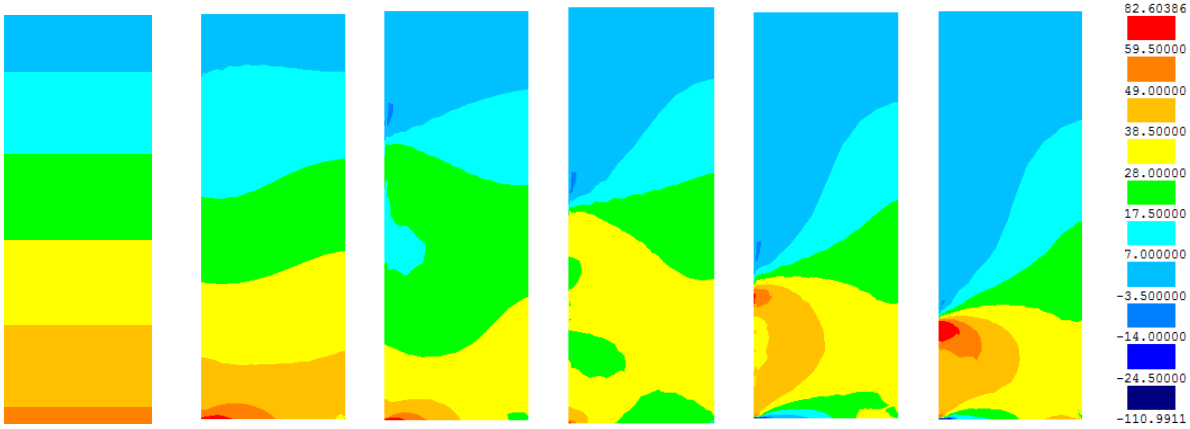


Figura 4.17 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas



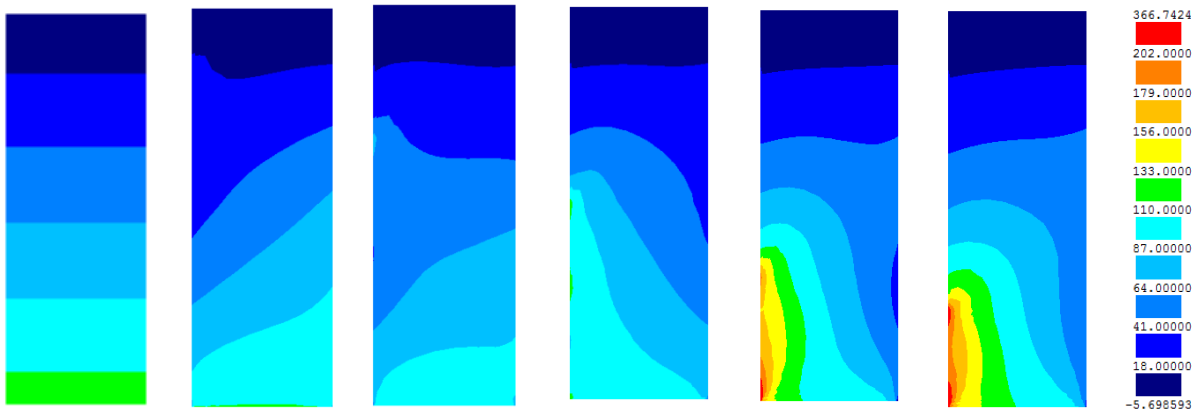
a) b) c) d) e) f)

Figura 4.18 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4.5m de escavação

4.4.3.2. Evolução da tensão vertical na parede

A Figura 4.19 mostra a evolução da tensão vertical no muro nas várias fases de escavação.

Observa-se que, inicialmente, existe uma diminuição da tensão no lado escavado e um aumento do lado suportado. Esta tendência inverte-se com o decorrer do processo de escavação, aumentando a tensão do lado escavado, principalmente no inicio da zona em contacto com o solo.



a) b) c) d) e) f)

Figura 4.19 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4.5m de escavação

A Figura 4.20 complementa esta informação, mostrando a evolução das tensões verticais para diferentes alturas da parede, na fase de repouso, na 1ª fase de escavação e no final do processo construtivo.

Note-se, desde já, que as tensões efectivas nas diferentes secções do muro apresentam distribuições não lineares em qualquer fase após o inicio da escavação, o que significa que o muro não se comporta como uma peça linear (em que as respectivas secções se mantêm planas após a deformação). Estes resultados mostram pois que a aplicação da fórmula de flexão composta a qualquer secção do muro para determinação das respectivas tensões verticais deve ser encarada, naturalmente, como uma forma aproximada (e linear) de obter aquelas tensões.

Observa-se, na 1ª fase de escavação, uma diminuição da tensão no lado escavado que é bastante significativa a meio do muro (3,0 m) e traduz a predominância do momento devido ao impulso passivo relativamente ao momento devido ao impulso activo. Existe portanto uma maior compressão da parede no lado suportado.

Na última fase de escavação, a zona mais comprimida é a do lado escavado. A zona mais esforçada é, como seria de esperar, a parte de baixo da parede, sendo que a tensão máxima de compressão é aproximadamente 210 kPa e situa-se nos 4,5m da parede, zona onde o momento devido ao impulso do lado suportado é mais preponderante, pois abaixo desse ponto existe uma diminuição do momento actuante devido ao impulso passivo. Os resultados obtidos sugerem que a peça se encontra longe dos seus limites, pois o valor máximo de compressão é baixo e não existem tracções.

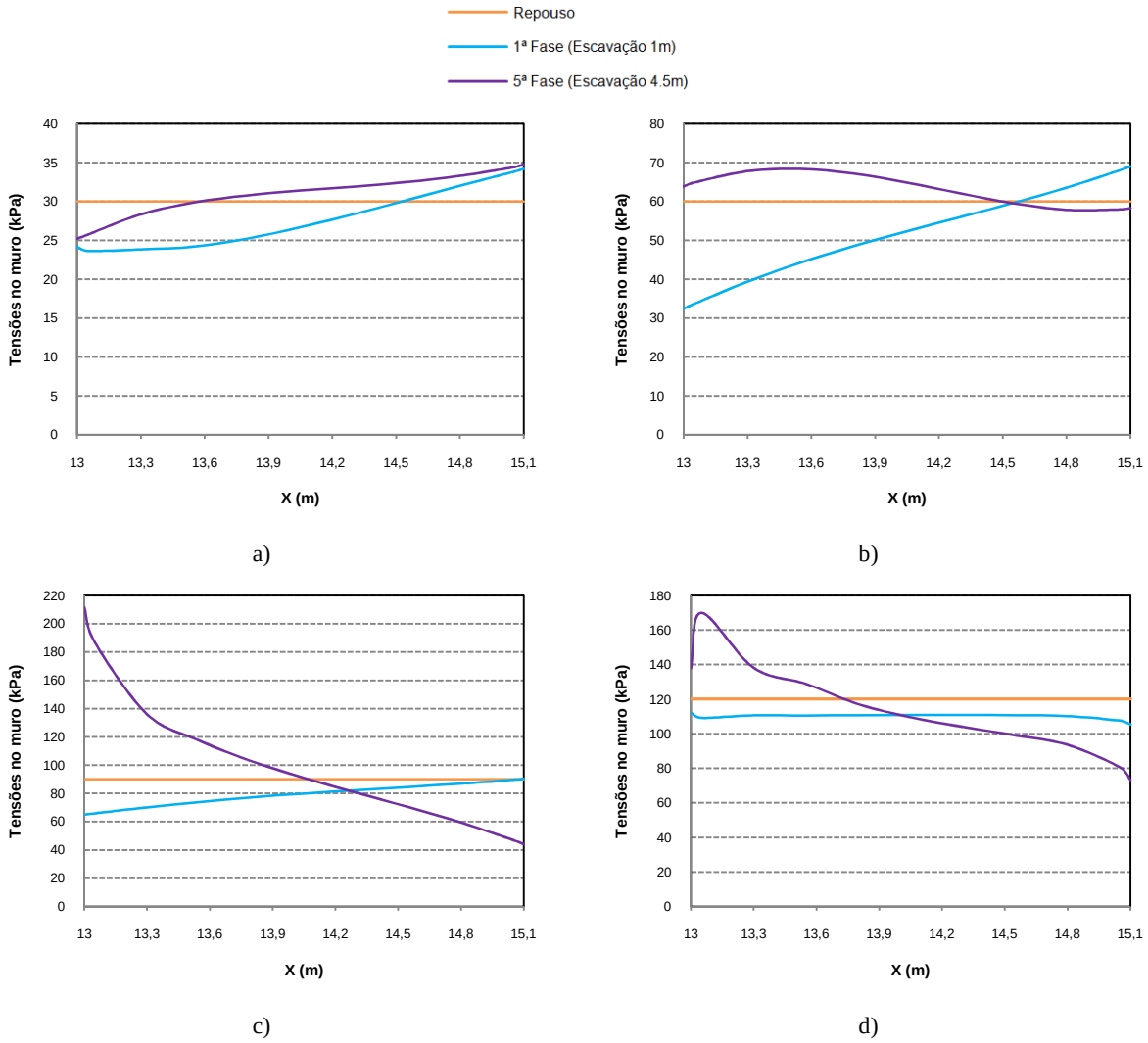


Figura 4.20 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m

4.4.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede

Os diagramas de momentos flectores actuantes na parede ao longo do processo construtivo encontram-se representados na Figura 4.21. De referir que a parede não apresenta um comportamento linear (já referido anteriormente), pelo que o cálculo dos momentos flectores nas diferentes secções da parede foi feito tendo em conta a distribuição não linear das tensões verticais instaladas (integrando a partir dos valores da tensão vertical nos pontos nodais).

Nas duas primeiras fases os momentos instalados na parede são maioritariamente positivos. O momento máximo positivo é atingido na primeira fase de escavação, sensivelmente a meio do muro (3,0m).

Nas fases seguintes, denota-se uma predominância dos momentos negativos, correspondendo ao comportamento de uma parede autoportante. O momento negativo máximo é atingido, como espectável, durante a última fase de escavação junto à base da escavação, diminuindo depois devido aos momentos provocados pelo impulso passivo.

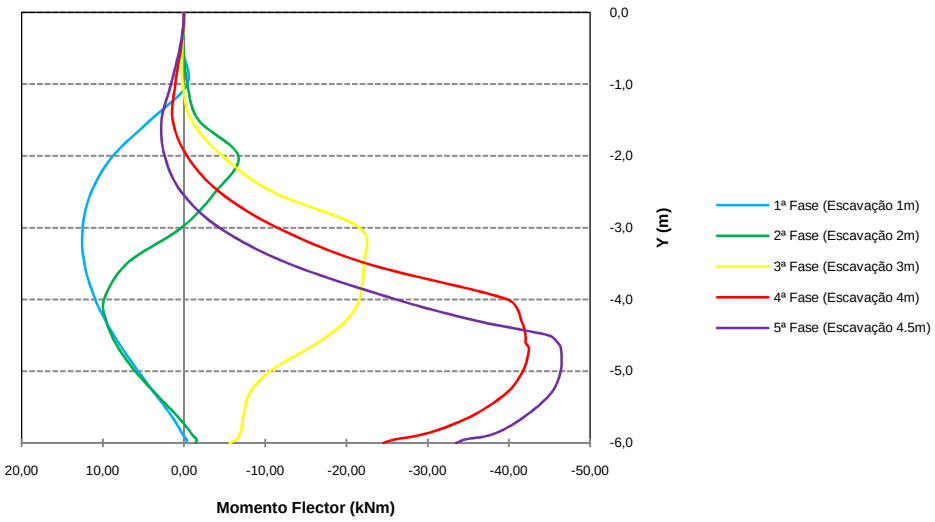


Figura 4.21 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas

4.4.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede

A Figura 4.22 ilustra a distribuição da tensão tangencial sobre as faces da parede. As tensões negativas correspondem às actuantes na face do lado escavado e têm sentido ascendente e as positivas às actuantes no lado suportado e têm sentido descendente.

No lado suportado a tensão tangencial é aproximadamente linear até próximo da base do muro e aumenta proporcionalmente com a profundidade de escavação, sendo que o valor máximo é atingido na última fase de escavação, na base do muro. No lado escavado já não se observa uma distribuição linear.

Esta distribuição das tensões tangenciais nas duas faces da parede mostra a existência das componentes verticais dos impulsos nas faces da parede (devido ao atrito terras-muro), que são em geral favoráveis à segurança do muro em relação aos diferentes estados limite último.

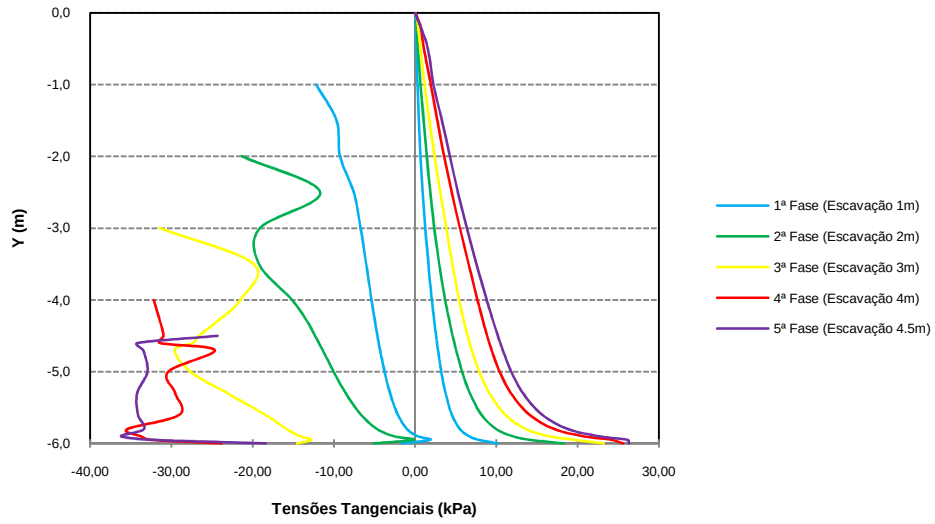


Figura 4.22 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas

5
PAREDE DE JET GROUTING MONO-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se um exemplo numérico que tem como objectivo estudar o comportamento de paredes mono-escoradas de jet grouting em escavações em maciços arenosos, seguindo a mesma abordagem do capítulo anterior.

Na primeira parte, apresentam-se as características do problema e os parâmetros do comportamento dos materiais considerados.

Na segunda parte, comentam-se os resultados obtidos no que respeita à evolução do estado de tensão, aos deslocamentos e à evolução dos esforços na parede e na escora.

Por último, comparam-se os comportamentos da parede mono-escorada com a parede autoportante, ao nível dos deslocamentos observados e esforços instalados na parede.

5.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O exemplo escolhido refere-se a uma escavação com 4,5m de profundidade e 11m de largura, suportada por uma parede de jet grouting com 2,1m de espessura, encontrando-se o nível de escoramento a 1,0 m de profundidade (Figura 5.1). Admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação, uma vez que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal.

Trata-se, portanto, de um problema em tudo semelhante ao do capítulo 4, sendo a largura de escavação menor de forma a ser possível a realização do escoramento.

As características do solo e a largura da parede são idênticas às consideradas no capítulo 4, para que a comparação entre as duas soluções seja possível.

O elemento de escoramento é um perfil de aço Fe360, fixado a uma distância de 3,5m do fundo de escavação. O espaçamento longitudinal entre perfis é de 3.0m e o perfil adoptado foi o tubular, de secção circular Ø193.7mm, com espessura de 10mm.

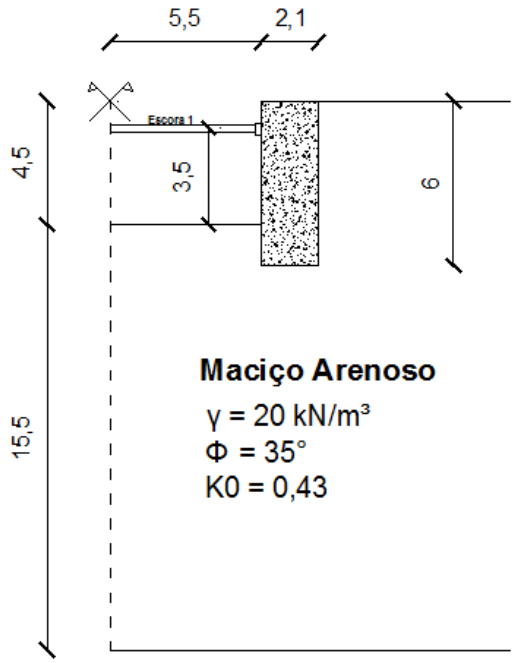


Figura 5.1 – Características da escavação

O processo construtivo foi simulado na sua totalidade, à excepção da construção da parede de jet grouting. No Quadro 5.1 e na figura 5.2 encontra-se representado o esquema construtivo em análise.

Quadro 5.1 – Faseamento construtivo adoptado

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 1,0m
2	Escavação até à profundidade de 1,5m
Instalação do nível de escoramento	
3	Escavação até à profundidade de 2,0m
4	Escavação até à profundidade de 3,0m
5	Escavação até à profundidade de 4,0m
6	Escavação até à profundidade de 4,5m

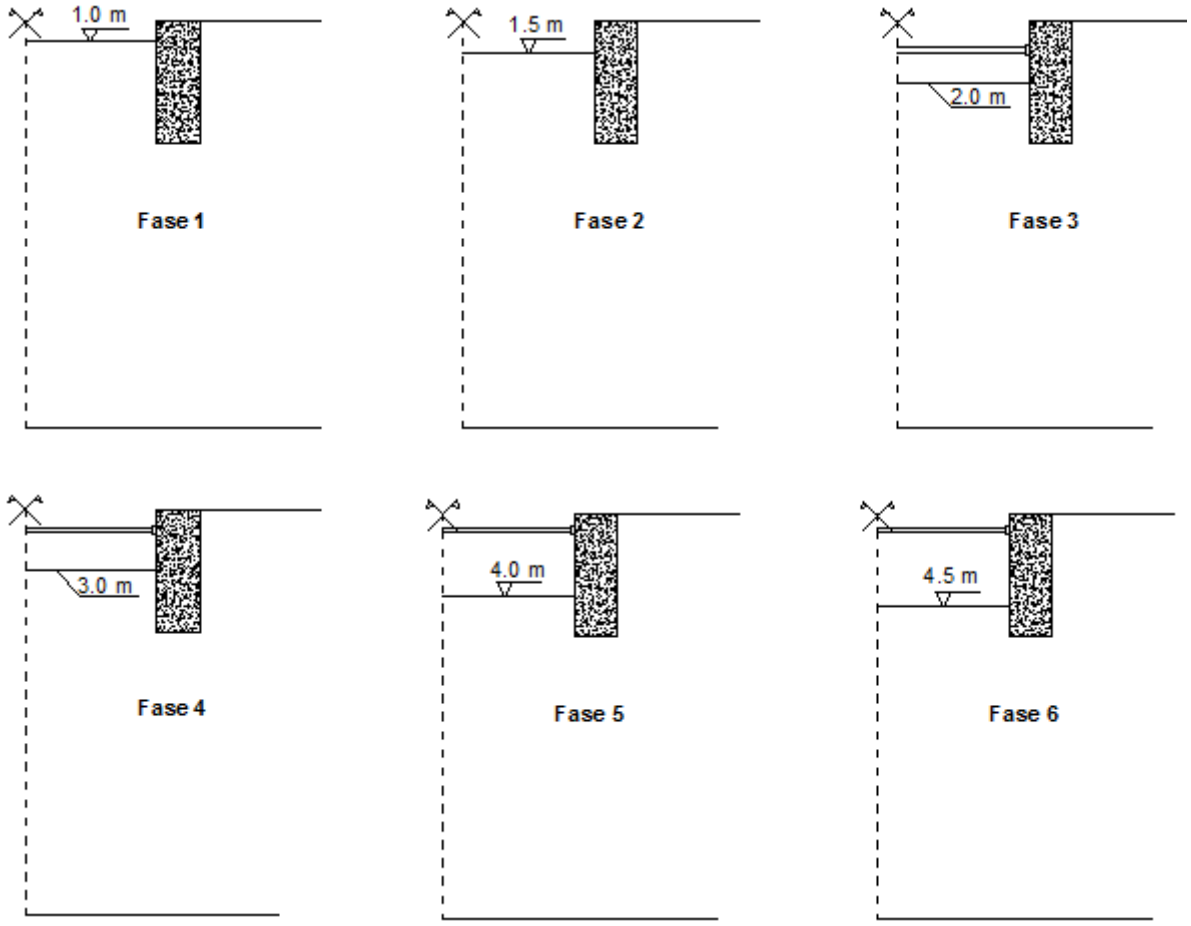


Figura 5.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio é constituída por 4214 elementos (Figura 5.3), distribuídos da seguinte forma:

- Solo arenoso: 4214 elementos triangulares de 6 nós;
- Parede jet grouting: 420 elementos triangulares de 6 nós;
- Escoras: 2 elementos barra de 3 nós;

Tal como no capítulo anterior, a malha foi disposta de modo a considerar maior refinamento nas zonas onde, previsivelmente, se esperam maiores gradientes de tensões. Foram também admitidas as mesmas condições de fronteira.

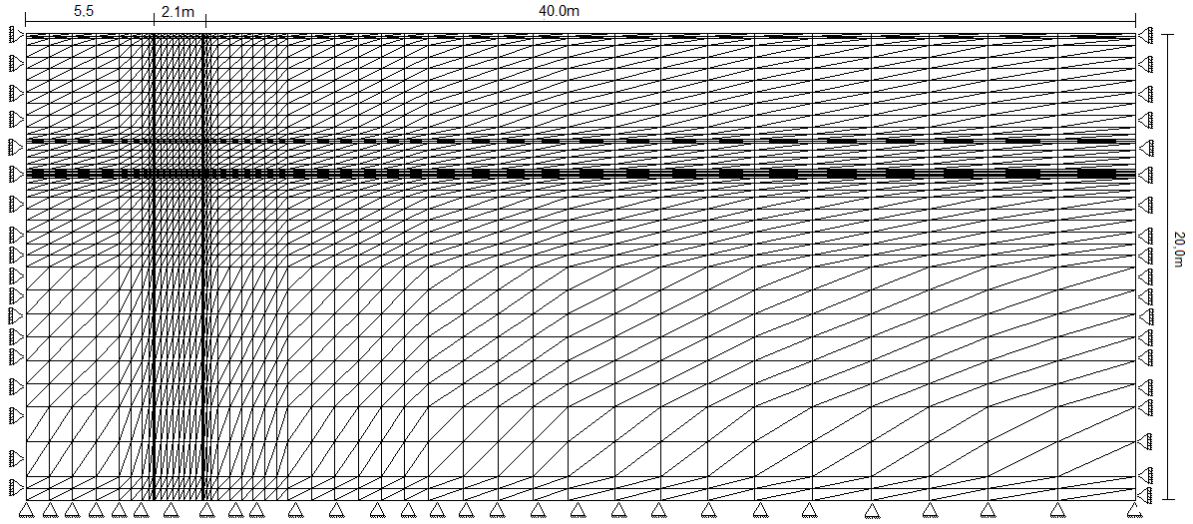


Figura 5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

5.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Os parâmetros utilizados (Quadro 5.2 e 5.3) para a simulação do maciço arenoso e da parede de jet grouting foram os mesmos do capítulo 4.

Quadro 5.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ

λ	k	N	Γ	ν	Φ`(º)
0.03	0,005	1,817	1,80	0,3	35

Quadro 5.3 – Características do jet grouting

	E (MPa)	ν	γ (kN/m^3)
Jet grouting	1000	0,2	20

Admitiu-se o comportamento da escora como sendo elástico, linear e isotópico. Adoptou-se a proposta de O'Rourke (1992) que considera a rigidez efectiva metade da rigidez teórica, dada a diferença observada, em diversas obras, entre a rigidez efectiva e a rigidez teórica das escoras, devido à existência de folgas nas ligações parede-escora.

5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.3.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO

Nas Figuras 5.4 a 5.8 representa-se o estado de tensão inicial do maciço e a sua evolução ao longo da escavação. Note-se, desde já, que o comportamento do lado escavado é bastante distinto do comportamento do lado suportado.

Relativamente à evolução do estado de tensão do maciço do lado escavado, tecem-se as seguintes considerações:

- O estado de tensão inicial do maciço é alterado devido à remoção do peso das terras e à compressão lateral, consequência do movimento da parede;
- As tensões horizontais e verticais diminuem ao longo da escavação. O decréscimo das tensões verticais é maior junto ao eixo de simetria e prolonga-se até ao firme. No caso das tensões horizontais, esta diminuição é também maior junto ao eixo de simetria, nas proximidades da base da escavação;
- As tensões de corte τ_{xy} aumentam ao longo da escavação, originando a rotação das direcções principais de tensão. Os valores mais elevados são registados junto à parede.

Relativamente ao maciço suportado, a análise das figuras permite caracterizar os fenómenos que ocorrem durante a escavação:

- As tensões variam pouco ao longo do processo construtivo, apresentando uma ligeira diminuição abaixo da cota da base de escavação e junto à parede. A diminuição das tensões horizontais afecta uma zona maior, mas a maior diminuição é das tensões verticais, numa área mais pequena e mais concentrada abaixo da parede;

Complementarmente aos resultados das figuras 5.4 a 5.8, apresenta-se na Figura 5.9 os resultados relativos a cruzetas de tensões principais . Da análise da figura pode concluir-se o seguinte:

- O processo de escavação provoca acréscimos de tensão de desvio (corte), observados na figura através da rotação das direcções principais de tensão;
- As zonas onde estes acréscimos são mais significativos encontram-se junto à parede e abaixo da base da escavação, aumentando com a profundidade desta, sendo os valores mais elevados os registados do lado escavado. Esta constatação complementa o que já tinha sido observado na Figura 5.8 – tensões de corte, τ_{xy};
- Do lado suportado, a variação da tensão média não é muito expressiva pois, como observado na figura, o tamanho médio das cruzetas não varia consideravelmente.

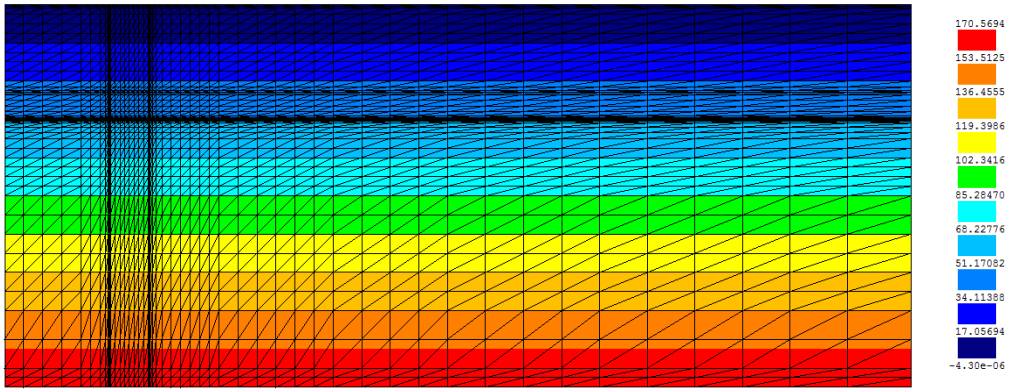


Figura 5.4 – Tensão horizontal inicial

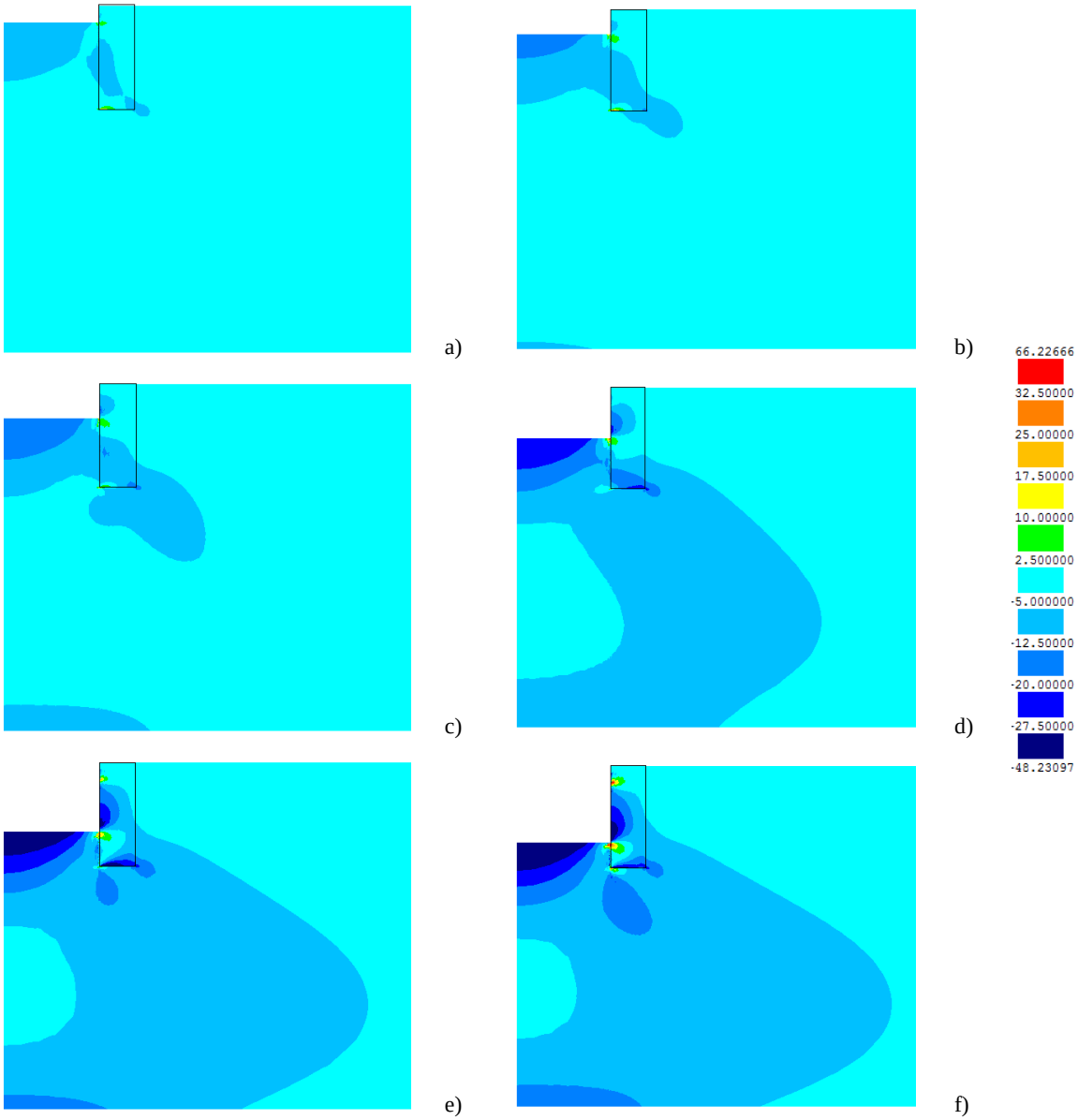


Figura 5.5 – Incremento de tensão vertical: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação

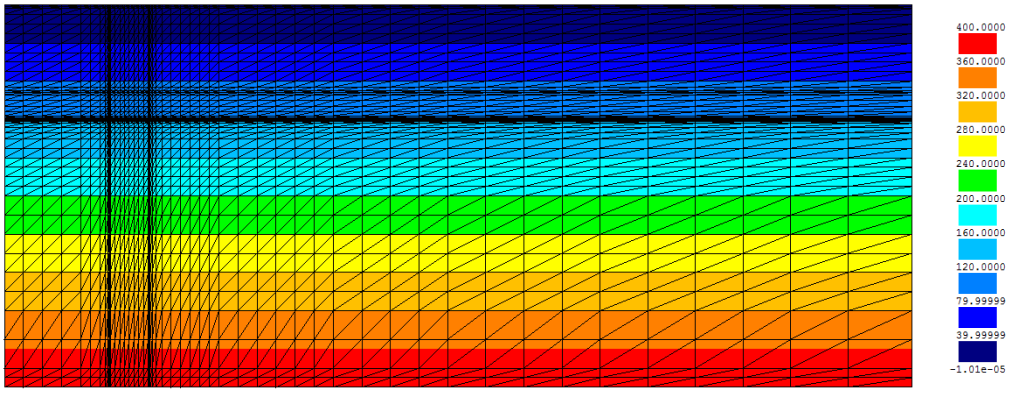


Figura 5.6 – Tensão vertical inicial

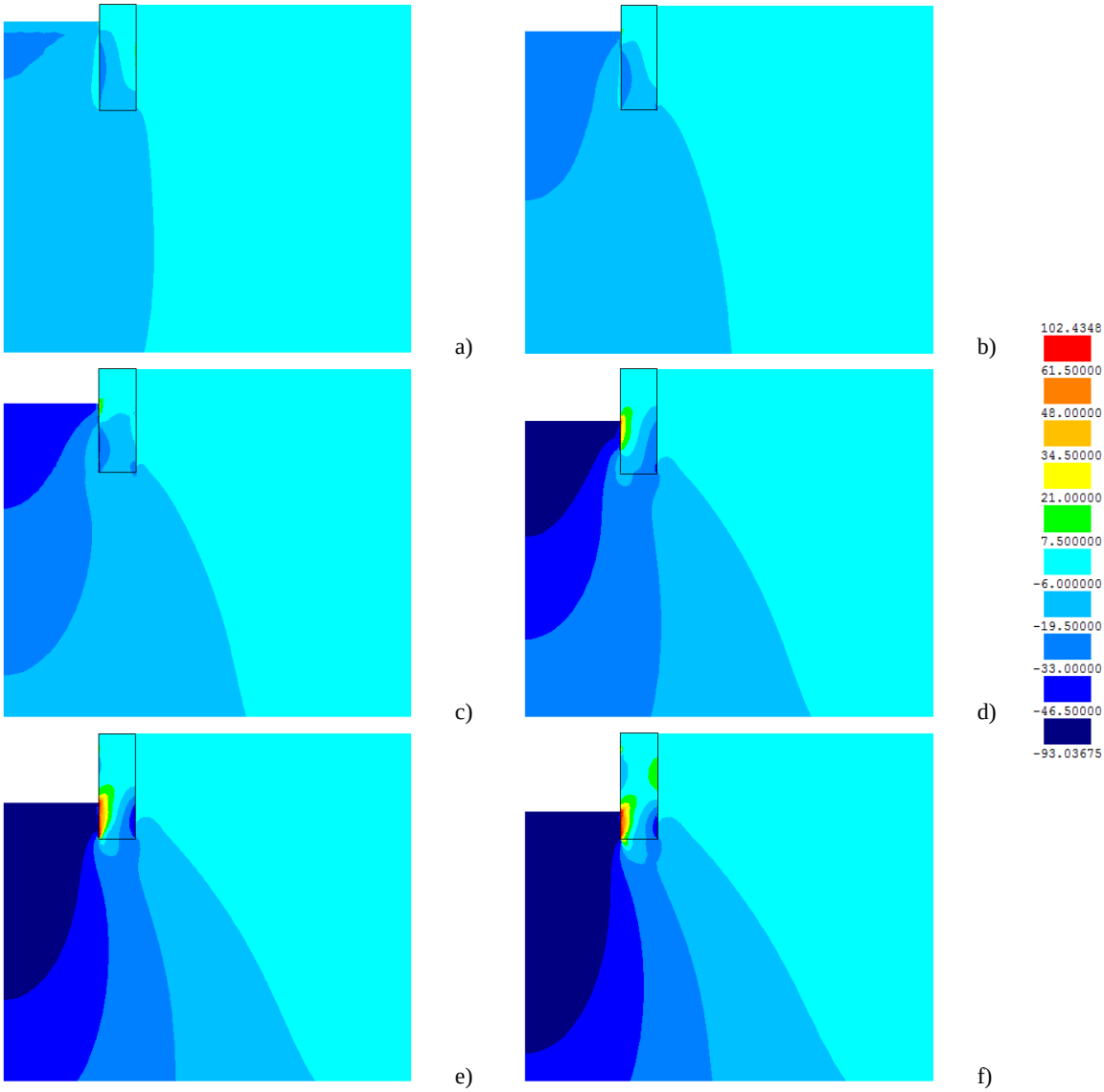


Figura 5.7 – Incremento de tensão vertical: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação

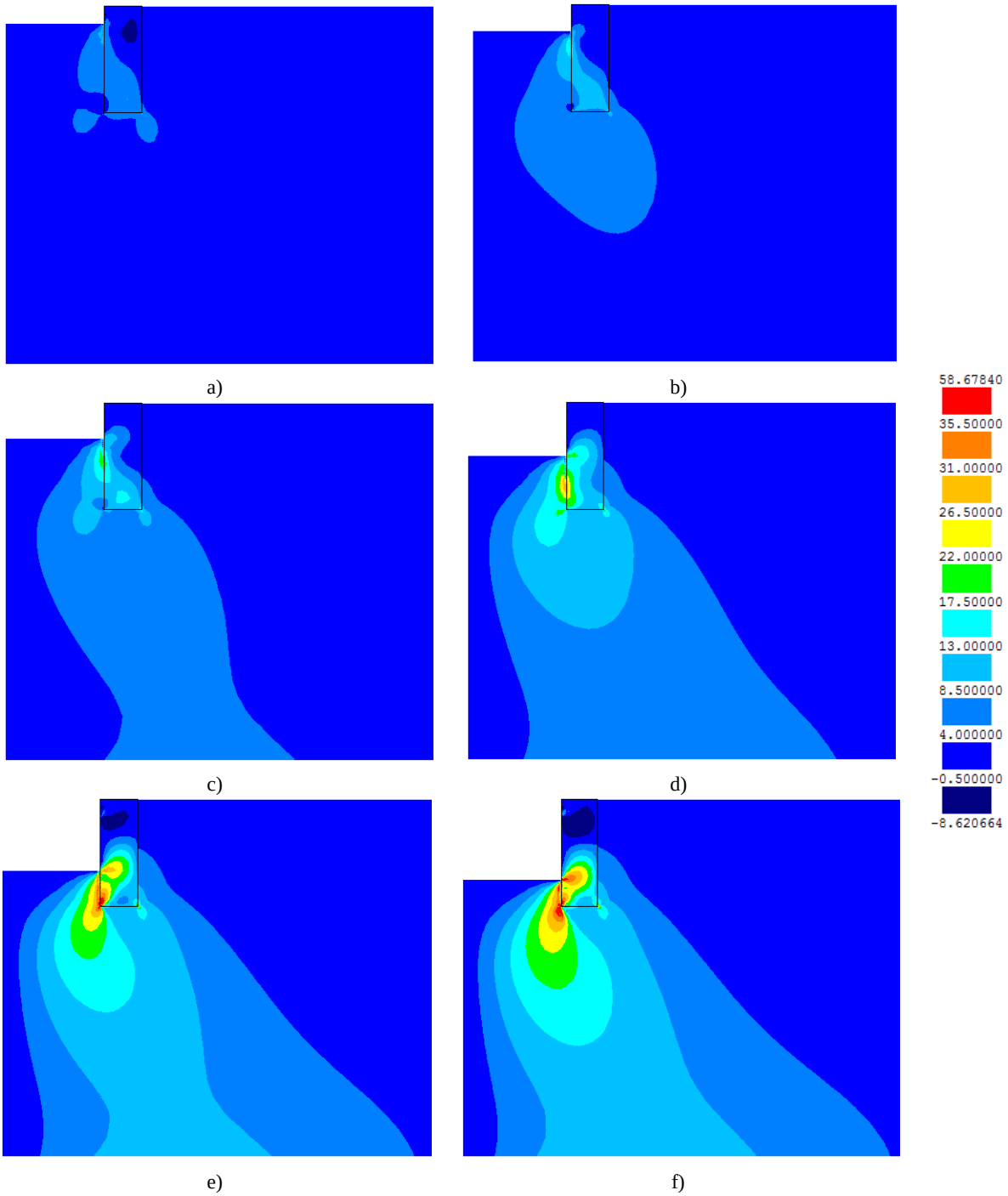
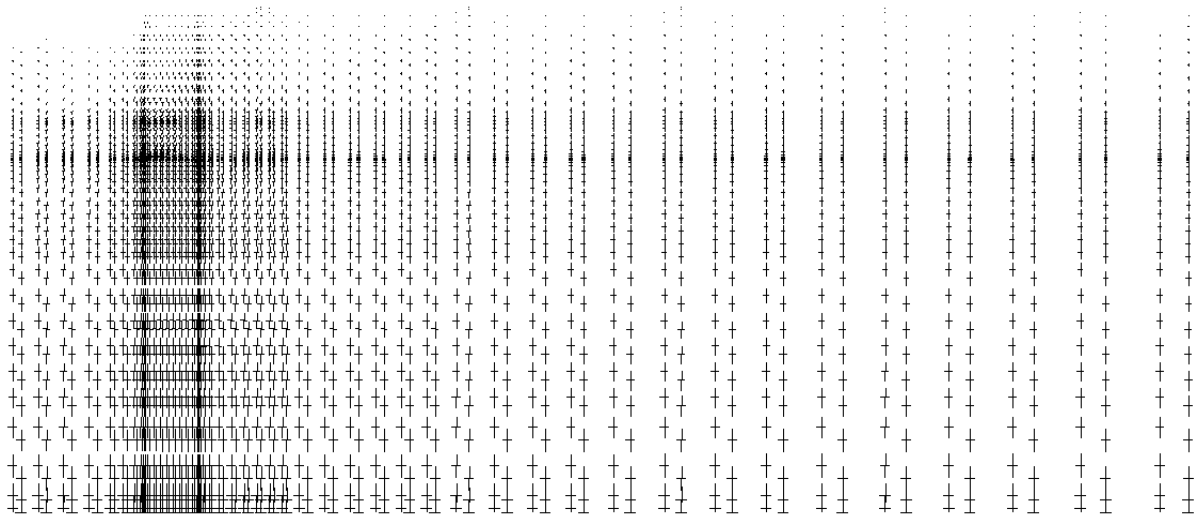
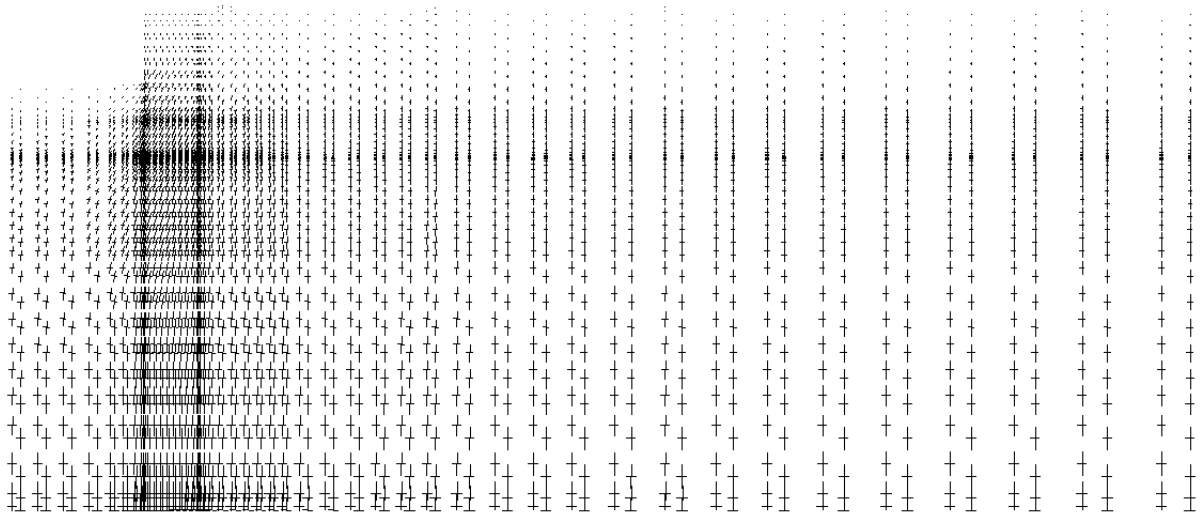


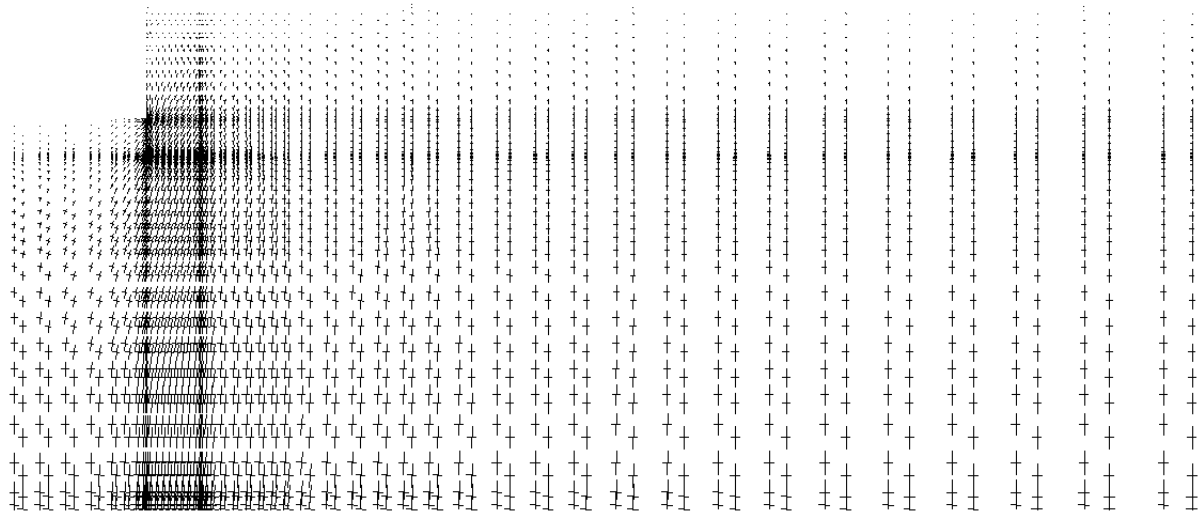
Figura 5.8 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação



a)



b)



c)

Figura 5.9 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 3,0m de escavação; c) aos 4,5m de escavação

Na Figura 5.10 estão representados os níveis de tensão mobilizados nas diversas fases de escavação.

Nas primeiras fases (escavação até aos 3m) identifica-se uma zona em estado crítico nas proximidades da superfície da escavação e, de uma forma gradual, junto à parede no lado escavado. Nas duas últimas fases, o nível de tensão na superfície de escavação diminui, a zona em estado crítico, junto à parede no lado escavado, aumenta e a zona próximo da superfície, junto à parede mas do lado suportado, atinge também o estado crítico.

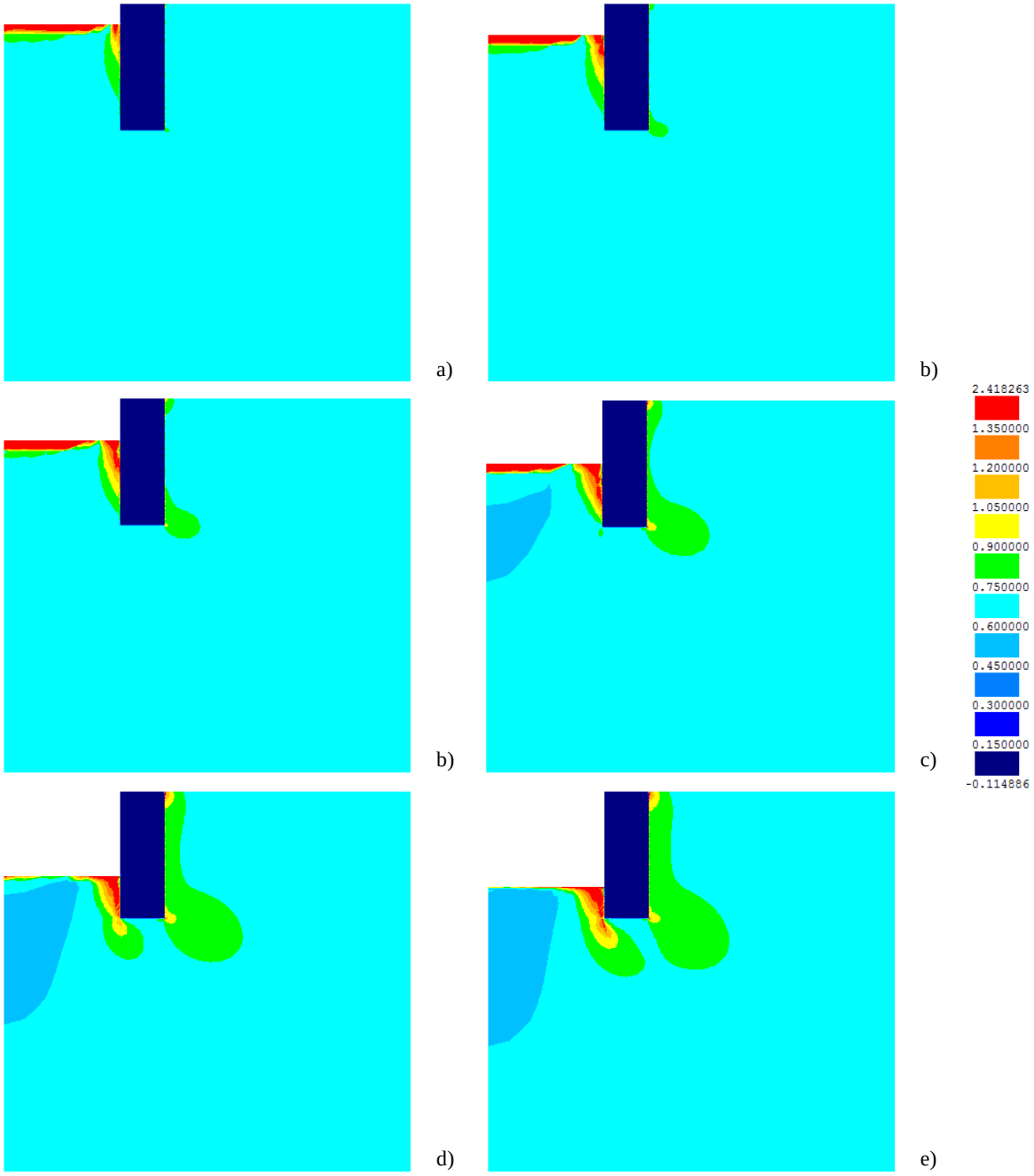


Figura 5.10 – Níveis de tensão: a) aos 1m de escavação; b) aos 1,5m de escavação; c) aos 2m de escavação; d) aos 3m de escavação; e) aos 4m de escavação; f) aos 4,5m de escavação

5.3.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS

A Figura 5.11 ilustra os deslocamentos laterais da parede para diferentes profundidades de escavação.

Observa-se que, até aos 3m de escavação, o muro sofre aproximadamente uma rotação em torno dum ponto próximo do seu topo. Nas restantes fases, verifica-se sobretudo uma translação do muro. Os deslocamentos máximos processam-se na base do muro, não atingindo, no entanto, valores significativos (inferiores a 3mm). Já o topo do muro permanece praticamente imóvel devido à acção do escoramento.

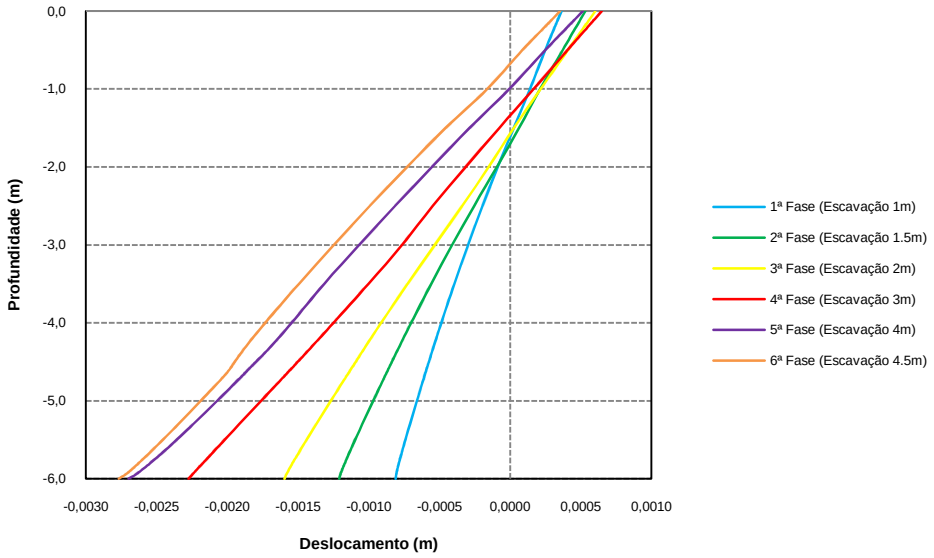


Figura 5.11 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas

As Figuras 5.12 e 5.13 ilustram os perfis de deslocamentos da superfície do maciço do lado suportado. Ambas as figuras permitem concluir que os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride.

Em relação aos deslocamentos horizontais, estes são positivos (sentido contrário ao da escavação) junto ao muro e atingem um valor máximo de 1,1mm na penúltima fase de escavação, ocorrendo depois, na última fase, uma pequena diminuição do deslocamento. Em todas as fases, o deslocamento negativo (sentido da escavação) ocorre a cerca de 15m da parede e atinge um valor máximo de aproximadamente 0,6mm.

No que concerne aos deslocamentos verticais, existe levantamento da superfície, em todas as fases, até aproximadamente 10m da parede, devido à descompressão do maciço do lado suportado. O levantamento máximo é atingido, em todas as fases, junto à parede sendo que, na última fase de escavação, ultrapassa os 5mm.

O levantamento máximo ocorre sempre junto à parede e atinge os 5mm na última fase de escavação.

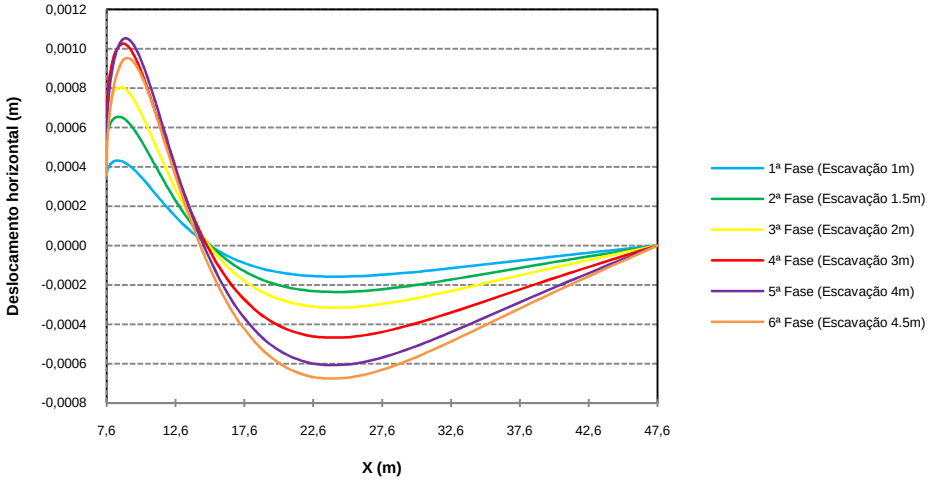


Figura 5.12 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

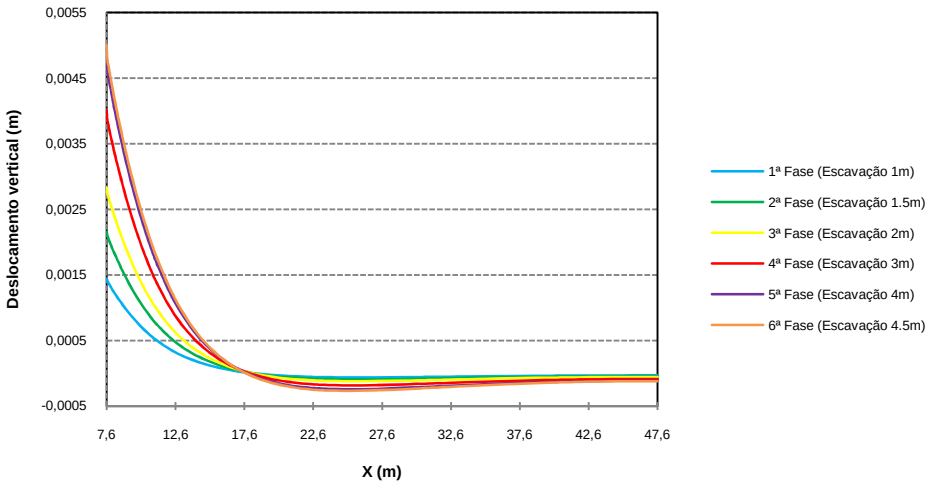


Figura 5.13 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

Na Figura 5.14 expõe-se a evolução do levantamento do fundo da escavação ao longo do processo construtivo. Os resultados demonstram que o levantamento evolui com a escavação. O deslocamento atinge sempre o valor máximo junto ao eixo de simetria, alcançando proporções muito superiores aos deslocamentos na superfície do maciço do lado suportado. Nas proximidades da parede, o levantamento é significativamente menor devido à mobilização das tensões tangenciais na interface solo-parede.

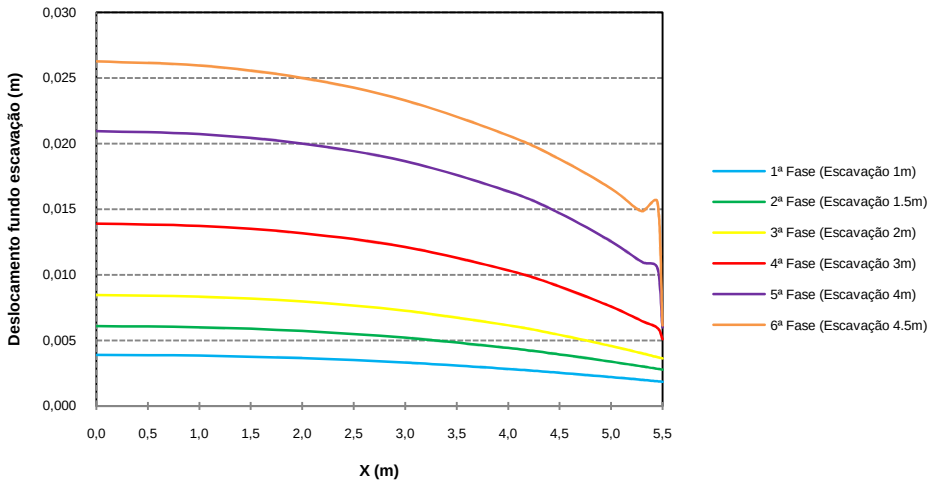


Figura 5.14 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas;

5.3.3. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.3.3.1. Pressão de terras sobre a parede

A Figura 5.15 ilustra a distribuição da tensão horizontal ("pressão de terras") sobre as faces da parede e a Figura 5.16 permite observar as distribuições da tensão horizontal na parede, ao longo das várias fases de escavação.

Verifica-se uma diminuição das pressões de terras do lado suportado, ao longo da escavação, tendendo para o estado limite activo. Em todas as fases, ocorre uma pequena redução das pressões junto à base do muro, devido ao efeito de arco no solo associado aos maiores deslocamentos horizontais na base.

Do lado escavado observa-se, como esperado, um aumento das pressões de terra, sobretudo nas zonas próximas da base da escavação em cada fase, tendendo para os valores do estado limite passivo.

As distribuições das tensões horizontais na parede representadas na Figura 5.16, permitem complementar a informação da Figura 5.15. Na Figura 5.16 observa-se também uma zona mais esforçada no muro, na zona do escoramento, devido precisamente à actuação desse elemento estrutural.

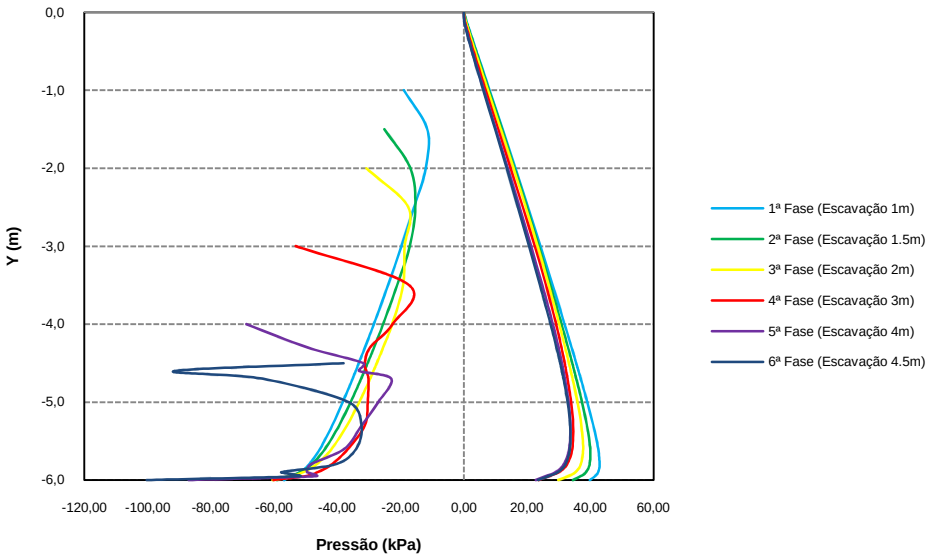


Figura 5.15 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas

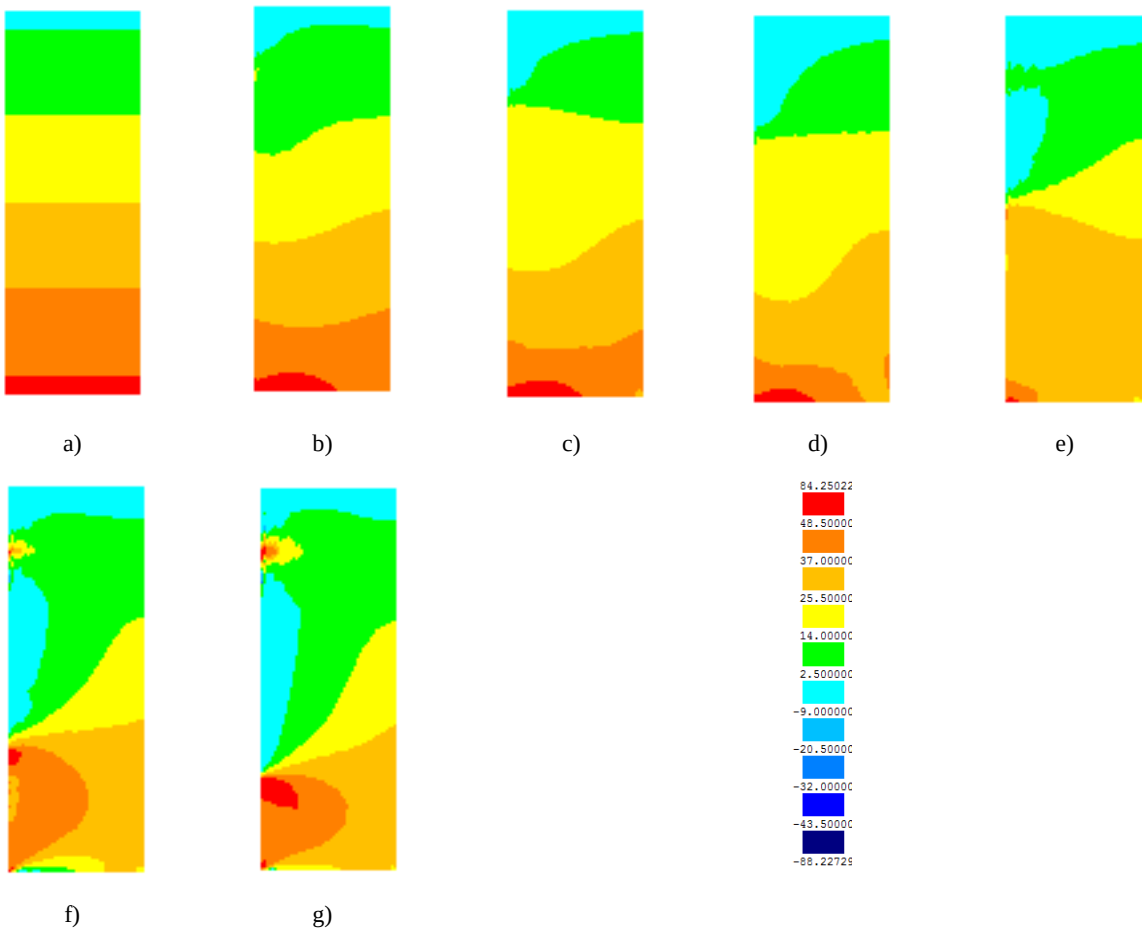


Figura 5.16 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 1,5m de escavação; d) aos 2m de escavação; e) aos 3m de escavação; f) aos 4m de escavação; g) aos 4,5m de escavação

5.3.3.2. Evolução da tensão vertical na parede

Na Figura 5.17 apresenta-se a evolução da tensão vertical no muro nas várias fases de escavação.

Inicialmente, existe uma diminuição da tensão do lado escavado e um aumento do lado suportado, invertendo-se esta tendência com o decorrer do processo de escavação. Note-se que sobre as faces laterais do muro actuam tensões normais e tensões tangenciais.

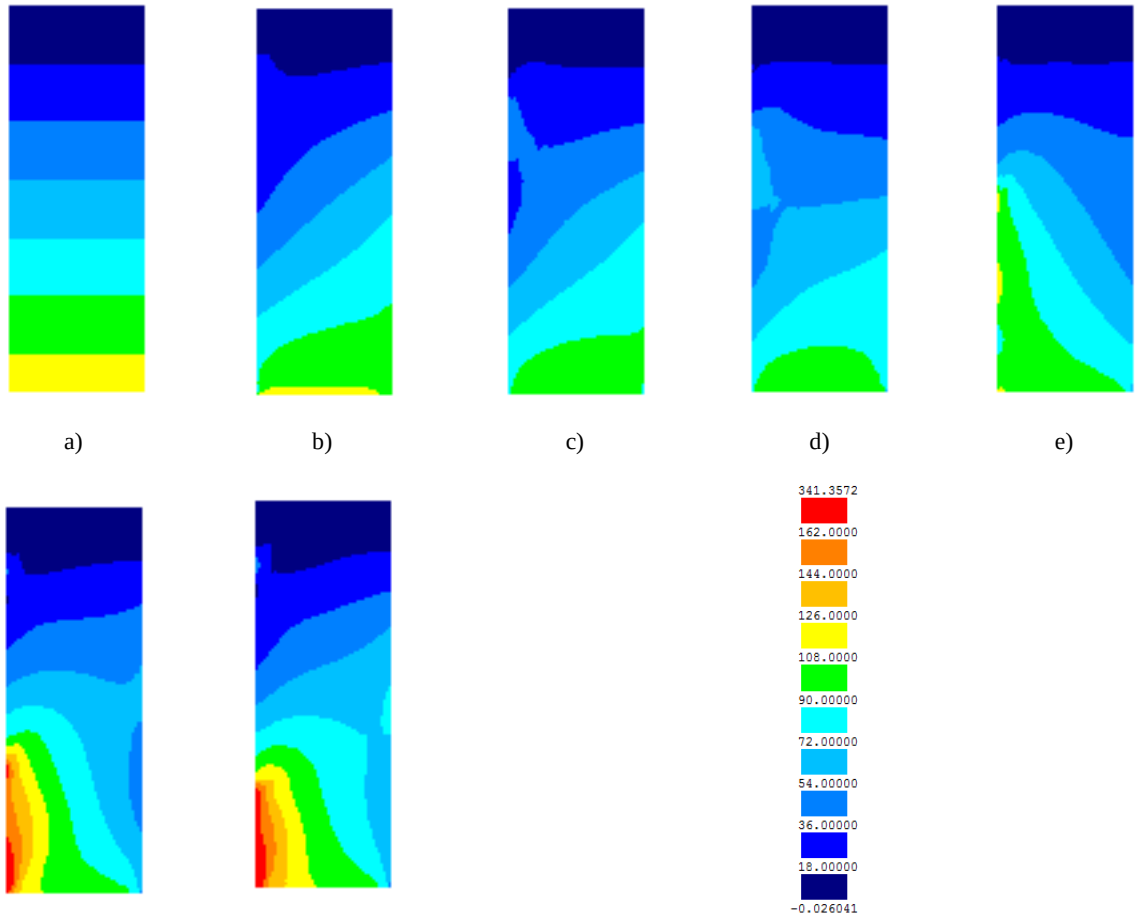


Figura 5.17 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 1m de escavação; c) aos 1,5m de escavação; d) aos 2m de escavação; e) aos 3m de escavação; f) aos 4m de escavação; g) aos 4,5m de escavação

A Figura 5.18 mostra a evolução das tensões verticais, permitindo uma melhor percepção do seu comportamento desde a fase inicial até à fase final da escavação.

Na 1ª fase de escavação ocorre uma diminuição da tensão no lado escavado em todas as secções, sendo bastante significativa na secção a 3,0m de profundidade. Existe, portanto, maior compressão no lado suportado.

Na última fase de escavação, devido à acção do escoramento, a zona mais comprimida até meio do muro é a do lado suportado, invertendo-se esta situação na restante parte do muro, em que a zona do lado escavado passa a ser mais comprimida. O valor máximo de compressão é atingido na última fase de escavação, aos 4,5m de profundidade, precisamente do lado da escavação.

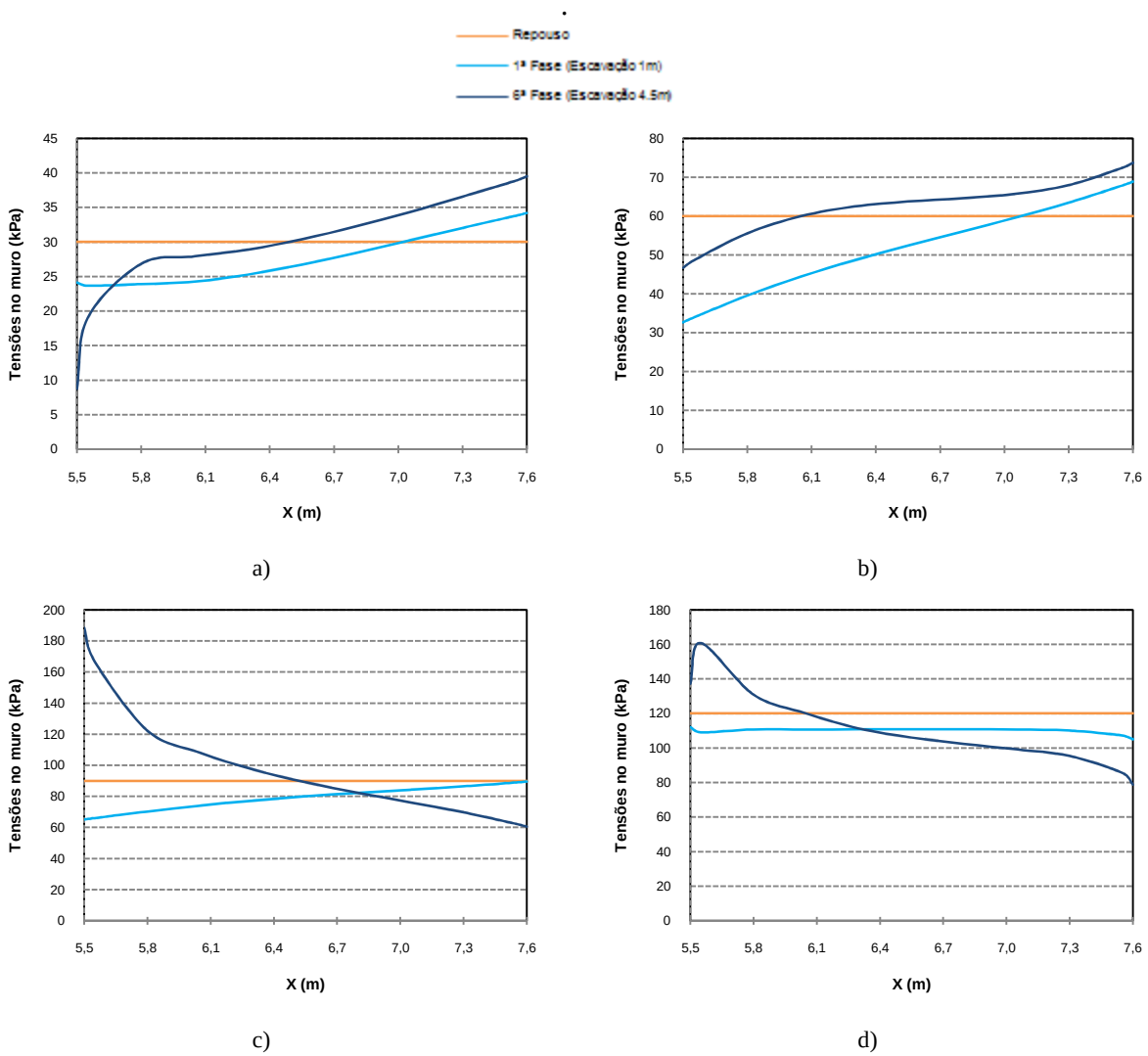


Figura 5.18 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m

5.3.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede

Na Figura 5.19 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores actuantes na parede ao longo da construção.

Nas duas primeiras fases os momentos instalados na parede são essencialmente positivos abaixo da base da escavação para cada fase, sendo o momento máximo atingido na segunda fase, e negativos acima daquele nível.

Nas duas últimas fases, ocorrem momentos positivos abaixo do nível de escoramento até aproximadamente meio do muro, passando depois a negativos, sendo o momento máximo negativo atingido próximo da base de escavação (4,5m).

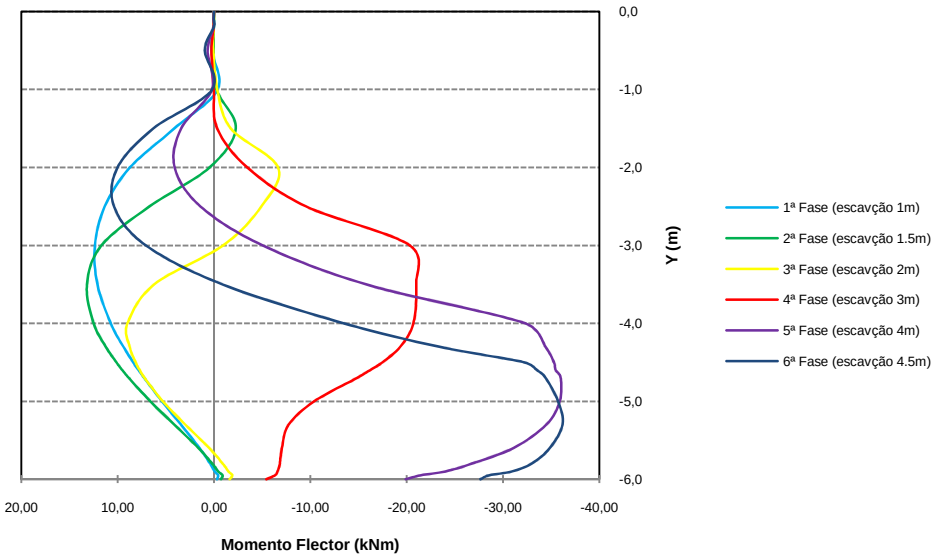


Figura 5.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas

5.3.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede

A Figura 5.20 evidencia o efeito positivo do atrito terras-muro, do qual resultam as componentes verticais dos impulsos nas faces da parede, que são em geral favoráveis à segurança em relação aos diferentes estados limite último.

Do lado suportado, a tensão tangencial é aproximadamente linear até próximo da base do muro e aumenta proporcionalmente com a profundidade de escavação, sendo o valor máximo atingido na última fase de escavação, na base do muro. No lado escavado já não se observa uma distribuição linear, sendo o valor máximo atingido, em geral, perto do nível da base da escavação.

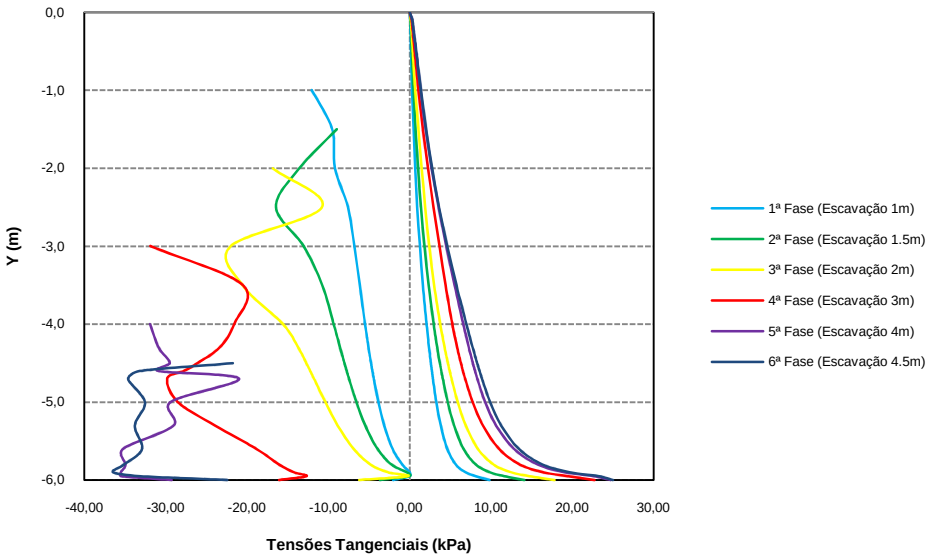


Figura 5.20 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas

5.3.3.5. Esforços axiais no escoramento

Na Figura 5.21 mostra-se a evolução dos esforços no escoramento, colocada à profundidade de 1,0m, após 1,5m de escavação. À medida que a escavação progride, aumentam as cargas suportadas pela parede que são transmitidas para os apoios (escoramento, terras do lado escavado e atrito na interface solo-muro, na base deste) pelo que, naturalmente, os esforços na escora aumentam quase proporcionalmente com a profundidade de escavação.

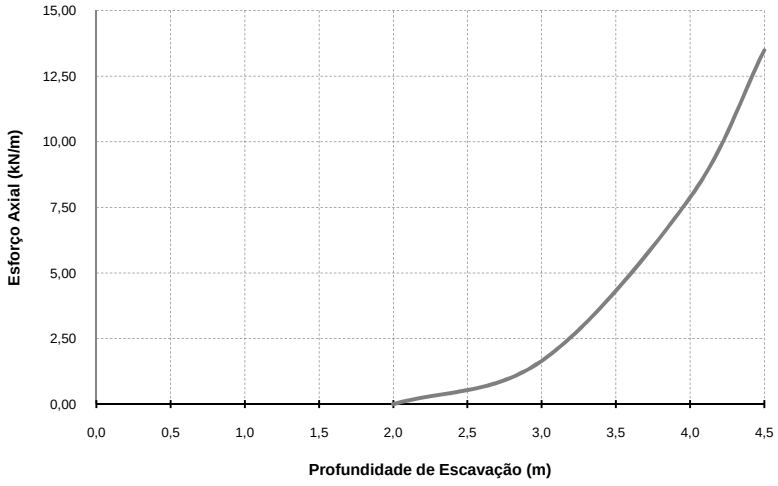


Figura 5.21 – Evolução dos esforços de compressão axial no escoramento durante a escavação

5.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A SOLUÇÃO AUTOPORTANTE E A SOLUÇÃO MONO-ESCORADA

5.4.1. MOVIMENTOS INDUZIDOS

Os diagramas de deslocamentos observados nas duas soluções, autoportante e mono-escorada, são qualitativamente idênticos, tanto ao nível dos deslocamentos do muro como dos deslocamentos da superfície. No entanto, a utilização de um nível de escoramento permite diminuir a sua magnitude, à excepção dos deslocamentos verticais da superfície.

Relativamente aos deslocamentos da parede (Figura 5.22), na solução sem escoramento ocorre aproximadamente uma rotação em torno do topo do muro, a que se soma uma translação deste. No entanto, na parede mono-escorada o topo do muro é impedido de se deslocar pelo escoramento, fazendo com que se possa considerar que existe uma rotação em torno de um ponto perto do topo do muro. No fim da escavação, o maior deslocamento é observado na parede autoportante, como seria expectável, sem, no entanto, atingir valores significativos (cerca de 0,1% da profundidade de escavação).

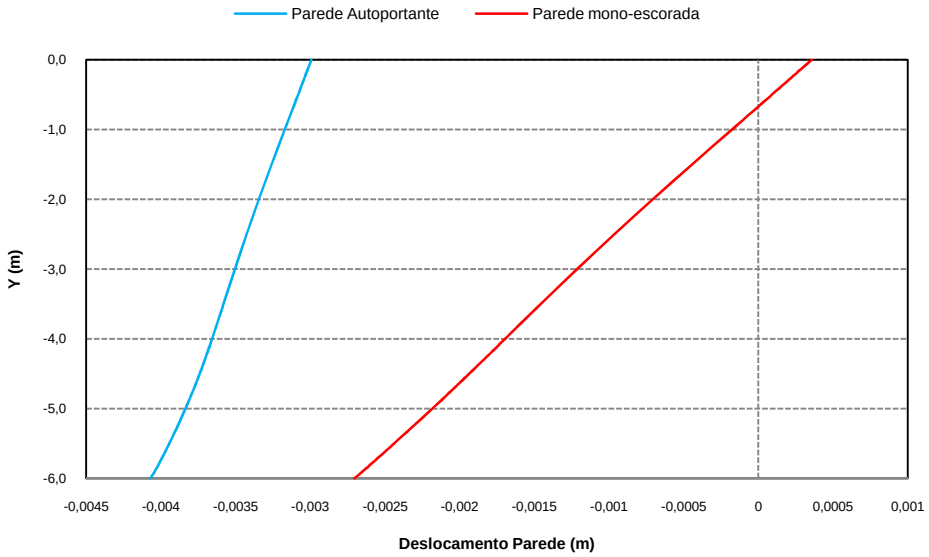


Figura 5.22 – Comparação dos deslocamentos finais para a parede autoportante e para a parede mono-escorada

Na figura 5.23 comparam-se os deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para as duas soluções. Observa-se um comportamento qualitativamente semelhante, mas a grandeza dos deslocamentos é diferente.

Na parede autoportante só há, na fase final, deslocamentos negativos (dirigidos para a escavação), sendo que o valor máximo é de cerca de 3mm. Na parede mono-escorada, os deslocamentos são positivos junto à parede, sendo o seu valor aproximadamente de 1mm, baixando depois até cerca de 0,5mm negativo, a cerca de 15m da parede.

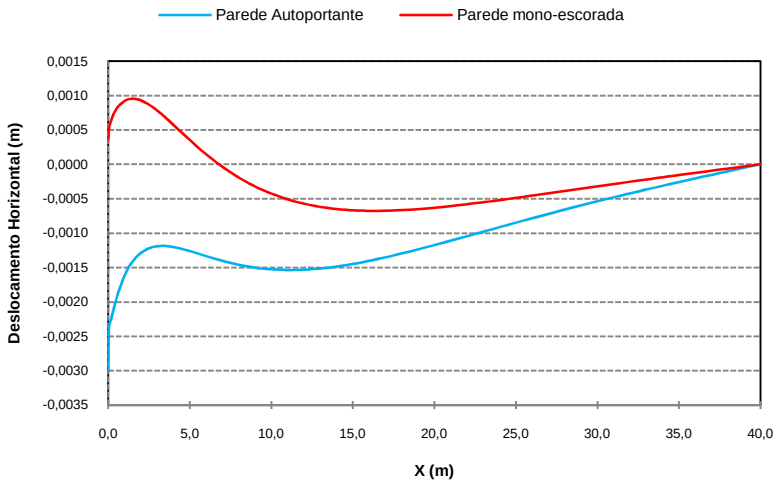


Figura 5.23 – Comparação dos deslocamentos horizontais finais da superfície do lado suportado para a parede autoportante e para a parede mono-escorada

Na Figura 5.24 observa-se que a existência, ou não, do escoramento não influencia significativamente a dimensão dos deslocamentos verticais da superfície.

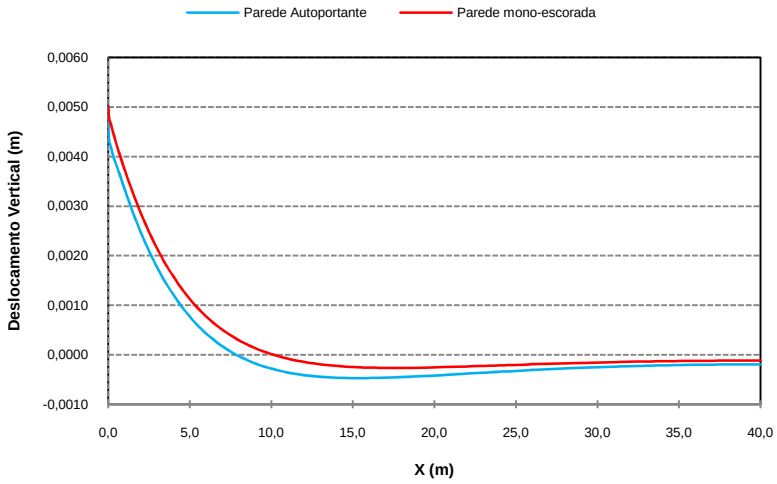


Figura 5.24 – Comparação dos deslocamentos verticais finais da superfície do lado suportado para a parede autoportante e para a parede mono-escorada

5.4.2. TENSÃO VERTICAL NA PAREDE

Observando a Figura 5.25, constata-se o efeito positivo do escoramento na diminuição das tensões verticais nas secções inferiores do muro (6m e 4,5m), principalmente na secção ao nível da base de escavação, que é a mais esforçada.

No entanto, na parte superior do muro (1,5m e 3m), onde a secção do lado suportado se encontra mais comprimida, a inserção de um nível de escoramento aumenta esse esforço de compressão. Contudo os valores registados estão longe dos limites considerados para o jet grouting, pelo que esse efeito não é preocupante.

Observa-se também, no primeiro nível considerado (1,5m), uma diminuição bastante significativa das tensões verticais no lado escavado, aproximando-se de zero. Como o jet grouting apresenta uma resistência muito baixa a esforços de tracção, a utilização de níveis de escoramento não poderá ser feita indiscriminadamente, pois daí poderão resultar esforços de tracção nas vizinhanças do ponto de aplicação da escora.

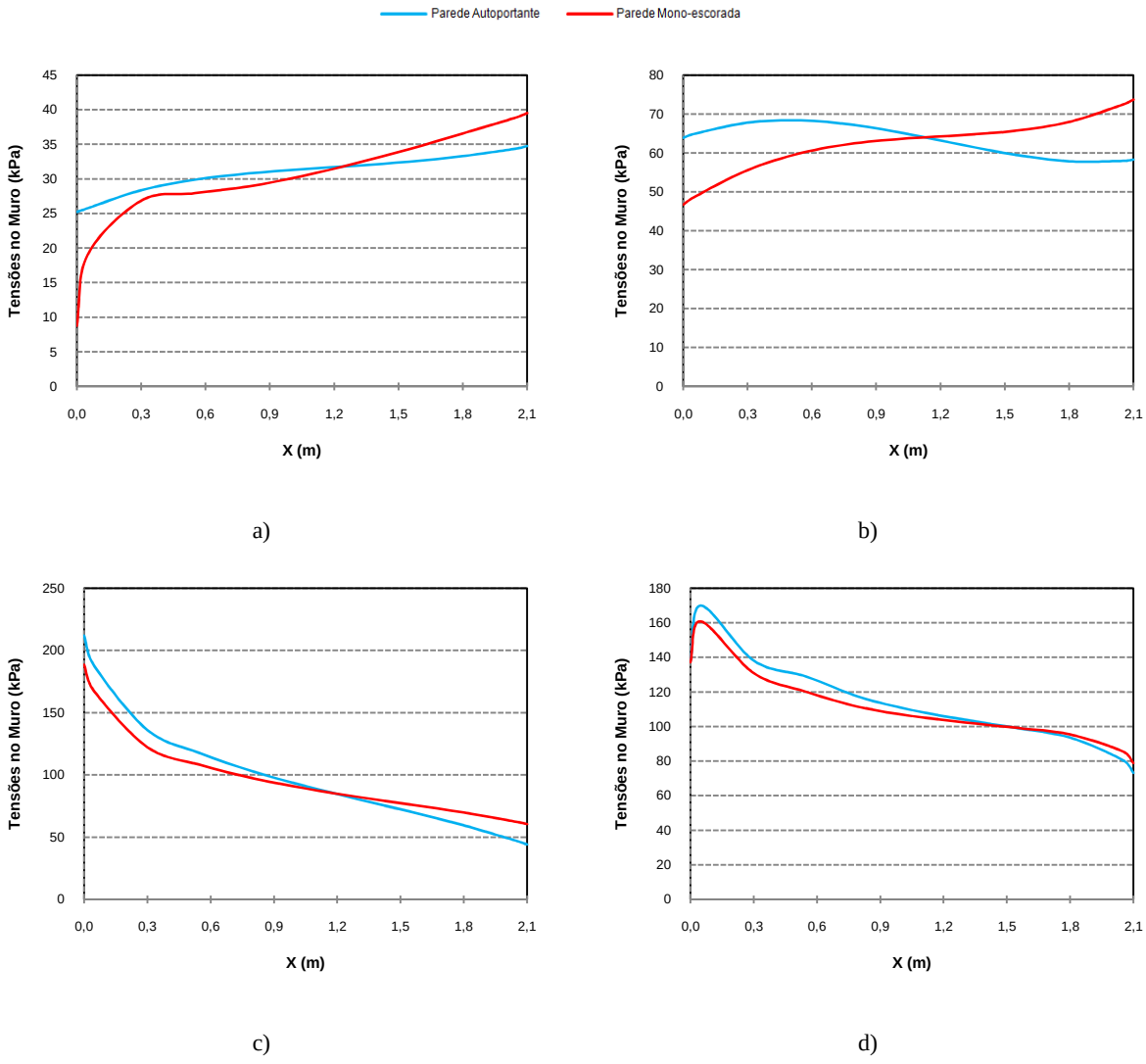


Figura 5.25 – Comparação da tensão vertical no muro para diferentes alturas, na parede autoportante e na parede mono-escorada: a) aos 1,5m; b) aos 3,0m; c) aos 4,5m; d) aos 6,0m

5.4.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A UTILIZAÇÃO, OU NÃO, DE PAREDES MONO-ESCORADAS

Quando existe necessidade de limitar os movimentos da superfície, principalmente os horizontais, a utilização de uma parede mono-escorada é benéfica pois, os deslocamentos finais são de menor dimensão, quando comparados com os obtidos na solução autoportante (no caso em estudo o maior deslocamento registado é três vezes maior na solução sem escoramento).

Os deslocamentos da parede são também menores, como era esperado, quando a parede é escorada, pois a escora restringe significativamente o movimento da parede. Na solução mono-escorada, apesar do topo do muro estar "bloqueado", a base sofre igualmente um deslocamento, resultando uma maior rotação. No entanto, no fim da escavação e comparando com a solução autoportante, os deslocamentos da base e do topo do muro são menores. Em ambos os casos os movimentos da parede são pequenos, da ordem dos milímetros.

Relativamente às tensões verticais, quando é utilizado um nível de escoramento, os esforços de compressão nas secções inferiores do muro diminuem cerca de 10 a 15%. Verifica-se também, nas secções superiores, uma diminuição das tensões verticais ainda mais significativa na face do lado escavado. Esta diminuição das tensões no jet grouting tem que ser controlada para que não haja tracções, pois a sua resistência a estes esforços é muito pequena.

6
PAREDE DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARENOSO

6.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende estudar a viabilidade da utilização de uma parede multi-escorada de jet grouting numa escavação com uma profundidade maior da que normalmente é idealizada para este tipo de estrutura de suporte.

A abordagem ao problema segue a linha do que foi realizado nos dois capítulos anteriores. Em primeiro lugar procede-se à caracterização do problema adoptado, comentando-se, de seguida, os resultados obtidos no que respeita à evolução do estado de tensão, aos deslocamentos e à evolução dos esforços na parede e nas escoras.

6.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

6.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O caso em estudo diz respeito a uma escavação multi-escorada com 8m de profundidade e 11m de largura, suportada por uma parede de jet grouting com 2,5m de espessura, encontrando-se os níveis de escoramento a 1,0m e 4,5m de profundidade (Figura 6.1).

Dado que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado pleno de deformação.

As características do solo são idênticas às consideradas nos capítulos 4 e 5. Os elementos de escoramento são perfis tubulares em aço Fe360, de secção circular Ø244.5mm com espessura de 10mm para o primeiro nível de escoramento (1,0m de profundidade) e Ø273mm com espessura de 10mm para o segundo (4,5m de profundidade).

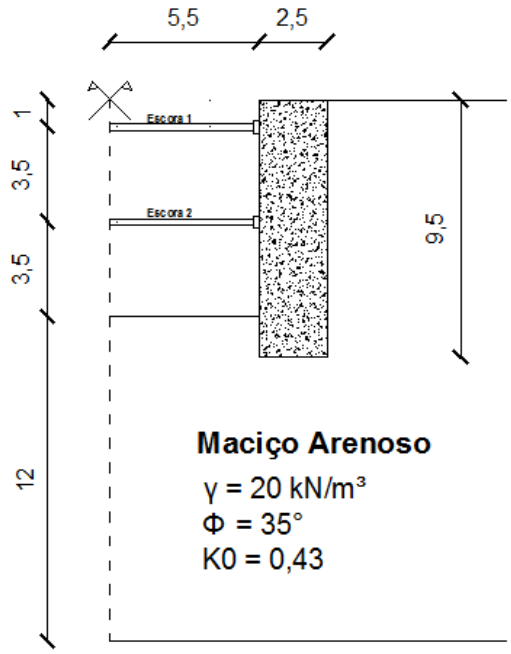


Figura 6.1 – Características da escavação

No Quadro 6.1 e na Figura 6.2 encontra-se representado o esquema construtivo em análise. Exceptuando a construção da parede de jet grouting, o processo foi simulado na sua totalidade.

Quadro 6.1 – Faseamento construtivo adoptado

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 1,0m
2	Escavação até à profundidade de 1,5m
Instalação do primeiro nível de escoramento	
3	Escavação até à profundidade de 2,0m
4	Escavação até à profundidade de 3,0m
5	Escavação até à profundidade de 4,0m
6	Escavação até à profundidade de 5,0m
Instalação do segundo nível de escoramento	
7	Escavação até à profundidade de 6,0m
8	Escavação até à profundidade de 7,0m
9	Escavação até à profundidade de 8,0m

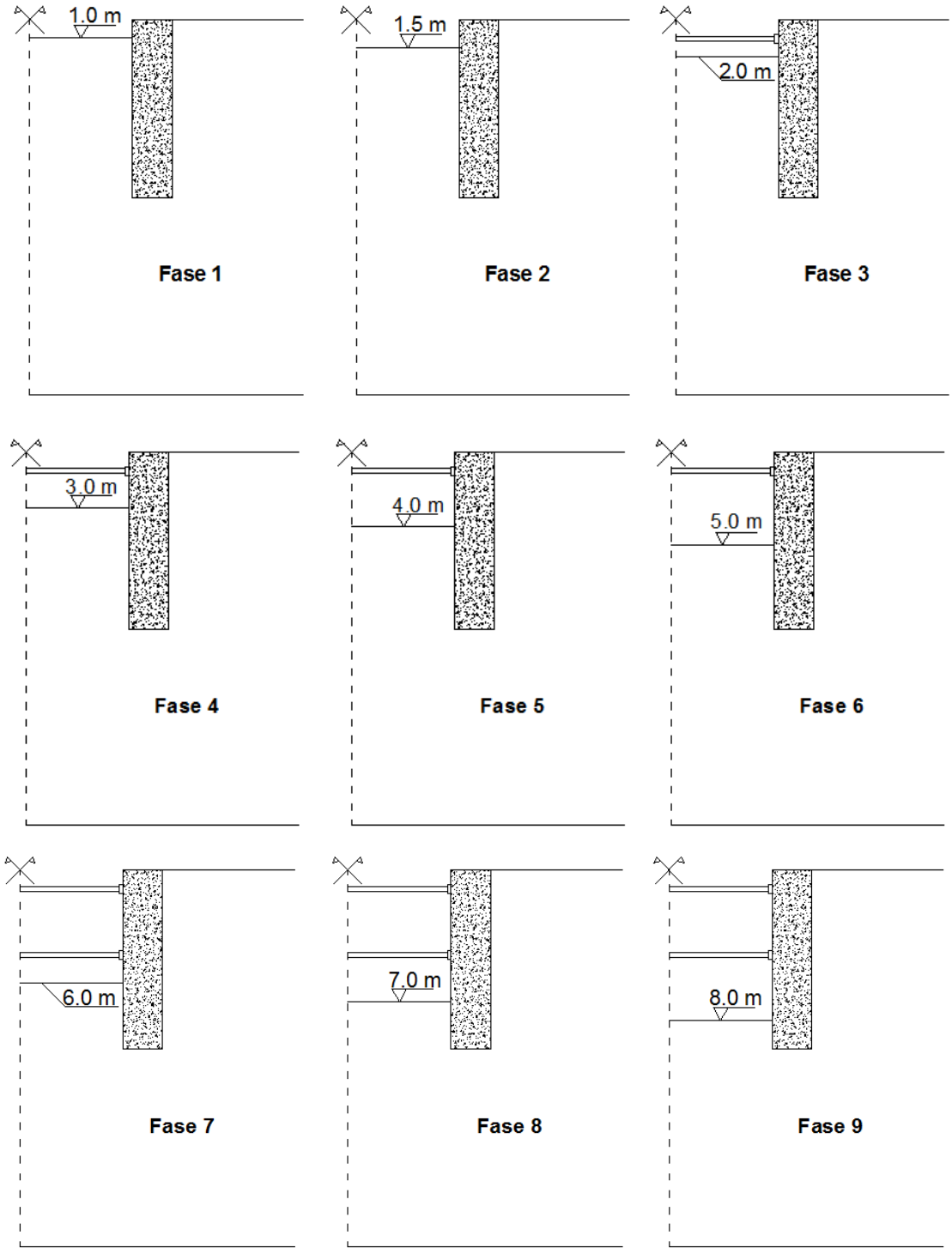


Figura 6.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio é constituída por 4214 elementos (Figura 6.3), distribuídos da seguinte forma:

- Solo arenoso: 3128 elementos triangulares de 6 nós;
- Parede jet grouting: 600 elementos triangulares de 6 nós;
- Escoras: 4 elementos barra de 3 nós.

Foram admitidas as mesmas condições de fronteira dos capítulos 4 e 5. A malha foi idealizada considerando um maior refinamento nas zonas onde, previsivelmente, se esperariam maiores gradientes de tensões.

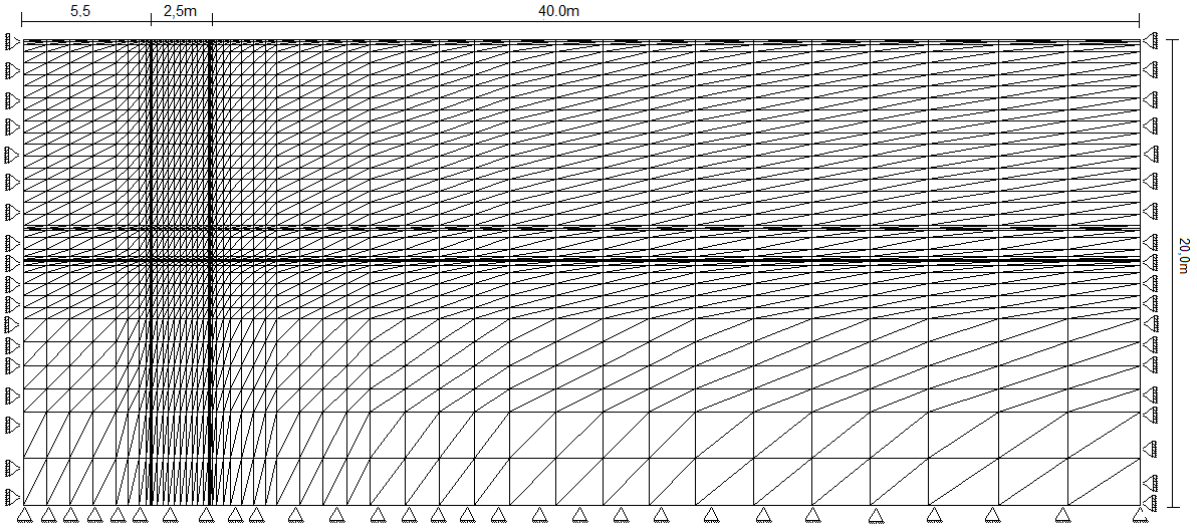


Figura 6.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

6.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Os parâmetros utilizados para a simulação do maciço arenoso, da parede de jet grouting e das escoras (excepto a área da secção transversal) foram os mesmos dos capítulos 4 e 5.

6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

6.3.1. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NO SOLO

Nas Figuras 6.4 a 6.7, representa-se as tensões horizontais e verticais iniciais do maciço, a partir do qual é estudada a sua evolução durante o processo construtivo, analisando-se os incrementos de tensão sofridos pelo maciço para quatro valores da profundidade escavada (2, 4, 6 e 8m).

Relativamente à evolução do estado de tensão do maciço, importa referir os seguintes aspectos:

- O decréscimo das tensões verticais é bastante significativo do lado escavado. No fim da escavação, a zona com maior incremento negativo da tensão vertical estende-se desde a base da escavação até ao firme. Ocorre também uma diminuição, de menor magnitude, na zona abaixo da parede de contenção. Do lado suportado, o estado de tensão vertical mantém-se praticamente inalterado, excepto para profundidades superiores à base do muro;

- As tensões horizontais também diminuem, sendo que a zona com maior diminuição é logo abaixo da base da escavação, junto ao eixo de simetria. No entanto, a diminuição da tensão horizontal é sentida até sensivelmente ao meio do maciço do lado suportado, principalmente abaixo da base de escavação.

Complementarmente aos resultados das figuras 6.4 a 6.7, apresenta-se, nas Figuras 6.8 e 6.9, as cruzetas de tensões principais para três valores de profundidade escavada (aos 1, 4 e 8m) e os resultados das tensões de corte, τ_{xy}. Da análise das figuras pode concluir-se o seguinte:

- O processo de escavação provoca fortes acréscimos de tensão de desvio (corte), observados na Figura 6.9 através da rotação das direcções principais de tensão;
- Os acréscimos da tensão de desvio são muito expressivos junto à parede, abaixo da base de escavação, aumentando com a profundidade;
- Estes aumentos apresentam valores muito significativos do lado escavado. No lado suportado, as tensões de desvio aumentam junto à parede, mas sem atingirem valores muito elevados;
- A variação da tensão média do lado escavado é grande, pois o tamanho médio das cruzetas varia consideravelmente. No lado suportado existe uma variação pouco significativa da tensão média junto à parede, variação que é anulada à medida que se afasta da parede.

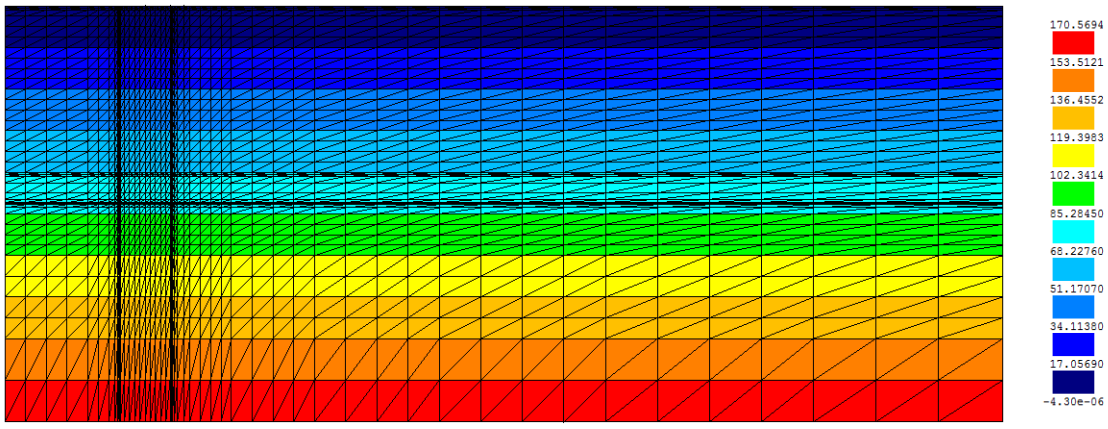


Figura 6.4 – Tensão horizontal inicial

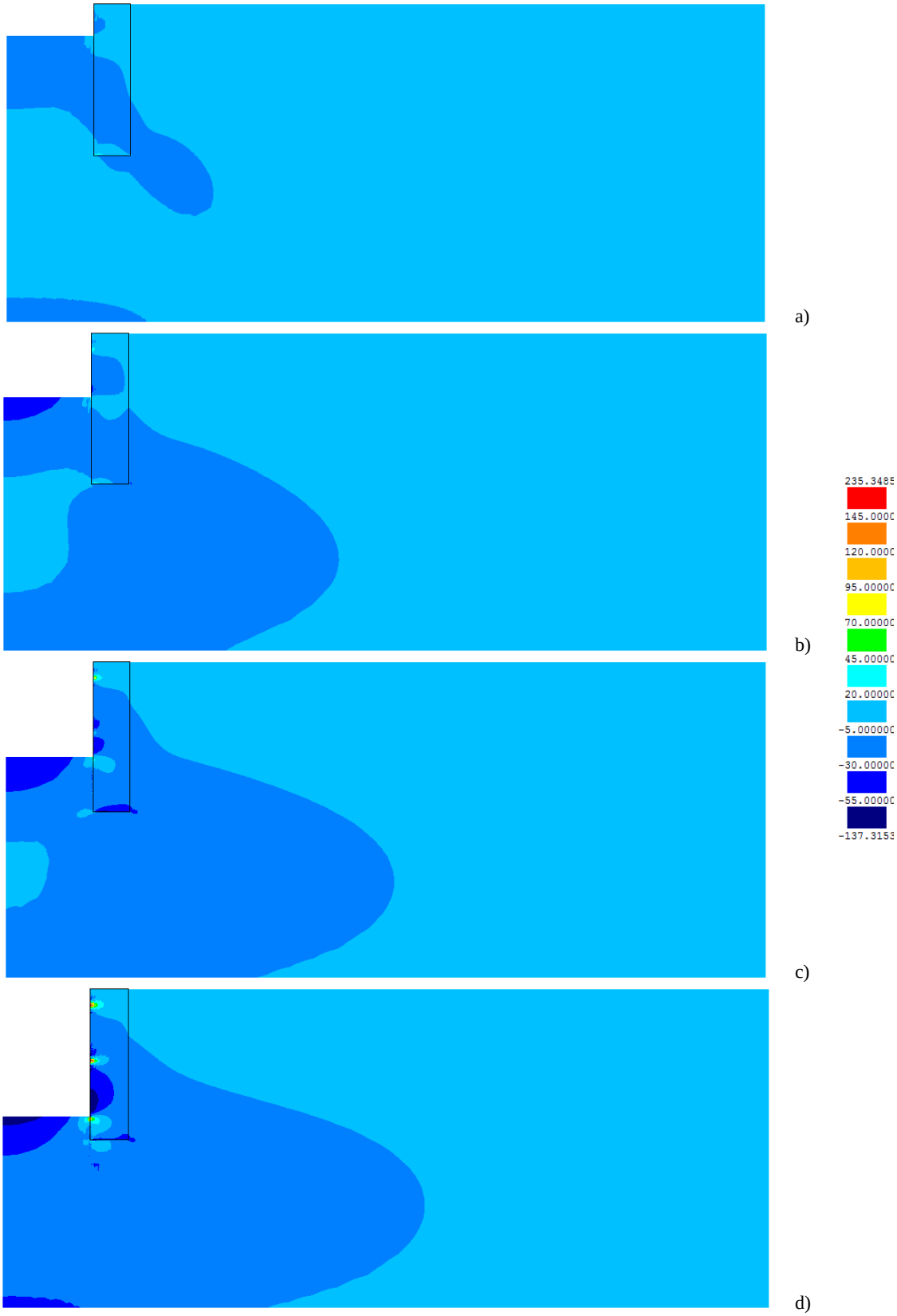


Figura 6.5 – Incremento de tensão horizontal: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação;

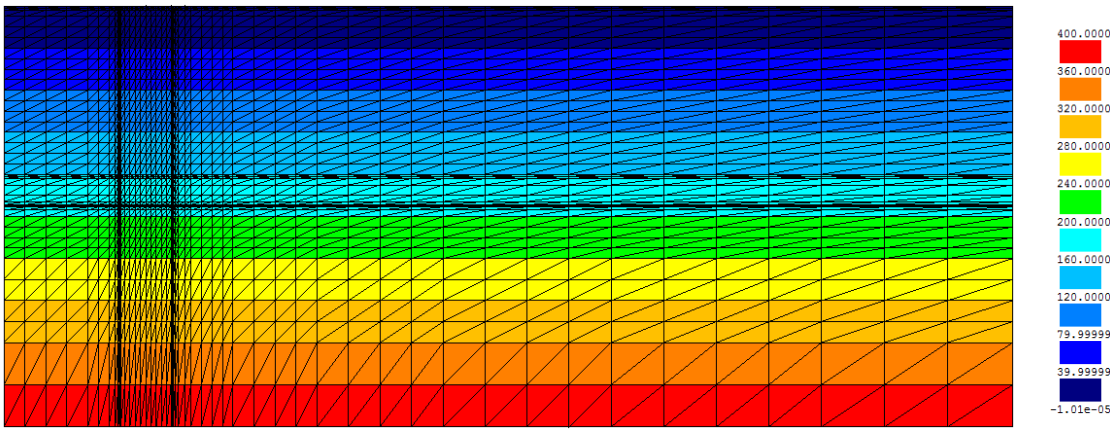
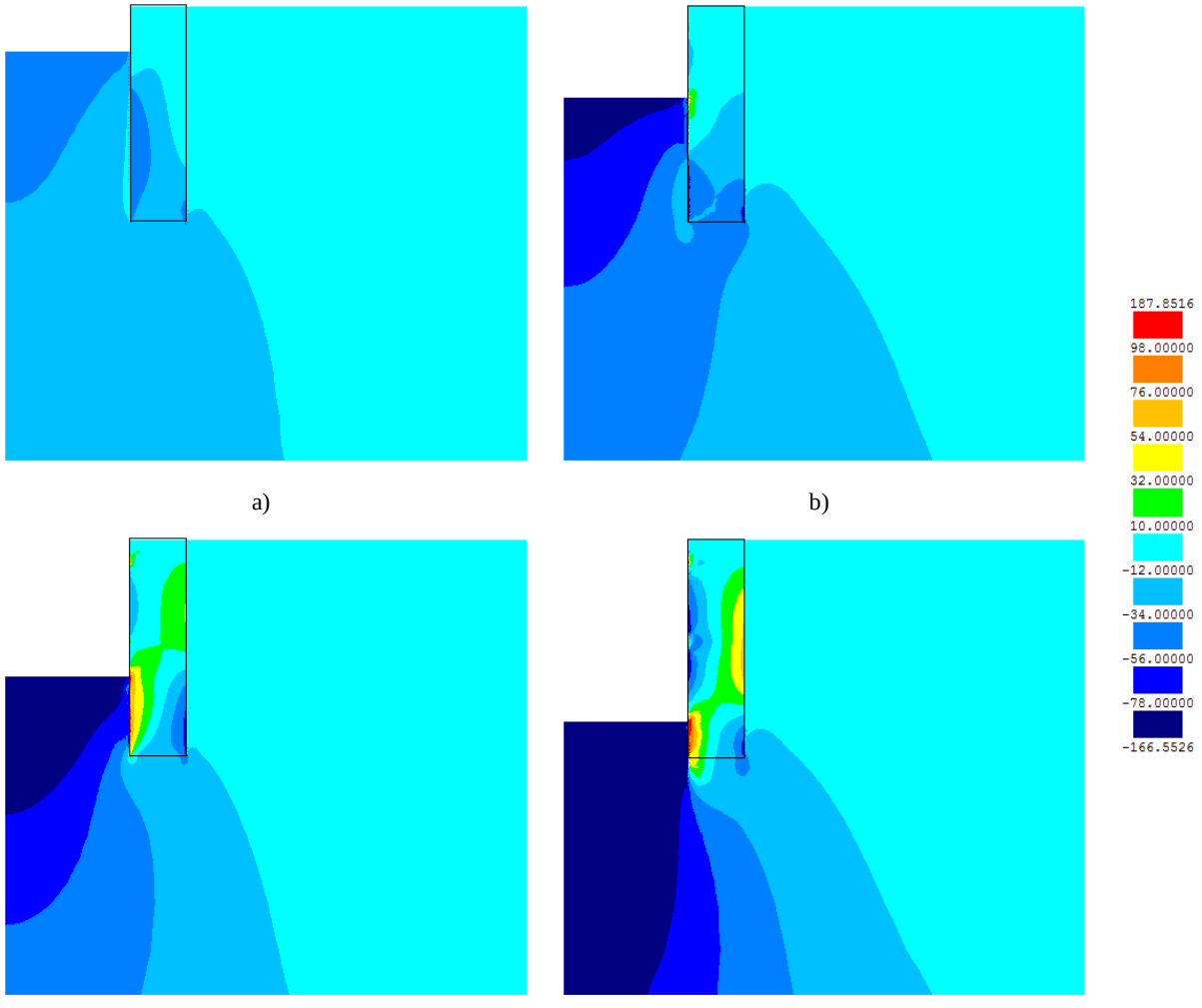


Figura 6.6 – Tensão vertical inicial



a) b)

c) d)

Figura 6.7 – Incremento de tensão vertical: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

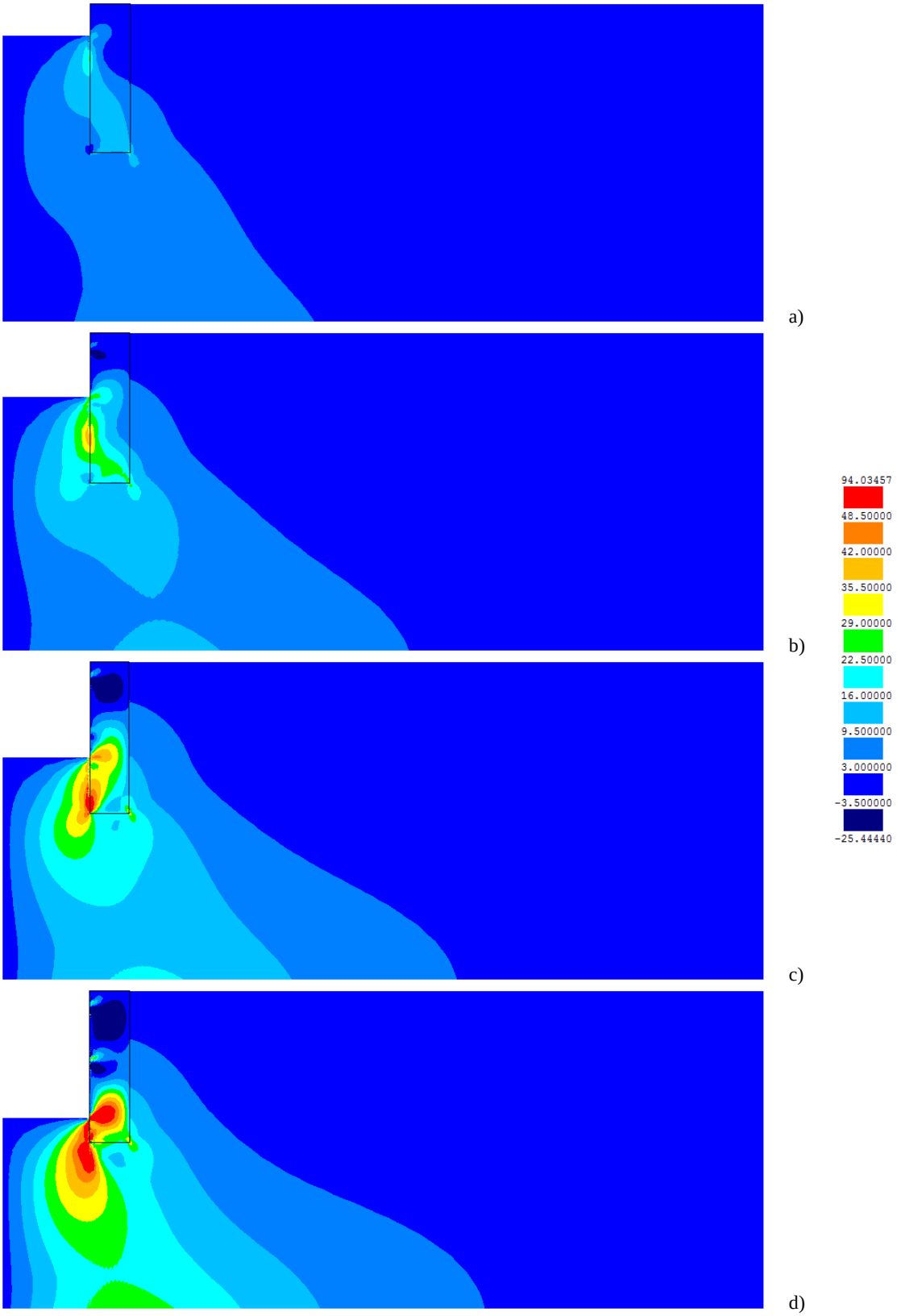


Figura 6.8 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

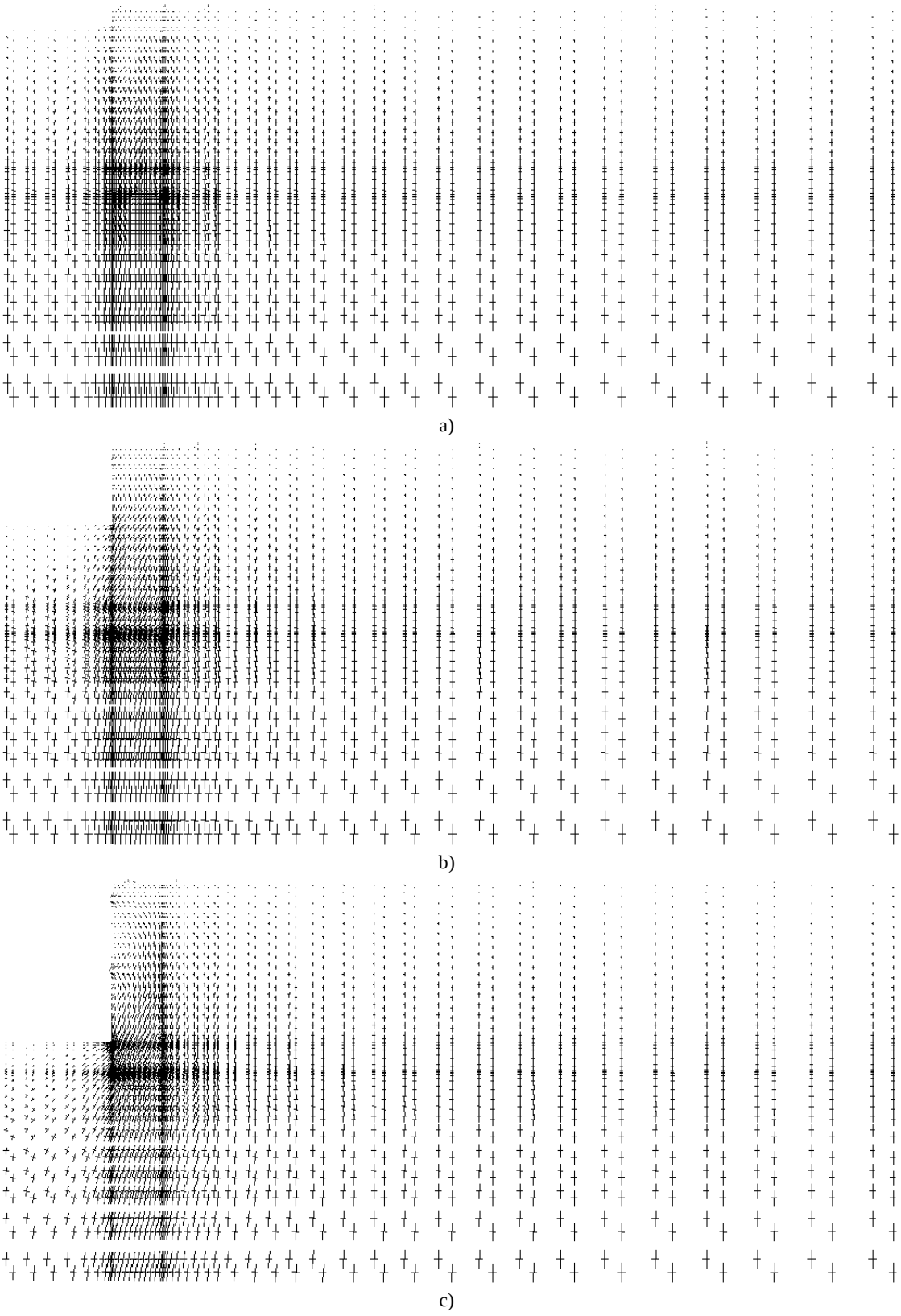


Figura 6.9 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 8m de escavação

Na Figura 6.10 estão representados os níveis de tensão mobilizados nas diversas fases de escavação.

O exame da figura permite identificar uma zona extensa em estado crítico junto à base da escavação, que se estende ao longo de toda a sua largura. Junto à parede existem também zonas já em estado crítico.

Ao longo da escavação, o nível de tensão no maciço subjacente ao fundo da escavação para maiores profundidades diminui. Este facto prende-se com a diminuição da tensão principal máxima – que inicialmente corresponde à direcção vertical – que se aproxima da tensão principal menor, como se pode ver na Figura 6.9.

Aos 6m de escavação (Figura 6.10c), na superfície do lado suportado, junto à parede, o maciço atinge pontualmente o estado crítico, situação que não se mantem até ao fim do processo construtivo.

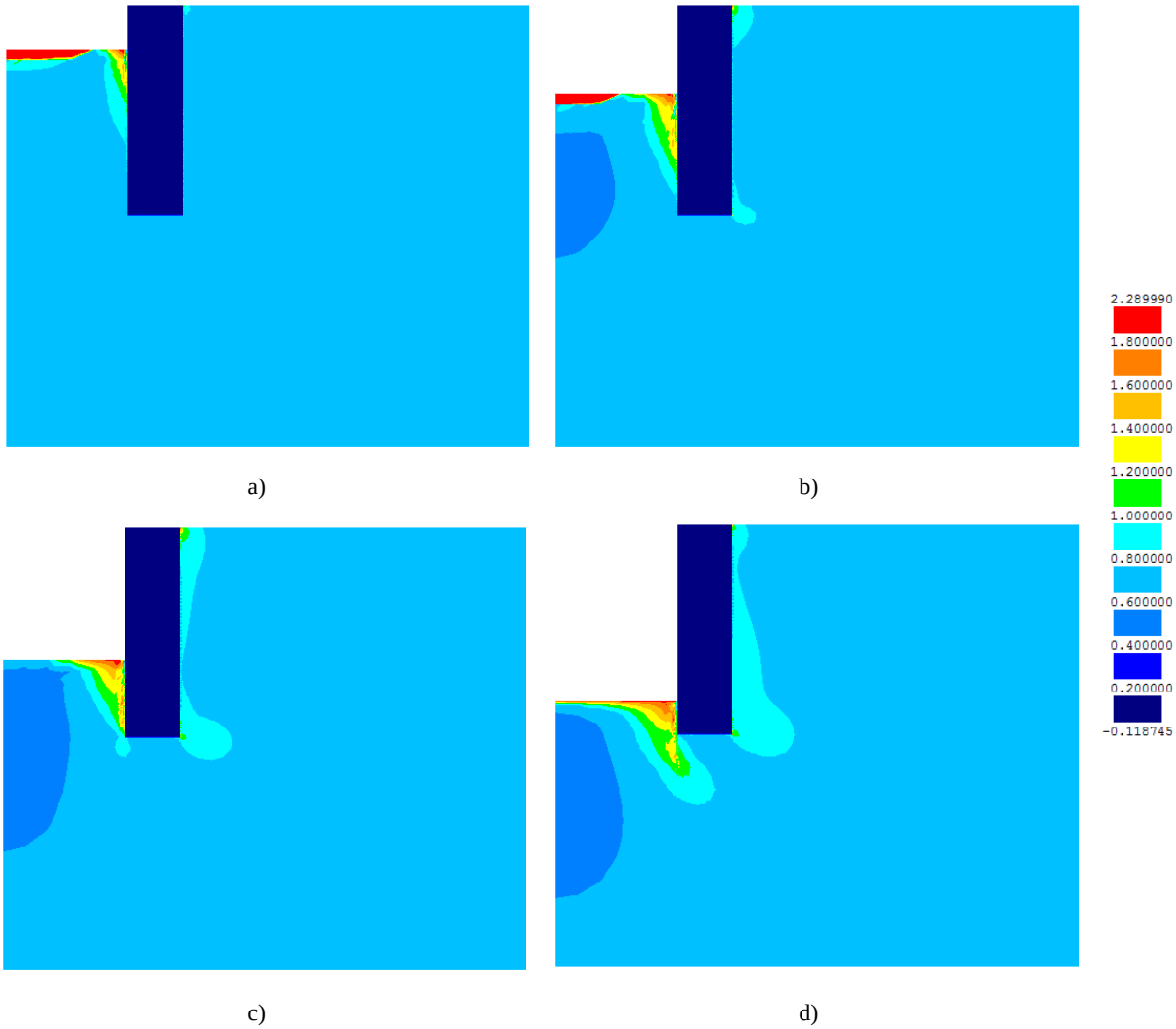


Figura 6.10 – Níveis de tensão: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

6.3.2. MOVIMENTOS INDUZIDOS

Na Figura 6.11 são apresentados os deslocamentos laterais da parede, para diferentes profundidades de escavação.

Verifica-se que o muro sofre inicialmente uma pequena rotação em torno do seu topo. Após esta rotação, empurrado pelas terras do lado suportado, o muro tem tendência a sofrer um deslocamento lateral, ou seja, sofre escorregamento pela base. Este fenómeno é naturalmente mais relevante na base do muro porque os níveis de escoramento impedem um maior deslocamento do seu topo e também devido à maior pressão das terras. No entanto, os deslocamentos observados são muito pequenos, sendo inferiores a 0,05% da profundidade escavada.

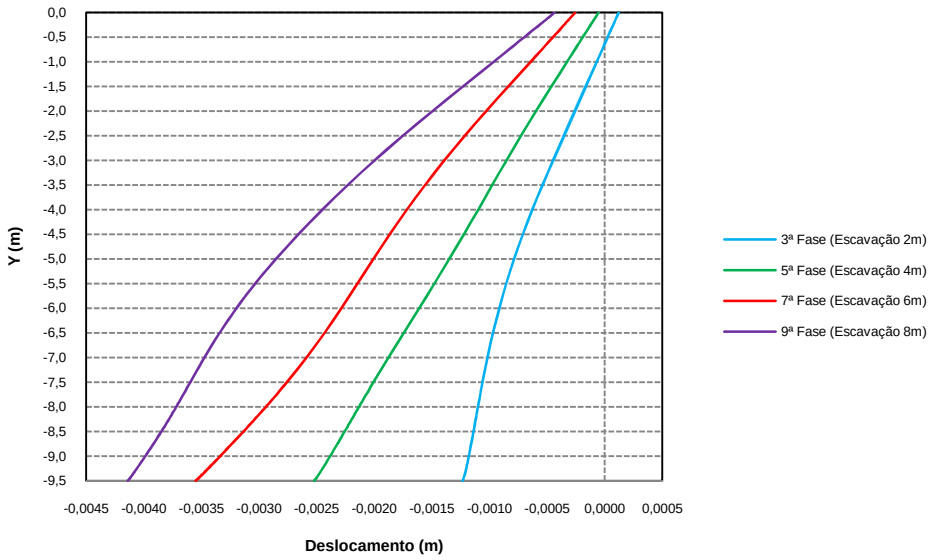


Figura 6.11 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas

As Figuras 6.12 e 6.13 ilustram os perfis de deslocamentos verticais e horizontais da superfície do maciço suportado.

Na primeira figura, respeitante aos deslocamentos horizontais, observa-se um comportamento idêntico ao longo das fases de escavação, com um aumento do deslocamento positivo (sentido contrário ao da escavação) até ao máximo à distância de cerca de 2,3m da parede. Após este pico o declive da curva altera-se, atingindo o deslocamento máximo negativo sensivelmente a 15m da parede. Na última fase só existem deslocamentos negativos (dirigidos para a escavação), mas os deslocamentos observados são muito pequenos, da ordem de 1mm.

No que respeita aos deslocamentos verticais, existe em todas as fases levantamento da superfície, devido à descompressão do maciço do lado suportado. O maior deslocamento ocorre na zona de contacto com a cortina, sendo o máximo atingido de 4,5mm. Este levantamento prolonga-se até cerca de 10m da parede, passando o deslocamento a ser negativo (assentamento) mas com valores praticamente residuais, não ultrapassando os 0,5mm.

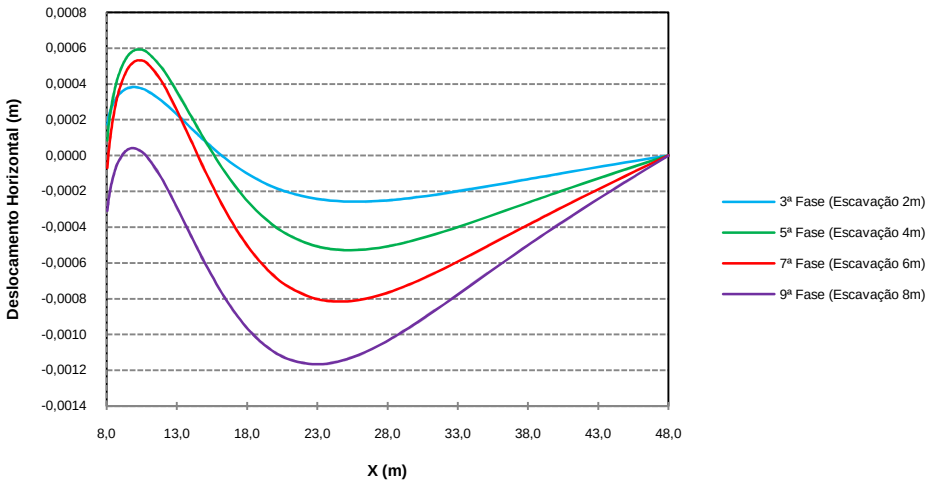


Figura 6.12 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

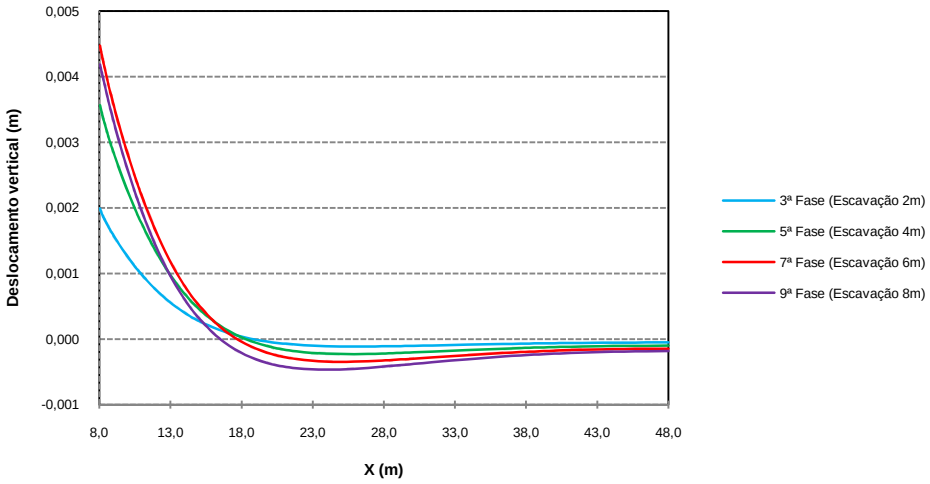


Figura 6.13 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

A Figura 6.14 mostra a evolução do levantamento do fundo da escavação ao longo das diferentes fases de escavação. Este evolui com a escavação e é sempre no eixo de simetria que os deslocamentos atingem maiores valores, sendo o valor máximo, na última fase escavação, de 3cm. Nas proximidades da parede o movimento ascendente é menor, devido à mobilização das tensões tangenciais na interface solo-parede.

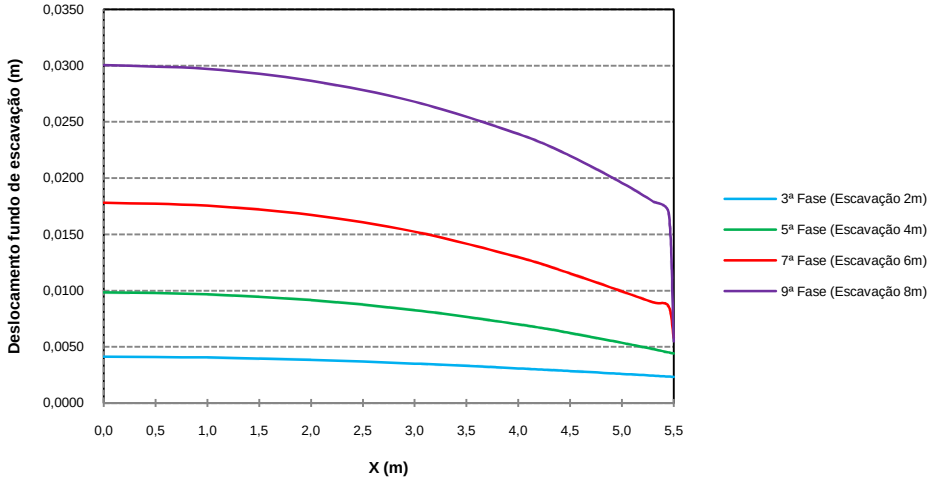


Figura 6.14 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas;

6.3.3. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

6.3.3.1. Pressão de terras sobre a parede

Na Figura 6.15 encontra-se retratada a distribuição da tensão horizontal ("pressão das terras") sobre as faces da parede. A Figura 6.16 permite observar as distribuições da tensão horizontal na parede, ao longo das várias fases da escavação.

No lado suportado as pressões diminuem ao longo da escavação, tendendo para o estado limite activo. Devido ao efeito de arco no solo, associado ao maior deslocamento da base da parede em relação ao topo, ocorre uma redução das tensões na base da parede.

Do lado escavado as tensões aumentam com a escavação, aproximando-se do estado limite passivo. A sua distribuição não é regular como no lado suportado, atingindo um pico ao nível da base da escavação.

As distribuições das tensões horizontais na parede representadas na Figura 6.16, permitem complementar a informação da Figura 6.15. Observam-se três zonas mais esforçadas, duas ao nível dos escoramentos, devido a estes apoios, e a terceira no final da escavação, na zona ao nível da base da escavação.

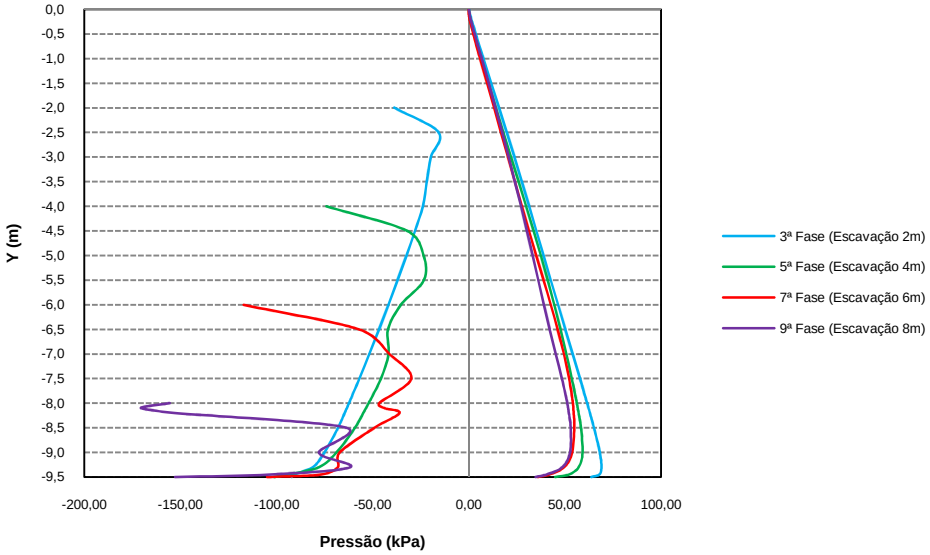
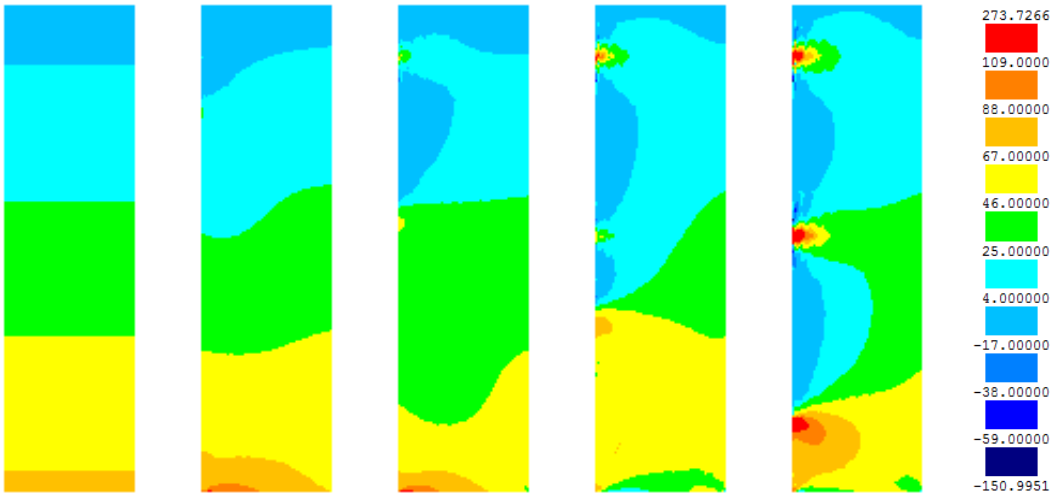


Figura 6.15 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas



a) b) c) d) e)

Figura 6.16 – Tensão horizontal no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação

6.3.3.2. Evolução da tensão vertical na parede

A Figura 6.17 mostra a evolução da tensão vertical no muro nas várias fases de escavação.

Observa-se que, inicialmente, existe uma diminuição da tensão em todo o muro no lado escavado, principalmente na parte inferior deste.

Com o decurso do processo de escavação, do lado escavado verifica-se duas tendências diferentes, pois na parte superior as tensões continuam a decrescer enquanto que na parte inferior aumentam até atingirem valores máximos, na última fase de escavação, no início da zona em contacto com o solo.

No lado suportado a tendência geral é de crescimento das tensões com a escavação, excepto na parte inferior do muro (sensivelmente abaixo dos 7/8m), onde há um decréscimo das tensões verticais. Este facto é facilmente observado na Figura 6.18.

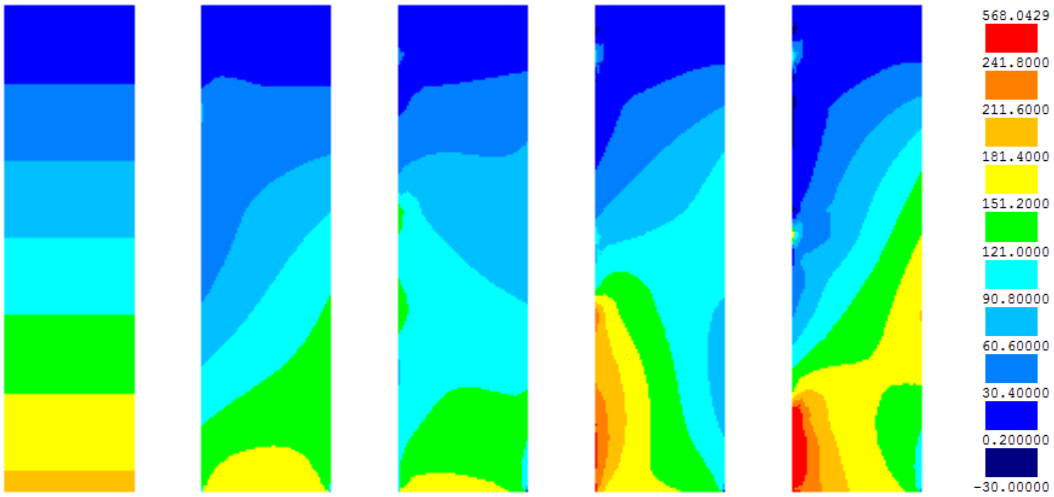


Figura 6.17 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação

A Figura 6.18 mostra a evolução das tensões verticais em diferentes secções transversais (planos horizontais) do muro, permitindo uma melhor percepção do seu comportamento desde a fase inicial até à fase final da escavação.

Na 1ª fase de escavação as tensões no lado escavado diminuem significativamente. Apenas no último terço da parede existe uma diminuição da tensão vertical, tanto no lado escavado como no lado suportado.

No fim da escavação é notória a diferença no comportamento do muro até à profundidade dos 6m e dai até à base do muro. Na parte superior do muro o lado suportado encontra-se mais comprimido mas na sua base, a parte mais comprimida é a do lado escavado, sem nunca atingir valores que se aproximem da resistência à compressão do jet grouting.

Importa referir que na última fase de escavação, do lado escavado, foram registados valores negativos de tensões. No entanto, estas tracções não atingem valores que ponham em causa a segurança do muro, pois são praticamente residuais, não chegando a atingir 1/15 da resistência à tracção considerada para o jet grouting.

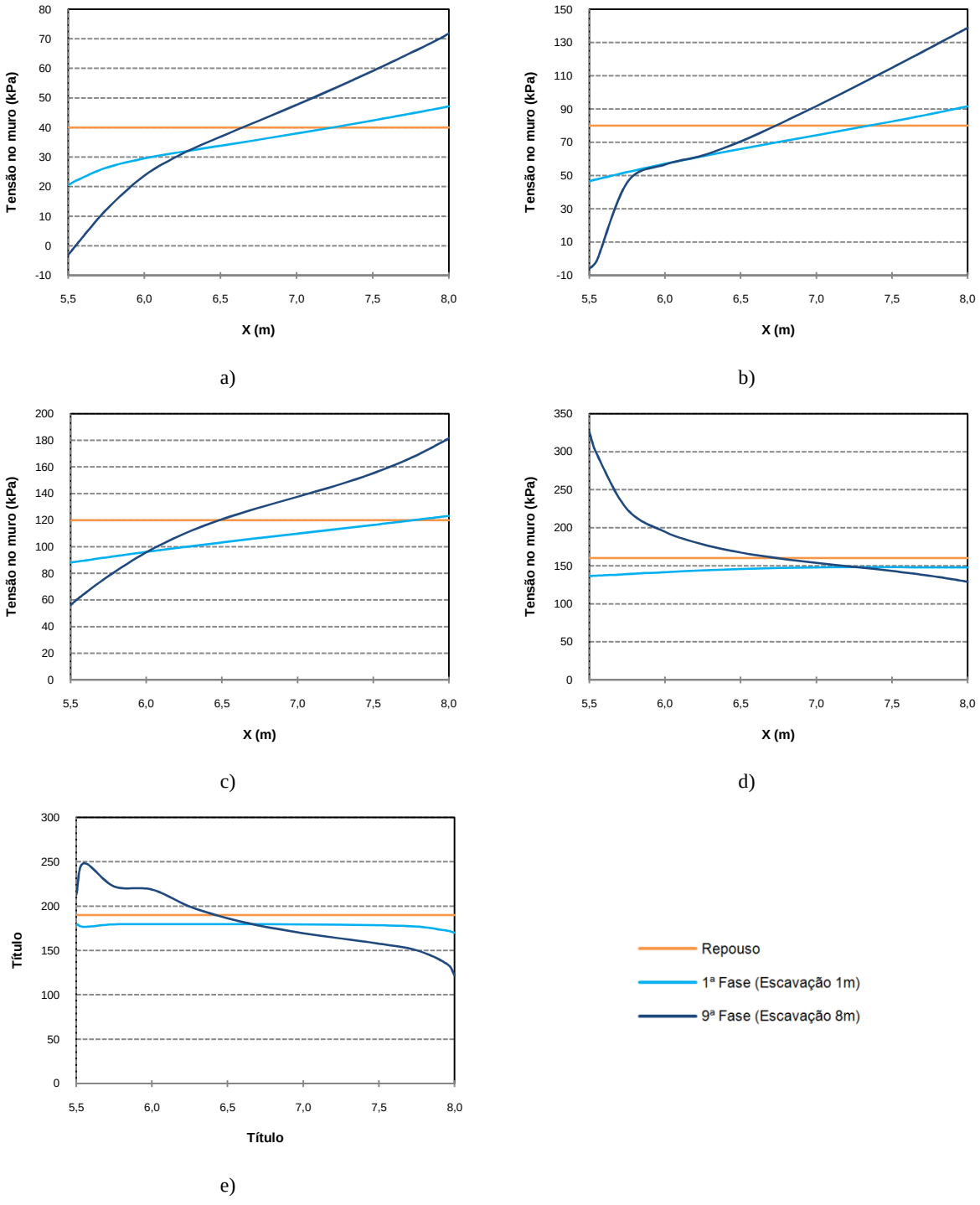


Figura 6.18 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 9,5m

6.3.3.3. Evolução dos momentos flectores na parede

A evolução dos momentos flectores da cortina, à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na Figura 6.19.

Em todas as fases de construção os momentos são positivos. Isto deve-se ao facto de as escoras não serem apoios fixos (sofrem deformações, deslocamentos horizontais), pelo que tendem a reduzir os momentos negativos nos apoios, podendo estes passar a positivos, como acontece.

Ao longo do processo de escavação a curva dos momentos sofre uma mudança de comportamento.

Inicialmente os momentos crescem desde o topo até aproximadamente 6m de profundidade, mantendo-se praticamente constantes abaixo dessa profundidade.

Nas fases seguintes, o comportamento altera-se devido à mudança das condições de apoio, apresentando os momentos máximos locais, no final da escavação, entre os dois níveis de escoramento e entre a base de escavação e o último nível de escoramento.

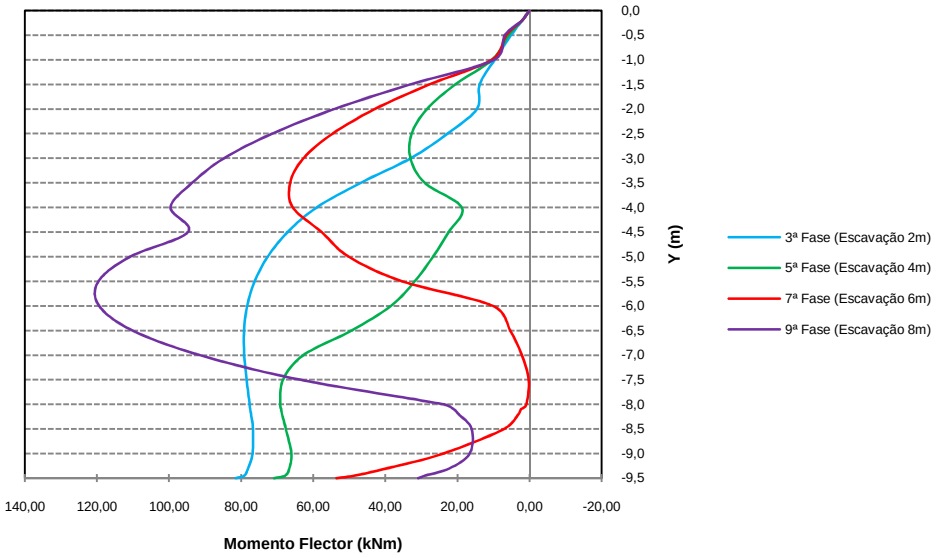


Figura 6.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas

6.3.3.4. Evolução da tensão tangencial na parede

A Figura 6.20 ilustra a distribuição da tensão tangencial sobre as faces da parede. As tensões negativas correspondem às actuantes na face do lado escavado e têm sentido ascendente e as positivas correspondem às actuantes no lado suportado e têm sentido descendente

A tensão tangencial no lado suportado aumenta ao longo da escavação e apresenta uma distribuição aproximadamente linear até próximo da base do muro. No lado escavado a distribuição é irregular; em todas as fases de escavação a tensão tangencial apresenta valores elevados próximo da base da escavação.

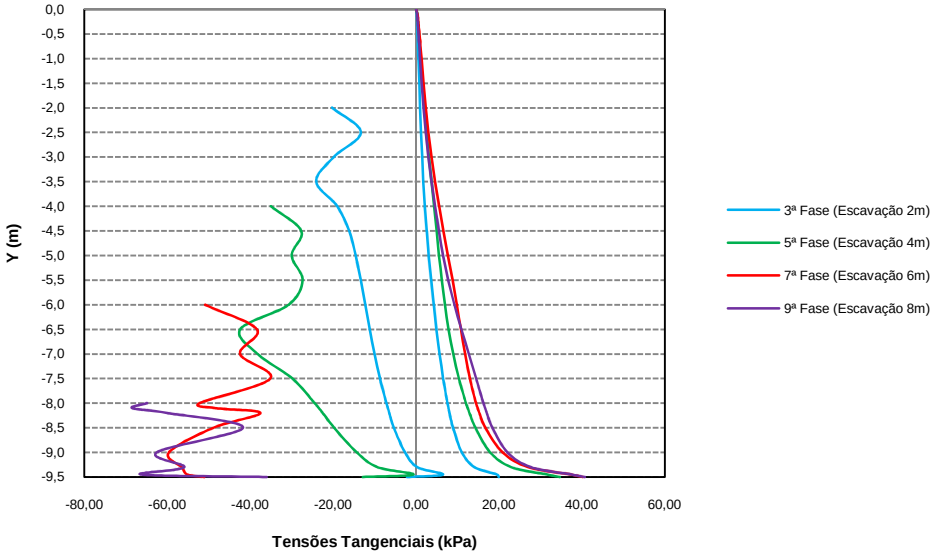


Figura 6.20 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas

6.3.3.5. Evolução dos esforços axiais no escoramento

Os esforços nos escoramentos e a sua evolução no decurso da escavação encontram-se ilustrados na Figura 6.21.

Os esforços nas escoras aumentam quase proporcionalmente com a profundidade de escavação. No entanto, como seria previsível, após a colocação do segundo nível de escoramento, a taxa de crescimento do esforço axial na escora 1 sofre uma pequena diminuição, pois, mediante um aumento da capacidade de resposta do escoramento às solicitações do maciço, ocorre o alívio dos esforços axiais nas escoras do nível antecedente.

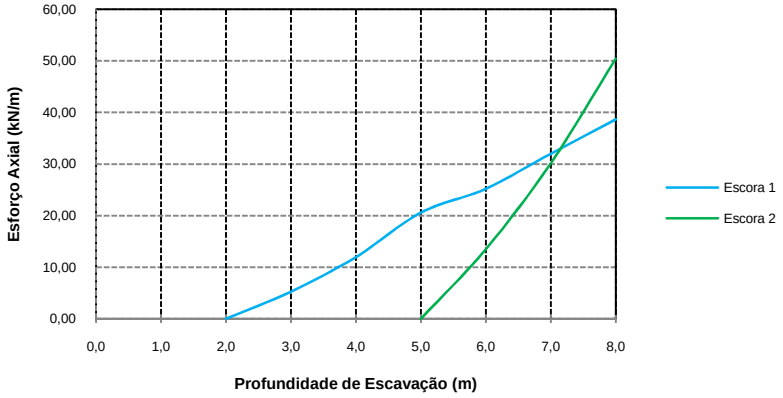


Figura 6.21 – Evolução dos esforços de compressão axial nos escoramentos durante a escavação

7
PAREDE DE JET GROUTING MULTI-ESCORADA EM ESCAVAÇÃO EM MACIÇO ARGILOSO MOLE

7.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objectivo a análise do comportamento de uma parede de jet grouting multi-escorada como suporte numa escavação em maciço argiloso mole.

Para isso, apresentam-se em primeiro lugar algumas considerações sobre a geometria do problema e sobre os parâmetros definidores do comportamento dos materiais. De seguida, procura-se evidenciar o comportamento do sistema a curto e longo prazo, sendo dada especial importância à evolução dos estados de tensão efectiva, dos excessos de pressão neutra, dos deslocamentos do muro e da superfície e da evolução dos esforços na parede e nas escoras.

7.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

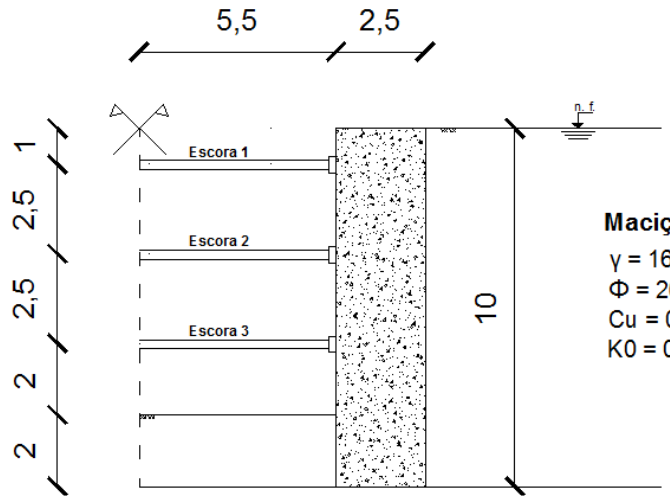
7.2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

A escavação, com 8m de profundidade e 11m de largura, é suportada por uma parede de jet grouting com uma largura de 2,5m e um comprimento de 10m. O desenvolvimento longitudinal da escavação foi considerado muito superior ao transversal, de forma a poder considerar-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

A escavação ocorre num maciço composto por um estrato de argila mole com 10m de possança. Sob esta camada encontra-se o firme considerado "impermeável" que, dada a sua elevada resistência e rigidez face à camada sobrejacente, se admitiu como indeformável, não havendo por isso necessidade de o discretizar, para o caso em estudo, através de elemento finitos.

As escoras são constituídas por perfis metálicos do tipo tubular de secção circular, de aço Fe360, dispostas ao longo de três níveis de escoramento afastadas verticalmente 2m entre si e com afastamento longitudinal de 2,5m.

Na Figura 7.1 representa-se a geometria do problema analisado.



	Perfil (mm) / Área (cm^2) / Espessura (mm)
Escora 1	Ø273 / 82.6 / 10
Escora 2	Ø355.6 / 135 / 12,5
Escora 3	Ø406.4 / 155 / 12,5

Figura 7.1 – Características da escavação

No Quadro 7.1 e na Figura 7.2 encontra-se representado o esquema construtivo em análise (com uma duração de 28 dias), simulado na sua totalidade, excepto a construção da parede de jet grouting.

Quadro 7.1 – Faseamento construtivo adoptado

Fase	Natureza dos trabalhos
1	Escavação até à profundidade de 1,0m
2	Escavação até à profundidade de 1,5m
	Instalação do primeiro nível de escoramento
3	Escavação até à profundidade de 2,0m
4	Escavação até à profundidade de 3,0m
5	Escavação até à profundidade de 4,0m
	Instalação do segundo nível de escoramento
6	Escavação até à profundidade de 5,0m
7	Escavação até à profundidade de 6,0m
8	Escavação até à profundidade de 6,5m
	Instalação do terceiro nível de escoramento
9	Escavação até à profundidade de 7,0m
10	Escavação até à profundidade de 8,0m

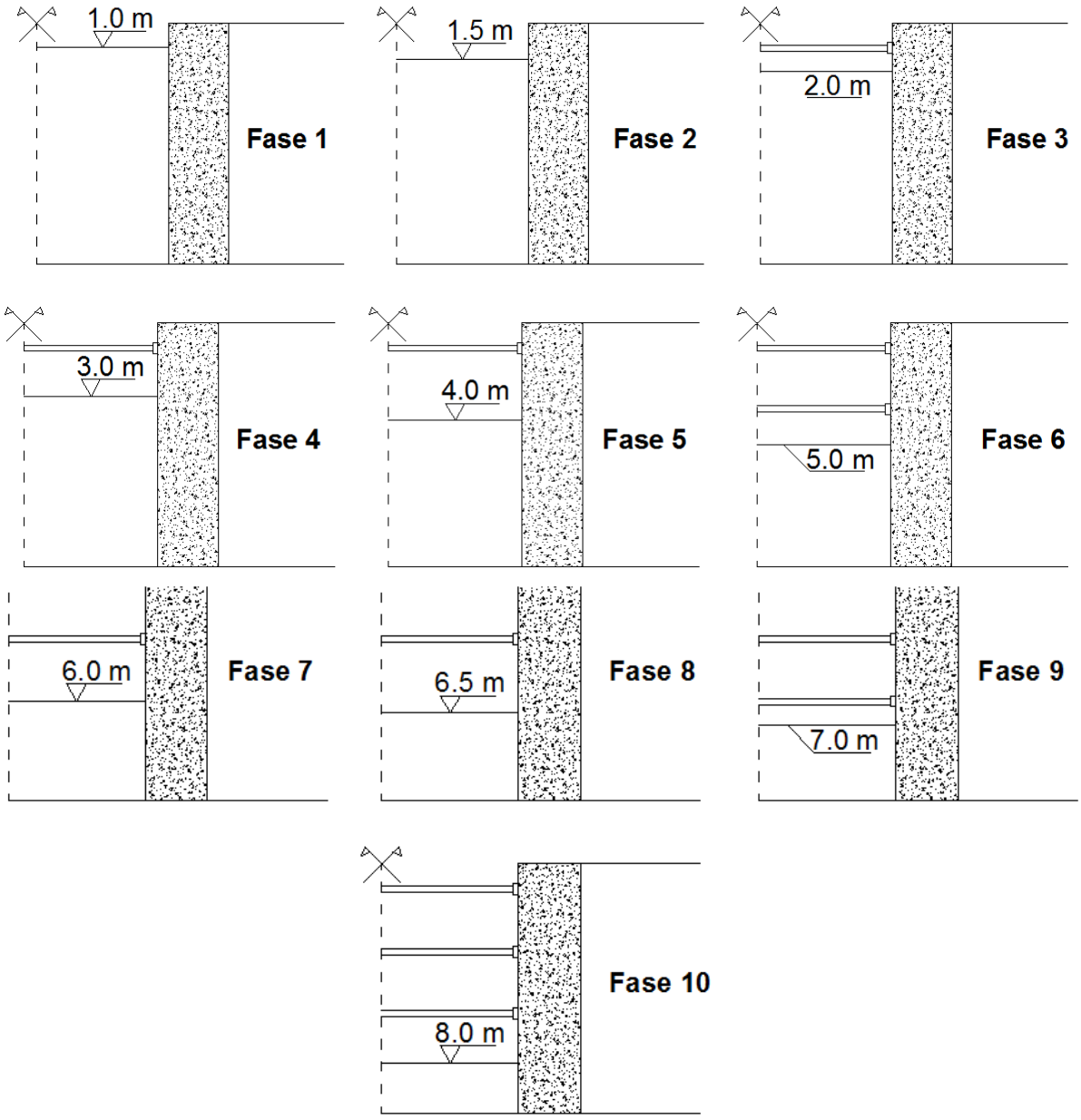


Figura 7.2 – Fases construtivas abrangidas pela análise

A malha dos elementos finitos representada na Figura 7.3, utilizada para discretizar o meio, é composta por 2456 elementos divididos da seguinte forma:

- Solo argiloso: 1850 elementos triangulares *híbridos* de 6 nós;
- Parede jet grouting: 600 elementos triangulares de 6 nós;
- Escoras: 6 elementos barra de 3 nós.

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento das zonas onde se previam gradientes de tensões e hidráulicos mais elevados.

As condições de fronteira inicialmente impostas foram as seguintes:

- Deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao eixo de simetria, coincidente com a fronteira lateral esquerda;
- Deslocamentos horizontais considerados nulos a partir de uma determinada distância relativamente à parede (fronteira lateral direita). Esta consideração deve-se ao facto da perturbação do estado de tensão inicial se desvanecer à medida que aumenta a distância horizontal em relação à escavação. No caso em estudo considerou-se que 40 metros eram suficientes para a adopção desta condição;
- Deslocamentos horizontais e verticais na fronteira inferior nulos, admitindo a indeformabilidade do firme relativamente às restantes formações;
- Excessos de pressão neutra nulos na superfície do terreno, ou seja, na fronteira superior.

Importa referir que, ao impor-se nulos os deslocamentos horizontais e verticais na base do muro (que pertence à fronteira inferior do problema), isso significa que se está a admitir que o muro está encastrado no estrato rígido (firme). Em termos práticos, significa que o muro é construído com um certo prolongamento no interior do firme.

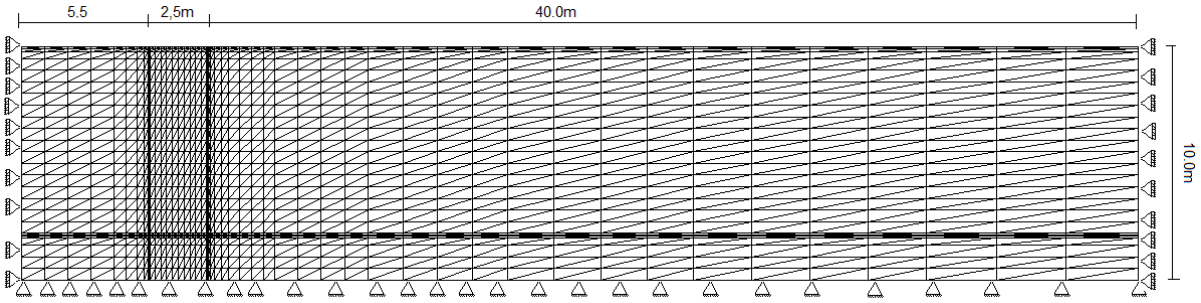


Figura 7.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

7.2.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

A simulação do comportamento do estrato argiloso foi efectuada adoptando os parâmetros apresentados no Quadro 7.2.

Quadro 7.2 – Parâmetros característicos do modelo p-q-θ

λ	k	N	Γ	v	Φ`(º)
0.18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

Os valores dos parâmetros adoptados para a formação argilosa e o valor da resistência não drenada apresentada na Figura 7.1 são os adoptados por Costa (2005) e Pinto (2008) e correspondem, aproximadamente, aos utilizados por Finno *et al* (1991) na análise da escavação HDR-4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago.

O estado de tensão inicial no solo foi considerado como geostático, tomando-se o peso volúmico de 16 kN/m^3. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, K_0, tomou-se o valor de 0,50.

Na simulação da parede de jet grouting adoptou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Quadro 7.3). O módulo de deformabilidade e o peso volúmico adoptados resultaram da análise dos vários valores apresentados por Carreto (1999).

Quadro 7.3 – Características do jet grouting

	E (MPa)	ν	γ (kN/m^3)
Jet grouting	250	0,2	18

7.2.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Inicialmente admitiu-se que o nível freático se encontra à superfície do terreno, isto é, coincidente com o tecto do estrato de argila. Considerou-se que o estrato argiloso teria um comportamento isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade (k) constante e de valor igual a 10^{-9} m/s.

A parede de jet grouting e a fronteira inferior foram considerados como impermeáveis, pelo que não é permitida a percolação do lado suportado para o lado escavado.

Como condições de fronteira, considerou-se que do lado suportado a posição do nível freático se manteria inalterada. Do lado escavado, admitiu-se que a longo prazo tenderia para uma situação hidrostática, na qual o nível freático se encontra ao nível da base da escavação. Na Figura 7.4 representa-se a posição do nível freático no final da consolidação, quando é atingido o equilíbrio hidrostático.

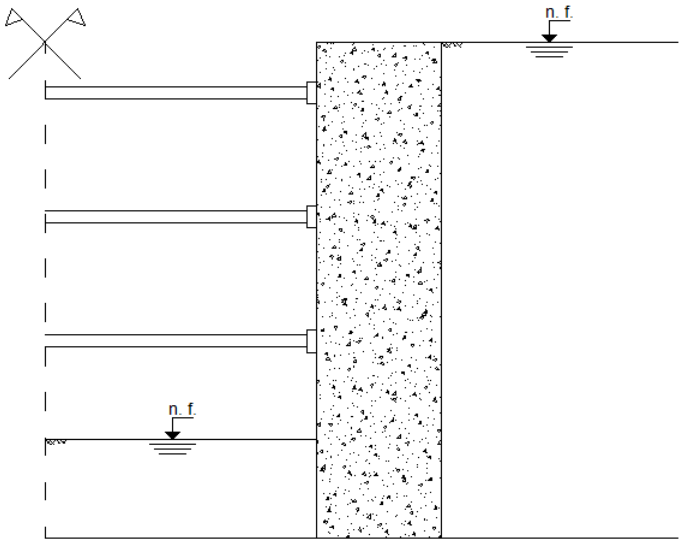


Figura 7.4 – Condições hidráulicas no final da consolidação

7.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

O estudo foi dividido em duas fases distintas, de forma a permitir uma melhor interpretação dos resultados. Na primeira fase analisa-se o período de escavação e na segunda fase o período pós-construção.

7.3.1. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

7.3.1.1. Evolução do estado de tensão

Neste período ocorrem variações de tensões, que incidem quer no esqueleto sólido (tensões efectivas) quer na água (pressões neutras), causadas sobretudo pelas acções associadas ao processo de escavação.

Foram considerados quatro períodos de escavação, cujos resultados relativos a tensões se apresentam nas Figuras 7.5 a 7.13. Saliente-se que não se apresentam os resultados relativos ao muro, ao contrário dos outros capítulos, pois estes são muito díspares quando comparadas com os do solo, pelo que são representados e analisados separadamente mais à frente.

Relativamente aos resultados dos excessos de pressão neutra (Figura 7.5), podem retirar-se as seguintes conclusões:

- Em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, que aumentam à medida que o processo avança; este facto justifica-se, sobretudo, com a diminuição da tensão média total, fenómeno associado ao processo de escavação;
- Os valores absolutos mais elevados dos excessos de pressão neutra, tal como esperado, ocorrem na zona do maciço subjacente à escavação;
- Os incrementos negativos de pressão neutra atingem maiores proporções junto ao eixo de simetria, nas proximidades da base de escavação. No entanto, na última fase de escavação, todo o maciço do lado escavado atinge valores que se encontram no maior intervalo de excesso de pressão neutra;
- No lado suportado do maciço, a tendência é também a geração de excessos de pressão neutra negativos, mas com valores de ordem de grandeza muito menor que os gerados no lado escavado; isto explica-se pela menor diminuição da tensão média devido à inexistência de escavação do lado em questão e também pela presença da parede e do firme, que impedem uma maior descompressão do maciço suportado;
- A Figura 7.6, que representa a variação da pressão neutra durante a escavação, permite observar a diminuição da pressão neutra ao longo da escavação, embora muito ligeira no lado suportado, apenas visível junto à parede, o que indica a maior dimensão dos excessos de pressão neutra negativa nessa zona.

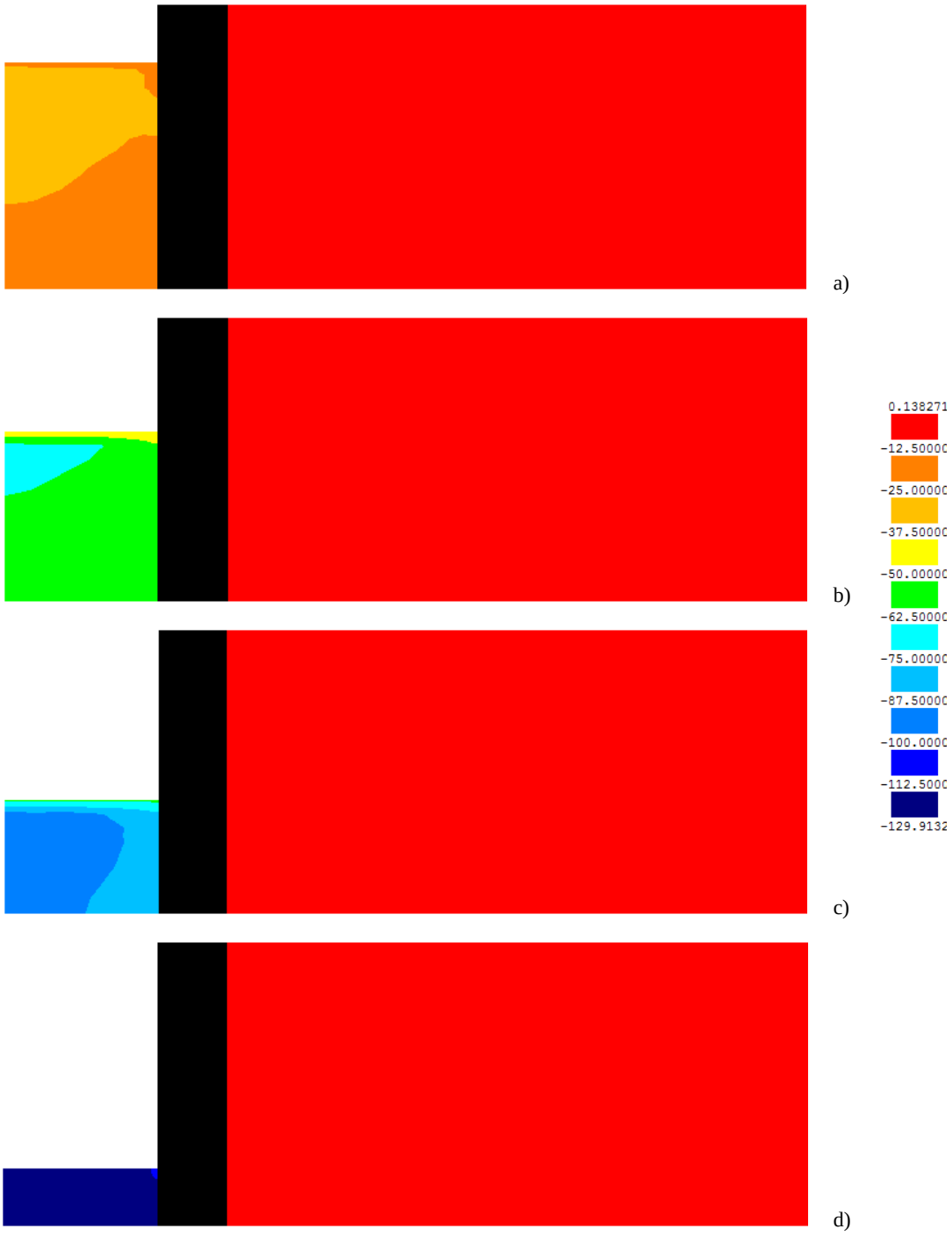


Figura 7.5 – Excessos de pressão neutra: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

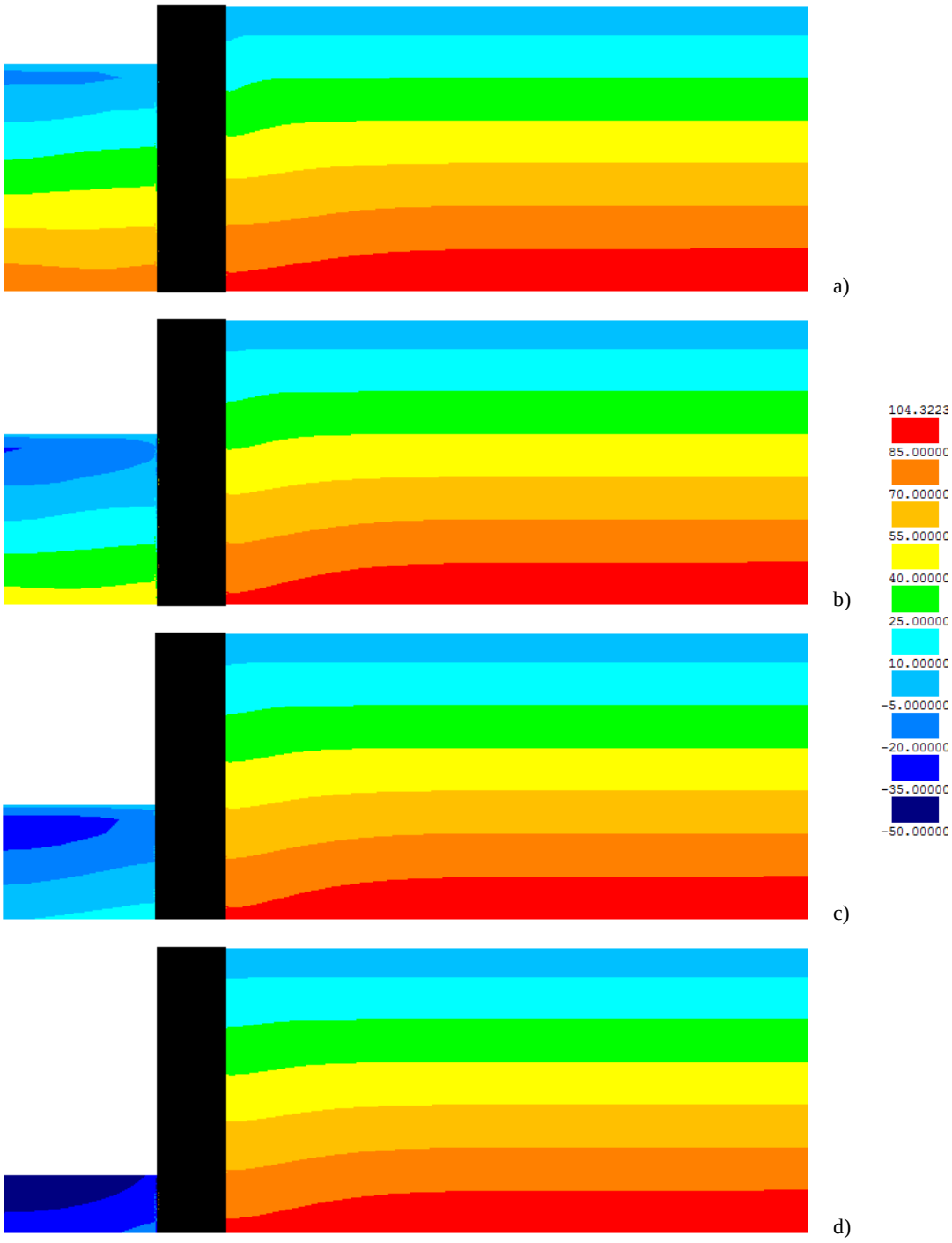


Figura 7.6 – Pressões neutras: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

Nas Figuras 7.7 a 7.10 apresentam-se os resultados, na fase inicial e durante o processo de escavação, relativos às tensões efectivas horizontais e verticais e aos correspondentes incrementos.

Em relação às tensões horizontais efectivas, importa referir os seguintes aspectos:

- Verifica-se um aumento gradual e de pequena dimensão da tensão no solo do lado escavado, que inicialmente se localiza a meio do maciço, estendendo-se até ao firme ao longo das fases de construção;
- Ao nível da base da escavação, à excepção da zona junto à parede, ocorre uma diminuição da tensão horizontal, que progride até a escavação ter atingido os 6,0m, aproximadamente. No fim da escavação essa diminuição desaparece ou, em certos pontos, é praticamente nula;
- Na proximidade da base da escavação, junto à parede, ocorre o maior aumento da tensão horizontal devido aos movimentos desta;
- No lado suportado, a tensão horizontal diminui em quase todo o maciço, mas esta variação é muito ligeira. Apenas na proximidade da base da parede, até aos 6,0m de escavação, é que ocorre um aumento de tensão.

As figuras relativas às tensões efectivas verticais mostram que:

- No lado escavado distinguem-se três comportamentos distintos: nas proximidades da base da escavação (fronteira de drenagem) ocorre uma diminuição das tensões até aproximadamente os 6,0m de escavação, aumentando depois até ao fim da escavação; junto ao eixo de simetria observa-se um aumento gradual da tensão ao longo da escavação; na zona junto ao muro o estado de tensão mantém-se praticamente inalterado; note-se que, do lado escavado, a tensão vertical total diminui (devido à retirada de terras), bem como a pressão neutra (excessos de pressão neutra negativos, como se viu anteriormente); a variação da magnitude destas duas grandezas determina, por razões de equilíbrio, o aumento ou a diminuição da tensão vertical efectiva, justificando a variação dos resultados obtidos;
- No lado suportado, a tensão vertical aumenta com a escavação, devido à diminuição da pressão neutra mantendo-se aproximadamente constante a tensão vertical total, mas esta variação é pequena. Apenas junto à base da parede é que ocorre uma pequena diminuição de tensão, devido às condições de apoio determinadas pela proximidade do firme.

Complementarmente aos resultados das figuras anteriores, apresenta-se, nas Figuras 7.11 e 7.12, os resultados das tensões de corte, τ_{xy}, e as cruzetas de tensões efectivas principais. Da análise destes resultados pode-se referir o seguinte:

- Ambos os lados do maciço apresentam comportamento semelhante em termos de evolução das tensões de corte. Os valores mais elevados registam-se junto à parte inferior do muro e aumentam com a escavação. Do lado escavado, nas proximidades da base da escavação, os valores de τ_{xy} são praticamente nulos, o mesmo acontecendo do lado suportado, à medida que aumenta a distância à parede;
- As cruzetas de tensão permitem concluir que o processo de escavação provoca fortes acréscimos de tensão (de corte), devido à rotação das direcções principais de tensão. A zona junto à parede, em ambos os lados do maciço, regista os maiores aumentos de tensão de corte, aumentando com a profundidade de escavação.

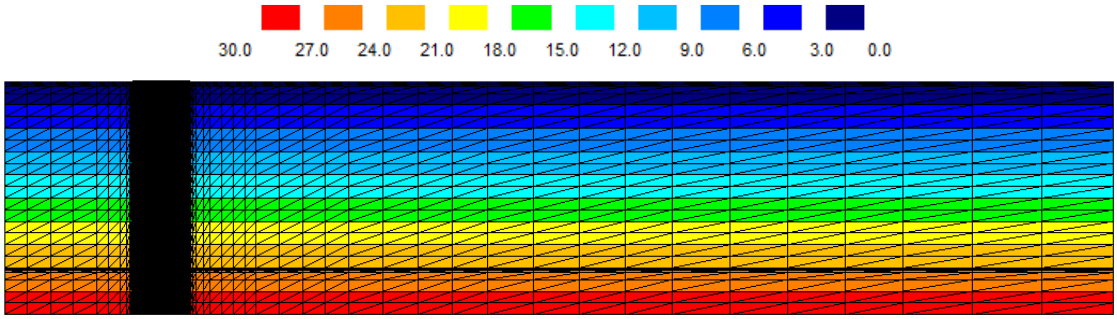


Figura 7.7 – Tensão efectiva horizontal inicial

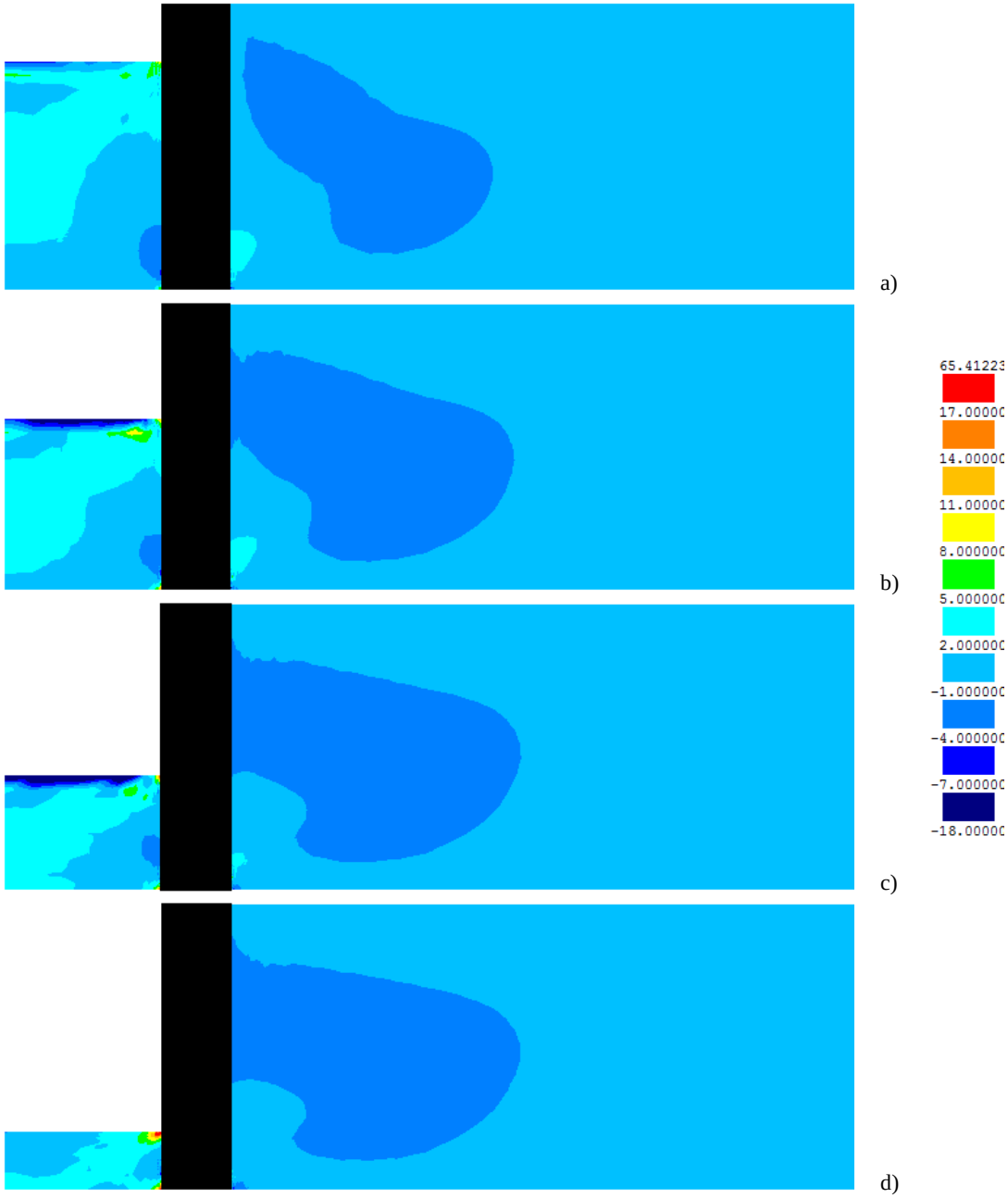


Figura 7.8 – Incremento de tensão efectiva horizontal: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação;

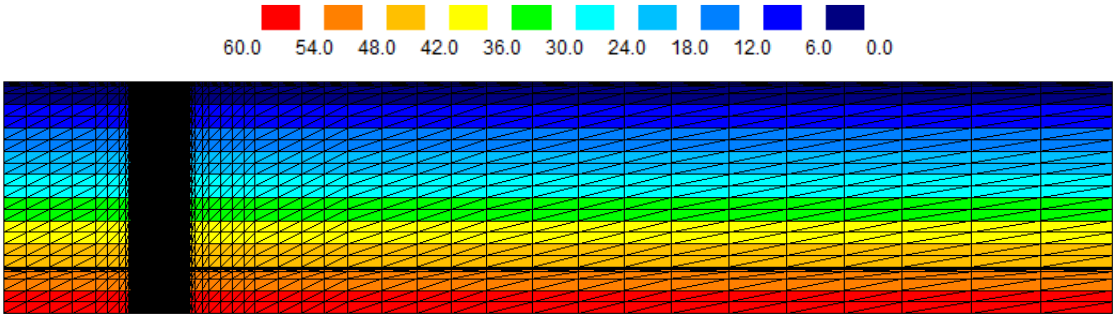


Figura 7.9 – Tensão efectiva vertical inicial

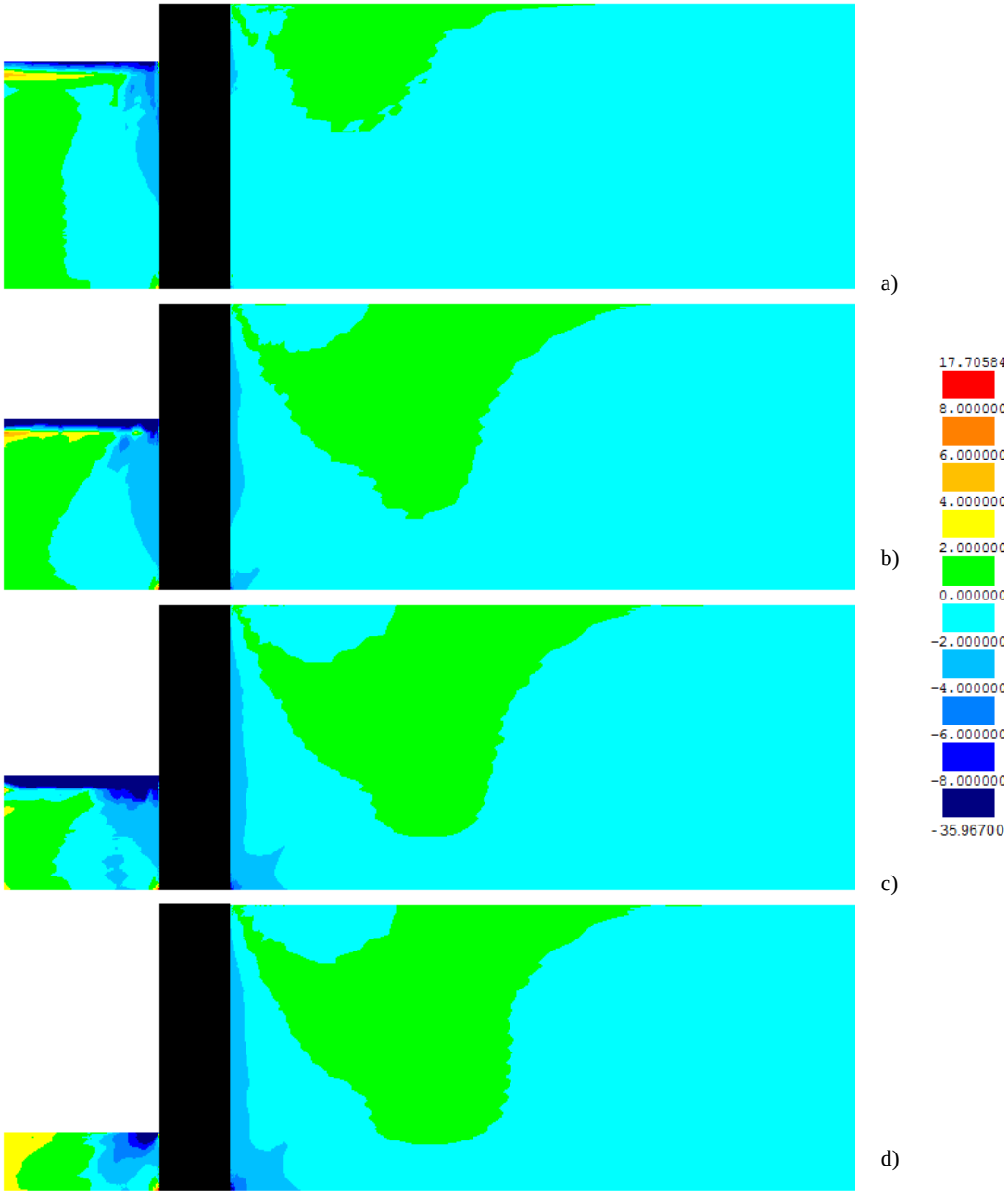


Figura 7.10 – Incremento de tensão efectiva vertical: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação;

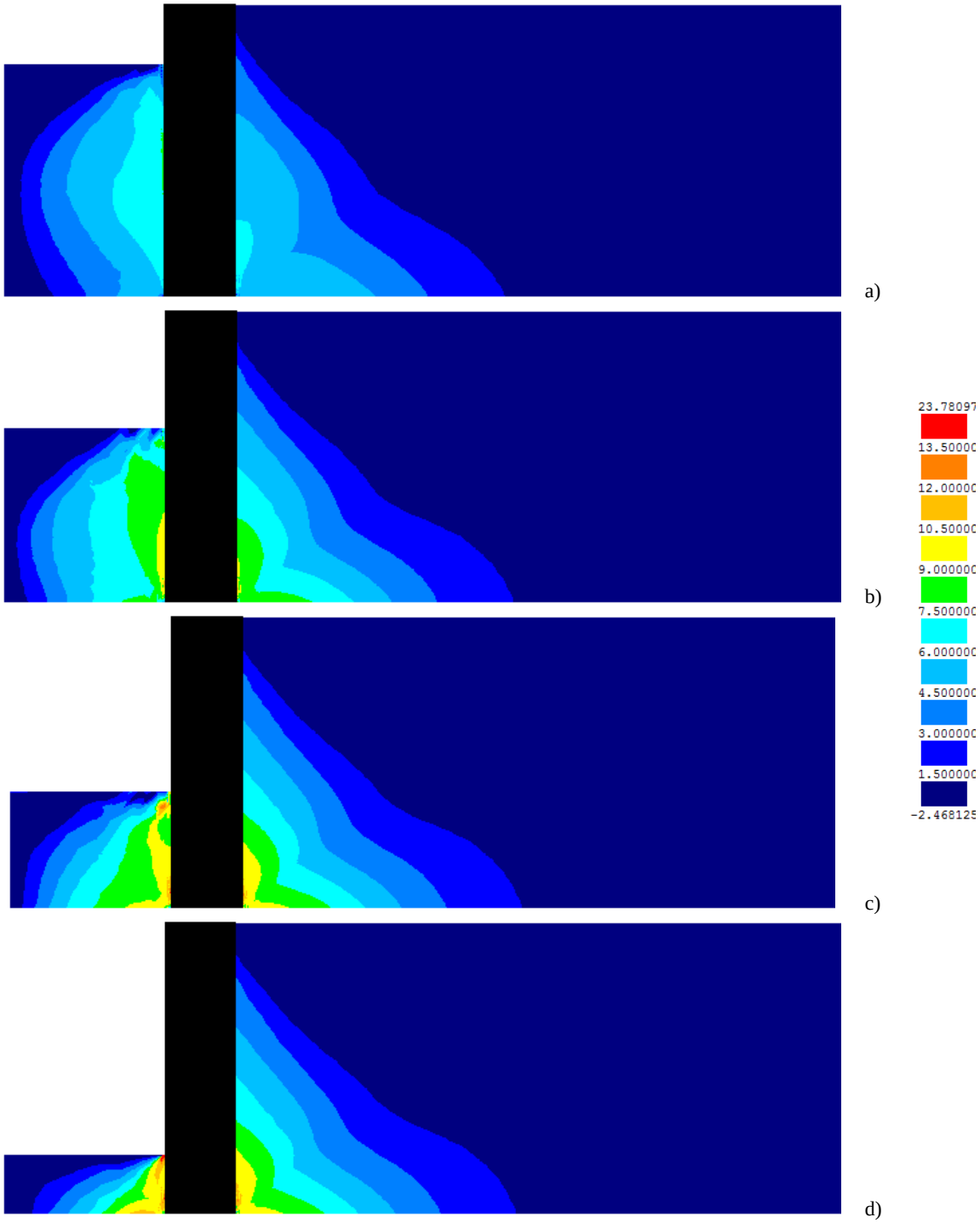


Figura 7.11 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

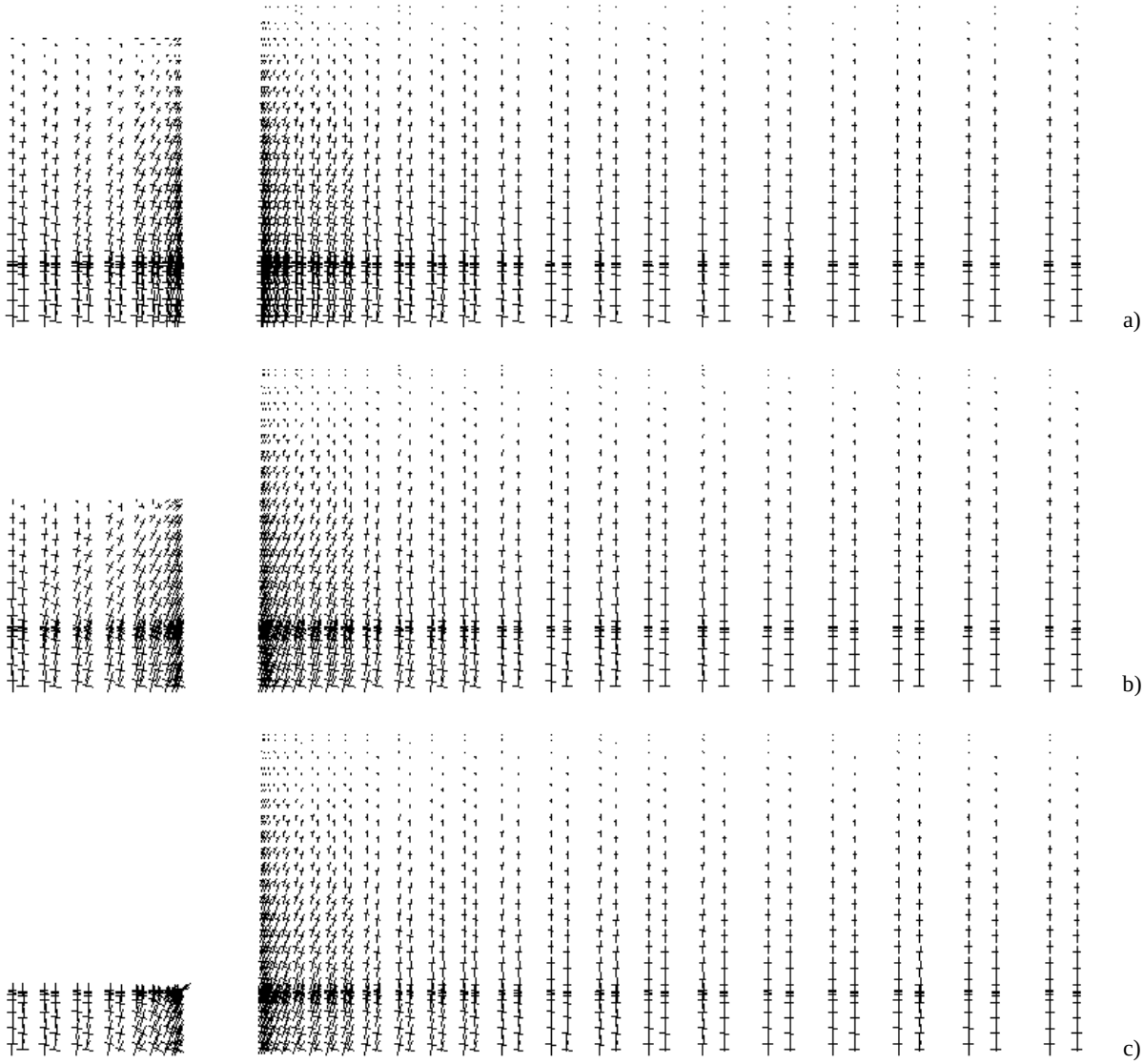


Figura 7.12 – Cruzetas de tensões: a) aos 1m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 8m de escavação

Os níveis de tensão mobilizados encontram-se representados na Figura 7.13. Nos solos normalmente consolidados, como é o caso, o nível de tensão varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. Os resultados apresentados permitem concluir que, durante o período construtivo, o nível de tensão aumenta significativamente em largas zonas do maciço, quer do lado suportado quer do lado escavado, facto que está, em geral, relacionado com o aumento das tensões de corte (rotação das tensões principais) analisadas anteriormente.

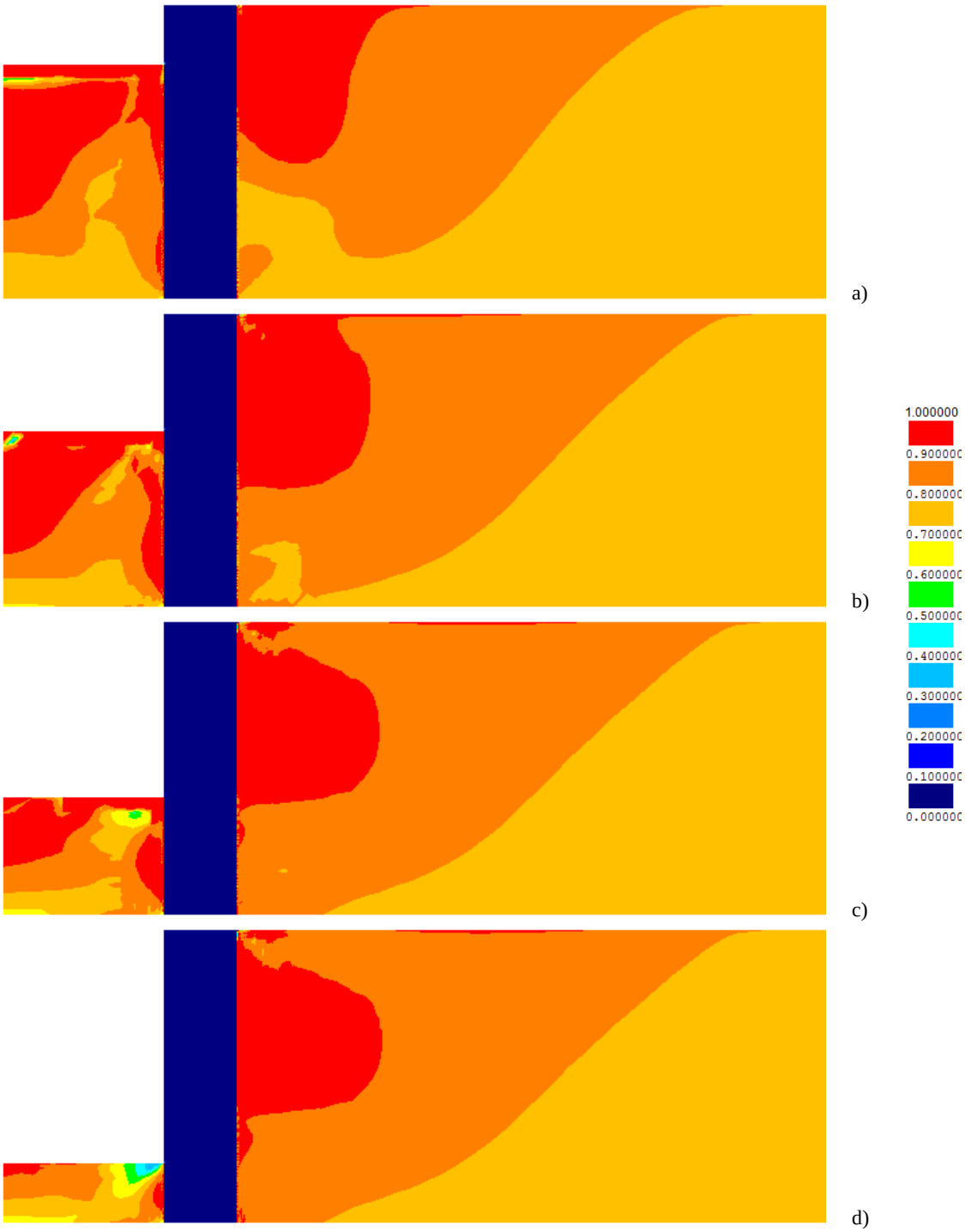


Figura 7.13 – Níveis de tensão: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação

7.3.1.2. Movimentos induzidos

A Figura 7.14 ilustra os deslocamentos laterais ao longo da cortina para diferentes profundidades de escavação.

A tendência da curva, após 2 metros escavados, é diferente das restantes, uma vez que a primeira escora é aplicada à cota -1,0m e escavados 1,5m de terras. Nesta fase inicial a tendência é de rotação da cortina em torno da base, devido ao efeito de contraventamento, por se ter considerado que a parede está enterrada no estrato rígido.

A activação das escoras faz com que as curvas do deslocamento passem de uma forma aproximadamente linear para uma forma curva. Em consequência, verifica-se que o deslocamento do topo do muro praticamente não se altera durante a escavação.

A partir do ponto supracitado, ocorre uma rotação da cortina em sentido contrário ao da verificada na fase inicial e que aumenta com a profundidade, levando a uma evolução da curvatura da parede. Isto deve-se ao aumento de rigidez provocado pela colocação dos níveis de escoramento.

Importa referir que o deslocamento máximo, em todas as fases de escavação, ocorre na extremidade superior do muro, diminuindo em profundidade. Este deslocamento é aproximadamente 0,025m, ou seja, cerca de 0,32% da profundidade total escavada.

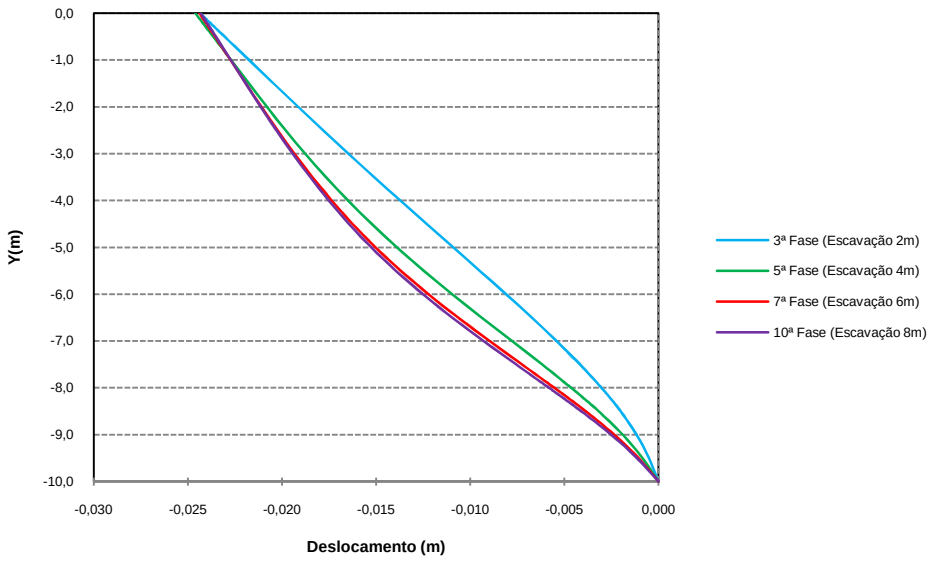


Figura 7.14 – Deslocamentos laterais da parede ao longo das diversas fases construtivas

Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço do lado suportado, ao longo da escavação, estão representados nas Figuras 7.15 e 7.16.

Ambos os deslocamentos aumentam à medida que a construção progride e atingem os valores mais elevados, em cada fase de escavação, na zona de contacto com a parede. Os valores máximos atingidos são 2,45cm e 1,80cm, para o deslocamento horizontal e vertical, respectivamente. Os diagramas de deslocamentos obtidos são típicos de estruturas de contenção em que os deslocamentos diminuem em profundidade, como acontece no caso em estudo (Figura 7.14).

Os deslocamentos verticais observados justificam-se pela rigidez da interface solo-parede em solos argilosos ser pequena, passando a zero para deslocamentos relativos muito pequenos, pelo que o solo tende a escorregar ao longo da parede.

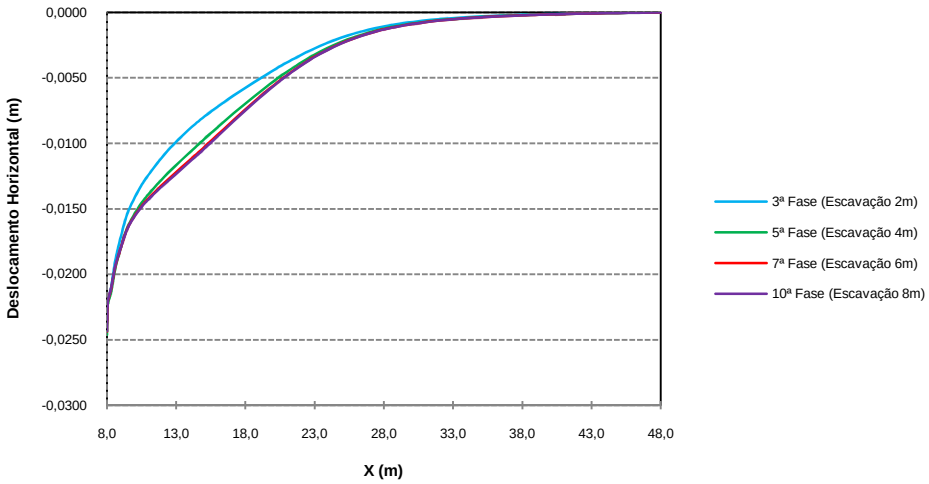


Figura 7.15 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

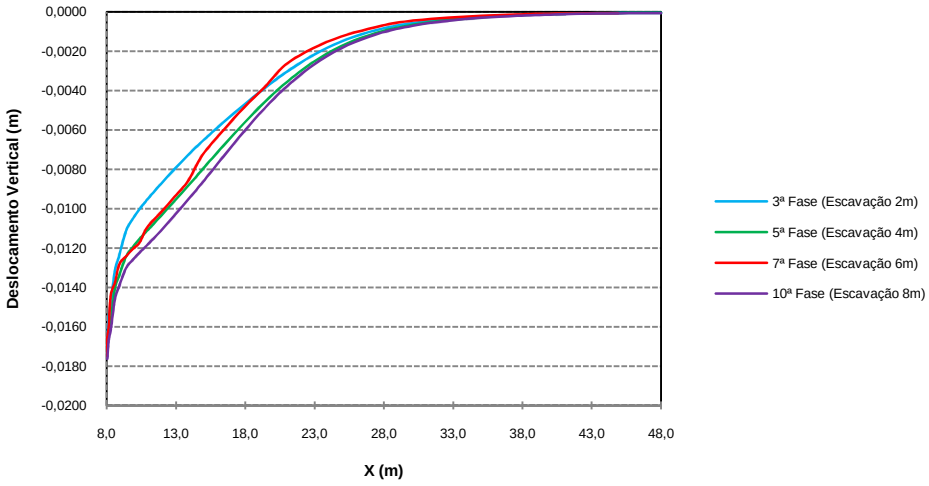


Figura 7.16 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado ao longo das diversas fases construtivas

Na Figura 7.17 mostra-se a evolução do levantamento do fundo da escavação, ao longo da construção.

Este levantamento progride com a escavação, sendo o deslocamento máximo junto ao eixo de simetria, excepto na última fase de escavação em que o comportamento difere das restantes fases. Junto à parede ocorre uma diminuição significativa, atingindo valores negativos, devido à interacção com a parede.

Na última fase de escavação, devido sobretudo à diminuição da tensão vertical efectiva junto ao muro e ao seu aumento junto do eixo de simetria (ver Figura 7.10), o levantamento aumenta em zonas perto da parede e diminui junto ao eixo de simetria.

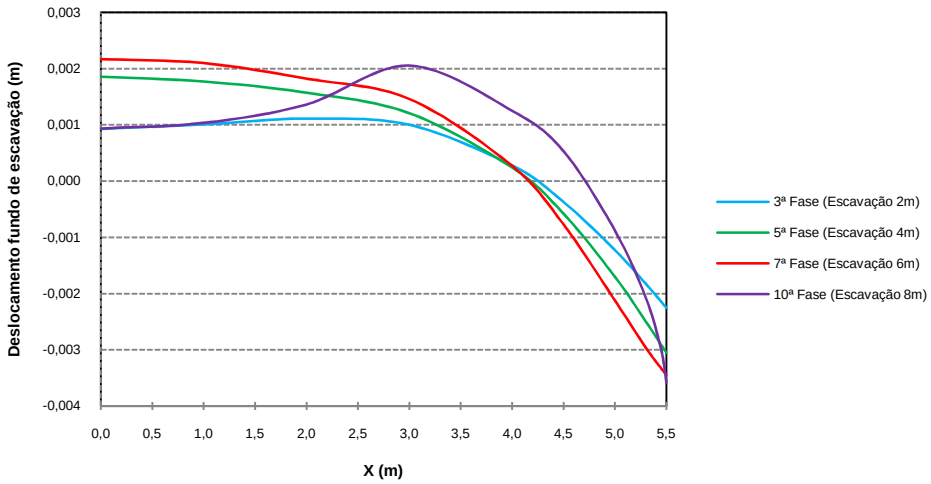


Figura 7.17 – Levantamento do fundo de escavação ao longo das diversas fases construtivas;

7.3.1.3. Pressões de terra sobre a parede

Na Figura 7.18 ilustra-se a distribuição da tensão horizontal ("pressão das terras") sobre as faces da parede.

A análise da distribuição das pressões exercidas sobre a cortina é um assunto complexo devido aos fenómenos de redistribuição por efeito de arco ao que se soma, em solos argilosos saturados, variações quer das pressões neutras quer das tensões horizontais efectivas, como mostrado anteriormente. A tensão total, em cada fase de escavação, depende da variação destas duas grandezas. Contudo, neste ponto apenas se apresenta os resultados da acção global, ou seja, da tensão horizontal total, já que é essa que realmente interessa para o dimensionamento da parede.

Analisando a Figura 7.18 constata-se, no lado suportado do maciço, uma diminuição muito ligeira das pressões, em relação ao estado inicial de pressões em repouso. Como a parede não se movimenta na base, não ocorrem variações significativas por efeito de arco. A variação das pressões neutras e das tensões horizontais efectivas é pequena, tal como observado anteriormente, pelo que a distribuição das pressões é aproximadamente linear.

No lado escavado observa-se uma diminuição das pressões ao longo da escavação, atingindo valores nulos na última fase devido aos elevados excessos de pressão neutra negativos registados, que implicam a diminuição das tensões totais horizontais.

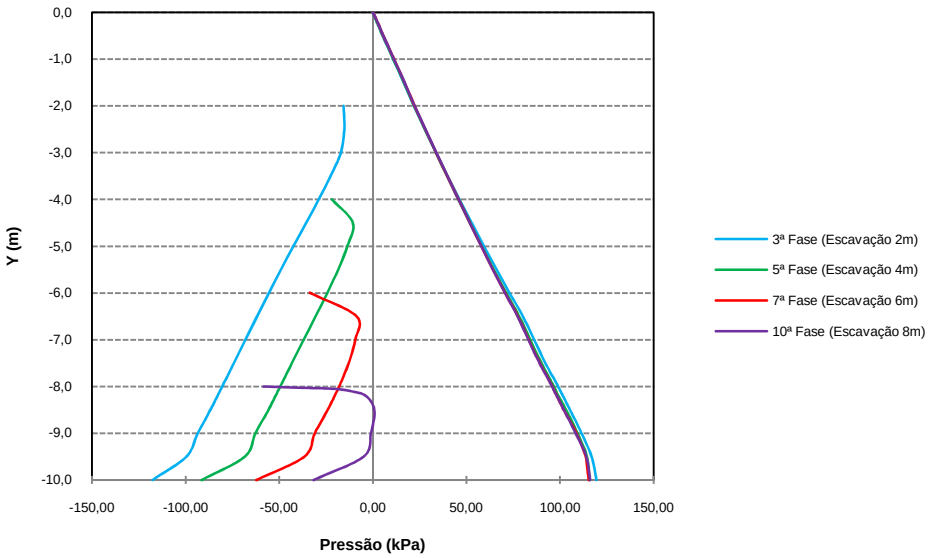


Figura 7.18 – Pressão de terras na parede ao longo das diversas fases construtivas

7.3.1.4. Evolução dos momentos flectores na parede

A evolução dos momentos flectores da cortina à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na Figura 7.19.

Os momentos são predominantemente positivos e crescentes até cerca de metade do muro. Isto deve-se ao faseamento construtivo e ao facto de as escoras não serem apoios fixos (sofrem deformações, deslocamentos horizontais), pelo que tendem a reduzir os momentos nos apoios (escoramentos), podendo estes passar de negativos (como numa laje continua) a positivos, como é o caso. Neste caso, os momentos positivos sofrem uma pequena diminuição apenas nos apoios.

Na parte inferior do muro, os momentos negativos são muito elevados funcionando como um encastramento, pois considerou-se o muro como enterrado no firme, impedindo o seu deslocamento e rotação na base.

Estes valores dos momentos na base têm como consequência tracções bastante elevadas, sendo este facto abordado no ponto seguinte.

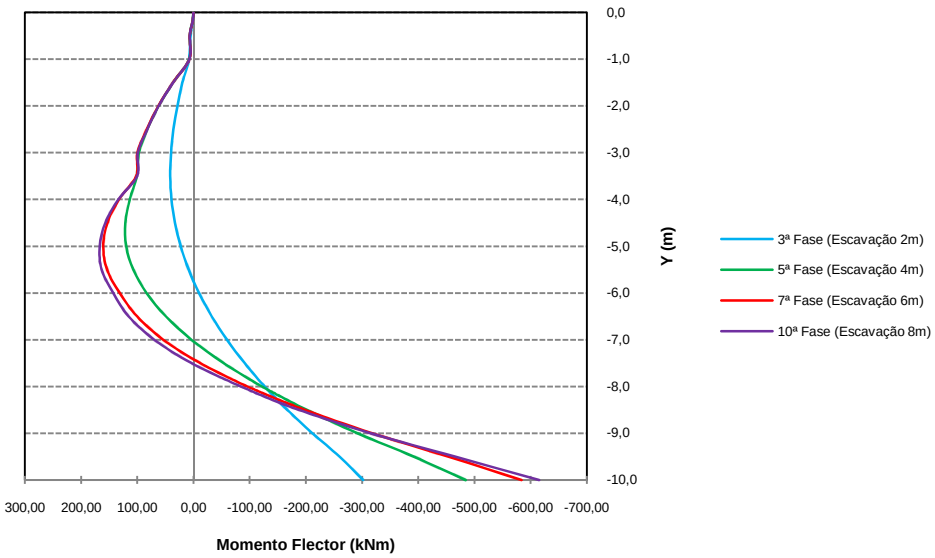


Figura 7.19 – Diagramas de momentos flectores na parede ao longo das diversas fases construtivas

7.3.1.5. Evolução da tensão vertical na parede

A evolução da tensão vertical no muro apresentada na Figura 7.20 durante o período de construção, complementada pela Figura 7.21 onde se apresenta a mesma evolução mas para alturas diferentes do muro, é essencial para a análise do comportamento das paredes de contenção em jet grouting.

Observando as figuras, naturalmente se constata que, devido às características do solo suportado e às condições de apoio impostas, as tensões verticais no muro são muito superiores às observadas nos capítulos anteriores.

Na Figura 7.20 constata-se que na parte superior do muro, o lado suportado é o mais comprimido, e devido às condições de apoio impostas (impedido o deslocamento da base, funcionando como um encastramento), a parte inferior apresenta valores elevados quer de compressão (no lado escavado), quer de tracção (no lado suportado).

A Figura 7.21 permite uma melhor descrição da evolução das tensões verticais.

Inicialmente, o lado escavado encontra-se mais comprimido. Com a evolução da escavação, a situação altera-se na parte superior do muro (até aos 6,0m de profundidade), passando o lado suportado a sofrer mais compressões. Junto à base do muro, os esforços presentes inicialmente, de compressão no lado escavado e tracção no lado suportado, agravam-se.

De notar que na parte superior (até aos 4,0m) são mobilizadas tracções com valores próximos (100 kPa) dos valores da resistência à tracção do jet grouting usualmente reportados na bibliografia da especialidade. Isto acontece porque em flexão composta (momento mais esforço axial), as tracções provenientes do momento flector só são anuladas se o esforço axial de compressão o compensar, o que não se verifica.

Na parte inferior do muro as tracções apresentam valores muito elevados que sobrepujam largamente os valores de resistência à tracção do jet grouting. Estes valores devem-se, como já foi explicado, à hipótese considerada de encastramento do muro no estrato rígido.

Para resolver as tracções no jet grouting a solução pode passar pelo aumento da largura da parede ou então pela utilização de uma solução armada de jet grouting.

A primeira solução, apesar de garantir bons resultados, a partir de certas dimensões deixa de apresentar vantagens em relação a outros sistemas de contenção.

Uma outra solução seria o aumento da largura do muro mas só onde for necessário para anular as tracções; em muitas situações esse aumento poderá restringir-se à parte inferior do muro, onde os valores dos momentos são mais elevados.

A última solução passa pela colocação de armaduras nas colunas de jet grouting. Estudando a evolução das tensões no muro ao longo da construção e da consolidação, é possível localizar as zonas onde as tracções ocorrem e reforçar com armaduras circulares (varões de aço) ou com a colocação de perfis metálicos.

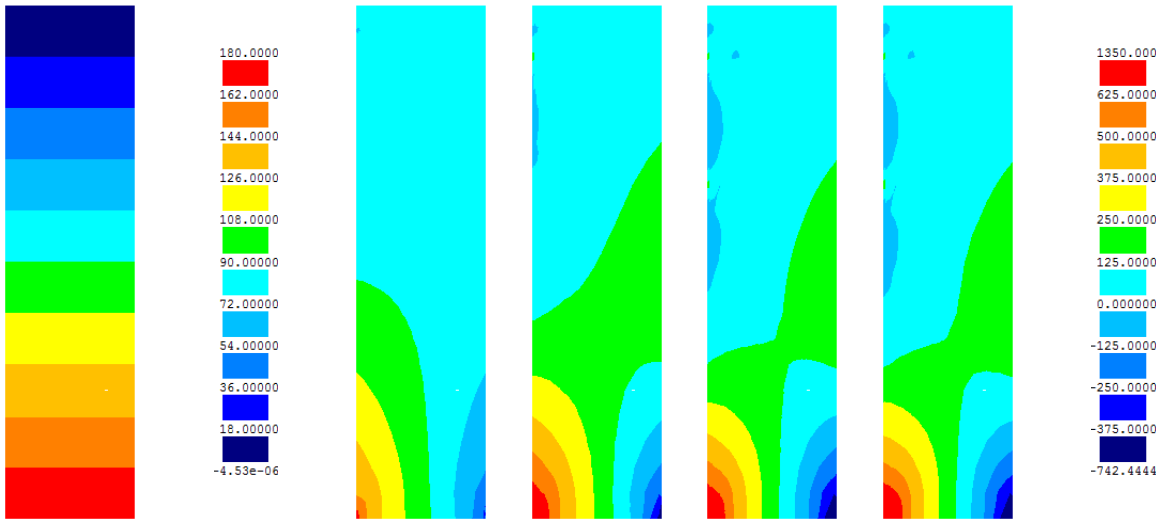


Figura 7.20 – Tensão vertical no muro durante a escavação: a) fase inicial; b) aos 2m de escavação; c) aos 4m de escavação; d) aos 6m de escavação; e) aos 8m de escavação

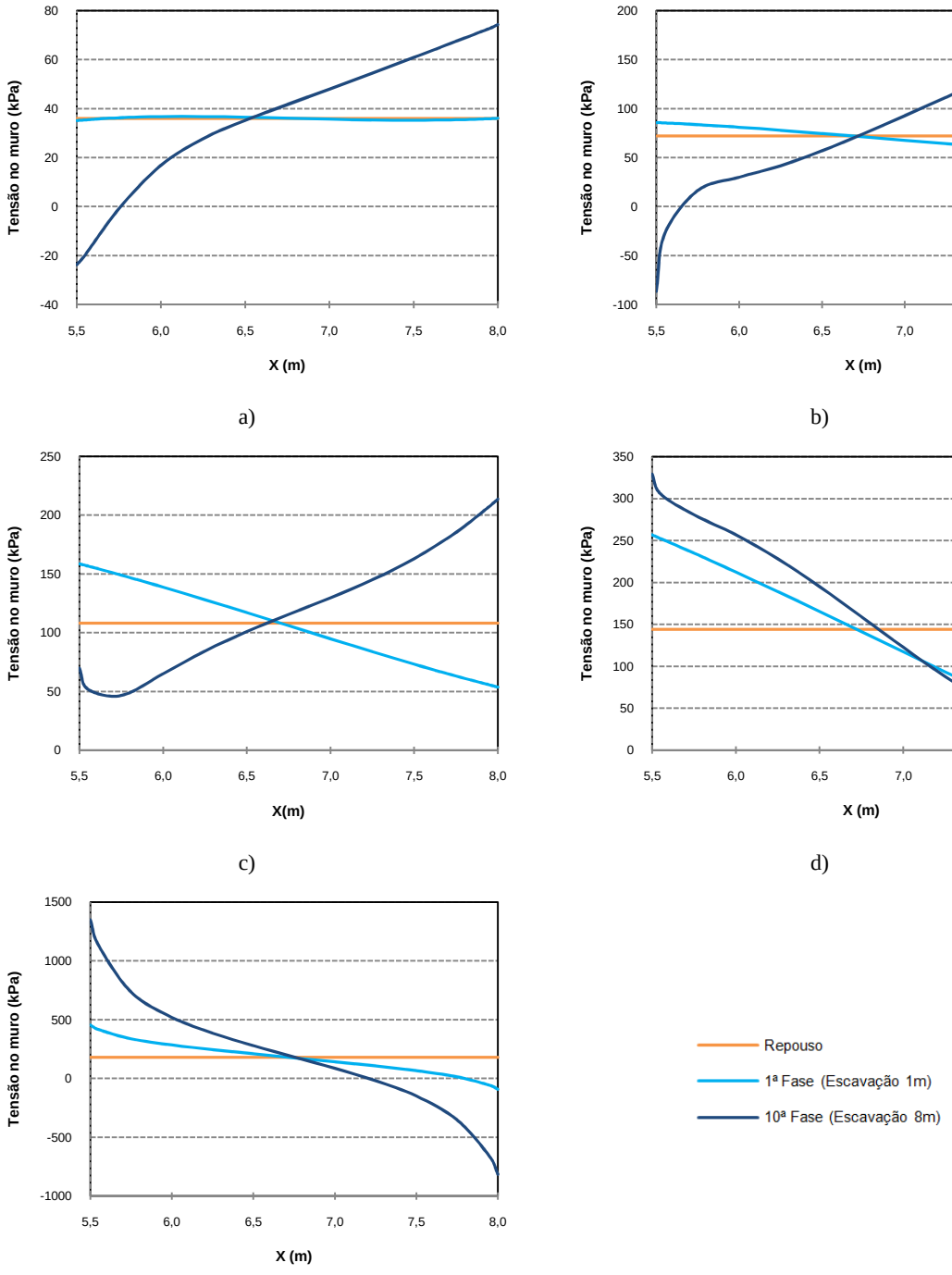


Figura 7.21 – Tensão vertical no muro para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 10,0m

7.3.1.6. Evolução da tensão tangencial na parede

A Figura 7.22 ilustra a distribuição da tensão tangencial sobre as faces da parede.

A tensão tangencial no lado suportado aumenta, principalmente na metade inferior da parede, ao longo da escavação até estarem escavados, aproximadamente, 6m de solo. Após esta fase, ocorre uma estabilização das tensões que actuam na parede neste lado do maciço. A sua distribuição é semelhante, sendo aproximadamente linear, exceptuando na base onde ocorre uma diminuição das tensões.

No lado escavado, a distribuição das tensões é semelhante em todas as fases apresentadas, excepto na última fase de escavação. As tensões inicialmente diminuem um pouco, crescendo logo de seguida, mantendo-se estáveis até perto da base, onde crescem pontualmente atingindo o seu máximo, voltando de seguida a descer até atingirem o valor mínimo na base da parede. A última fase apresenta um comportamento diferente, pois o máximo é atingido junto à base de escavação, diminuindo de seguida.

Esta distribuição de tensões evidencia o efeito do atrito terras-muro, do qual resultam as componentes verticais dos impulsos nas faces da parede, sendo o seu sentido dirigido para baixo do lado suportado e para cima no lado escavado.

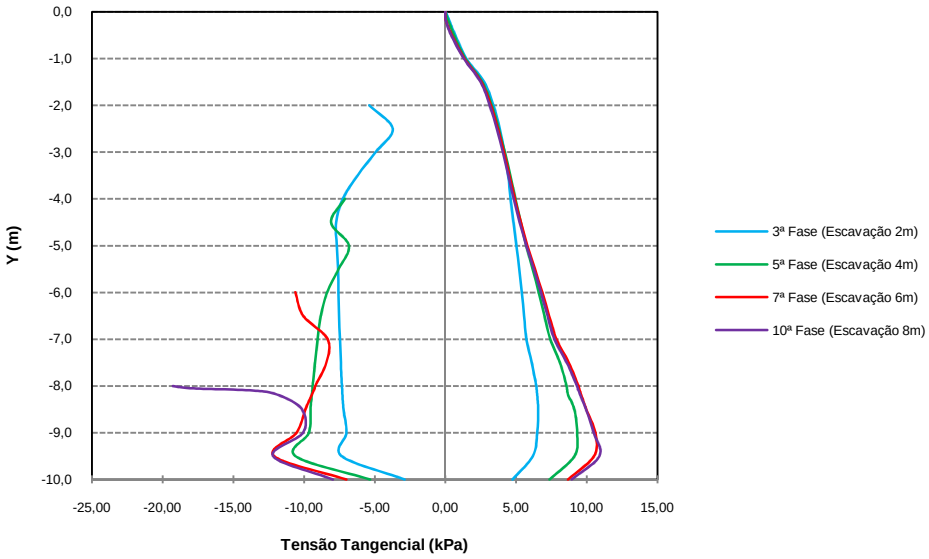


Figura 7.22 – Tensão tangencial nas faces da parede ao longo das diversas fases construtivas

7.3.1.7. Evolução dos esforços axiais no escoramento

Os esforços nas escoras e a sua evolução no decurso da escavação encontram-se representados na Figura 7.23.

Tal como esperado, tanto a escora 1 como a escora 2, depois de colocadas, sofrem um incremento do esforço axial até à colocação do nível seguinte (escora 2 e 3, respectivamente).

A escora 1, após este crescimento, apresenta uma estabilização do esforço mobilizado. Isto deve-se ao aumento de resposta do nível de escoramento seguinte (escora 2) às solicitações do maciço, aliviando os esforços na escora 1.

O esforço na escora 2 continua a aumentar mas os incrementos são menores, pois apesar da escora 3 já estar em serviço, a sua capacidade de resposta aos esforços não é ainda suficiente, pelo que os esforços mobilizados para a escora 2 continuam a crescer.

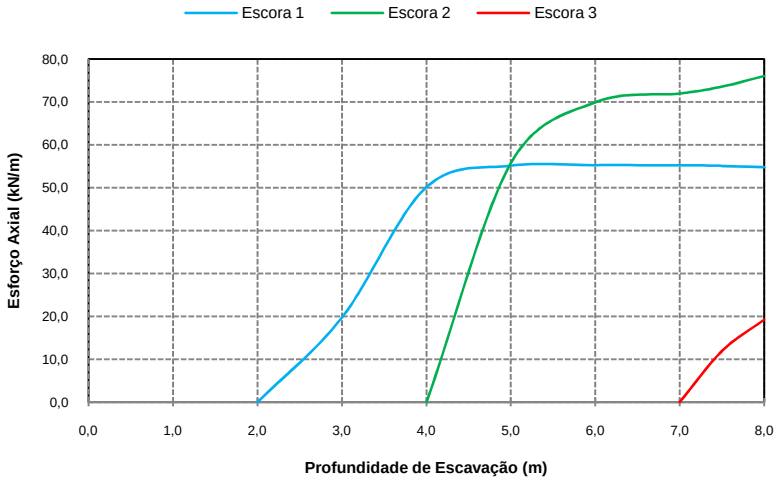


Figura 7.23 – Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação

7.3.2. PERÍODO DE PÓS-CONSTRUÇÃO

7.3.2.1 Generalidades

No ponto anterior foram apresentados os principais resultados referentes a escavações em solos moles, quando suportadas por paredes de jet grouting.

No entanto, tal como foi referido, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço afectado pela obra repartem-se em incrementos na pressão intersticial e na tensão efectiva. Dada a rapidez da construção e a baixa permeabilidade do solo, característicos das condições presentes, os gradientes hidráulicos gerados demoram um período de tempo considerável a dissiparem-se.

Assim, após o período de construção, continuam a ocorrer alterações nos campos de tensões e deformações, caracterizando-se o problema pelo processo transitório de escoamento ao qual se associam transferências de pressão do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995). Por isso o maciço sofre deformações predominantemente de carácter volumétrico devido à alteração do teor em água existente no mesmo, até atingir o equilíbrio hidrostático ou um regime permanente.

Neste ponto são estudados os efeitos diferidos no tempo, nos parâmetros com mais interesse em termos de análise do problema, nomeadamente os esforços na estrutura de suporte e os estados de tensão e movimentos induzidos no maciço.

7.3.2.2. Evolução do estado de tensão

A evolução do estado de tensão no maciço durante o período de consolidação encontra-se representado nas figuras 7.24 a 7.30.

Analisando em primeiro lugar as Figuras 7.24 e 7.25 referentes às pressões neutras no maciço e aos excessos de pressão neutra, constata-se o seguinte:

- As pressões neutras para camadas à mesma cota do maciço são, naturalmente, mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, devido à posição do nível freático;
- As variações dos excessos de pressão neutra são mais significativas do lado escavado, correspondendo a um aumento de pressão (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra negativo);
- No lado suportado esta variação é idêntica à do lado escavado (aumento de pressão) é muito pequena sendo melhor observada na Figura 7.24, pois junto à parede as pressões aumentam devido à diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra negativo.

Em relação às tensões efectivas horizontais (Figura 7.26) e verticais (Figura 7.27), pode comentar-se o seguinte:

- No solo subjacente à escavação, as tensões efectivas horizontais e verticais diminuem ao longo da consolidação, embora esta seja menos clara em pontos junto à parede;
- No lado suportado, verifica-se igualmente uma diminuição das tensões efectivas horizontal e vertical, embora pequena, junto à parede.
- Estas diminuições das tensões efectivas, quer do lado escavado quer do lado suportado, estão directamente relacionadas, naturalmente, com os aumentos de pressão neutra atrás comentados.

As tensões de corte (τ_{xy}) representadas na Figura 7.28 demonstram que no lado suportado ocorre um diminuição das tensões (embora não muito expressivo), enquanto que no lado escavado estas aumentam junto à parede.

Este aumento das tensões de corte junto à parede pode ser observado pela rotação das cruzetas (Figura 7.29) no lado escavado. Nesta figura, é também possível observar uma diminuição do tamanho das cruzetas devido à diminuição das tensões médias efectivas em consequência da dissipação dos excessos de pressão neutra negativos (aumento de pressão)

Quanto aos níveis de tensão, ilustrados na Figura 7.30, comprova-se o seguinte:

- No solo subjacente à escavação, quase todo o maciço atinge o estado crítico no final da consolidação; este facto relaciona-se directamente com a diminuição da tensão média efectiva nessa zona, ao longo do período de pós-construção.
- No lado suportado, a zona em estado crítico também aumenta, embora ligeiramente, pois a diminuição da tensão média efectiva é pequena, como referido anteriormente.

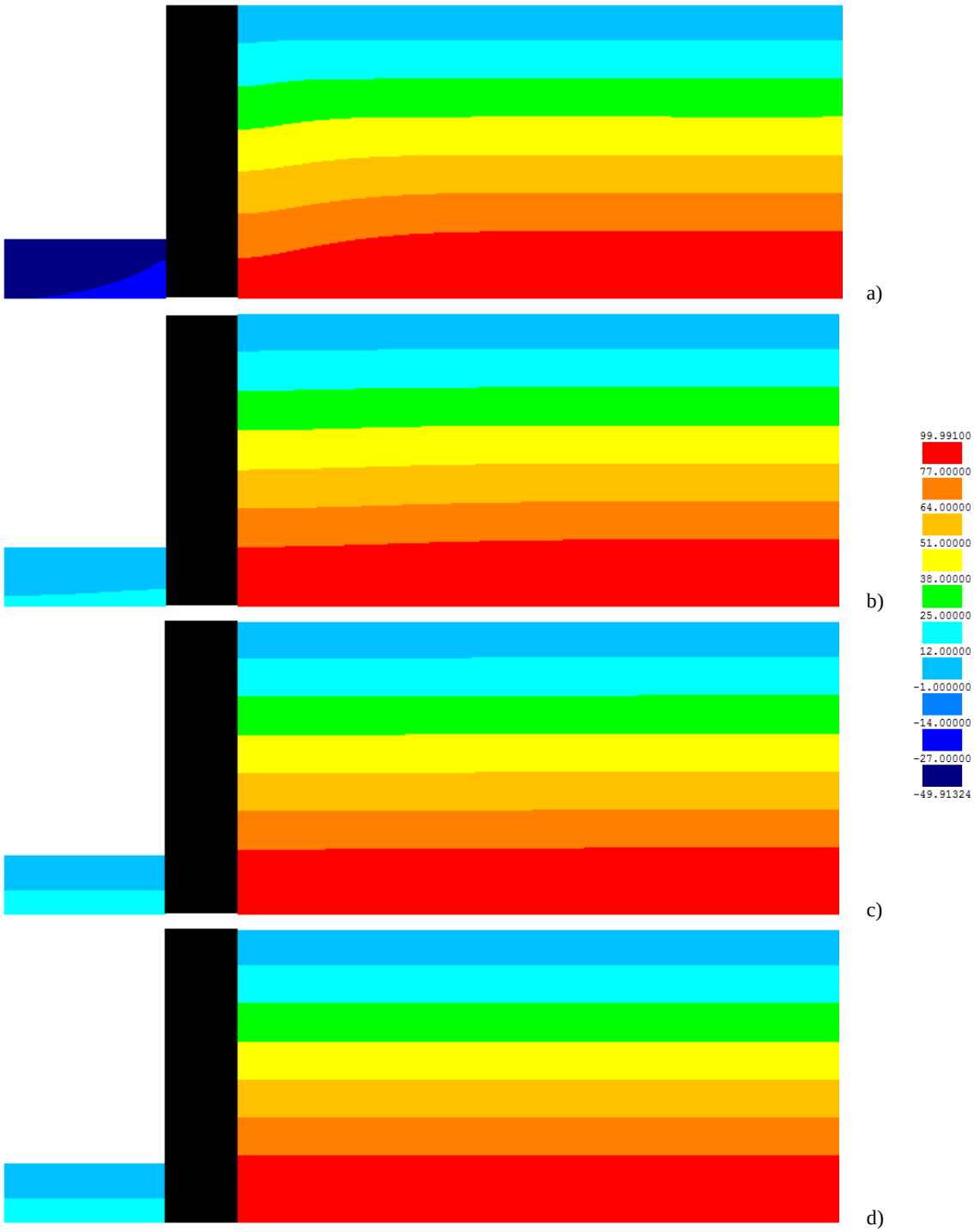


Figura 7.24 – Pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

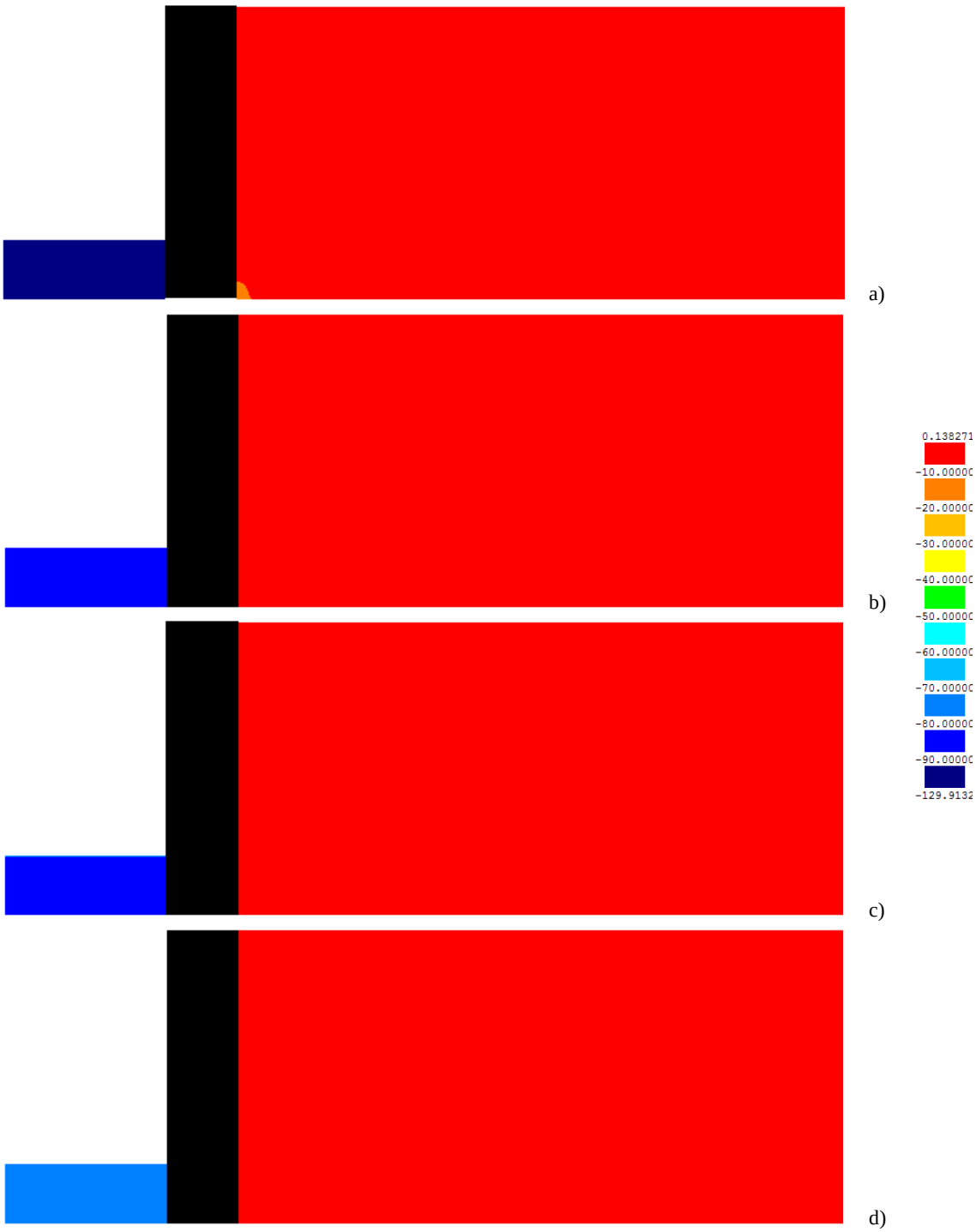


Figura 7.25 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

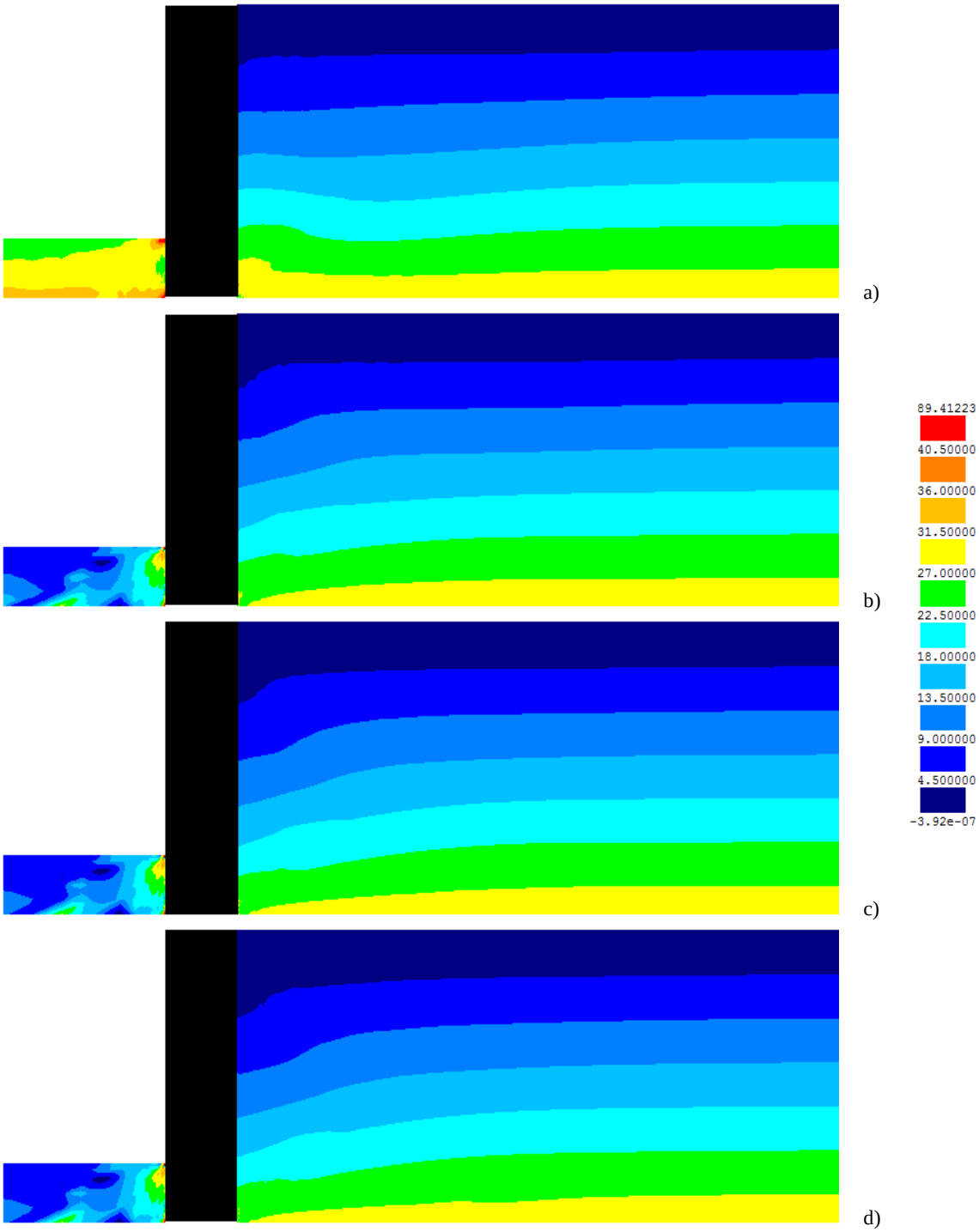


Figura 7.26 – Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

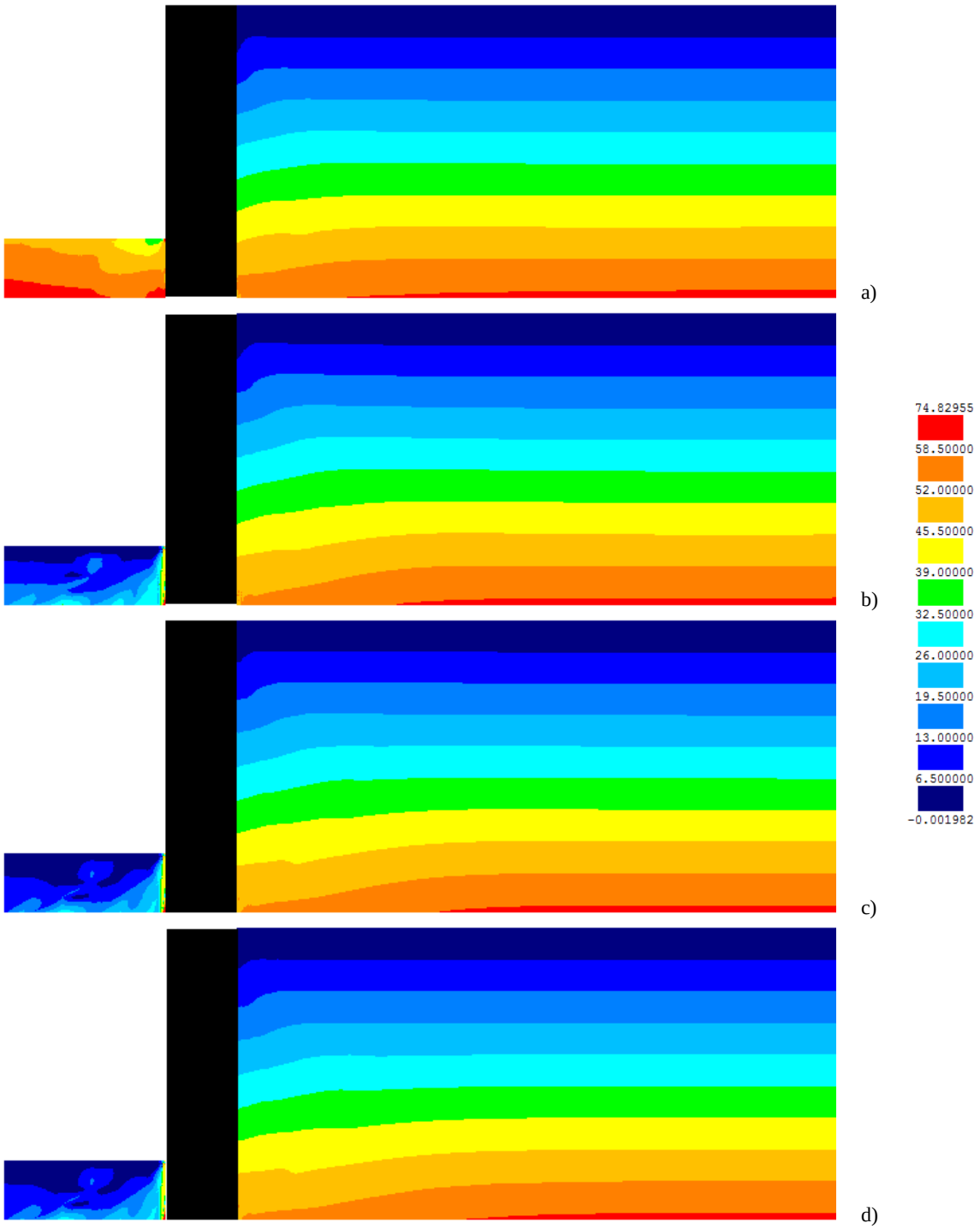


Figura 7.27 – Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

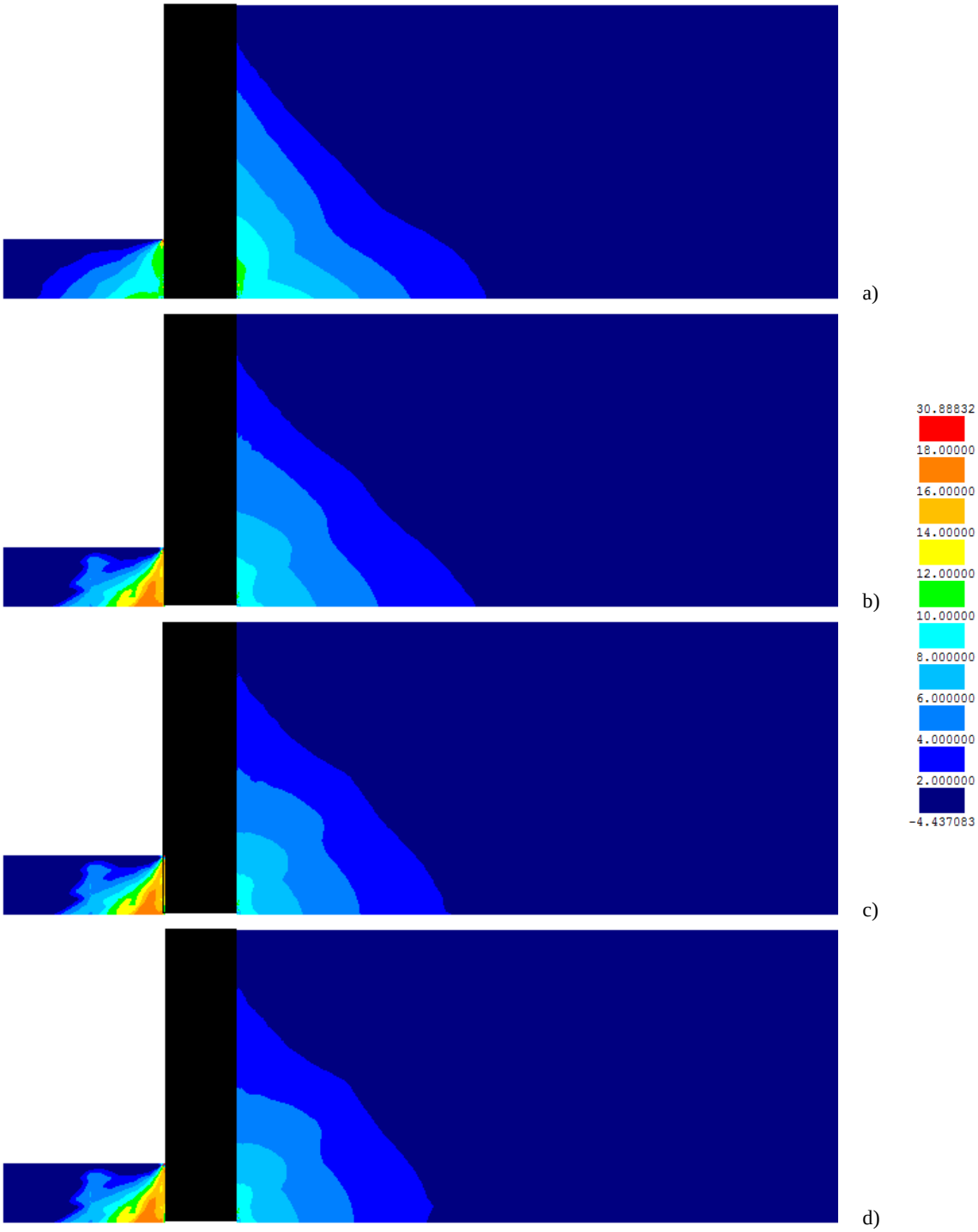


Figura 7.28 – Tensões de corte, τ_{xy}: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

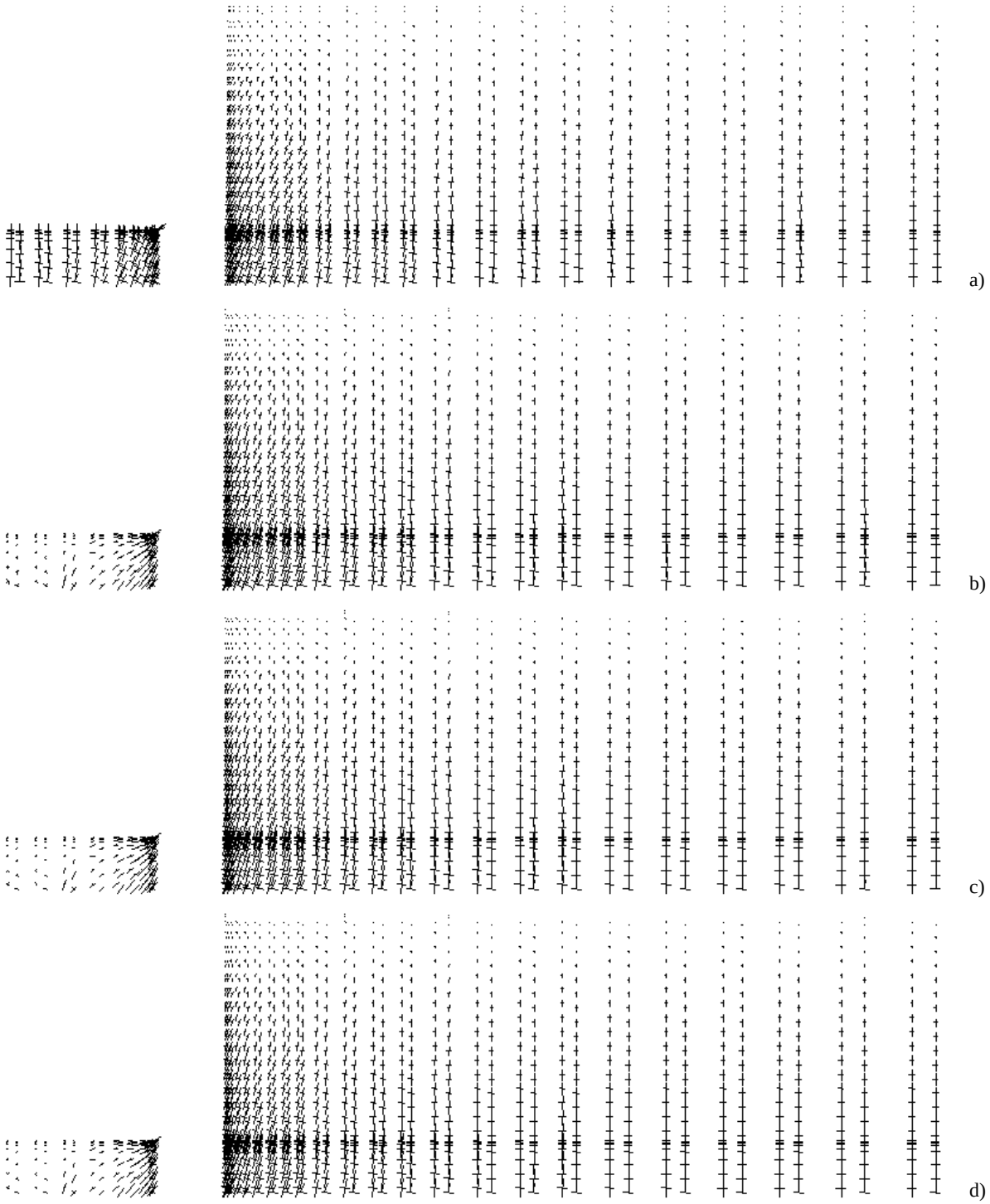


Figura 7.29 – Cruzetas de tensões: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

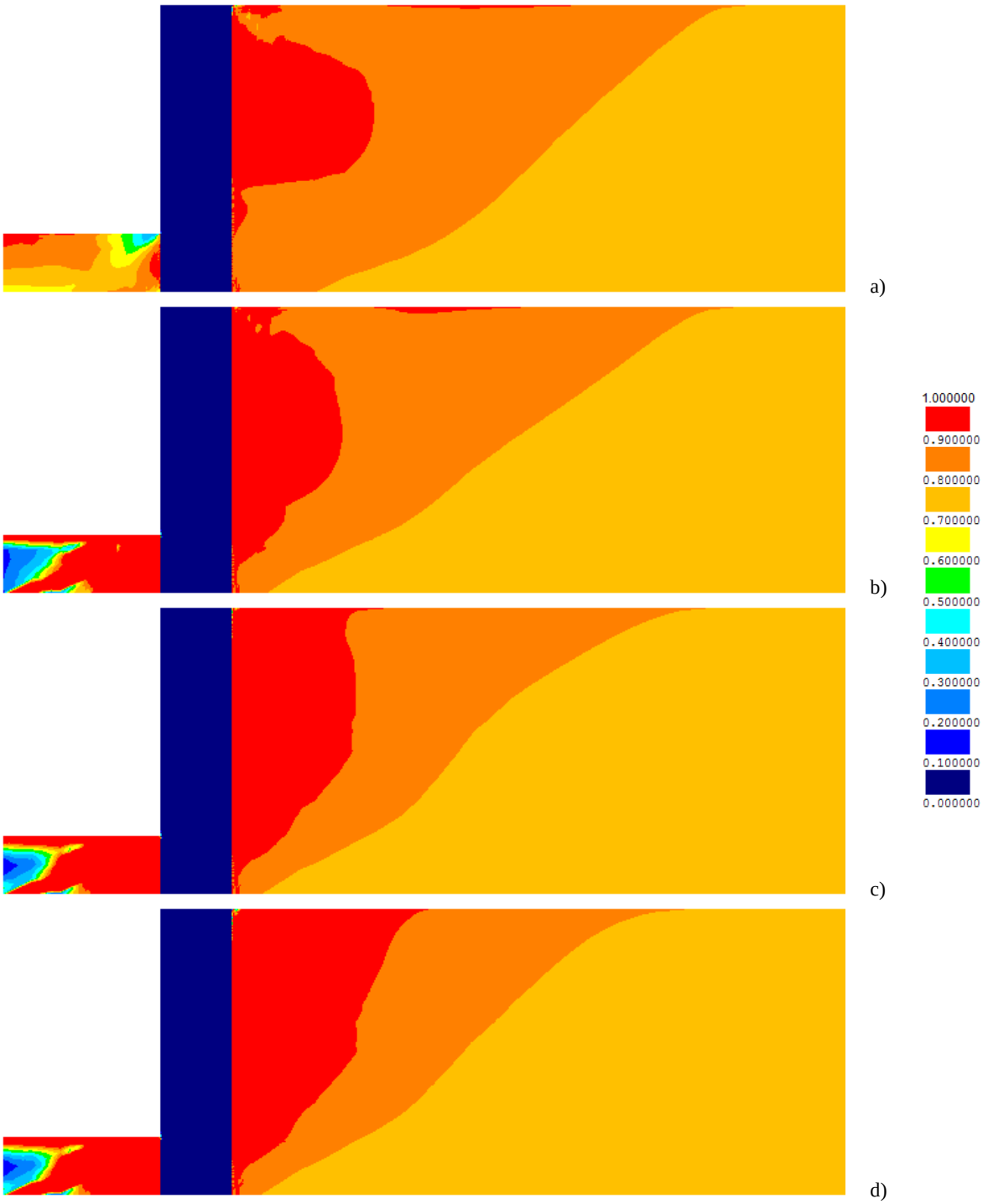


Figura 7.30 – Níveis de tensão: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

7.3.2.3. Movimentos induzidos

Os deslocamentos laterais da parede ao longo do período pós-construção são apresentados na Figura 7.31.

A evolução dos movimentos laterais da parede, devido aos efeitos de consolidação, é praticamente nula. Este facto deve-se à elevada rigidez da estrutura de contenção e ao crescimento quase nulo das pressões de terras na face da cortina do lado suportado (Figura 7.37), excepto na proximidade da base do muro, cujos deslocamentos são impedidos, como foi referido anteriormente.

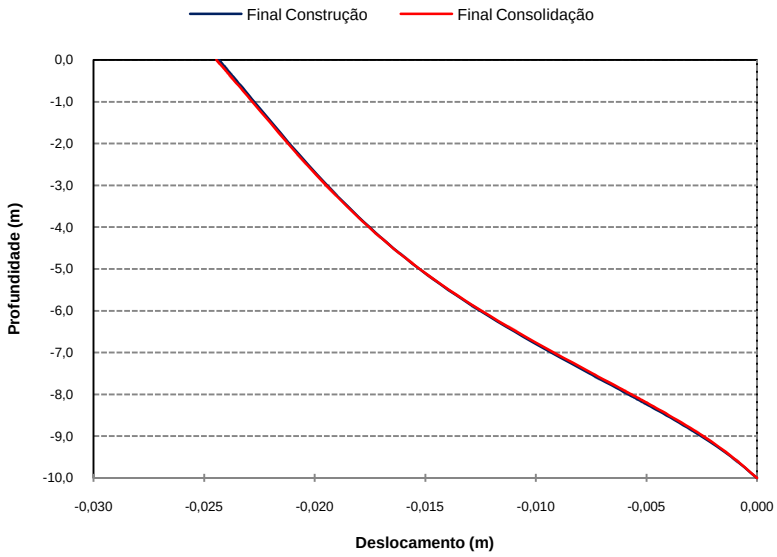


Figura 7.31 – Deslocamentos laterais da parede no fim da construção e no fim da consolidação

Nas Figuras 7.32 e 7.33 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os assentamentos, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação, na superfície do terreno do lado suportado.

Constata-se que tanto os deslocamentos horizontais como os verticais diminuem devido à consolidação do maciço.

A pressão intersticial gerada durante o período de construção tende com a consolidação para o equilíbrio hidrostático. Assim, como durante a construção os excessos de pressão nos poros são negativos, o equilíbrio é atingido pela entrada de água no sistema, que leva à sua expansão, originando movimentos da superfície contrários aos observados no período de construção.

Ambos os deslocamentos sofrem uma diminuição ao longo de toda a extensão da malha, à excepto nas proximidades da parede (dada a rigidez da parede e das escoras que impedem o movimento da parede no sentido do corte).

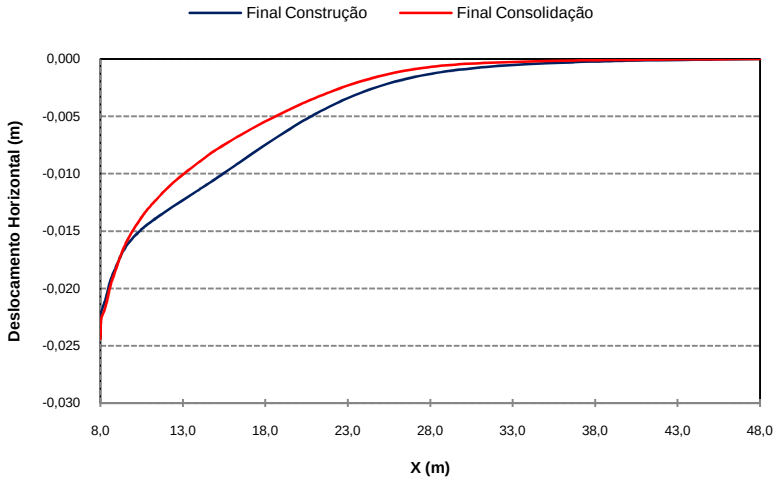


Figura 7.32 – Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no fim da construção e no fim da consolidação

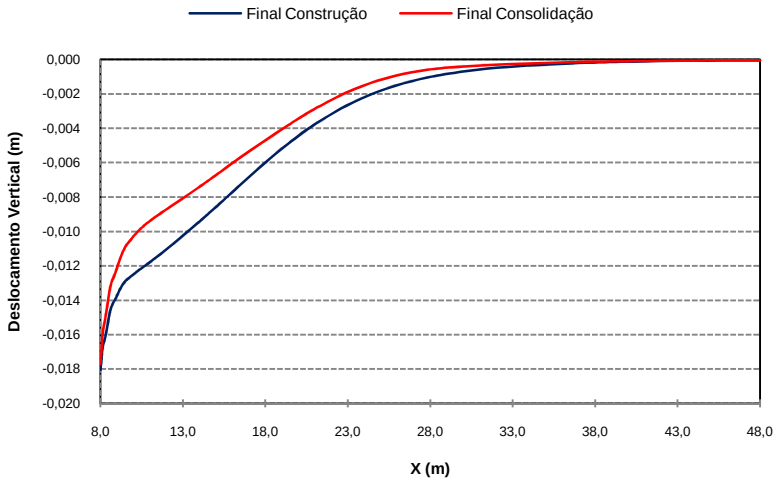


Figura 7.33 – Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no fim da construção e no fim da consolidação

A tendência do levantamento do fundo de escavação ao longo da consolidação, representado na Figura 7.34, é de agravamento à medida que o equilíbrio hidrostático das pressões intersticiais é atingido. Este empolamento do fundo de escavação está directamente associado a fenómenos, já descritos anteriormente, de dissipação de excessos de pressão neutra negativos e diminuição das tensões efectivas.

O deslocamento máximo atingido no final da consolidação (3,51 cm) corresponde a um aumento de 16,7 vezes em relação ao deslocamento máximo registado no final da construção.

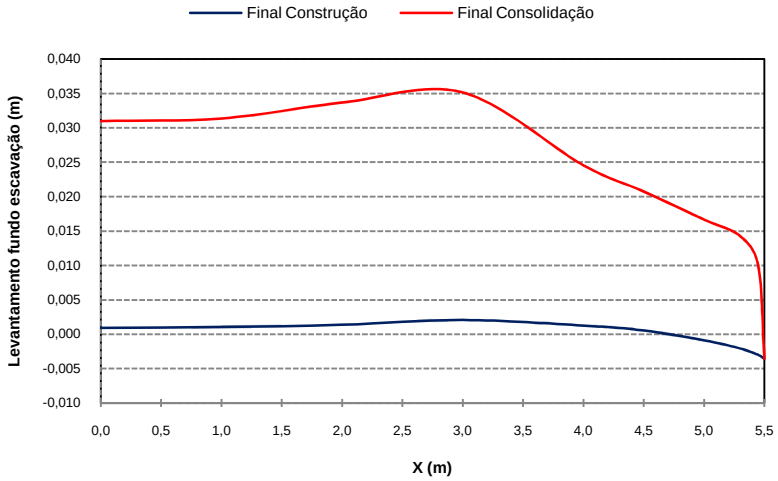


Figura 7.34 – Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação

As evoluções temporais dos valores máximos dos deslocamentos apresentados nas Figuras 7.32 a 7.34 estão representadas nas Figuras 7.35 a 7.37. Estas evoluções dependem de vários parâmetros como a permeabilidade do maciço, os gradientes hidráulicos gerados durante a construção e as condições fronteira. Como as maiores variações ocorrem no inicio da consolidação, optou-se pela utilização de uma escala logarítmica, que permite uma análise mais detalhada.

Os deslocamentos máximos horizontais praticamente não variam durante a escavação, ao contrário dos assentamentos (que também variam pouco, em termos absolutos, como visto anteriormente). Já o levantamento do fundo de escavação sofre uma variação importante durante o processo de consolidação.

Os assentamentos no fim da consolidação são ligeiramente inferiores aos do fim da construção, mas sofrem variações ao longo da consolidação. O maior deslocamento é atingido passado 200 dias do fim da construção, diminuindo depois ao fim da consolidação. As variações observadas são pequenas, não ultrapassando os 5%.

No lado escavado as variações são muito significativas, como observado anteriormente. O levantamento do fundo da escavação prolonga-se até aos 600 dias, estabilizando depois.

Estas diferenças da variação dos deslocamentos no lado escavado e suportado são justificadas pelo facto dos gradientes formados durante a construção serem muito superiores do lado escavado.

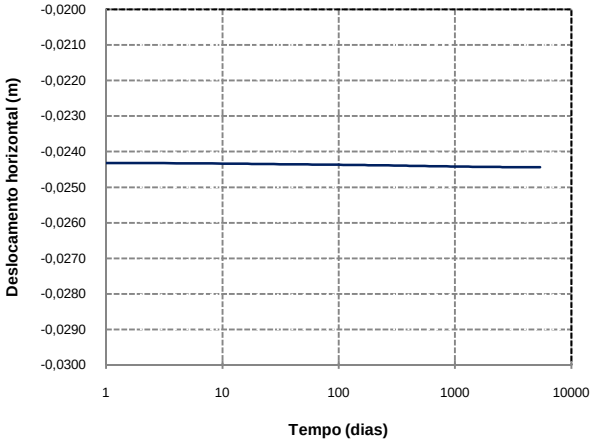


Figura 7.35 – Evolução temporal do deslocamento horizontal máximo da superfície

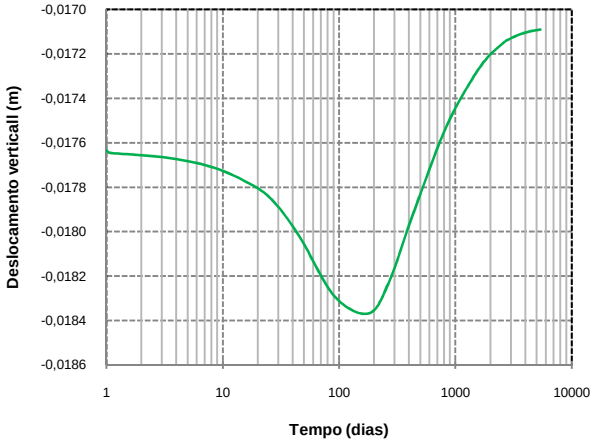


Figura 7.36 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície

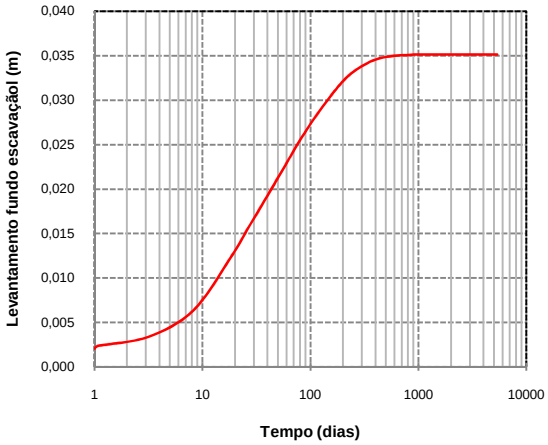


Figura 7.37 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

7.3.2.4. Pressões de terras sobre as faces da parede

As pressões de terras nas faces da parede do lado escavado e do lado suportado apresentam uma evolução distinta (Figura 7.38).

No lado escavado as pressões aumentam pois ao dissiparem-se os excessos de pressão neutra, aumenta a pressão da água, diminuindo por sua vez a tensão média efectiva. Estes fenómenos provocam um aumento de volume que verticalmente se observa pelo empolamento do solo (Figura 7.34) e horizontalmente, como é impedido pela parede, aumenta as pressões na parede.

No lado suportado, tal como explicado anteriormente, o maciço expande devido à entrada de água no sistema, aumentando ligeiramente a pressão das terras sobre a parede

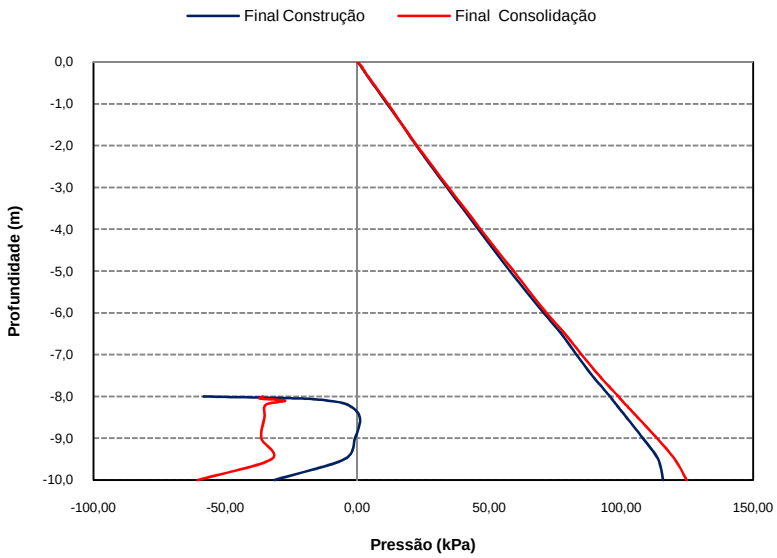


Figura 7.38 – Pressão de terras na parede no fim da construção e no fim da consolidação

7.3.2.5. Evolução dos momentos flectores na parede e das tensões na parede

A evolução dos momentos mobilizados na parede está relacionada com a evolução dos deslocamentos laterais da mesma.

Os momentos no fim da escavação e no fim da consolidação (Figura 7.39) são naturalmente equivalentes pois os deslocamentos da parede para estas duas fases, são também equivalentes.

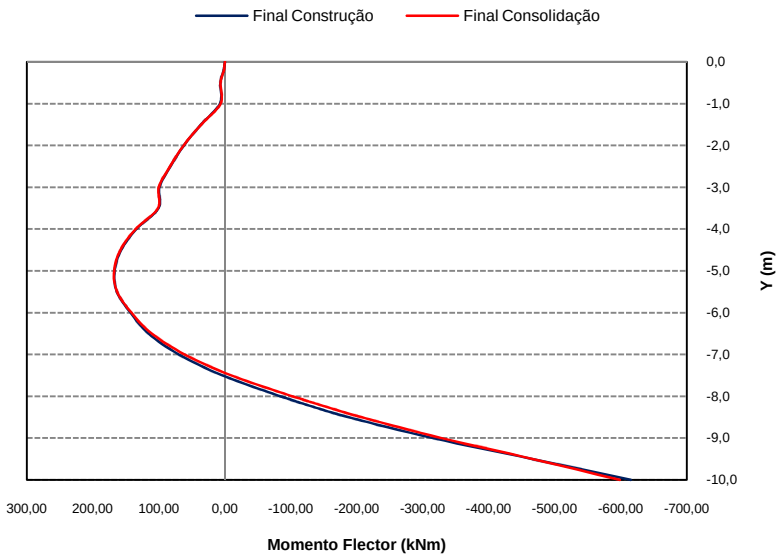


Figura 7.39 – Diagramas de momentos flectores na parede no fim da construção e no fim da consolidação

7.3.2.6. Evolução das tensões verticais na parede

Como os esforços mobilizados na parede não variam significativamente ao longo da consolidação, as tensões verticais que o muro tem que absolver, naturalmente variam pouco, como se pode observar na Figura 7.40. Apenas ao nível da base da escavação (8,0m) é que se observa uma diminuição da tensão no lado suportado, com a mobilização de tracções com valores muito próximos de zero.

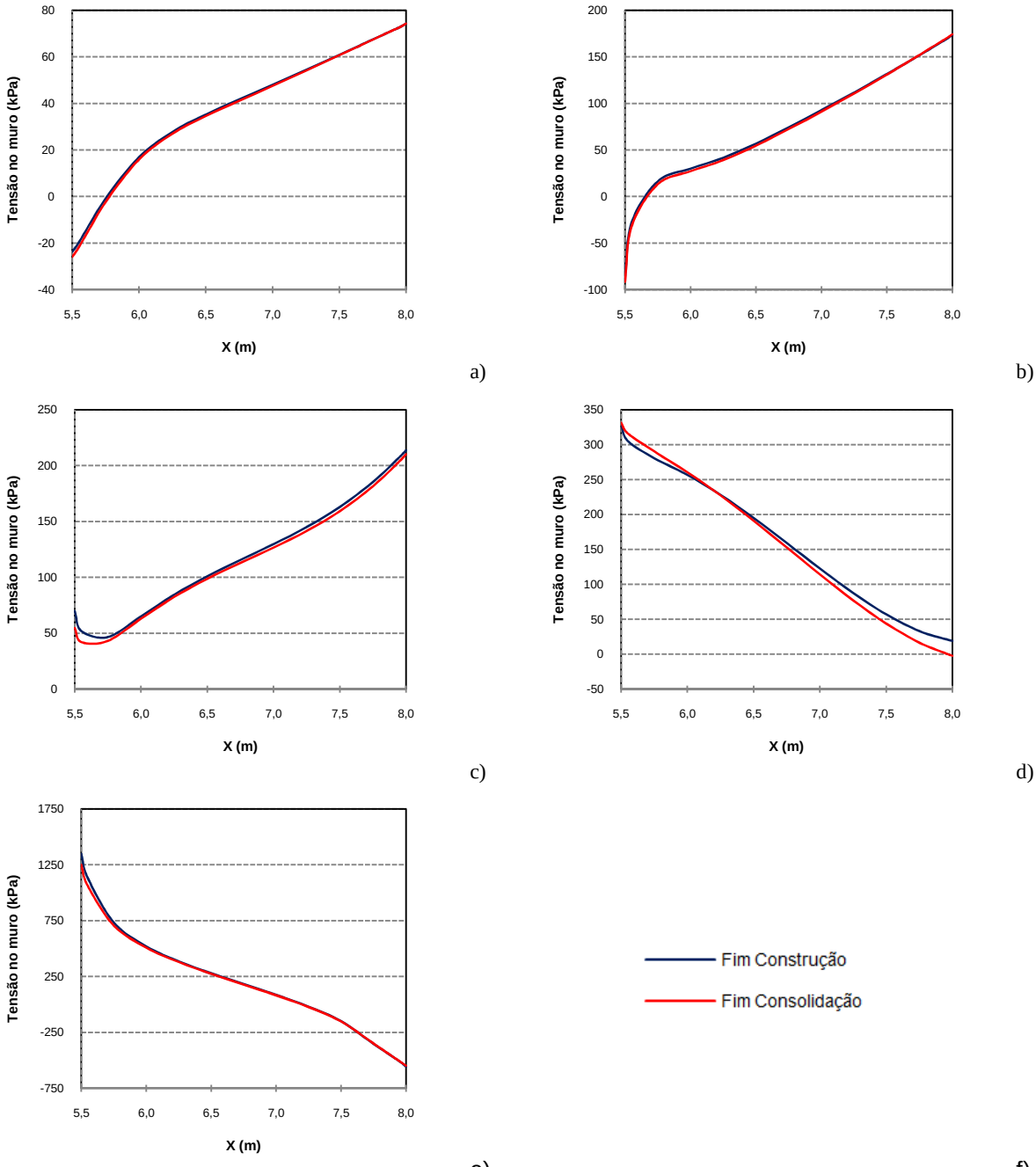


Figura 7.40 – Tensão vertical no muro no fim da construção e no fim da consolidação para diferentes alturas: a) aos 2,0m; b) aos 4,0m; c) aos 6,0m; d) aos 8,0m; e) aos 9,5m

7.3.2.7. Evolução da tensão tangencial na parede

Na Figura 7.41 estão representadas as tensões tangenciais nas faces do muro (acção do solo sobre o muro) no fim da construção e a sua evolução até ao fim da consolidação.

Observa-se, como esperado, a sua variação pois, associada ao processo de consolidação o solo aumenta de volume, quer do lado suportado quer do lado escavado. Este facto provoca levantamento do solo, que origina, durante a consolidação, tensões tangenciais nas faces do muro dirigidas para cima (em ambas as faces do muro). Este facto traduz-se numa redução das tensões tangenciais do lado suportado (que têm o sentido dirigido para baixo no final da construção) e um aumento do lado escavado (cujas tensões têm o sentido dirigido para cima no final da construção).

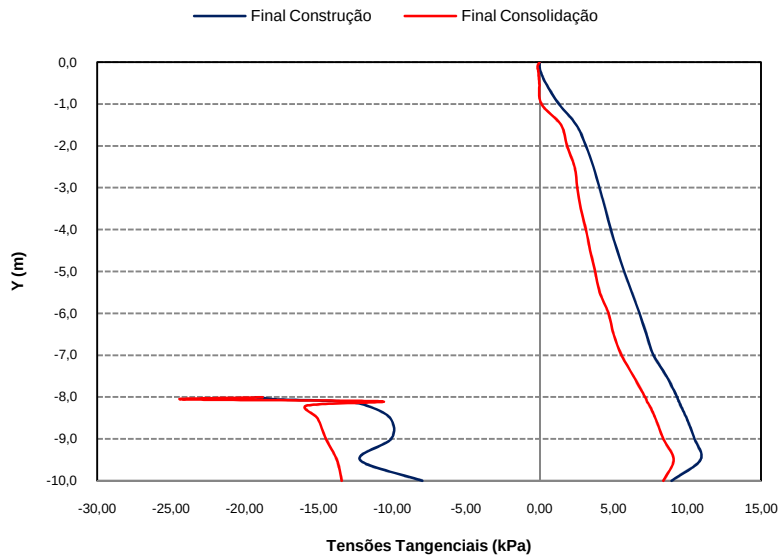


Figura 7.41 – Tensão tangencial nas faces da parede no fim da escavação e no fim da consolidação

7.3.2.8. Evolução dos esforços axiais no escoramento

O efeito da consolidação do maciço não influenciou muito os esforços axiais mobilizados nas escoras, como se mostra na Figura 7.42. A escora 3 sofre um pequeno decréscimo do esforço que pode ser explicado pela maior expansão do maciço do lado escavado, comparando com o lado suportado, levando a um movimento da cortina no sentido contrário ao corte. Já a escora 1 sofre um incremento pois a expansão do maciço suportado comprime a parede no sentido da escavação, aumentando o esforço mobilizado pela escora. A escora 2 não sofre uma alteração merecedora de algum comentário.

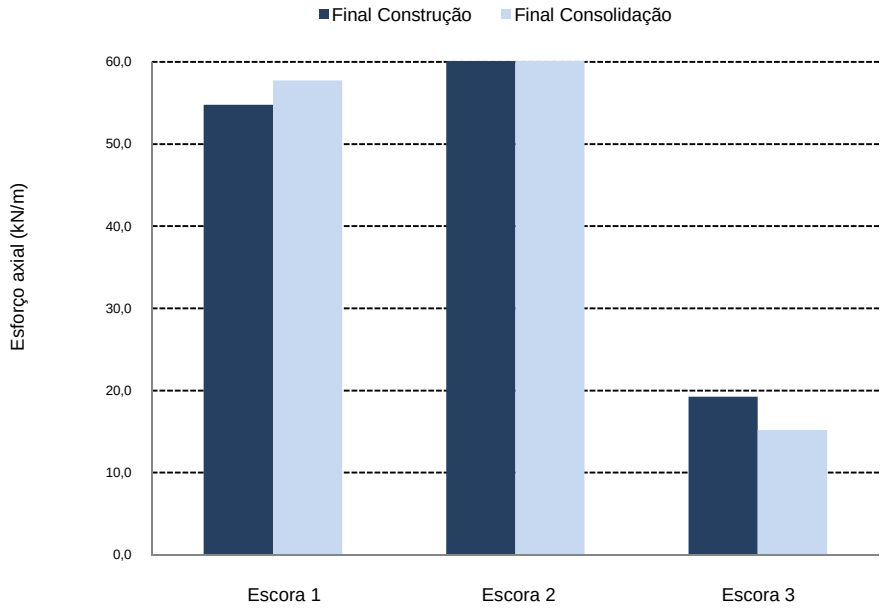


Figura 7.42 – Esforços de compressão no escoramento no fim da construção e no fim da consolidação

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização do presente trabalho pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de escavações em maciços terrosos suportados por paredes de jet grouting.

Em primeiro lugar, foi realizada uma breve descrição dos diversos aspectos da técnica de injecção de solos jet grouting em geral, e das características do solo tratado, em particular, seguindo-se uma breve revisão bibliográfica sobre o dimensionamento de muros de contenção em jet grouting (autoportantes, mono-escorados, multi-escorados).

Com o auxílio de um programa de cálculo automático, baseado no método dos elementos finitos, que permite analisar o fenómeno da consolidação através de uma formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento, analisou-se o comportamento de várias escavações, três em solos arenosos e uma em solo argiloso. Na modelação do comportamento constitutivo dos solos, utilizou-se um modelo elastoplástico baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ). Considerou-se a evolução das principais grandezas desde o início da construção até ao seu final, nas escavações em solos arenosos, e desde o início da construção até ao final do período de consolidação, na escavação em solo argiloso.

Na análise efectuada ao longo deste trabalho, analisou-se quer o comportamento geral do maciço terroso quer o funcionamento da parede de jet grouting.

Para a análise do comportamento em maciços arenosos, recorreu-se à modelação de três escavações distintas, sendo o maciço suportado no primeiro caso por uma parede autoportante, no segundo caso por uma parede mono-escorada e no terceiro caso por uma parede multi-escorada. Foi dada especial ênfase à evolução do estado de tensão no maciço envolvente, dos deslocamentos, dos esforços nos elementos estruturais (muro e escoras), das tensões tangenciais nas faces da parede, das pressões sobre a parede e dos momentos flectores na parede. Fez-se também uma comparação entre a escavação suportada por uma parede autoportante e a escavação suportada pela parede mono-escorada. Estas análises permitem retirar uma série de conclusões, de entre as quais se destacam:

- O processo de escavação provoca um elevado incremento das tensões de corte, nomeadamente nas zonas junto à parede, as quais têm maior significado à medida que a escavação progride;
- O deslocamento lateral do muro caracteriza-se por uma rotação em torno do topo do muro ou de um ponto perto do seu topo (no caso da escavação mono-escorada);
- Verifica-se que as pressões de terra sobre a parede do lado suportado diminuem com a escavação, tendendo para o estado limite activo, aumentando do lado escavado, aproximando-se do estado limite passivo;

- A distribuição das tensões tangenciais nas duas faces da parede mostra a existência das componentes verticais dos impulsos nas faces da parede (devido ao atrito terras-muro), que são em geral favoráveis à segurança do muro em relação aos diferentes estados limites últimos.
- O muro de suporte em jet grouting apresenta um comportamento satisfatório, conseguindo-se limitar as tensões para valores dentro dos limites de resistência do material em causa;
- Os diagramas de deslocamentos observados nas duas soluções, autoportante e mono-escorada, são qualitativamente idênticos, tanto ao nível dos deslocamentos do muro como dos deslocamentos da superfície. No entanto, a utilização de um nível de escoramento permite diminuir a sua magnitude, à excepção dos deslocamentos verticais da superfície;
- Relativamente às tensões verticais, quando é utilizado um nível de escoramento, os esforços de compressão nas secções inferiores do muro diminuem cerca de 10 a 15%. Verifica-se também, nas secções superiores, uma diminuição das tensões verticais ainda mais significativa na face do lado escavado. Esta diminuição das tensões no jet grouting tem que ser controlada para que não haja tracções.

De seguida analisou-se uma escavação num maciço argiloso mole, suportado por uma parede de jet grouting multi-escorada. A análise contemplou o processo de construção, incluindo a escavação e o posterior processo pós-construção, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção.

Analisou-se o comportamento instantâneo e diferido no tempo, tendo sido dado especial enfoque à evolução dos estados de tensão no maciço envolvente, dos excessos de pressão neutra, dos deslocamentos, dos esforços nos elementos estruturais (muro e escoras), das tensões tangenciais nas faces da parede, das pressões sobre a parede e dos momentos flectores na parede.

Desta última análise, as principais conclusões são as seguintes:

- A curto prazo, os valores dos excessos de pressão neutra são negativos praticamente em todo o maciço, sendo, em termos de valores absolutos, mais elevados no maciço subjacente à escavação; após a construção, as variações dos excessos de pressão intersticial são mais significativas do lado escavado;
- O processo de escavação provoca elevados acréscimos da tensão de desvio. A zona junto à parede, em ambos os lados do maciço, regista os maiores aumentos de tensão de corte, aumentando com a profundidade de escavação;
- No lado escavado, existem largas zonas em estado crítico em todas as fases de escavação; Durante a consolidação, quase todo o maciço atinge o estado crítico no final do processo, devido à diminuição da tensão média efectiva nessa zona, ao longo do período de pós-construção;
- No lado suportado, o nível de tensão do maciço aumenta com a escavação, concentrando-se as zonas críticas junto ao muro, na parte superior deste, devido aos maiores deslocamentos do topo do muro. Durante a consolidação, a zona em estado crítico também aumenta, embora ligeiramente, pois a diminuição da tensão média efectiva é pequena;

- Constata-se que tanto os deslocamentos horizontais como os verticais da superfície do maciço do lado suportado diminuem devido à consolidação, e que a tendência de levantamento do fundo de escavação ao longo da consolidação é de agravamento. Como durante a construção os excessos de pressão nos poros são negativos, o equilíbrio hidrostático é atingido pela entrada de água no sistema, o que leva à sua expansão, originando movimentos da superfície do lado suportado contrários aos observados no período de construção;
- As pressões na parede aumentam com a consolidação pois, ao dissiparem-se os excessos de pressão neutra, aumenta a pressão da água, diminuindo por sua vez a tensão média efectiva. Estes fenómenos provocam um aumento de volume que verticalmente se observa pelo empolamento do solo e horizontalmente, como é impedido pela parede, aumenta as pressões na parede;
- As tensões tangenciais nas faces da parede variam depois da construção pois, associada ao processo de consolidação o solo aumenta de volume, quer do lado suportado quer do lado escavado. Este facto provoca levantamento do solo, que origina, durante a consolidação, tensões tangenciais nas faces do muro dirigidas para cima (em ambas as faces do muro), o que se traduz numa redução das tensões tangenciais do lado suportado (que têm o sentido dirigido para baixo no final da construção) e num aumento do lado escavado (cujas tensões têm o sentido dirigido para cima no final da construção).
- As tensões de compressão registadas na parede de jet grouting estão abaixo, com critérios de segurança adequados, dos limites de resistência considerados para o jet grouting. Observa-se, no entanto, a ocorrência de tracções tanto na base do muro (devido às condições fronteira impostas) como na sua parte superior, o que justifica neste caso a necessidade de se utilizar jet grouting armado (com varões de aço ou perfis metálicos).

BIBLIOGRAFIA

Borges, J. L. (1995). *Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Borges, J. L. (1998). *Modelos de Estados Críticos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Costa, P. (2005). *Escavações Escoradas em Solos Argilosos Moles. Análise do Comportamento Considerando os Efeitos da Consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Carreto, J. M. R. (2000). *Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

Esteves, J. (2008). *Paredes de Contenção Mono-escoradas em Solos Argilosos. Análise Considerando Os efeitos da Consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Falcão, J.; Pinto, A.; Pinto, F. (2000). *Casos práticos de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

Fortunato, E. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma contribuição para o seu Dimensionamento.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Soils and Foundations, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers. [citado por Matos Fernandes, 1995].

Marques, D. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mascarenhas, J. (2007). *Sistemas de Construção - Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal, Volume I, Sexta Edição*. Livros Horizonte, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terra*s. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica dos Solos – II volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

O'Rourke, T. D. (1992). *Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay*. Proc International Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK

Pinto, R. (2008). *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Rodrigues, D. (2009). *Jet grouting – Controlo de Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa.* Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.

Racansky, V; Schweiger, H.F.; Thurner, R. (2008). *Analysis of the behavior of buttressed jet grouted retaining wall*. 12th international conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, 2008, Goa, Indian Institute of Technology Bombai Powai, Mumbai, India.

Rowe, P. W. (1956). *Present situation on retaining wall design.* The Structural Engineer, vol. 34, No. 6, pp. 204-217, ICE, London.

Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice. Second Edition*, John Wiley and Sons, Inc. New York.

[1] http://www.spezialtiefbau.bilfinger.de [Consultado em Maio/2009]

[2] Adaptado de http://www.spezialtiefbau.bilfinger.de [Consultado em Maio/2009]

[3] [4] [5] Fundações por microestacas e jet grouting.
http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/EdificiosDeBetao.htm [Consultado em Maio/2009]

[6] Estruturas de Suporte de Terras – Muros de Gravidade e Cortinas.
http://engenium.wordpress.com/2007/07/02/estruturas-de-suporte-de-terras-muros-de-gravidade-e-cortinas/ [Consultado em Julho/2009]